

**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΥΠΟΒΡΥΧΙΩΝ
ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΓΩΓΩΝ»**

ΦΑΡΑΖΑΚΗ Κ. ΜΑΡΙΑ

Τριμελής Επιτροπή:

Τσομπανάκης Ιωάννης (Επιβλέπων)

Καρατζάς Γεώργιος

Προβιδάκης Κωνσταντίνος

ΧΑΝΙΑ, 2013

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Πρώτα απ' όλους, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, Καθηγητές κ. Γεώργιο Καρατζά και κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και τις παρατηρήσεις τους.

Ευχαριστώ τους φίλους μου Χαρά Σηφάκη και Λεωνίδα Κουτσέλλη για την ηθική υποστήριξή τους. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Κώστα και Ελένη Φαραζάκη για την υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Μαρία Φαραζάκη

Χανιά, Οκτώβριος 2013

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	i
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ	ii
1. ΑΓΩΓΟΙ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ ΣΤΗΝ ΕΥΡΥΤΕΡΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΗΣ ΜΕΣΟΓΕΙΟΥ	1
1.1. Γενικά στοιχεία.....	1
1.2. Αδριατικός αγωγός φυσικού αερίου	3
1.3. Μεταφορά φυσικού αερίου με υποβρύχιο αγωγό στην περιοχή της Κύπρου	5
1.4. Μεταφορά φυσικού αερίου με υποβρύχιο αγωγό στην περιοχή της Κασπίας	8
1.5. Τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών	10
1.6. Χαρακτηριστικά της Μεσογείου	12
2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΓΩΓΩΝ	18
2.1. Εισαγωγή.....	18
2.1.1. Ισχυρή εδαφική κίνηση	20
2.1.1.1. Σεισμικά κύματα.....	21
2.1.1.2. Πλάτος της εδαφικής κίνησης.....	23
2.1.1.3. Συχνότητα της ισχυρής εδαφικής κίνησης.....	25
2.1.1.4. Διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης	25
2.1.2. Ρευστοποίηση εδάφους.....	28
2.1.2.1. Διαδικασία ρευστοποίησης εδάφους.....	28
2.1.2.2. Μηχανισμοί πρόκλησης ρευστοποίησης	29
2.1.2.3. Μέτρηση της ρευστοποίησης	30
2.1.3. Σεισμικές κατολισθήσεις.....	31
2.1.3.1. Είδη κατολισθήσεων	31
2.1.3.2. Μηχανισμοί πρόκλησης κατολισθήσεων.....	31
2.1.4. Μετακινήσεις σεισμικών ρηγμάτων	32
2.2. Περιστατικά αστοχιών δικτύων αγωγών	35
2.2.1. Σεισμός Kobe	35
2.2.1.1. Γενικά στοιχεία.....	35
2.2.1.2. Συμπεριφορά υπόγειων αγωγών	36
2.2.2. Σεισμός Northridge.....	44
2.2.2.1. Γενικά στοιχεία.....	44
2.2.2.2. Συμπεριφορά θαμμένων αγωγών.....	46

2.2.3.	Σεισμός San Fernando	50
2.2.3.1.	Γενικά στοιχεία	50
2.2.3.2.	Συμπεριφορά θαμμένων αγωγών	50
3.	ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΔΙΚΤΥΑ ΑΓΩΓΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ.....	55
3.1.	Το πρότυπο ISO 19901	55
3.1.1.	Γενικά στοιχεία	55
3.1.2.	Αρχές και κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού	56
3.1.3.	Απλουστευμένη προσέγγιση.....	59
3.1.4.	Λεπτομερής προσέγγιση σεισμικού γεγονότος	64
3.2.	Ευρωκώδικας 8.....	69
3.2.1.	Γενικά στοιχεία	69
3.2.2.	Γενικοί κανόνες.....	70
3.2.3.	Ειδικό κανόνες για θαμμένους αγωγούς	75
3.2.4.	Θαμμένοι αγωγοί σε σταθερό έδαφος	77
3.2.5.	Θαμμένοι αγωγοί και ρήγματα	77
4.	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	80
4.1.	Προσομοίωση αγωγών για μετακίνηση ρήγματος	80
4.2.	Παράδειγμα αναφοράς.....	83
4.3.	Παραμετρική διερεύνηση	88
4.3.1.	Αποτελέσματα διδιάστατης προσομοίωσης (2-Δ).....	90
4.3.2.	Αποτελέσματα τριδιάστατης προσομοίωσης (3-Δ)	110
4.4.	Σύγκριση αποτελεσμάτων.....	137
4.4.1.	Σύγκριση αποτελεσμάτων διδιάστατης προσομοίωσης.....	137
4.4.2.	Σύγκριση αποτελεσμάτων τριδιάστατης προσομοίωσης	138
4.4.3.	Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ διδιάστατης και τριδιάστατης μορφής.....	138
5.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	140
6.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	143
6.1.	Ελληνική βιβλιογραφία	143
6.2.	Διεθνής βιβλιογραφία	144
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	147
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β	158

ΑΓΩΓΟΙ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ ΣΤΗΝ ΕΥΡΥΤΕΡΗ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΗΣ ΜΕΣΟΓΕΙΟΥ

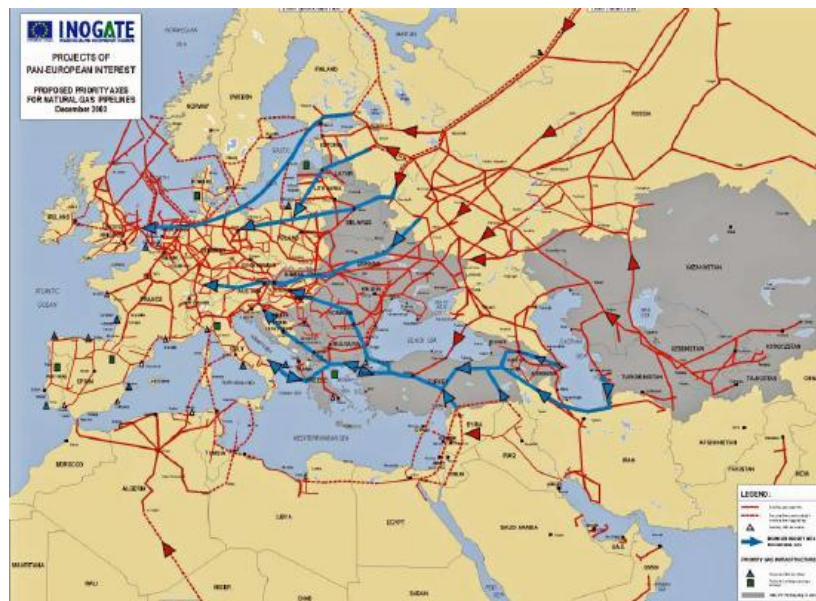
1.1 Γενικά στοιχεία

Παρότι στις τελευταίες δεκαετίες καταβάλλεται έντονη προσπάθεια για την ανάπτυξη των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας, η βιομηχανία του πετρελαίου και του φυσικού αερίου παραμένουν οι κύριες πηγές ενέργειας σε όλο τον κόσμο έχοντας ως αποτέλεσμα την αναζήτηση νέων κοιτασμάτων υδρογονανθράκων τόσο στη στεριά όσο και στη θάλασσα.

Μέχρι σήμερα η μεταφορά φυσικού αερίου στην κεντρική και βόρεια Ευρώπη πραγματοποιείται κυρίως με χερσαίες σωληνώσεις από την κεντρική Ασία και δευτερευόντως με υγροποιημένο φυσικό αέριο (LNG), όμως λόγω των ολοένα αυξανόμενων απαιτήσεων σε ενέργεια, θεωρείται απαραίτητη επιπρόσθετη μεταφορά μεγάλων ποσοτήτων υδρογονανθράκων από χώρες της Ανατολικής Μεσογείου, της Μέσης Ανατολής και της Βόρειας Αφρικής. Για την επίτευξη της συγκεκριμένης μεταφοράς υδρογονανθράκων είναι αναγκαία η χρήση δικτύων υποβρύχιων αγωγών. Στην Εικόνα 1.1 απεικονίζονται υπάρχουσες αλλά και προγραμματισμένες χερσαία και υποθαλάσσια δίκτυα στην Ευρώπη και τη βόρεια Αφρική, ενώ στην Εικόνα 1.2 παρουσιάζονται τα υφιστάμενα και τα μελλοντικά δίκτυα στην ευρύτερη περιοχή ενδιαφέροντος της χώρας μας τόσο το 2003, όσο και πιο πρόσφατα (2012).

Εφόσον η περιοχή της Μεσογείου χαρακτηρίζεται από μεσαία έως υψηλή σε πολλές περιοχές σεισμικότητα, και επειδή υπάρχουν μεγάλα σεισμικά ρήγματα στη στεριά και στη θάλασσα, το δίκτυο των υποβρύχιων αγωγών πρέπει να

σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφευχθούν πιθανά ατυχήματα όπως εκρήξεις, πυρκαγιές, διαρροές, καθώς και να μετριαστούν οι καταστροφικές συνέπειες που μπορούν να προκύψουν από αυτά. Επομένως, θεωρείται αναγκαίος ο καθορισμός και η ποσοτικοποίηση των πιθανών κινδύνων που σχετίζονται με τον σεισμικό κίνδυνο, όπως είναι η ισχυρή εδαφική κίνηση, η ρευστοποίηση του εδάφους, οι κατολισθήσεις, τα ενεργά ρήγματα και σε μερικές περιπτώσεις τα τσουνάμι.



Εικόνα 1.1: Υπάρχουσες και προγραμματισμένες συνδέσεις δικτύων αγωγών φυσικού αερίου στην Ευρώπη και στη βόρεια Αφρική το 2003 και το 2012 (Πηγή: Σαμαράς, 2013).

1.2 Αδριατικός αγωγός φυσικού αερίου

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον για την Ελλάδα παρουσιάζει η κατασκευή του Αδριατικού αγωγού φυσικού αερίου (TAP), ο οποίος θα συμβάλει στη μεταφορά του φυσικού αερίου από την Κασπία μέχρι τα Βαλκάνια και τη Νοτιοανατολική Ευρώπη. Επίσης με την κατασκευή του συγκεκριμένου δικτύου αγωγών θα παρέχεται ενέργεια σε έως και 7 εκατομμύρια νοικοκυριά μεταφέροντας 10 δισ. κυβικά μέτρα φυσικού αερίου ετησίως, ενώ έχει σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε η μεταφορική του ικανότητα να επεκταθεί στα 20 δισ. κυβικά μέτρα φυσικού αερίου ετησίως.



Εικόνα 1.2: Διαδρομή του φυσικού αερίου από την πηγή του προς τα τελικά σημεία διάθεσης στην ευρύτερη περιοχή ΝΑ Μεσογείου έως και Κασπίας Θάλασσας (Πηγή: Τσαλακός, 2013), και λεπτομέρεια του σχεδιάζομενου αγωγού Κύπρου-Κρήτης (Πηγή: Σαμαράς, 2013).

Η πηγή του φυσικού αερίου είναι το κοίτασμα Shah Deniz II στο Αζερμπαϊτζάν, και το φυσικό αέριο θα μεταφέρεται τόσο με χερσαίους όσο και με υποθαλασσίους αγωγούς μέσω της Ελλάδας και της Αλβανίας και θα διασχίζει την Αδριατική για να περάσει από εκεί στη νότια Ιταλία και στη Δυτική Ευρώπη. Στην Εικόνα 1.2 παρουσιάζονται τα δίκτυα αγωγών που θα μεταφέρουν το φυσικό αέριο από το Αζερμπαϊτζάν προς τα τελικά σημεία διάθεσής του. Ο Αδριατικός αγωγός φυσικού αερίου θα ξεκινάει από τους Κήπους στα σύνορα της Ελλάδας με την Τουρκία, όπου και θα διασυνδεθεί με τον Trans Anatolian Pipeline (TANAP).

Η συνολική διαδρομή που πρόκειται να διασχίσει ο αγωγός TAP έχει συνολικό μήκος 870km. Το χερσαίο τμήμα του αγωγού που θα βρίσκεται στην Ελλάδα έχει μήκος περίπου 550km, ενώ το αντίστοιχο στην Αλβανία περίπου 210km, όπου και θα βρίσκεται και στο μεγαλύτερο υψόμετρο (1800m). Το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού που θα τοποθετηθεί στην Αδριατική Θάλασσα έχει μήκος 105km με το βαθύτερο σημείο στα 810m, ενώ το παράκτιο τμήμα στην Ιταλία θα είναι ίσο περίπου με 5km. Επιπροσθέτως, το χερσαίο τμήμα του αγωγού θα έχει διάμετρο 1,2 μέτρα, ενώ η διάμετρος του υποθαλάσσιου τμήματος θα ισούται με 0,91 μέτρα και με πάχος του ατσάλινου τοιχώματος από 17,5 έως 31mm και από 21 έως 34mm αντίστοιχα. Στην Εικόνα 1.3 παρουσιάζεται η διαδρομή που θα ακολουθεί ο αγωγός TAP.



Εικόνα 1.3: Διαδρομή του Αδριατικού Αγωγού φυσικού αερίου (Πηγή: <http://www.trans-adriatic-pipeline.com/gr/tap-project/route/>)

1.3 Μεταφορά φυσικού αερίου με υποβρύχιο αγωγό στην περιοχή της Κύπρου

Ακόμα ένα πρόσφατο και ενδιαφέρον -από όλες τις πλευρές- παράδειγμα μελλοντικής κατασκευής δικτύου υποβρύχιων αγωγών παρατηρείται στην περιοχή της Κύπρου, όπου εντοπίστηκαν κοιτάσματα φυσικού αερίου στα θαλάσσια τμήματα της Αποκλειστικής Οικονομικής της Ζώνης (ΑΟΖ). Σύμφωνα με τη Διεθνή Συνθήκη του ΟΗΕ περί Ναυτικού Δικαίου (1982), η αποκλειστική οικονομική ζώνη (ΑΟΖ) θεωρείται 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. Στην Εικόνα 1.4 παρουσιάζονται τα θαλάσσια οικόπεδα στην περιοχή της Κύπρου.

Για την επιβεβαίωση της ύπαρξης των κοιτασμάτων φυσικού αερίου θεωρήθηκαν απαραίτητες σεισμικές διασκοπήσεις. Στο πλαίσιο του πρώτου γύρου αδειοδότησης, ο οποίος αφορούσε όλα τα θαλάσσια κοιτάσματα (εκτός των οικοπέδων αρ. 1 και 13), εντοπίστηκε από τη Noble Energy τεράστιος όγκος κοιτασμάτων φυσικού αερίου στο θαλάσσιο οικόπεδο αρ. 12 στην ΑΟΖ της Κύπρου, γεννώντας προσδοκίες για την ύπαρξη υδρογονανθράκων και στα υπόλοιπα θαλάσσια οικόπεδα. Το Δεκέμβριο του 2011 δημοσιοποιήθηκε ότι ο όγκος των κοιτασμάτων στο θαλάσσιο οικόπεδο 12 κυμαίνεται από 5 έως 8 τρισεκατομμύρια κυβικά πόδια (tcf).

Ταυτόχρονα, εντοπίστηκε όγκος κοιτασμάτων φυσικού αερίου από το Ισραήλ 9 tcf και 16 tcf στα οικόπεδα Ταμάρ και Λεβιάθαν, αντίστοιχα. Επίσης εκτιμάται από την Αμερικάνικη Γεωλογική Υπηρεσία ύπαρξη 122 tcf φυσικού αερίου και 1,7 δισ. βαρελιών πετρελαίου στη λεκάνη της Λεβαντίνης στην Ανατολική Μεσόγειο. Στο πλαίσιο του δεύτερου γύρου αδειοδότησης χορηγήθηκε άδεια διερεύνησης για την ύπαρξη φυσικού αερίου στα τεμάχια 2, 3, 9, και 9, από τις εταιρείες ENI (ιταλική), KOGAS (νοτιοκορεάτικη), Novatek (ρωσική) και GP Global Resources (ρωσική).



Εικόνα 1.4: Θαλάσσια οικόπεδα της Αποκλειστικής Οικονομικής της Ζώνης (ΑΟΖ) της Κύπρου (Πηγή: Αρχή Ανάπτυξης Ανθρώπινου Δυναμικού Κύπρου, 2011) και πιθανή διασύνδεση με γειτονικές χώρες (Ισραήλ, Ελλάδα, κλπ) Κύπρου (Πηγή: Σαμαράς, 2013).

Για την αξιοποίηση των παραπάνω κοιτασμάτων πρέπει να ακολουθηθούν τα παρακάτω στάδια. Ως αρχικό στάδιο θεωρείται η εξερεύνηση μιας περιοχής για τον εντοπισμό υποθαλάσσιων κοιτασμάτων φυσικού αερίου, είτε με τη χρήση σεισμικών, είτε μη σεισμικών μεθόδων. Σύμφωνα με τη σεισμική ανάκλαση χρησιμοποιούνται ηχοβολιστικά πλοία τα οποία σαρώνουν τη θαλάσσια περιοχή και δημιουργούν κύματα με κανόνια πεπιεσμένου αέρα, τα οποία μετά από την ανάκλασή τους στο βυθό ανιχνεύονται από σειρές υδροφώνων που ρυμουλκεί το πλοίο. Με αυτόν τον τρόπο γίνεται εφικτή η αναπαράσταση τόσο των υποθαλάσσιων σχηματισμών όσο και των γεωλογικών μορφωμάτων. Σύμφωνα με τις μη σεισμικές μεθόδους, χρησιμοποιούνται μαγνητικές μετρήσεις και μετρήσεις βαρύτητας οι οποίες αφορούν τις μεταβολές που παρατηρούνται στο μαγνητικό

πεδίο καθώς και στο πεδίο βαρύτητας της γης λόγω της διαφορετικής μαγνητικής διαπερατότητας και πυκνότητας των πετρωμάτων. Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα των παραπάνω μεθόδων συνδυάζονται έχοντας ως αποτέλεσμα τη λεπτομερή απεικόνιση των υποθαλάσσιων σχηματισμών.

Στο επόμενο στάδιο, πρέπει να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητες γεωτρήσεις στην περιοχή εντοπισμού του υποθαλάσσιου φυσικού αερίου. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιείται μια κινητή εγκατάσταση για τη διενέργεια των γεωτρήσεων. Στη συνέχεια πρέπει να πραγματοποιηθεί η διαδικασία της εξόρυξης του φυσικού αερίου. Για τη διαδικασία αυτή, η εγκατάσταση παραγωγής και επεξεργασίας ρυμουκείται στην περιοχή εντοπισμού των κοιτασμάτων φυσικού αερίου, ενώ τοποθετούνται υποθαλάσσια συστήματα παραγωγής στην κάθε γεώτρηση και στους αγωγούς που το μεταφέρουν από τις γεωτρήσεις σε κεντρικούς κόμβους στο βυθό. Εφόσον ολοκληρωθεί η σύνδεση των γεωτρήσεων με την πλατφόρμα, το φυσικό αέριο μεταφέρεται σε αυτή και τελικά διοχετεύεται στον υποθαλάσσιο αγωγό για τη μεταφορά του στις χερσαίες εγκαταστάσεις στις οποίες υγροποιείται ή μεταφέρεται αλλού μέσω των δικτύων αγωγών.

Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί η σημασία της επιλογής της διαδρομής του υποθαλάσσιου αγωγού, καθώς και η κατασκευή και η συγκόλληση των τμημάτων του. Για την κατασκευή των σωληνώσεων προστίθεται ειδική προστασία από τη σκουριά καθώς και αύξηση της αντοχής τους και της θερμομόνωσής τους. Για τη μεταφορά αγωγών με μεγάλες διαμέτρους στην περιοχή όπου πρόκειται να τοποθετηθούν, χρησιμοποιούνται ειδικά σκάφη πόντισης υποθαλάσσιων αγωγών στα οποία γίνεται η συγκόλλησή τους. Για τη μεταφορά μικρών διαμέτρων και εύκαμπτων αγωγών, η συγκόλλησή τους πραγματοποιείται σε χερσαίες εγκαταστάσεις, και αφού τυλιχτούν σε καρούλι μεταφέρονται στο σκάφος πόντισης και ξετυλίγονται κατά τη διάρκεια της πόντισης του αγωγού. Το φυσικό αέριο από το θαλάσσιο οικόπεδο 12 πρόκειται να μεταφερθεί υποθαλάσσια μέσω αγωγού, με μήκος περίπου 200km, στο Βασιλικό.

1.4 Μεταφορά φυσικού αερίου με υποβρύχιο αγωγό στην περιοχή της Κασπίας

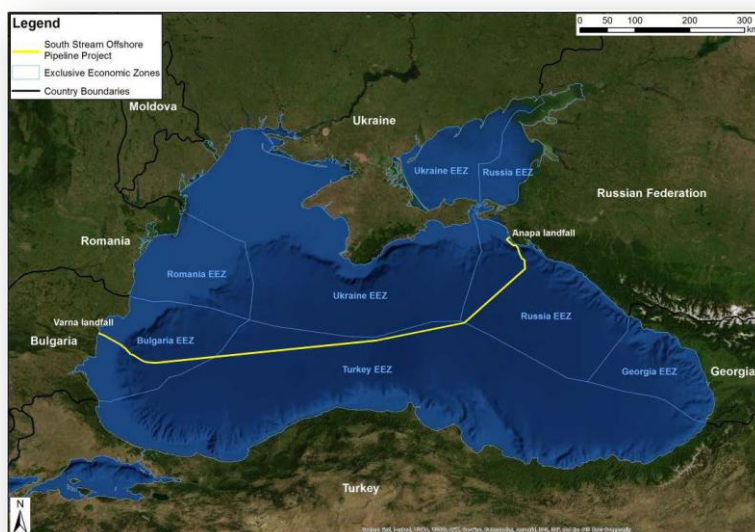
Δίκτυο υποθαλάσσιων αγωγών πρόκειται να χρησιμοποιηθεί και για τη μεταφορά φυσικού αερίου από τη Ρωσία προς την Κεντρική και Βορειοανατολική Ευρώπη, το οποίο θα διασχίζει περίπου 930km εντός της Μαύρης Θάλασσας. Το συγκεκριμένο δίκτυο πρόκειται να ξεκινάει από τη Ρωσική ακτή κοντά στην Ανάπα και να καταλήγει στη Βουλγαρική ακτή κοντά στη Βάρνα, όπου θα συνδέεται με χερσαίους αγωγούς για τη διανομή του στις υπόλοιπες Ευρωπαϊκές χώρες. Τα δίκτυο των υποθαλάσσιων αγωγών θα αποτελείται από τέσσερα γειτονικά και παράλληλα τμήματα αγωγών διαμέτρου 813mm, το κάθε τμήμα εκ των οποίων θα έχει μέγιστη παροχή ροής 15,75 δις. κυβικά μέτρα το χρόνο και μέγιστη πίεση σχεδιασμού ίση με 300bar. Στην Εικόνα 1.5 παρουσιάζεται τα δίκτυα των χερσαίων και των υποθαλάσσιων αγωγών της εν λόγω περιοχής.



Εικόνα 1.5: Δίκτυα χερσαίων και υποθαλάσσιων αγωγών από τη Ρωσία προς την Κεντρική και Βορειοανατολική Ευρώπη (Πηγή: South Stream Offshore Pipeline).

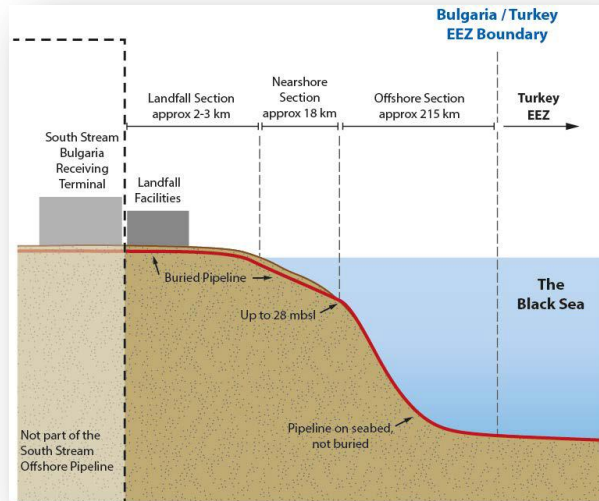
Το υποθαλάσσιο τμήμα του έργου εκτείνεται περίπου 236km σε μήκος από τα σύνορα μεταξύ της Βουλγαρικής ΑΟΖ και της Τουρκικής ΑΟΖ, σε μια παραλιακή τοποθεσία περίπου 11km νότια της πόλης της Βάρνας. Από τα παραπάνω 236km,

περίπου 210km τοποθετούνται εντός της Βουλγαρικής ΑΟΖ, 23km βρίσκονται μέσα σε βουλγαρικά χωρικά ύδατα, και περίπου 3km είναι τοποθετημένα στην ξηρά. Οι αγωγοί πρόκειται να τοποθετηθούν αμέσως στον πυθμένα της θάλασσας, σε απόσταση 18km από τη βουλγαρική ακτή και σε βάθος 28m. Στην Εικόνα 1.6 παρουσιάζεται το δίκτυο των υποθαλάσσιων αγωγών μεταξύ της Ρωσίας και της Βουλγαρίας.



Εικόνα 1.6: Δίκτυο υποθαλάσσιων αγωγών μεταξύ της Ρωσίας και της Βουλγαρίας (Πηγή: South Stream Offshore Pipeline).

Το τμήμα του έργου που βρίσκεται κοντά στην ακτή ξεκινάει σε απόσταση 18km από τη βουλγαρική ακτή και βάθους 28m, και εκτείνεται σε απόσταση περίπου 2.2km διασχίζοντας την Παραλία Pasha Dere. Σε αυτήν την απόσταση ο αγωγός μπορεί είτε να είναι σε βάθος περίπου 2,5m, είτε να είναι τοποθετημένος στον πυθμένα. Τέλος, ο εν λόγω αγωγός στο παράκτιο τμήμα του συνδέεται με τη στεριά με θαμμένο αγωγό, ο οποίος επεκτείνεται στην ενδοχώρα ως τις μόνιμες χερσαίες εγκαταστάσεις. Τα προαναφερθέντα τμήματα απεικονίζονται στην Εικόνα 1.7.

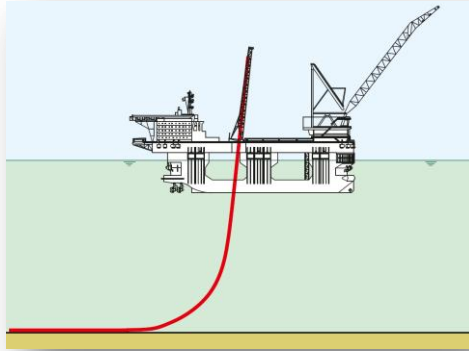


Εικόνα 1.7: Τοποθέτηση του αγωγού ανάλογα το τμήμα του έργου(Πηγή: South Stream Offshore Pipeline)

1.5 Τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών

Όσον αφορά στην εγκατάσταση των υποθαλάσσιων αγωγών, πραγματοποιείται με ειδικό σκάφος τοποθέτησης αγωγών ενδιάμεσα ή σε πιο μεγάλα βάθη. Στην πρώτη περίπτωση η τοποθέτηση του αγωγού λαμβάνει μέρος σε ένα εύρος βάθους από 20 έως 600m και η εγκατάσταση του αγωγού γίνεται με τη μέθοδο S-Lay, ενώ το σκάφος είναι είτε ακυροβολημένο είτε δυναμικά τοποθετημένο. Στην περίπτωση των βαθιών νερών -δηλαδή για βάθος μεγαλύτερο από 300m- χρησιμοποιείται σκάφος πόντισης των αγωγών και η εγκατάστασή τους μπορεί να πραγματοποιηθεί είτε με την S-Lay, είτε με την J-Lay μέθοδο.

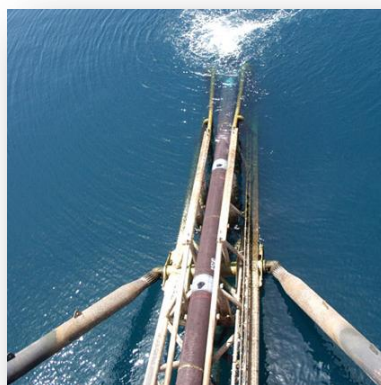
Σύμφωνα με τη J-Lay μέθοδο, οι σωλήνες συναρμολογούνται και συγκολλούνται κάθετα σε έναν πύργο ο οποίος έχει ανεγερθεί στο κέντρο ή στην πλευρά του σκάφος πόντισης αγωγών. Καθώς η πλατφόρμα κινείται προς τα εμπρός, οι αρθρώσεις του αγωγού χαμηλώνουν προς τα κάτω σχηματίζοντας το γράμμα J από το σημείο έναρξης τα κάτω προς τον πυθμένα της θάλασσας. Στην Εικόνα 1.8 παρουσιάζεται η J-Lay μέθοδος. Στη συνέχεια, παρατίθενται στις Εικόνες 1.9 έως 1.11 χαρακτηριστικά στιγμιότυπα από την καθέλκυση και τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών.



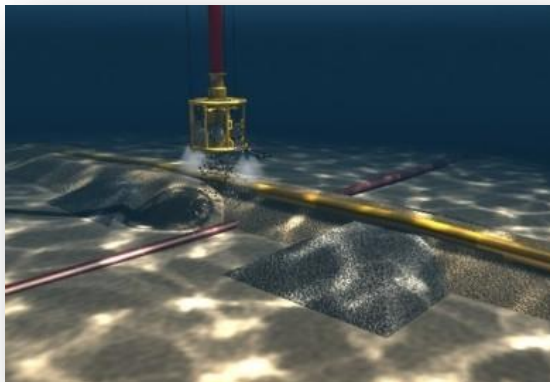
Εικόνα 1.8: Τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών με τη μέθοδο J-Lay (Πηγή: South Stream Offshore Pipeline).



Εικόνα 1.9: Μεταφορά τμημάτων υποβρύχιου αγωγού (Πηγή: www.hellopro.uk).



Εικόνα 1.10: Καθέλκυση υποβρύχιου αγωγού (Πηγή: www.rigzone.com)



Εικόνα 1.11: Τοποθετημένοι υποθαλάσσιοι αγωγοί(Πηγή: www.yourindustrynews.com).

1.6 Χαρακτηριστικά της Μεσογείου

Η βάση για έναν αξιόπιστο αντισεισμικό σχεδιασμό ενός δικτύου υποβρύχιων αγωγών θεωρείται η γνώση των βασικών χαρακτηριστικών της περιοχής στην οποία τοποθετούνται, αφού σύμφωνα με αυτά καθορίζονται και οι πιθανοί κίνδυνοι που σχετίζονται με τον σεισμικό κίνδυνο. Στη συνέχεια, αναλύονται τα βασικά χαρακτηριστικά της περιοχής της Μεσογείου.

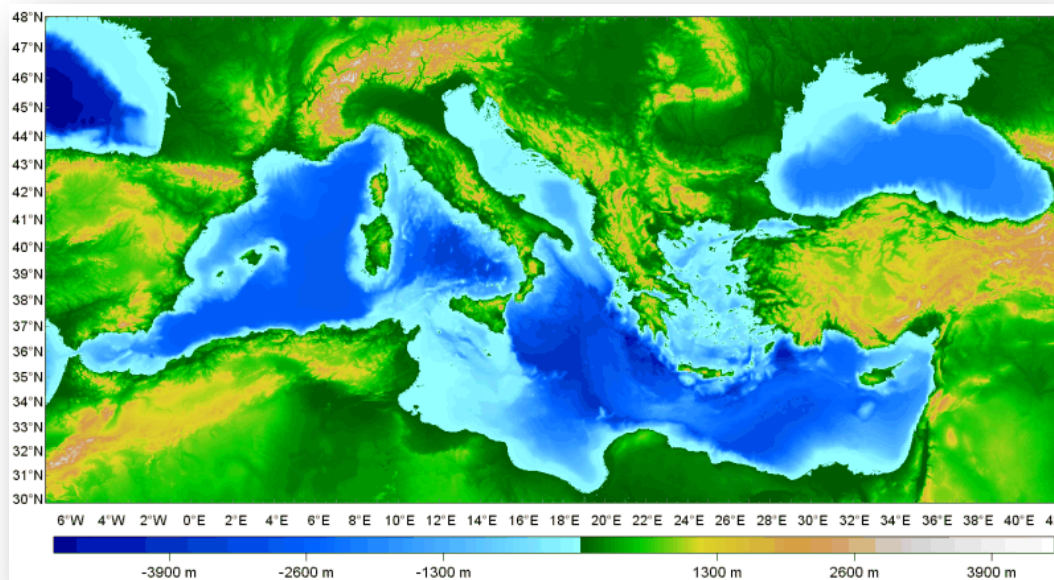
Γεωγραφικά χαρακτηριστικά

Η Μεσόγειος αποτελεί μια σχεδόν κλειστή θάλασσα που βρίσκεται ανάμεσα σε τρεις ηπείρους, την Ευρώπη, την Ασία και την Αφρική. Η επικοινωνία της με άλλες γειτονικές θάλασσες επιτυγχάνεται με τρία πολύ μικρά ανοίγματα. Τα δύο από αυτά είναι φυσικά (ο Πορθμός του Γιβραλτάρ στον Ατλαντικό Ωκεανό και τα Στενά του Ελλήσποντου - Βοσπόρου στη Μαύρη Θάλασσα), ενώ το τρίτο άνοιγμα (η Διώρυγα του Σουέζ προς την Ερυθρά Θάλασσα) είναι ανθρώπινο έργο. Πρόκειται για μια σχετικά βαθιά θάλασσα, της οποίας το μέγιστο βάθος (περίπου 5.100 μέτρα) συναντάται στο νότιο Ιόνιο Πέλαγος.

Τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Η Μεσόγειος θάλασσα έχει έκταση 2.966.000 km², με μέγιστο μήκος από το Γιβραλτάρ μέχρι τις ακτές της Συρίας ίσο με 3.860Km, μέγιστο πλάτος 1.800km, ενώ το μέγιστο βάθος είναι σε απόσταση 62 μιλίων νοτιοδυτικά από το ακρωτήριο

Ταίναρο και ισούται με 5.120m. Στην περιοχή μεταξύ Σικελίας και Τυνησίας, η Μεσόγειος έχει πλάτος 120km και βάθος μόλις 350m, αν και τόσο στα ανατολικά όσο και στα δυτικά από το σημείο αυτό τα θαλάσσια βάρη είναι σημαντικά. Έτσι, η Μεσόγειος «διαίρεται» σε δύο μικρότερες θαλάσσιες λεκάνες, τη δυτική και την ανατολική Μεσόγειο.



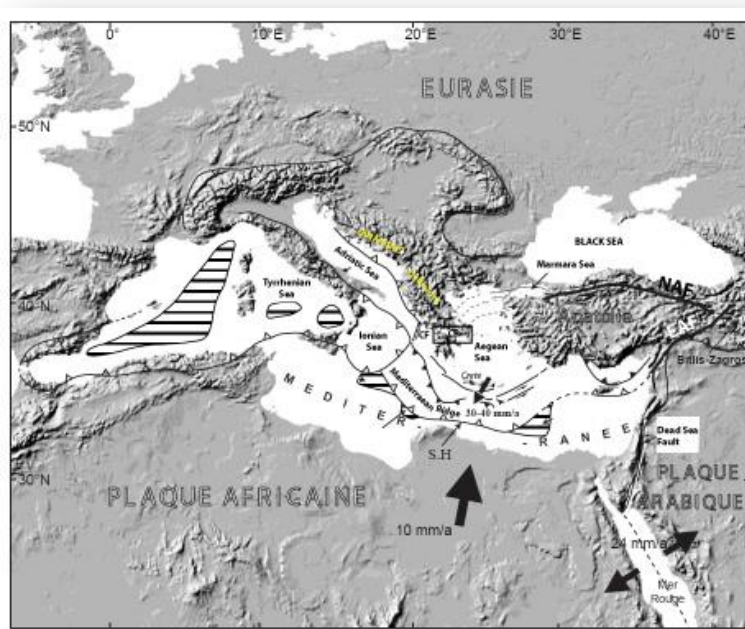
Εικόνα 1.12: Βαθυμετρικός χάρτης της Μεσόγειου (Πηγή: El-Geziry & Bryden, 2010), και βάρη στη χάραξη του αγωγού Ισραήλ-Κύπρου-Ελλάδας (Πηγή: Σαμαράς, 2013).

Τόσο οι ακτογραμμές όσο και ο πυθμένας της Μεσογείου παρουσιάζουν ποικίλα μορφολογικά χαρακτηριστικά, όπως απότομες πλαγιές, οροπέδια αλλά και

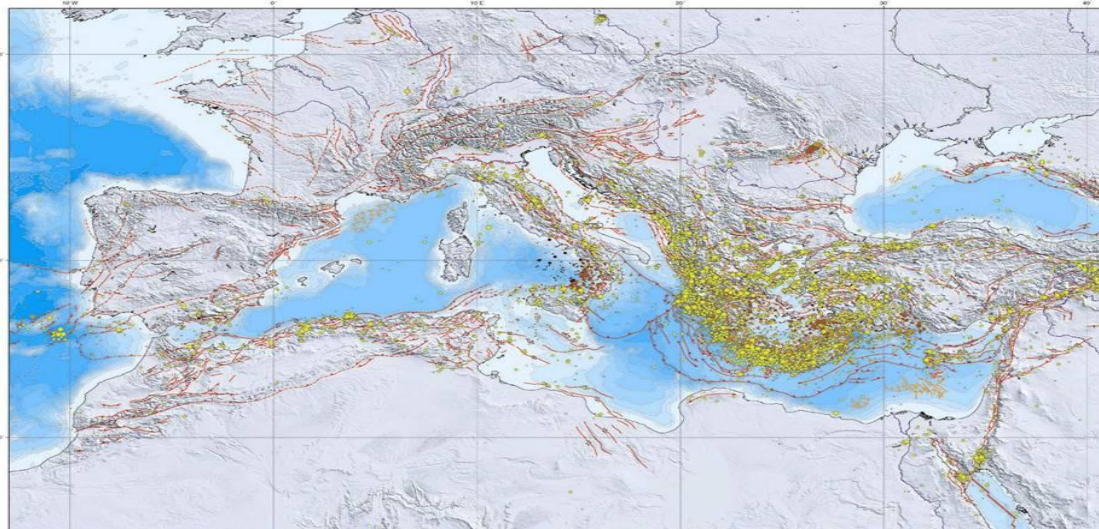
πεδιάδες. Ακόμα ένα χαρακτηριστικό της Μεσογείου είναι οι εναλλαγές στα βάθη της (σε επιφανειακά, ενδιάμεσα και βαθιά νερά), όπως παρουσιάζονται στην Εικόνα 1.12. Επίσης, έντονες βαθυμετρικές διαφοροποιήσεις υπάρχουν όπου πρόκειται να γίνουν δίκτυα αγωγών, π.χ., μεταξύ Κρήτης-Κύπρου και Κρήτης-Πελοποννήσου.

Τεκτονικά χαρακτηριστικά και σεισμικότητα

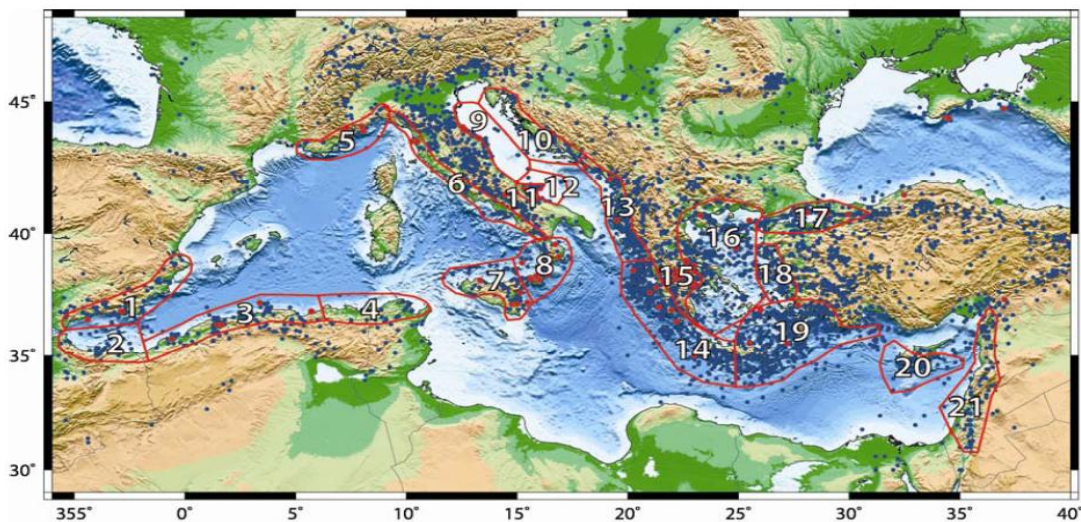
Η περιοχή της Μεσογείου βρίσκεται σε μια περιοχή με έντονη τεκτονική δραστηριότητα, που προκύπτει από τη διάσπαση και τη μετέπειτα σύγκρουση μεταξύ των πλακών της Αφρικής και της Ευρασίας. Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό της Μεσογείου είναι η ύπαρξη υποβρύχιων καρστικών πηγών οι οποίες εμφανίζονται σε ρηχά νερά, καθώς επίσης και το γεγονός ότι κάποιες από αυτές είναι θερμικές πηγές. Επιπλέον, η διαμόρφωση της περιοχής της Μεσογείου οφείλεται στις αλληλεπιδράσεις μεταξύ Ευρασιατικής, και Αφρικανικής, αλλά και Αραβικής πλάκας. Στην Εικόνα 1.13 παρουσιάζονται οι λιθοσφαιρικές πλάκες στην περιοχή της Μεσογείου και οι σχετικές μετακινήσεις τους.



Εικόνα 1.13: Λιθοσφαιρικές πλάκες στην περιοχή της Μεσογείου (Πηγή: Vannucci et al. 2004).



Εικόνα 1.14: Σεισμοτεκτονικά στοιχεία της Μεσογείου (Πηγή: Vannucci et al. (2004).

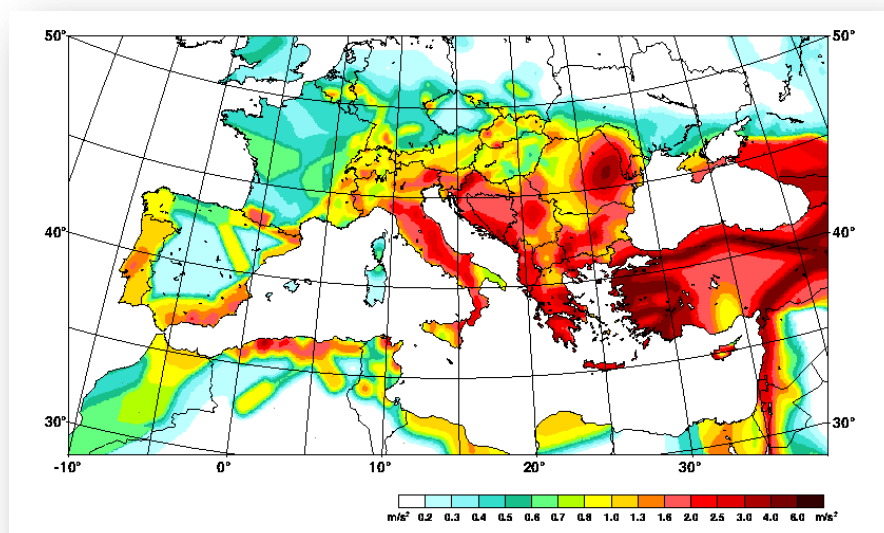


Εικόνα 1.15: Περιοχές μεγάλων σεισμών και τσουνάμι στην περιοχή της Μεσογείου (Πηγή: Grünthal et al. 2012).

Η σεισμικότητα της περιοχής είναι άμεσα εξαρτημένη από τα τεκτονικά και γεωλογικά χαρακτηριστικά της. Παρατηρώντας την Εικόνα 1.13 προκύπτει ότι η υψηλή σεισμικότητα της Ελλάδας οφείλεται στην καταβύθιση της Αφρικανικής πλάκας κάτω από την Ευρασιατική πλάκα, ενώ η υψηλή σεισμικότητα της Τουρκίας οφείλεται στην οριζόντια κίνηση της πλάκας της Ανατολίας προς τα δυτικά προκαλώντας το ρήγμα εισχώρησης – ολίσθησης της Βόρειας Ανατολίας. Η Κεντρική και Νότια Ιταλία χαρακτηρίζονται επίσης από μέτρια έως υψηλή σεισμικότητα, κατά

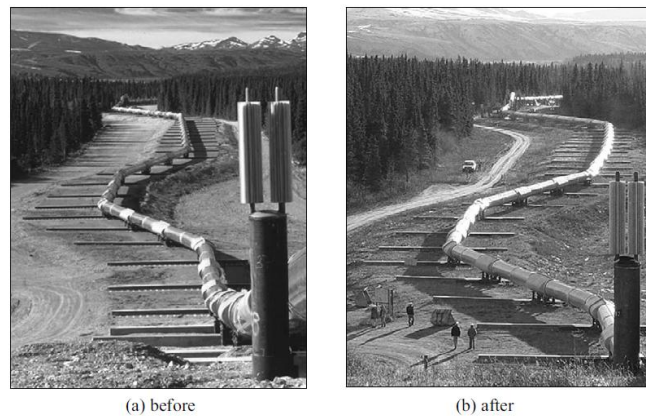
μήκος της Τυρρηνικής λεκάνη , του τόξου της Καλαβρίας και κυρίως στη ζώνη των Απεννίνων.

Στην περιοχή της Βόρειας Αφρικής παρουσιάζεται μέτρια έως υψηλή σεισμικότητα ιδιαίτερα κατά μήκος των ακτών της Μεσογείου καθώς και στην Αλγερία, το Μαρόκο και την Τυνησία, λόγω των κινήσεων των πλακών της Ευρασίας και της Αφρικής. Αν και στη Λιβύη και την Αίγυπτο παρουσιάζεται μέτρια έως χαμηλή σεισμικότητα, παρατηρείται υψηλή σεισμική δραστηριότητα τόσο στο βόρειο τμήμα της Λιβύης όσο και γύρω από την κοιλάδα και το δέλτα του Νείλου, στην Αίγυπτο. Αντίστοιχα συμπεράσματα για τα σεισμοτεκτονικά στοιχεία απεικονίζονται στους χάρτες στις Εικόνες 1.14 και 1.15. Ο χάρτης στην Εικόνα 1.15 παρουσιάζει και τις περιοχές όπου υπάρχει κίνδυνος κι από την εμφάνιση τσουνάμι (οι μπλε κουκίδες συμβολίζουν τους σεισμούς, οι κόκκινες τα τσουνάμι και τις ευρύτερες περιοχές που έχουν πληγεί από τσουνάμι στο παρελθόν). Τέλος, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 1.16, μεγαλύτερη σεισμικότητα (σε τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA)) έχει η Ανατολική Μεσόγειος (Ισραήλ, Λίβανος, Κύπρος, Τουρκία, κλπ), η Ελλάδα και η Ιταλία και οι χώρες της Βαλκανικής χερσονήσου, καθώς και οι χώρες στη Μαύρη Θάλασσα (Αρμενία, κλπ) και στην Κασπία Θάλασσα.



Εικόνα 1.16: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας στην περιοχή της Μεσογείου, σύμφωνα με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) (Πηγή: Grünthal et al., 1999).

Συνήθως η βασική σεισμική καταπόνηση αγωγών, είτε στη στεριά, είτε στη θάλασσα είναι οι επιβαλλόμενες μετακινήσεις στους αγωγούς λόγω ενεργοποίησης κάποιου σεισμικού ρήγματος. Πρέπει να αναφερθεί ότι στη N-A Μεσόγειο υπάρχουν πολλά μεγάλα ενεργά ρήγματα (βλ. Εικόνα 1.14), συνεπώς η οποιαδήποτε χάραξη επίγειων ή/και υποθαλάσσιων αγωγών είναι σχεδόν αδύνατο να αποφύγει τη διέλευση από τις επικίνδυνες περιοχές (αυτό ενδεχομένως να μπορεί αλλά και να πρέπει να γίνει, π.χ., σε περιοχές με κίνδυνο κατολισθήσεων ή ρευστοποιήσεων, επειδή αυτές οι ζώνες δεν είναι τόσο εκτεταμένες). Ένα παράδειγμα πολύ καλής συμπεριφοράς επίγειου αγωγού στην έντονη μετακίνηση του ρήγματος Denali στον σεισμό στην Αλάσκα (2002) παρουσιάζεται στην Εικόνα 1.17.



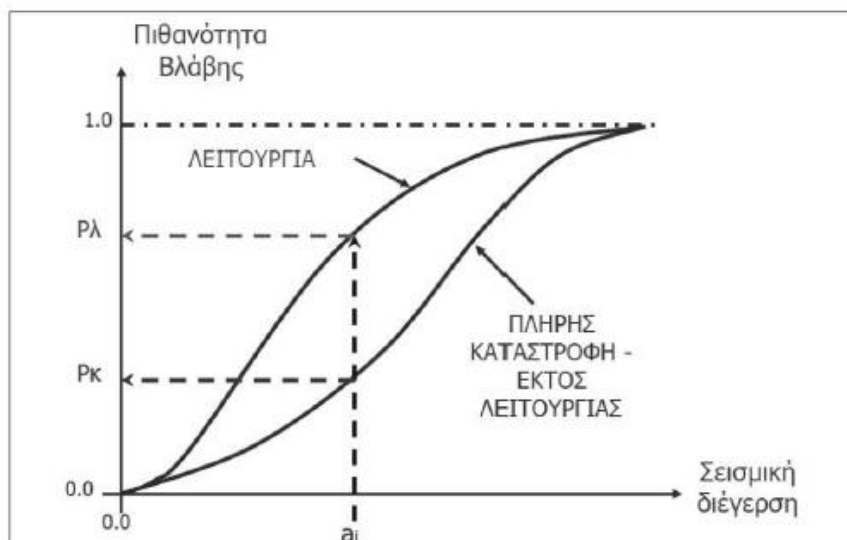
Εικόνα 1.17: Επιτυχής συμπεριφορά αγωγού Trans-Alaska στην έντονη μετακίνηση του ρήγματος Denali στον σεισμό στην Αλάσκα (2002). (Πηγή: Hall et al., 2003).

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΔΙΚΤΥΩΝ ΑΓΩΓΩΝ

2.1 Εισαγωγή

Το παρόν κεφάλαιο αναφέρεται στην εξέταση της σεισμικής τρωτότητας ενός δικτύου αγωγών φυσικού αερίου, παρουσιάζοντας τους πιθανούς κινδύνους που συνδέονται με τη σεισμική καταπόνηση τους και προκαλούν αστοχίες σε αυτά: διάδοση σεισμικών κυμάτων (ισχυρή εδαφική κίνηση), ρευστοποίηση, κατολίσθηση και μετακίνηση ενεργών ρηγμάτων.

Γενικά, ως τρωτότητα ορίζεται ο βαθμός απωλειών ενός συγκεκριμένου έργου εκτεθειμένου στον σεισμικό κίνδυνο, και προκύπτει για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής διέγερσης και εκφράζεται συνήθως μέσω καμπύλων τρωτότητας (fragility curves). Σε αυτές τις καμπύλες, οι οποίες είναι συνήθως σιγμοειδούς μορφής, παρουσιάζεται η πιθανότητα το υπό μελέτη στοιχείο να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα συγκεκριμένο επίπεδο βλάβης για κάποιο συγκεκριμένο επίπεδο σεισμικής έντασης. Παρατηρώντας την Εικόνα 2.1, στην οποία απεικονίζεται η σχέση της σεισμικής διέγερσης με τη βλάβη που έχει υποστεί το υπό μελέτη έργο, προκύπτει ότι το φάσμα τιμών κυμαίνεται σε ένα εύρος τιμών από 0 έως 1 (ή 0% έως 100%), για μηδενικές βλάβες και πλήρη απώλεια, αντίστοιχα. Προφανώς, για υψηλότερα επίπεδα σεισμικής έντασης, η πιθανότητα εμφάνισης -ειδικά μικρής έκτασης και σημασίας- βλαβών αυξάνεται, κι αυτό παρουσιάζεται με αλλαγή στην κλίση των καμπύλων τρωτότητας.



Εικόνα 2.1.1: Απεικόνιση της σχέσης μεταξύ σεισμικής διέγερσης και βλάβης με καμπύλες τρωτότητας (Πηγή: Δημητρακοπούλου και Μανταδάκη,2011).

Οι σχέσεις τρωτότητας είναι δυνατόν να έχουν διάφορες μορφές. Για κάθε δίκτυο αγωγών καθορίζεται μία συγκεκριμένη σχέση τρωτότητας, ανάλογα με τη δεδομένη διάταξη των στοιχείων του δικτύου. Κάθε στοιχείο αποτελεί ένα τμήμα του δικτύου που έχει σταθερές ιδιότητες, όπως υλικό, διαστάσεις, είδος σύνδεσης, κ.τ.λ. και ομοιόμορφη έκθεση στο σεισμικό κίνδυνο. Επίσης, οι σχέσεις τρωτότητας εμπεριέχουν και τους παράγοντες της αβεβαιότητας και της τυχηματικότητας (που είναι εγγενείς ιδιαίτερα στις σεισμικές δράσεις, αλλά και στις αντοχές), που σχετίζονται με τον προσδιορισμό του σεισμικού κινδύνου αλλά και την απόκριση του ίδιου του στοιχείου στο συγκεκριμένο επίπεδο κινδύνου.

Σκοπός της αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας ενός δικτύου είναι να βρεθεί ο βαθμός βλάβης για ένα επίπεδο σεισμικής έντασης σε όλες τις συνιστώσες του δικτύου. Η σεισμική διακινδύνευση (Risk) εκφράζει τις απώλειες που οφείλονται στις άμεσες (ανθρώπινα θύματα, αστοχίες στις κατασκευές), αλλά και στις έμμεσες (διακοπή οικονομικών, κοινωνικών δραστηριοτήτων, περιβαλλοντικές συνέπειες, κλπ) συνέπειες ενός σεισμού σε μία περιοχή και εξαρτάται από την τρωτότητα (Vulnerability), τη σεισμική επικινδυνότητα (Hazard) και τη σπουδαιότητα (Importance).

Πιο συγκεκριμένα, η σεισμική επικινδυνότητα εκφράζει την πιθανότητα να συμβεί σεισμική δόνηση συγκεκριμένης στάθμης έντασης σε δεδομένο χρονικό

διάστημα στην εξεταζόμενη περιοχή, ενώ η σπουδαιότητα συνδέεται με λειτουργικά, οικονομικά, κοινωνικά και άλλα κριτήρια του κάθε έργου. Για τον υπολογισμό της σεισμικής διακινδύνευσης χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$[\text{Risk}] = [\text{Hazard}] \times [\text{Vulnerability}] \times [\text{Importance}]$$

Γενικά, κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού γεγονότος τα δίκτυα αγωγών υπόκεινται σε διαφόρων ειδών καταπονήσεις (κυρίως κινηματικές) λόγω των φαινομένων που περιγράφονται στη συνέχεια, με αποτέλεσμα τη συχνή εμφάνιση αστοχιών σε αυτά. Ενώ πρέπει να τονισθεί, ότι αστοχίες σε δίκτυα φυσικού αερίου προκαλούν πρόσθετα μεγάλα προβλήματα και απώλειες λόγω των πυρκαγιών που προκαλούνται.

2.1.1 Ισχυρή εδαφική κίνηση

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος παράγεται σεισμική ενέργεια η οποία διαχέεται με τη μορφή των σεισμικών κυμάτων από την πηγή προς διάφορες κατευθύνσεις μέσω του φλοιού της γης, προκαλώντας την κίνηση που αντιλαμβανόμαστε στην επιφάνεια του εδάφους. Η ένταση της έντονης σεισμικής κίνησης σε κάθε περιοχή εξαρτάται από πολλούς παράγοντες (local site conditions), ενώ η διάρκεια κυμαίνεται από μερικά δευτερόλεπτα έως λεπτά, στα οποία μπορούν να προκληθούν τεράστιες καταστροφές ανάλογα με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης και την τρωτότητα των κατασκευών.

Τα γεωμορφολογικά και άλλα χαρακτηριστικά του εδάφους της περιοχής μπορούν να επηρεάσουν τη φύση της σεισμικής εδαφικής κίνησης, εφόσον λειτουργούν σαν φίλτρα των σεισμικών κυμάτων τα οποία είτε μειώνουν είτε αυξάνουν την εδαφική κίνηση. Λόγω των ποικίλων διαφορετικών εδαφικών συνθηκών που υπάρχουν ακόμα και σε μικρές αποστάσεις από την πηγή, τα επίπεδα της σεισμικής κίνησης παρουσιάζουν σημαντικές διακυμάνσεις ακόμα και σε γειτονικές περιοχές.

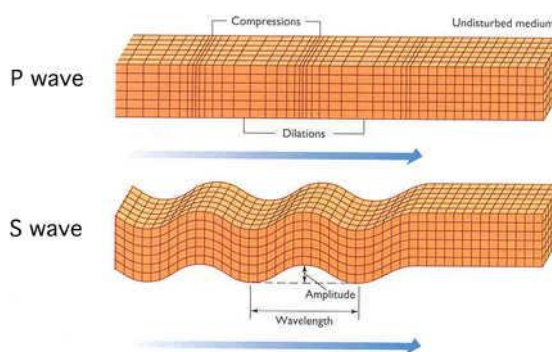
2.1.1.1 Σεισμικά κύματα

Η εδαφική κίνηση προκαλείται από δύο τύπους σεισμικών κυμάτων, τα κύματα χώρου και τα επιφανειακά κύματα. Τα κύματα χώρου αποτελούνται από τα πρωτεύοντα (P) και δευτερεύοντα ή διατμητικά (S) κύματα, ενώ τα επιφανειακά κύματα είναι τα Love (L) και Rayleigh (R).

Κύματα χώρου

P-Κύματα: Τα πρωτογενή κύματα είναι κύματα συστολής-διαστολής (θλίψης-εφελκυσμού), δηλαδή είναι διαμήκη κύματα. Κατά τη διάρκεια του σεισμού τα μόρια του μέσου διάδοσης κινούνται κατά τη διεύθυνση της διάδοσης του κύματος προς τα μπρος και προς τα πίσω με αποτέλεσμα να προκαλούν πυκνώματα και αραιώματα ύλης σε επίπεδα κάθετα στη διεύθυνση της διάδοσης. Ταξιδεύουν εντός στερεών, υγρών ή αερίων και έχουν μεγαλύτερη ταχύτητα διάδοσης από τα υπόλοιπα είδη σεισμικών κυμάτων (τυπική ταχύτητα διάδοσης στο φλοιό: 6km/s-8km/s).

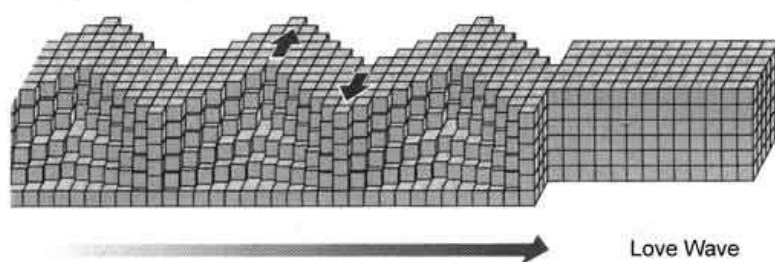
S-Κύματα: Τα δευτερογενή κύματα είναι διατμητικά κύματα, δηλαδή κατά τη διάρκεια του σεισμού τα σωματίδια κινούνται κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης του κύματος. Επίσης, αυτά διαδίδονται σε μέσα που μπορούν να ταλαντωθούν ελαστικά, δηλαδή ταξιδεύουν μόνο εντός στερεών σωμάτων. Γενικά προξενούν περισσότερες καταστροφές στις κατασκευές. Καταγράφονται δεύτερα (τυπική ταχύτητα διάδοσης στο φλοιό: 3 km/s-5km/s) και από τη διαφορά άφιξης τους από τα πρωτεύοντα κύματα μπορεί να υπολογισθεί η απόσταση μεταξύ του σταθμού καταγραφής και του επίκεντρου του σεισμού.



Εικόνα 2.2: Είδη χωρικών σεισμικών κυμάτων (Πηγή: Kramer, 1996).

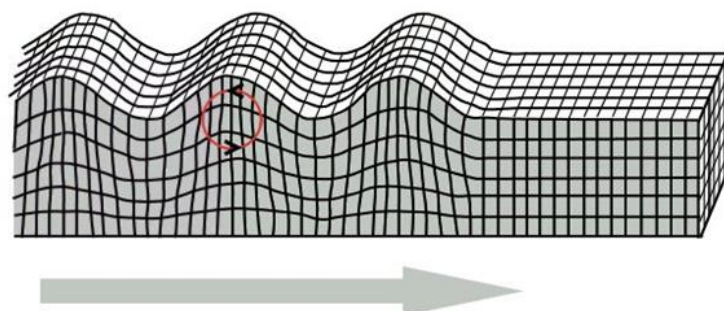
Κύματα επιφάνειας

Κύματα Love: Είναι επιφανειακά εγκάρσια κύματα που τα μόρια του εδάφους κινούνται οριζοντίως κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης. Προξενεί διατμητική κίνηση όμοια με την κίνηση των κυμάτων S (σε οριζόντια διεύθυνση όμως). Το πλάτος της ταλάντωσης των κυμάτων αυτών μεγιστοποιείται επίσης κοντά στην επιφάνεια. Η ταχύτητα διάδοσής τους είναι μικρότερη από αυτή των κυμάτων χώρου αλλά μεγαλύτερη από την ταχύτητα διάδοσης των κυμάτων Rayleigh.



Εικόνα 2.3: Κύματα Love (Πηγή: Kramer, 1996).

Κύματα Rayleigh: Είναι κύματα πίεσης και ελαστικής παραμόρφωσης ταυτόχρονα, εφόσον τα μόρια του μέσου διάδοσης κινούνται σε μια ελλειπτική τροχιά σε ένα κατακόρυφο επίπεδο, δηλαδή συνδυασμένα οριζοντίως προς τα μπρος και πίσω καθώς και κατακορύφως πάνω και κάτω. Ουσιαστικά είναι αποτέλεσμα της συμβολής των κυμάτων χώρου που συνεχίζουν να διαδίδονται επιφανειακά. Αν ο σεισμός είναι μεγάλος, τότε τα κύματα αυτά μπορεί να διανύσουν ολόκληρη την επιφάνεια της Γης αρκετές φορές, ώσπου να εξασθενήσουν τελείως. Συνήθως καταγράφονται τελευταία στο σειсмоγράφημα.



Εικόνα 2.4: Κύματα Rayleigh (Πηγή: Kramer, 1996).

2.1.1.2 Πλάτος της εδαφικής κίνησης

Το πλάτος της ταλάντωσης που δημιουργείται κατά τη διάρκεια σεισμού ποσοτικοποιείται για τις ανάγκες του αντισεισμικού σχεδιασμού με τις χρονοϊστορίες της εδαφικής επιτάχυνσης, ταχύτητας ή μετακίνησης. Συνήθως χρησιμοποιούνται οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσεις, ενώ σε κάθε καταγραφή υπάρχουν τρεις συνιστώσες (και αντίστοιχες χρονοϊστορίες), δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη. Συνήθως, το πλάτος της εδαφικής κίνησης μειώνεται με την απόσταση από την πηγή από την οποία απελευθερώνεται η σεισμική ενέργεια. Αυτό είναι αποτέλεσμα συνδυασμού της γεωμετρικής και της ανελαστικής απόσβεσης. Η πρώτη αντιπροσωπεύει την εξασθένηση του κύματος καθώς απομακρύνεται από την πηγή, ενώ η δεύτερη οφείλεται στην απόσβεση λόγω του μέσου διάδοσης.

Το πλάτος της εδαφικής κίνησης αναφέρεται στη μέγιστη τιμή της χρονοϊστορίας και αποτελεί σημαντική παράμετρο της κάθε διέγερσης. Ανάλογα τη διάρκεια και το μέγεθος του σεισμού, μπορούν να παρατηρηθούν περισσότερες από μία κοντινές -σχεδόν ίδιου μεγέθους- μεγάλες τιμές στην ίδια χρονοϊστορία. Οι μέγιστες τιμές των χρονοϊστοριών είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα καθώς και η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (peak ground acceleration (PGA), velocity (PGV), displacement (PGD)). Η σχέση μεταξύ των παραπάνω παραμέτρων εκφράζεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$u(\omega) = u(\dot{\omega})/\omega = \frac{u(\ddot{\omega})}{\omega^2} \quad (2.1)$$

όπου ω η συχνότητα.

Όσον αφορά στην οριζόντια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PHA), θεωρείται ως η σημαντικότερη παράμετρος περιγραφής του σεισμικού κραδασμού, η οποία αν και σχετίζεται άμεσα με την ένταση του σεισμού, δεν παρέχει πληροφορίες για τη συχνότητα και τη διάρκεια του. Συνήθως, αναφέρεται η μέγιστη τιμή εκ των δύο οριζόντιων συνιστωσών και σε μερικές περιπτώσεις το διανυσματικό τους άθροισμα. Έχει παρατηρηθεί ότι σε σχετικά μικρού μεγέθους σεισμούς η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης μπορεί να γίνει μεγαλύτερη επειδή οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μπορεί να την μεγεθύνουν.

Η οριζόντια συνιστώσα χρησιμοποιείται ευρέως και αυτό οφείλεται στην άμεση σύνδεσή της με τις αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις, οι οποίες και φορτίζουν μία συνηθισμένη κτιριακή κατασκευή. Όσον αφορά στην κατακόρυφη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PVA), αυτή θεωρείται λιγότερη επικίνδυνη ώστε να προκαλέσει αστοχίες επειδή οι περισσότερες κατασκευές είναι σχεδιασμένες με μεγάλους συντελεστές ασφαλείας για τα κατακόρυφα στατικά φορτία. Σε κάποιες περιπτώσεις μπορεί να είναι σημαντική (για έργα κοντά σε ρήγμα, για σεισμικά μονωμένες κατασκευές, κλπ).

Μια άλλη παράμετρος η οποία σχετίζεται με την αποτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας είναι η μέγιστη οριζόντια εδαφική ταχύτητα (PHV ή v_{max}), η οποία χαρακτηρίζει το μέγεθος του σεισμού σε μεσαίες συχνότητες. Επειδή η μέγιστη ταχύτητα και επιτάχυνση αναφέρονται σε διαφορετικές συχνότητες, θεωρείται ότι το συχνοτικό περιεχόμενο της εδαφικής κίνησης μπορεί να χαρακτηριστεί με τον λόγο $\frac{v_{max}}{a_{max}}$. Για παράδειγμα, στην περίπτωση μιας απλής αρμονικής κίνησης, όπου ο λόγος $\frac{v_{max}}{a_{max}}$ ισούται με $\frac{T}{2\pi}$, επειδή η ποσότητα $2\pi * \frac{v_{max}}{a_{max}}$ εκφράζει κατά ένα μέρος την περίοδο της ταλάντωσης ενός ισοδύναμου αρμονικού κύματος. Στον Πίνακα 2.1 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικές τιμές για τρεις κατηγορίες εδαφών, σύμφωνα με τη μελέτη των Seed & Idriss (1982).

Πίνακας 2.1: Αντιπροσωπευτικές τιμές του λόγου $\frac{v_{max}}{a_{max}}$ (Πηγή: Seed & Idriss (1982)).

Τύπος Εδάφους	v_{max}/a_{max}
Βράχος	55cm/sec/g=0.056 sec
Σκληρά Εδάφη Πάχος Στρώσης <30m	110cm/sec/g=0.112 sec
Σκληρά Εδάφη Πάχος Στρώσης >30m	135cm/sec/g=0.138 sec

Η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (PGD ή d_{max}) συνδέεται με χαμηλές συχνότητες σεισμικού κραδασμού και ανάλογα με το μέγεθος, την επικεντρική απόσταση και τη δυσκαμψία του εδάφους, μπορεί να πάρει τιμές από μερικά εκατοστά έως και αρκετές δεκάδες εκατοστών. Συνήθως, ο υπολογισμός της γίνεται με διπλή ολοκλήρωση του επιταχυνσιογραφήματος, αλλά δεν μπορεί να καθοριστεί με ακρίβεια λόγω των αναπόφευκτων αριθμητικών λαθών στην επεξεργασία του

σήματος και στην ολοκλήρωση, όπως επίσης και στην ύπαρξη θορύβου χαμηλών συχνοτήτων για τον απαλοιφή του οποίου πρέπει να γίνει κατάλληλο φιλτράρισμα.

2.1.1.3 Συχνότητα της ισχυρής εδαφικής κίνησης

Έχει παρατηρηθεί ότι μεγάλου μεγέθους σεισμοί έχουν μεγαλύτερες δεσπόζουσες περιόδους από σεισμούς μικρότερου μεγέθους. Εφόσον η συχνότητα και η περίοδος του σεισμού είναι μεγέθη αντιστρόφως ανάλογα, σεισμοί μεγάλου μεγέθους έχουν μικρές συχνότητες. Γενικά, το συχνοτικό περιεχόμενο ενός σεισμού σχετίζεται με την ισχυρή εδαφική κίνηση, εξαρτάται από τη θέση καταγραφής (και τις συνθήκες που επικρατούν) και απεικονίζεται με φάσματα Fourier, ισχύος και απόκρισης. Σύμφωνα με το φάσμα ισχύος υπολογίζεται η στοχαστική απόκριση του εδάφους ανάλογα τις διαφορετικές δονήσεις που δέχεται. Ένα φάσμα Fourier παρουσιάζει τον τρόπο με τον οποίο κατανέμεται το πλάτος της ταλάντωσης που προκαλείται από την εξεταζόμενη σεισμική καταγραφή στο πεδίο των συχνοτήτων.

Στα φάσματα απόκρισης, τα οποία είναι και αυτά που χρησιμοποιούνται ευρύτερα στη σεισμική μηχανική και στους αντισεισμικούς κανονισμούς, θεωρείται ότι η μέση επιτάχυνση, η μέση ταχύτητα και η μέση μετατόπιση παραμένουν σταθερές για μεγάλες, ενδιάμεσες και μικρές συχνότητες, αντίστοιχα. Ένα τυπικό φάσμα απόκρισης μιας χρονοϊστορίας προκύπτει από τις μέγιστες αποκρίσεις ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή μεταβάλλοντας την περίοδο του, κι επιβάλλοντας κάθε φορά τη δεδομένη καταγραφή.

2.1.1.4 Διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης

Το μέγεθος της σεισμικής καταστροφής συχνά οφείλεται στη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Είναι προφανές, ότι κατά τη διάρκεια ενός σεισμού η επαναλαμβανόμενη καταπόνηση λόγω πολλών κύκλων φόρτισης -ακόμα και μέτριου σχετικά πλάτους- για παρατεταμένη χρονική περίοδο μπορεί να προκαλέσει καταστροφικότερα αποτελέσματα από έναν σεισμό μεγαλύτερου πλάτους ταλάντωσης που διαρκεί συντομότερο χρονικό διάστημα.

Η συγκεκριμένη παράμετρος επηρεάζεται άμεσα από την απόσταση μεταξύ της εστίας του σεισμού και του σημείου καταγραφής. Έχει παρατηρηθεί επίσης ότι

για τον ίδιο σεισμό και σε παραπλήσιες επικεντρικές αποστάσεις υπάρχει σημαντική διαφορά στη διάρκεια της σεισμικής κίνησης σε διαφορετικά είδη εδαφών. Για παράδειγμα, σε εδαφικές στρώσεις από κορεσμένη άμμο είναι μεγαλύτερη η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης από ότι για ένα βραχώδες υπόβαθρο.

Αν και δεν υπάρχει ακριβής ορισμός για τη διάρκεια ενός σεισμικού συμβάντος έχουν προταθεί διάφοροι σχετικοί όροι στη διεθνή βιβλιογραφία. Σύμφωνα με τον Bolt (1974) η διάρκεια της ισχυρής κίνησης ορίζεται ως ο χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας υπέρβασης του πλάτους της καταγραφής ενός καθορισμένου επιπέδου εδαφικής επιτάχυνσης, το οποίο συνήθως ισούται με 0.05g (bracketed duration, TBD). Σύμφωνα με τους Husid (1969) & Arias (1970), η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής διάρκειας ορίζεται ως ο χρόνος που απαιτείται για να αυξηθεί η ένταση κατά Arias από 5% σε 95%, και την όρισαν ως σημαντική διάρκεια, TSD.

Έτσι έχουν προταθεί διάφορες σχέσεις με τις οποίες συνδέεται η διάρκεια της σεισμικής κίνησης με τη γωνιακή συχνότητα, την απόσταση από το επίκεντρο του σεισμού, τη σημαντική διάρκεια, αλλά και με το μέγεθος του σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, οι Hanks & Kanamori (1979) και McGuire & Hanks (1980) θεώρησαν ότι η διάρκεια της ισχυρής κίνησης, T_d , είναι ίση με τη διάρκεια της διάρρηξης του σεισμικού ρήγματος, η οποία και ισούται με το αντίστροφο της γωνιακής συχνότητας f_c :

$$T_d = f_c^{-1} \quad (2.2)$$

Ενώ ο Hermann (1985) εισήγαγε στην προηγούμενη σχέση και την επιρροή της επικεντρικής απόστασης R (km):

$$T_d = f_c^{-1} + 0.05R \quad (2.3)$$

Οι Chang & Krinitzsky (1977) για την ισχυρή εδαφική διάρκεια, T_{BD} , για συνθήκες κοντινού πεδίου (near fault, με $R < 10$ km) πρότειναν τις τιμές του Πίνακα 2.2.

Οι Margaris et al. (1990) έχοντας ως βάση τις ελληνικές καταγραφές, προτείνουν την εκτίμηση της σημαντικής διάρκειας της σεισμικής διέγερσης, TSD, ως εξής:

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

$$\ln T_{SD} = 0.71 + 0.11M_s + 0.32 \ln R - 0.69S \quad (2.4)$$

όπου M_s είναι το επιφανειακό μέγεθος, R είναι η επικεντρική απόσταση και S είναι η παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών (0 για αλλουβιακές αποθέσεις και 1 για σκληρά πετρώματα). Οι Papazachos et al. (1992), έχοντας ως βάση τις καταγραφές της ισχυρής εδαφικής κίνησης στον Ελληνικό χώρο, παρουσίασαν την παρακάτω σχέση για την ισχυρή εδαφική διάρκεια:

$$\ln TBD = 1.84 + 0.8124M_s - 1.04 \ln(R + 15) - 0.19S - 2.27L + 0.76P \quad (2.5)$$

όπου M_s είναι το επιφανειακό μέγεθος, R είναι η επικεντρική απόσταση (σε km), S είναι η παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών, L είναι η παράμετρος που συνδέει την εκτιμώμενη ισχυρή διάρκεια με το επίπεδο καθορισμού της και P είναι στατιστική παράμετρος ($P=0$ για τη μέση τιμή, $P=1$ για τη μέση τιμή \pm την τυπική απόκλιση).

Πίνακας 2.1.2: Τιμές ισχυρής εδαφικής διάρκειας.

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

2.1.2 Ρευστοποίηση εδάφους

2.1.2.1 Διαδικασία ρευστοποίησης εδάφους

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης αναφέρεται στη μείωση της δύναμης και της ακαμψίας του εδάφους λόγω της ταλάντωσης του σεισμού ή κάποιας άλλης γρήγορης φόρτισης. Οι μη συνεκτικοί κορεσμένοι εδαφικοί σχηματισμοί, στην περίπτωση που υπόκεινται σε φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες, παρουσιάζουν την τάση να συμπυκνωθούν. Όμως, εξαιτίας της αδυναμίας τους να μεταβάλλουν τον όγκο τους, αυξάνεται η πίεση του νερού, ενώ ταυτόχρονα μηδενίζεται η διατμητική τους αντοχή. Από την παραπάνω διαδικασία αλλάζει η κατάσταση αυτών των εδαφών από στερεά σε υγρή φάση, δηλαδή υπόκεινται σε ρευστοποίηση.

Το συγκεκριμένο φαινόμενο εμφανίζεται συνήθως σε χαλαρά, κορεσμένα, κοκκώδη εδάφη όταν αυτά υπόκεινται σε επαναλαμβανόμενη, μεγάλου μεγέθους εδαφική ταλάντωση. Γενικά, σε τέτοιες συνθήκες, η άμμος τείνει να γίνεται συμπαγής και να καθιζάνει. Αν αυτή η άμμος είναι κορεσμένη καθώς γίνεται συμπαγής και καθιζάνει, τότε αντικαθίστανται οι πόροι του νερού, το οποίο βγαίνει στην επιφάνεια. Αν η πίεση στους πόρους αυξηθεί και φτάσει σε ένα ορισμένο επίπεδο, είναι πιθανόν μέρος εδαφικής μάζας να εκτιναχθεί στην επιφάνεια. Αυτό θα δημιουργήσει εκτεταμένες καθιζήσεις στην περιοχή.

Επιπλέον, στα κορεσμένα μη συνεκτικά εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες, πραγματοποιείται γρήγορη φόρτιση με τάση να αυξάνεται η πυκνότητά τους και επομένως και η πίεση των πόρων τους, u , αλλάζοντας την κατάσταση του εδάφους από στερεή σε υγρή. Αυτή η συνεχής αύξηση της u αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, τ , μέχρι και τον μηδενισμό της σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση (νόμος Coulomb):

$$\tau = \sigma'_v \cdot \epsilon\phi' \quad (2.1.6)$$

όπου: $\sigma'_v = \sigma - u$, σ = τάση, σ'_v = ενεργή τάση, ϕ' = ενεργός (δρώσα) γωνία τριβής, u = η πίεση των πόρων.

Ο όρος ρευστοποίηση αναφέρεται ακόμα σε φαινόμενα που περιέχουν παραμορφώσεις του εδάφους οι οποίες προκλήθηκαν από μονοτονικές, παροδικές

ή επαναλαμβανόμενες διαταράξεις κορεσμένων μη συνεκτικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες.

2.1.2.2 Μηχανισμοί πρόκλησης ρευστοποίησης

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης κατηγοριοποιείται σε εδαφική ροή και ανακλυζόμενη κινητικότητα. Πιο συγκεκριμένα:

Εδαφική ροή

Η εμφάνιση του συγκεκριμένου είδους ρευστοποίησης απαιτεί αστράγγιστη διατάραξη ώστε το έδαφος να οδηγηθεί σε ασταθή κατάσταση. Υπό αυτές τις συνθήκες, η στατική διατμητική τάση προκαλεί την αστοχία του εδάφους έχοντας ως αποτέλεσμα σοβαρές αστάθειες και καταστροφές στα παρακείμενα τεχνικά έργα.

Ανακλυζόμενη κινητικότητα

Το συγκεκριμένο είδος ρευστοποίησης εμφανίζεται όταν η στατική διατμητική τάση είναι μικρότερη από τη διατμητική τάση του ρευστοποιημένου εδάφους. Οι παραμορφώσεις δεν παρουσιάζονται ξαφνικά, αλλά αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της δόνησης του εδάφους και οφείλονται στην ταλάντωση του σεισμού και στις ανακυκλιζόμενες διατμητικές τάσεις. Επίσης, οι τάσεις αυτές προκαλούν πλευρικές εξαπλώσεις αρκετών μέτρων ανάλογα το μέγεθος του σεισμού και τη διάρκειά του.

Πλευρικές εξαπλώσεις μπορούν να εμφανιστούν σε πολύ ήπιες κλίσεις εδαφών ή ακόμα και σε επίπεδο έδαφος, προκαλώντας αστοχία του επιφανειακού στρώματος. Ένας αγωγός που ενσωματώνεται σε μη-ρευστοποιημένο εδαφικό στρώμα μπορεί να κινείται ανεξάρτητα ή όχι λόγω των δυνάμεων συνάφειας. Αντιθέτως, ένας αγωγός που περνά μέσω του ρευστοποιημένου στρώματος θα υπόκειται στις οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις λόγω της ροής του ρευστοποιημένου εδάφους γύρω από τον αγωγό, καθώς επίσης και σε μια δύναμη άνωσης λόγω της ρευστοποίησης.

2.1.2.3 Μέτρηση της ρευστοποίησης

Επειδή το φαινόμενο της ρευστοποίησης έχει προκαλέσει σημαντικές καταστροφές σε θαμμένους αγωγούς σε πολλούς σεισμούς, θεωρείται απαραίτητη η εξέταση των εδαφών στα οποία τοποθετούνται ώστε να καθοριστεί η πιθανότητα ρευστοποίησης τους. Για τον λόγο αυτό, έχουν προταθεί από διάφορους ερευνητές σχετικές σχέσεις. Για παράδειγμα, από τους Mamada et al. και Youd & Perkins έχουν προταθεί οι παρακάτω εμπειρικές εξισώσεις, από τις οποίες υπολογίζεται κάτω από ορισμένες συνθήκες η οριζόντια μετακίνηση του εδάφους και η μέγιστη αναμενόμενη μόνιμη οριζόντια μετακίνηση, αντίστοιχα.

Οριζόντια μετακίνηση του εδάφους:

$$D_H = 0,75\sqrt{H_{liq}}^3\sqrt{\theta} \quad (2.7)$$

όπου: D_H η οριζόντια εδαφική μετατόπιση (m), H_{liq} το πάχος του ρευστοποιημένου στρώματος (m), θ η μέγιστη κλίση από τη βάση του ρευστοποιημένου στρώματος και η κλίση της επιφάνειας του εδάφους (%). Η παραπάνω εξίσωση χρησιμοποιείται για σεισμούς με μέγεθος περίπου 7,5 και σε αποστάσεις από το επίκεντρο 20 έως 30km.

Μέγιστη αναμενόμενη μόνιμη οριζόντια μετακίνηση:

$$\log LSI = -5.09 - 1.86\log d_f + 0.98M_w \quad (2.8)$$

όπου: $\log LSI$ η μέγιστη αναμενόμενη μόνιμη οριζόντια μετατόπιση (m), η οποία λαμβάνει τιμές έως 2,54m, d_f η κοντινότερη οριζόντια απόσταση που μετρήθηκε από την επιφανειακή προβολή της πηγής της σεισμικής κίνησης ή της ρήξης του ρήγματος έως την εξεταζόμενη θέση (km), M_w το στιγμιαίο μέγεθος του σεισμού. Η συγκεκριμένη σχέση χρησιμοποιείται κυρίως για περιοχές των δυτικών Ηνωμένων Πολιτειών.

Λόγω των οριζόντιων ή/και κατακόρυφων μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων που προκαλούνται από το φαινόμενο της ρευστοποίησης, η αποτίμηση των αγωγών πρέπει να πραγματοποιηθεί βάσει αριθμητικών προσομοιωμάτων στα οποία εφαρμόζονται οι μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις

που έχουν εκτιμηθεί. Σε περίπτωση σεισμού και για εκτεταμένες παραμορφώσεις, η επιτόπια εξέταση του αγωγού είναι αναπόφευκτη.

2.1.3 Σεισμικές κατολισθήσεις

2.1.3.1 Είδη κατολισθήσεων

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, λόγω της εδαφικής κίνησης, μπορεί να προκληθεί κατολίσθηση σε πλαγιές προκαλώντας από μικρές έως μεγάλες ζημιές. Γενικά, οι κατολισθήσεις ταξινομούνται στα παρακάτω είδη:

- **Μη συνεχούς ροής και καταπτώσεις (Disrupted slides and falls):** Το συγκεκριμένο είδος κατολίσθησης εμφανίζεται σε εδάφη με μεγάλες και απότομες κλίσεις και χαρακτηρίζεται από μεγάλες ταχύτητες. Επίσης, θεωρείται ως το περισσότερο καταστροφικό από τα υπόλοιπα είδη κατολισθήσεων, αφού κατά τη διάρκειά του όγκος υλικού πολλών κυβικών μέτρων μπορεί να διανύσει αρκετά χιλιόμετρα. Παρ' όλα αυτά, ο συγκεκριμένος τύπος κατολίσθησης παρουσιάζει πολύ μικρές επιπτώσεις σε θαμμένους αγωγούς.
- **Συνεχούς ροής (Coherent slides):** Σε αυτό το είδος κατολίσθησης το μεταφερόμενο υλικό συμπεριφέρεται ως κολλώδες ρευστό. Παρουσιάζεται σε μέτριας κλίσης έως απότομες πλαγιές με χαμηλότερες ταχύτητες από τις κατολισθήσεις συνεχούς ροής και προκαλεί μεγάλες μετακινήσεις.
- **Πλευρικές εξαπλώσεις (Lateral spreads):** Ο συγκεκριμένος τύπος κατολίσθησης συνδέεται με ολίσθηση εδαφικού υλικού και εμφανίζεται υπό κορεσμένες συνθήκες λόγω ρευστοποίησης. Οι πλευρικές εξαπλώσεις εμφανίζονται σε περιοχές ρευστοποιημένου χαλικιού, άμμου, λάσπης ή ευαίσθητου αργίλου. Επίσης, τέτοιου είδους φαινόμενα μπορούν να εμφανιστούν ακόμα και σε πολύ ήπιας κλίσης πλαγιές λόγω της χαμηλής διατμητικής αντίστασης των εδαφικών υλικών.

2.1.3.2 Μηχανισμοί πρόκλησης κατολισθήσεων

Οι αστάθειες που προκαλούν την κατολίσθηση διακρίνονται στα παρακάτω είδη:

- **Αδρανειακές Αστάθειες (Inertial Instabilities):** Κατά τη διάρκεια του σεισμού προκαλούνται οριζόντιες και κατακόρυφες δυναμικές τάσεις στις πλαγιές οι οποίες προκαλούν την ολίσθηση της πλαγιάς. Οι αδρανειακές αστάθειες εμφανίζονται καθώς οι δυναμικές τάσεις υπερβαίνουν τη γεωστατική τάση του εδάφους.
- **Αστάθειες Αποδυνάμωσης (Weakening Instabilities):** Η παραπάνω μορφή κατολισθήσης προκαλείται λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης.

Γενικά, στην περίπτωση των κατολισθήσεων προκαλούνται πολλά είδη μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων που εξαρτώνται από τοπικές γεωλογικές συνθήκες. Επειδή ένα δίκτυο αγωγών μπορεί να διασχίσει τις ζώνες κατολισθήσεων σε οποιαδήποτε θέση και διεύθυνση, πρέπει να εξεταστεί ξεχωριστά η παράλληλη και κάθετη καταπόνηση του δικτύου εξαιτίας των παραμορφώσεων που θα του επιβάλλουν οι κατολισθήσεις. Κατά την παράλληλη κατεύθυνση το δίκτυο των αγωγών θα υποστεί εφελκυσμό εάν βρίσκεται στο πάνω μέρος της πλαγιάς και θλίψη εάν βρίσκεται στο κάτω μέρος της, ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση ο αγωγός θα καταπονηθεί κυρίως λόγω κάμψης.

2.1.4 Μετακινήσεις σεισμικών ρηγμάτων

Ως ενεργό ρήγμα ορίζεται η ασυνέχεια δύο τμημάτων του φλοιού της γης στο οποίο πραγματοποιούνται σχετικές κινήσεις. Κατά το σχεδιασμό ενός δικτύου αγωγών ένα ρήγμα θεωρείται ενεργό όταν έχει μετακινηθεί τα τελευταία δέκα χιλιάδες χρόνια. Τα ρήγματα ενεργοποιούνται όταν οι πιέσεις που ασκούνται στα όρια των τεκτονικών πλακών υπερβαίνουν την αντοχή των γειτονικών πετρωμάτων. Υπάρχει άμεση συσχέτιση μεταξύ της έκτασης και της μετακίνησης του ρήγματος και του μεγέθους του σεισμού, δηλαδή της σεισμικής ενέργειας. Επίσης, έχει παρατηρηθεί δημιουργία ρηγμάτων λόγω της εδαφικής κίνησης και των κατολισθήσεων, τα οποία ονομάζονται δευτερεύοντα ρήγματα.

Όταν το επίπεδο θραύσης των ρηγμάτων δεν εμφανίζεται στην επιφάνεια της γης, το ρήγμα ονομάζεται τυφλό. Τα είδη των ρηγμάτων κατηγοριοποιούνται

σύμφωνα με την κίνηση που πραγματοποιείται, η οποία ανάλογα με την κατεύθυνση της μπορεί να θεωρηθεί ως κίνηση καταβύθισης-ολίσθησης (dip-slip movement) ή κίνηση εισχώρησης-ολίσθησης (strike-slip movement).

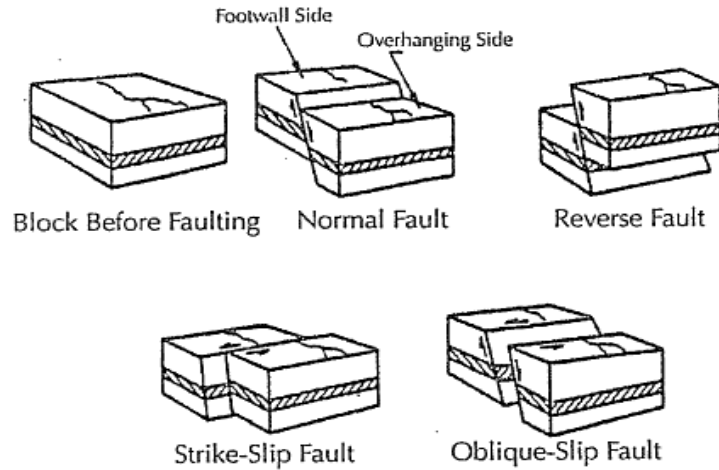
Όσον αφορά στην κίνηση καταβύθισης–ολίσθησης, η επικρατέστερη συνιστώσα κίνησης είναι κατακόρυφη στην εισχώρηση, με αποτέλεσμα το ρήγμα να κινείται στην κατεύθυνση της καταβύθισης. Οι τύποι ρηγμάτων για το συγκεκριμένο είδος κίνησης θεωρούνται οι εξής:

- **Κανονικό ρήγμα (Normal fault):** η οριζόντια συνιστώσα της κίνησης είναι εφελκυστική προκαλώντας την προς τα κάτω κίνηση του τμήματος του βράχου που βρίσκεται πάνω από το κεκλιμένο ρήγμα προς το τμήμα που βρίσκεται κάτω από αυτό ως αποτέλεσμα της εφελκυστικής καταπόνησης στην περιοχή του ρήγματος.
- **Ανάστροφο ρήγμα (Reverse fault):** η οριζόντια συνιστώσα της κίνησης είναι θλιπτική προκαλώντας την προς τα πάνω κίνηση του τμήματος του βράχου που βρίσκεται πάνω από το κεκλιμένο ρήγμα ως αποτέλεσμα της θλιπτικής καταπόνησης στην περιοχή του ρήγματος.

Όσον αφορά στην κίνηση εισχώρησης–ολίσθησης η επικρατέστερη συνιστώσα κίνησης είναι παράλληλη στην εισχώρηση και έχουν παρατηρηθεί μεγάλες εδαφικές μετακινήσεις. Ο τύπος ρήγματος που ανήκει στο συγκεκριμένο είδος κίνησης ορίζεται ως:

- **Ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης:** η κίνηση είναι οριζόντια με δεξιόστροφη ή αριστερόστροφη κατεύθυνση, προκαλώντας παραμόρφωση του δικτύου των αγωγών λόγω εφελκυσμού ή θλίψης ανάλογα με τη γωνία που σχηματίζεται μεταξύ του δικτύου αγωγών και του ρήγματος.

Στην περίπτωση συνδυασμού των δύο παραπάνω κινήσεων το ρήγμα ονομάζεται πλάγιο. Στην Εικόνα 2.5 παρουσιάζονται συνολικά οι τύποι ρηγμάτων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Εικόνα 2.1.5: Τύποι ρηγμάτων (Πηγή: Ο'Rourke, 1999).

Λόγω της άμεσης συσχέτισης μεταξύ της έκτασης του ρηγματος με το μέγεθος του σεισμού, οι Wells και Coppersmith (1994) ανέπτυξαν την παρακάτω εμπειρική εξίσωση:

$$\log \bar{D} = C_1 + C_2 M_w \quad (2.9)$$

όπου: D η μέση μετατόπιση ρηγμάτων επιφάνειας (m), M_w το στιγμιαίο μέγεθος και C_1 , C_2 είναι συντελεστές που προέρχονται από στατιστική επεξεργασία και οι τιμές των οποίων λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.3 .

Η παραπάνω εξίσωση προέκυψε από παγκόσμια δεδομένα 421 ιστορικών σεισμών, από τους οποίους χρησιμοποιήθηκαν 244 καλύπτοντας μεγέθη M_w από 5,6 έως 8,1. Επιπλέον, οι μετατοπίσεις των ρηγμάτων που παρατηρήθηκαν μεταβάλλονται σε ένα αρκετά μεγάλο εύρος από 0,05 έως 8,0m για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, από 0,08 έως 2,1m για κανονικά ρήγματα και από 0,06 έως 1,5m για ανάστροφα ρήγματα.

Πίνακας 2.3: Στατιστικές παράμετροι για διαφορετικές κατηγορίες τύπων ολίσθησης ρηγματος (Πηγή: Tromans, 2004).

Fault slip type	C_1	C_2	Standard deviation	Correlation coefficient	Magnitude range
Strike-slip	-6.32	0.90	0.28	0.89	5.6 – 8.1
Reverse	-0.74	0.08	0.38	0.10	5.8 – 7.4
Normal	-4.45	0.63	0.33	0.64	6.0 – 7.3
All	-4.80	0.69	0.36	0.75	5.6 – 8.1

Στην περίπτωση που το δίκτυο των αγωγών διασχίζει ενεργά ρήγματα, θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν αριθμητικά μοντέλα τα οποία λαμβάνουν υπόψη τα χαρακτηριστικά της αστοχίας του ρήγματος καθώς και γεωλογικά/γεωτεχνικά δεδομένα. Επομένως, για τον σχεδιασμό ενός αγωγού έναντι του κινδύνου των κατολισθήσεων είναι απαραίτητη η χρήση ενός αξιόπιστου διδιάστατου ή τριδιάστατου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, στα οποία ο αγωγός προσομοιώνεται είτε στοιχεία δοκού ή με στοιχεία κελύφους, λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες επαφής (συνήθως με κατάλληλα μη-γραμμικά ελατήρια) μεταξύ του εδάφους και του αγωγού.

2.2 Περιστατικά αστοχιών δικτύων αγωγών

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η συμπεριφορά δικτύων υπόγειων αγωγών σε ιδιαίτερα σημαντικούς σεισμούς Kobe, Northridge και San Francisco. Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι τα παρακάτω παραδείγματα αναφέρονται στη συμπεριφορά υπόγειων και όχι υποθαλάσσιων βρυχιων αγωγών, λόγω έλλειψης σχετικών δεδομένων.

2.2.1 Σεισμός Kobe

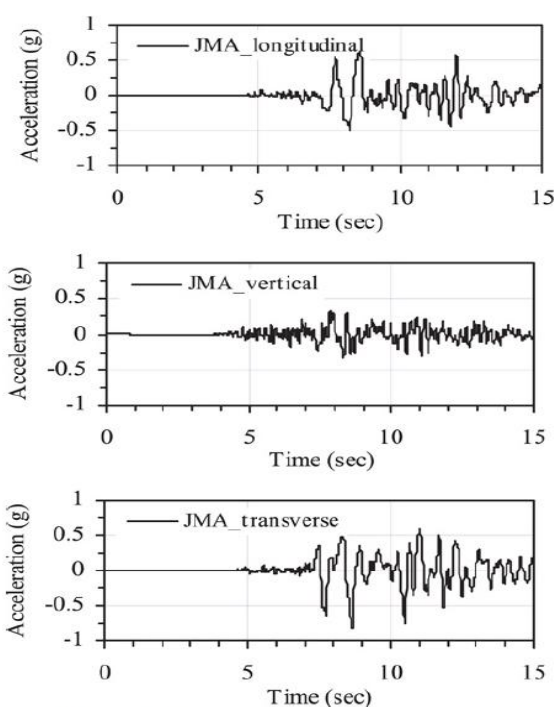
2.2.1.1 Γενικά στοιχεία

Ως ένα από τα σημαντικότερα πρόσφατα σεισμικά γεγονότα μπορεί να θεωρηθεί ο σεισμός στο Kobe της Ιαπωνίας στις 17 Ιανουαρίου 1995, μεγέθους $M_w=6,9$. Τα αίτια των καταστροφών οφείλονται τόσο λόγω της ισχυρής εδαφικής κίνησης (με μέγιστες επιταχύνσεις από 0,5g έως και πάνω από 0,8g) όσο και λόγω εκτεταμένων φαινομένων ρευστοποίησης, τα οποία παρατηρήθηκε έντονα κατά μήκος της ακτής του κόλπου της Osaka. Ο σεισμός έπληξε τις πόλεις Kobe, Ashiya, Amagasaki και Nishinomiya.

Λόγω των καταστροφών έχουν γίνει πολλές έρευνες για τη σεισμική απόκριση θαμμένων αγωγών επικεντρώνοντας στην αναλυτική προσομοίωση τους. Κατά τον σεισμό δεν παρατηρήθηκαν βλάβες στους σταθμούς και δεξαμενές φυσικού αερίου LNG και στο δίκτυο μέσης πίεσης (μόνο 14 βλάβες σε συνδέσεις αγωγών που ήταν κατασκευασμένοι πριν το 1952), αλλά παρατηρήθηκαν διαρροές σε συνδέσεις. Οι

μεγαλύτερες καταστροφές παρατηρήθηκαν στο δίκτυο χαμηλής πίεσης, όπου υπήρξαν 36 θραύσεις αγωγών από χυτοσίδηρο, 5.190 βλάβες σε κοχλιωτές συνδέσεις, 10.161 βλάβες σε παροχετευτικούς αγωγούς και 11.108 βλάβες σε αγωγούς κτηρίων. Ακόμα μια σημαντική παρατήρηση είναι η ότι υπήρξε αποτελεσματική λειτουργία των «έξυπνων» συστημάτων διακοπής στο σύστημα φυσικού αερίου στις 5 από τις 8 μεγάλες περιοχές της πόλης του Kobe διακόπηκε έξι ώρες μετά το σεισμό.

Τέλος, εξαιτίας των προαναφερθέντων αστοχιών και σε συνδυασμό με τα ξύλινα παραδοσιακά σπίτια υπήρξαν μεγάλες φωτιές, που δεν μπορούσαν να κατασβεστούν εύκολα εξαιτίας του κατεστραμμένου οδικού δικτύου, προκαλώντας μεγάλες πρόσθετες καταστροφές και απώλειες σε ανθρώπινες ζωές.



(a) JMA (Kobe EQ).

Εικόνα 2.5: Χρονοϊστορίες εδαφικών του σεισμού του Kobe (Πηγή: Lee et al. , 2009).

2.2.2.2 Συμπεριφορά υπόγειων αγωγών

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μιας ενδελεχούς έρευνας των Lee et al. (2009), για τον σεισμό του Kobe, χρησιμοποιώντας χρονοϊστορίες εδαφικών επιταχύνσεων από αυτόν τον σεισμό, απ' όπου προκύπτουν χρήσιμα

συμπεράσματα για την επίδρασή του σεισμικού κινδύνου σε θαμμένους αγωγούς. Στη συγκεκριμένη έρευνα χρησιμοποιήθηκε τύπος αγωγού API 5L Grade X65 θαμμένος σε πυκνή άμμο, χαλαρή άμμο και μαλακή άργιλο, σε βάθη 1,881m, 3,381m και 5,381m, αντίστοιχα. Στη δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι τρεις χρονοϊστορίες από την καταγραφή JMA με μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις 0,632g, 0,829g και 0,341g, που φαίνονται στην Εικόνα 2.5.

Εξετάστηκαν τόσο ευθύγραμμο όσο και καμπύλα τμήμα αγωγών, σε διάφορα βάθη και καταστάσεις κινηματικής καταπόνησης. Όσον αφορά στα ευθύγραμμα τμήματα των αγωγών, έπειτα από ιδιομορφική ανάλυση και παρατηρώντας τον Πίνακα 2.3 με τα αποτελέσματα της, προκύπτει ότι στην εγκάρσια κατεύθυνση η φυσική περίοδος των αγωγών αυξάνεται καθώς μειώνεται η γωνία τριβής του εδάφους.

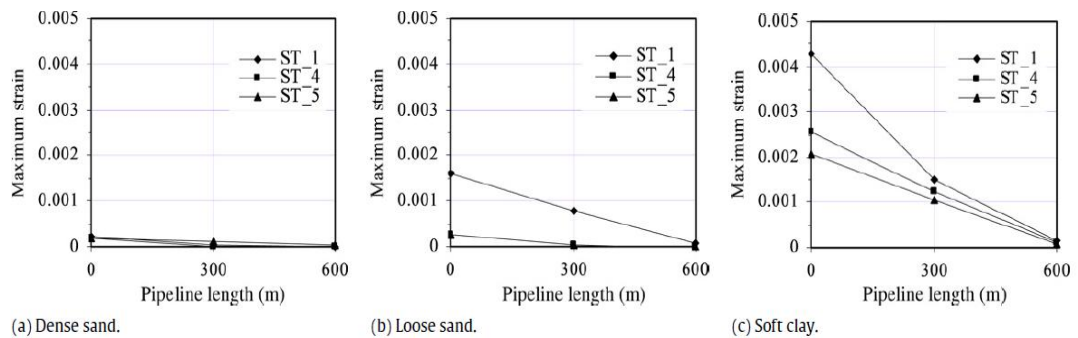
Πίνακας 2.3: Φυσική περίοδος του αγωγού (Πηγή: Lee et al., 2009).

Soil condition	Natural period of vibration (s)					
	Transverse direction			Vertical direction		
	First mode	Second mode	Third mode	First mode	Second mode	Third mode
Dense sand	0.6963	0.6867	0.6642	1.6047	1.4666	1.2991
Loose sand	1.0326	0.9929	0.9358	1.8748	1.6641	1.4306
Soft clay	1.3556	1.2693	1.1560	1.5059	1.3906	1.2451

Επίσης, παρατηρώντας τα διαγράμματα στην Εικόνα 2.6, όπου φαίνεται η απόκριση σε όρους μέγιστης παραμόρφωσης του αγωγού σε διαφορετικά βάθη θαψίματος συμπεραίνεται ότι η μέγιστη ένταση (η οποία εμφανίζεται στο άκρο του αγωγού) μειώνεται καθώς αυξάνεται το βάθος στο οποίο είναι θαμμένος ο αγωγός. Το συμπέρασμα αυτό είναι εντονότερο όταν ο αγωγός είναι θαμμένος σε έδαφος μαλακού πηλού, ενώ υπάρχει μια μικρή διαφοροποίηση σε εδάφη πυκνής άμμου.

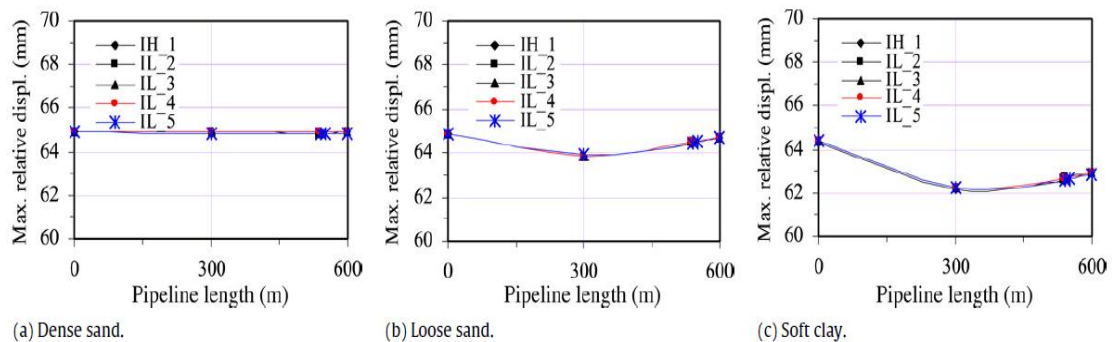
Συγκρίνοντας την επιτρεπόμενη παραμόρφωση (η οποία είναι ίση με περίπου 0.7%) με τις μέγιστες παραμόρφώσεις που προέκυψαν από την ανάλυση, παρατηρείται ότι οι τελευταίες είναι μεγαλύτερες κατά 62% , 37% και 33% στα βάθη 1,181m , 3,381m και 5,581m αντίστοιχα, σε έδαφος μαλακής αργίλου. Επομένως, σε μεγαλύτερα βάθη ο αγωγός δε θεωρείται τόσο ευάλωτος όσο σε πιο επιφανειακές θέσεις. Από την άλλη πλευρά, στην πυκνή και στην χαλαρή άμμο, η παραμόρφωση που προκαλείται θεωρείται ασήμαντη. Παρόλο που η έρευνα πραγματοποιείται για

μήκος σωληνώσεων 1,2km, τα διαγράμματα αναφέρονται σε μήκος σωληνώσεων 600m λόγω συμμετρίας.

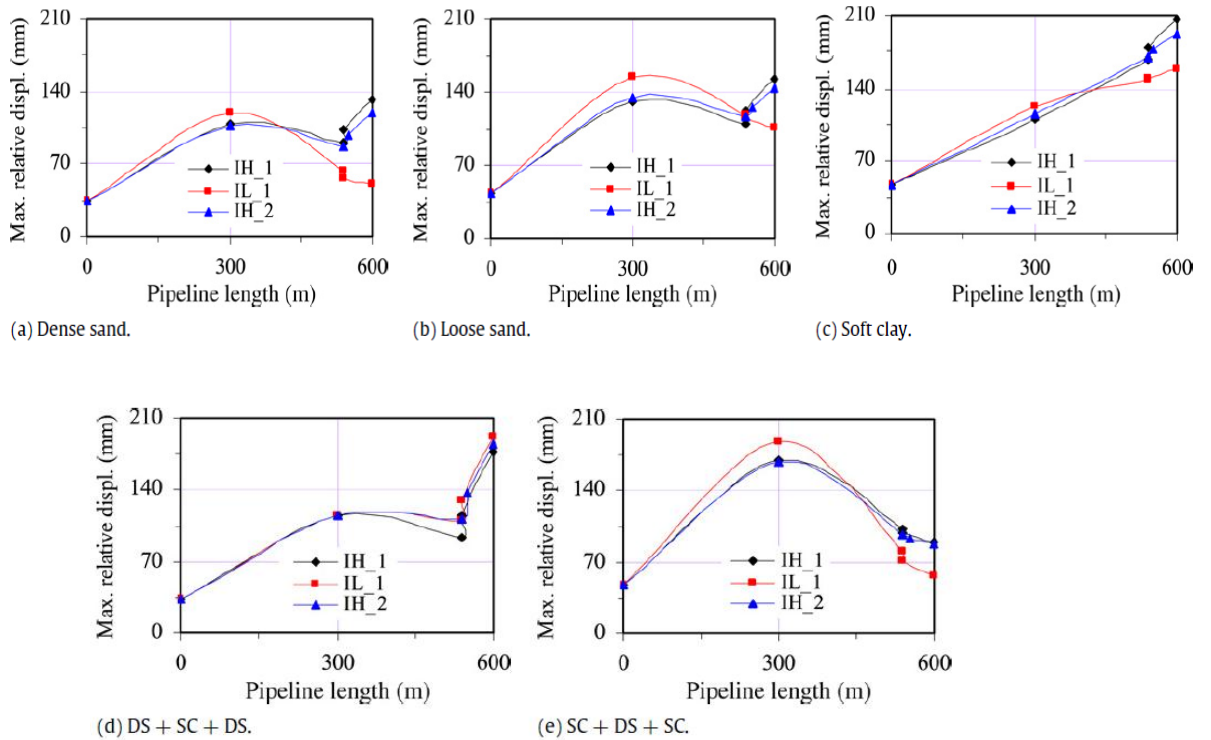


Εικόνα 2.6 : Απόκριση μέγιστης έντασης του αγωγού σε διαφορετικά βάθη (Πηγή: Lee et al, 2009).

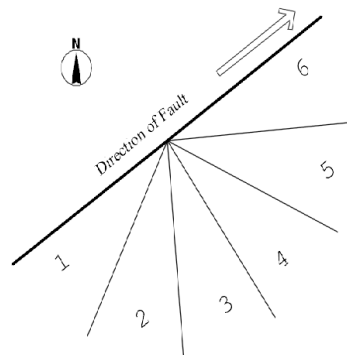
Όσον αφορά στα καμπύλα τμήματα των αγωγών, η μέγιστη εγκάρσια μετατόπιση για τα τρία είδη εδαφών παρουσιάζεται στα διαγράμματα της Εικόνας 2.7. Τέλος, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.8, η μετατόπιση μειώνεται στο κέντρο του αγωγού, ενώ ταυτόχρονα παρατηρείται διαφορά στην κάμψη του αγωγού.



Εικόνα 2.7 : Απόκριση μέγιστης σχετικής μετακίνησης του αγωγού σε διαφορετικά βάθη (Πηγή: Lee et al., 2009).



Εικόνα 2.8 : Μέγιστη σχετική εγκάρσια μετατόπιση αγωγού (Πηγή: Lee et al., 2009).



Εικόνα 2.2.5: Κατευθύνσεις θαμμένων αγωγών (Πηγή: Takada et al., 2002).

Σύμφωνα με την ανάλυση από τους Takada et al. (2002) των επιταχύνσεων που έχουν καταγραφεί στον συγκεκριμένο σεισμό προέκυψε ότι η εδαφική μετατόπιση και η ταχύτητα είναι μεγαλύτερες στην κατεύθυνση του σεισμογενούς ρήγματος από αυτές που αναπτύσσονται στην παράλληλη κατεύθυνση με αυτό (directivity effects). Επιπλέον, η πόλη του Kobe παρουσιάζει ένα ιδιαίτερο χαρακτηριστικό το οποίο είναι η κλίση του βραχώδους υποστρώματος από τη βουνοπλαγιά προς την ακτή. Επομένως, από τις παραπάνω παρατηρήσεις

προκύπτει ότι οι θαμμένοι αγωγοί -ιδιαίτερα όσοι είναι τοποθετημένοι προς την κατεύθυνση του ρήγματος- έχουν μεγαλύτερη πιθανότητα να υποστούν σοβαρές καταστροφές.

Θεωρώντας ως άξονα την κατεύθυνση του ρήγματος και γωνία βήματος 30° , οι κατευθύνσεις των αγωγών διαχωρίζονται σε έξι τμήματα, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.9. Η κατεύθυνση των αγωγών 3 και 4 θεωρείται ως η κατεύθυνση προς το ρήγμα ενώ οι κατευθύνσεις 1 και 6 θεωρούνται παράλληλες σε αυτό.

Πίνακας 2.4: Σύγκριση των καταστροφών σε αγωγούς διανομής νερού σε διαφορετικά τμήματα της πόλης Kobe (Πηγή: Takada et al., 2002).

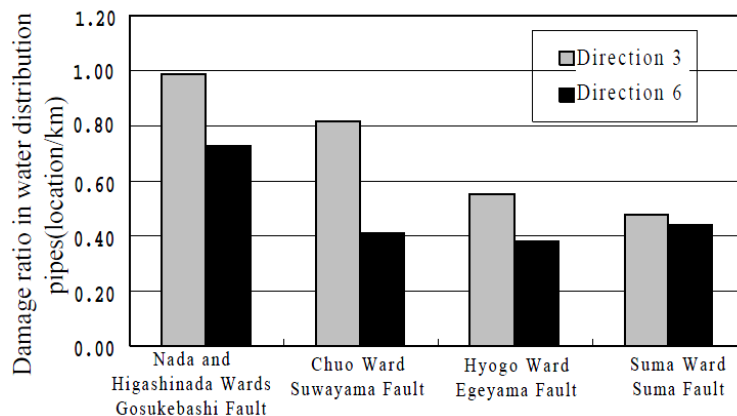
The wards in Kobe City	Length of buried pipes (km)		Damage locations		Damage ratio (location/km)	
	Direction 3	Direction 6	Direction 3	Direction 6	Direction 3	Direction 6
Nada and Higashinada	152.05	228.83	150	166	0.99	0.73
Chuo	74.92	107.85	61	44	0.81	0.41
Hyogo	51.13	60.93	28	23	0.55	0.38
Suma	46.24	59.42	22	26	0.48	0.44

Πίνακας 2.5: Σύγκριση των καταστροφών σε αγωγούς διανομής φυσικού αερίου σε διαφορετικά τμήματα της πόλης Kobe(Πηγή: Takada et al., 2002)

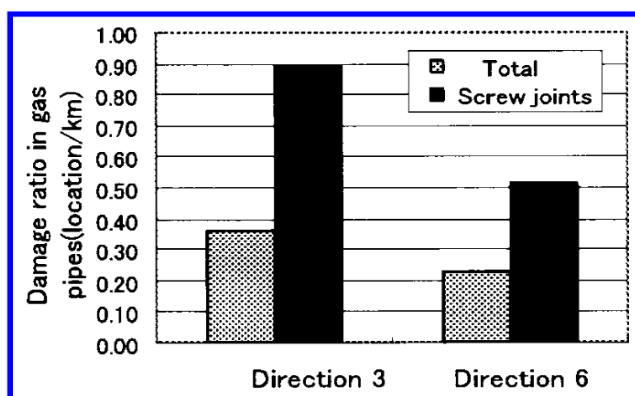
Direction	Buried length (km)	Damage location	Damage ratio (location/km)
1	201.89	33	0.16
2	228.67	55	0.24
3	813.05	292	0.36
4	143.82	34	0.24
5	231.12	35	0.15
6	1147.95	266	0.23

Όσον αφορά στις καταστροφές στους αγωγούς μεταφοράς νερού και αερίου αυτές οφείλονται κυρίως στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Παρατηρώντας τους Πίνακες 2.4 και 2.5 καθώς και τις Εικόνες 2.10 και 2.11 συμπεραίνεται ότι οι αγωγοί με κατεύθυνση 3 -δηλαδή, κατεύθυνση κάθετα προς το ρήγμα- όχι μόνο έχουν υποστεί περισσότερες καταστροφές από την κατεύθυνση 6 (δηλαδή κατεύθυνση

παράλληλη με το ρήγμα), αλλά και οι δείκτες που απεικονίζουν τα επίπεδα βλάβης έχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ τους.



Εικόνα 2.10: Σύγκριση των δεικτών καταστροφής σε διάφορες κατευθύνσεις θαμμένων αγωγών διανομής νερού (Πηγή: Takada et al., 2002).

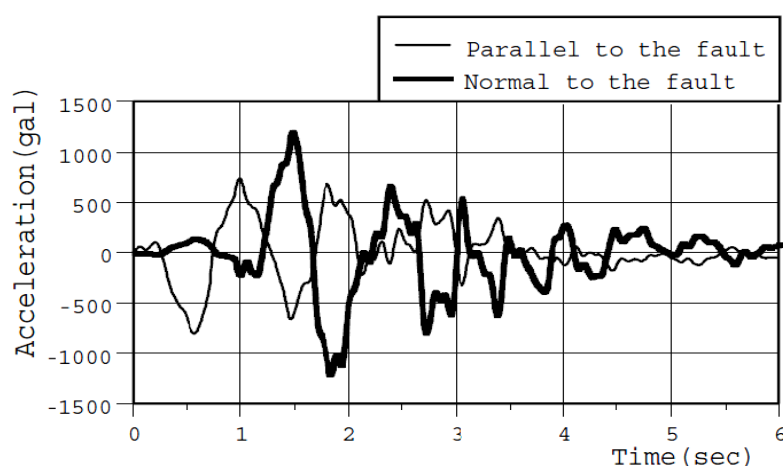


Εικόνα 2.11: Σύγκριση των δεικτών καταστροφής σε διάφορες κατευθύνσεις θαμμένων αγωγών διανομής φυσικού αερίου (Πηγή: Takada et al., 2002).

Η μεγαλύτερη καταστροφή των υπόγειων αγωγών που είναι κάθετα προς την κατεύθυνση του ρήγματος είναι αποτέλεσμα της ισχυρότερης εδαφικής κίνησης προς αυτήν την κατεύθυνση. Γενικά, η συμπεριφορά των θαμμένων αγωγών ακολουθεί την εδαφική παραμόρφωση και η διαμήκης παραμόρφωση είναι εντονότερη από την κατακόρυφη. Συνεπώς, εφόσον η κίνηση κάθετα προς την κατεύθυνση του ρήγματος είναι η δυσμενέστερη, η αξονική ένταση στους σωλήνες που είναι θαμμένοι σε αυτή την κατεύθυνση είναι επίσης εντονότερη.

Λόγω της σοβαρής διαμήκουσ συμπίεσης στους αγωγούς αλλά και των τάσεων που δημιουργήθηκαν, οι αγωγοί καταπονήθηκαν τόσο στις συνδέσεις λόγω εφελκυσμού, αλλά και στο κύριο σώμα τους λόγω κάμψης. Όπως προαναφέρθηκε, η ιδιαίτερη τοπογραφία της πόλης έχει επηρεάσει τις βλάβες των αγωγών, ειδικά αυτών που ήταν θαμμένοι παράλληλα στην κλίση του βραχώδους υποστρώματος. Επομένως, θεωρείται σημαντικό να διαχωριστούν οι καταστροφές τόσο λόγω της σεισμικής κίνησης όσο και λόγω της κλίσης.

Χρησιμοποιώντας τη συνάρτηση κυματικής διάδοσης (radiation pattern function), έγινε εφικτή η εκτίμηση των συνιστωσών των κυμάτων και στις δύο κατευθύνσεις, όπως παρουσιάζονται στην Εικόνα 2.12. Σύμφωνα με τις συγκεκριμένες χρονοϊστορίες προκύπτει ότι για απόσταση 1km από το ρήγμα, η μέγιστη επιτάχυνση στην κατεύθυνση προς το ρήγμα είναι 1,5 φορές μεγαλύτερη από αυτή που παρατηρείται στην παράλληλη κατεύθυνση με το ρήγμα.



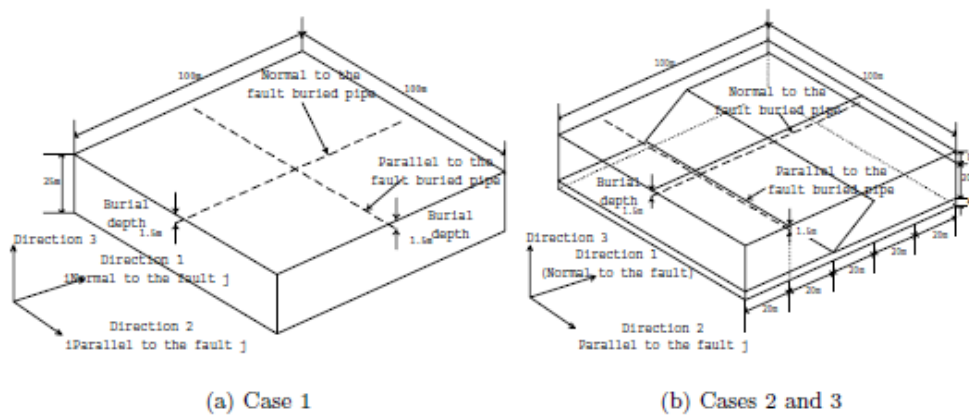
Εικόνα 2.12: Χρονοϊστορίες στην επιφάνεια του εδάφους χρησιμοποιώντας τη μέθοδο ακτινοβολίας (Πηγή: Takada et al.,2002).

Επιπλέον, χρησιμοποιώντας το λογισμικό ABAQUS σε τρία διαφορετικά σενάρια (βλ. Πίνακα 2.6 και Εικόνα 2.13 με τα προσομοιώματα της ανάλυσης) συμπεραίνεται ότι για απόσταση μεγαλύτερη των 7km από το ρήγμα, η ένταση στην κατεύθυνση προς αυτό είναι μεγαλύτερη από την ένταση στην κατεύθυνση παράλληλα με αυτό. Το παραπάνω συμπέρασμα αποδεικνύεται και από τα διαγράμματα στις Εικόνες 2.14, 2.15 και 2.16, σύμφωνα με τα οποία όταν ένας

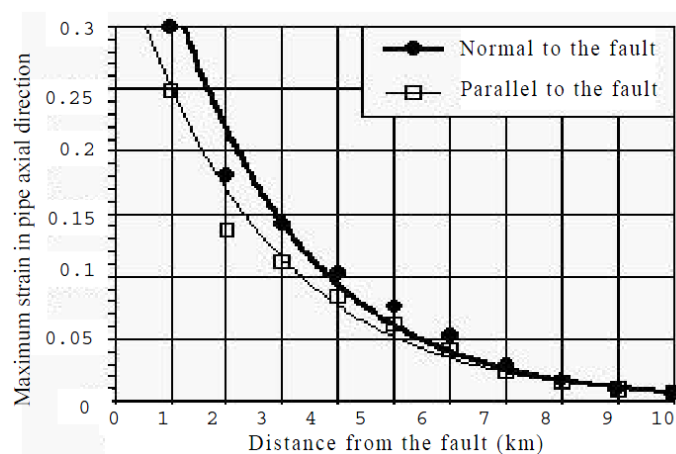
αγωγός είναι τοποθετημένος σε μικρές αποστάσεις από το ρήγμα, η κατεύθυνση της κίνησης τον επηρεάζει περισσότερο από την τοπογραφία του υπεδάφους. Σε αντίθετη περίπτωση, όταν ο αγωγός είναι θαμμένος σε μεγάλη απόσταση από το ρήγμα, τότε η επίδραση της τοπογραφίας είναι σημαντικότερη.

Πίνακας 2.6: Περιπτώσεις αναλύσεων (Πηγή Takada et al., 2002).

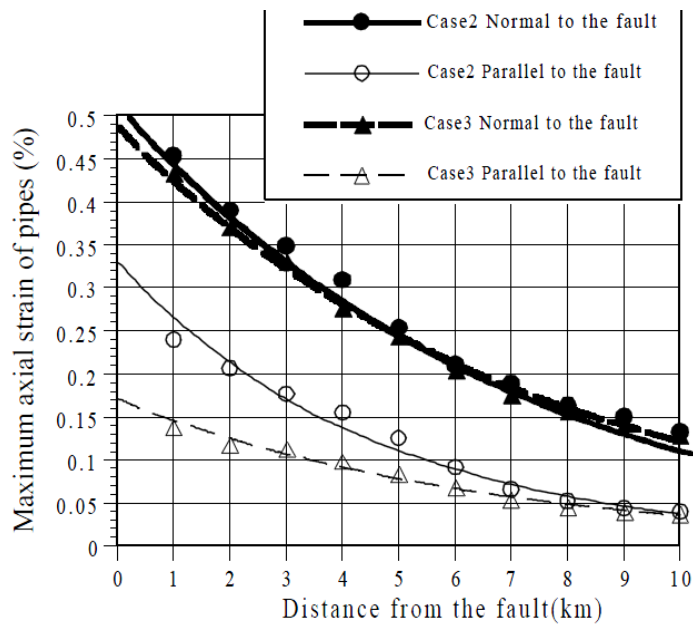
Case	Ground	Input ground motion
Case 1	Uniform	Direction 1: Normal to the fault , Direction 2: Parallel to the fault
Case 2	Inclined bedrock	Normal one was applied in directions 1 and 2
Case 3	Inclined bedrock	Direction 1: Normal to the fault, Direction 2: Parallel to the fault



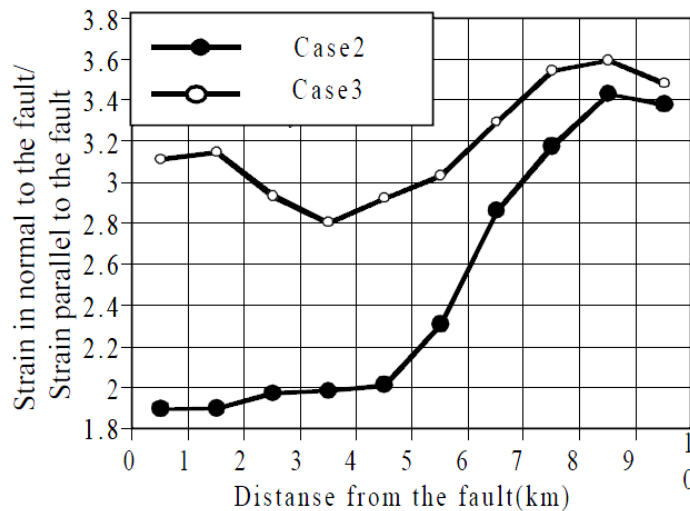
Εικόνα 2.13: Προσομοιώματα ανάλυσης (Πηγή Takada et al.,2002).



Εικόνα 2.14: Σχέση μεταξύ της μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης των αγωγών και της απόστασης από το ρήγμα (Περίπτωση 1) (Πηγή: Takada et al., 2002).



Εικόνα 2.2.11: Σχέση μεταξύ της μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης των αγωγών και της απόστασης από το ρήγμα (Περιπτώσεις 2 και 3) (Πηγή Takada et al., 2002).



Εικόνα 2.2.12: Απόσταση από το ρήγμα και δείκτης μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης (Περιπτώσεις 2 και 3) (Πηγή: Takada et al., 2002).

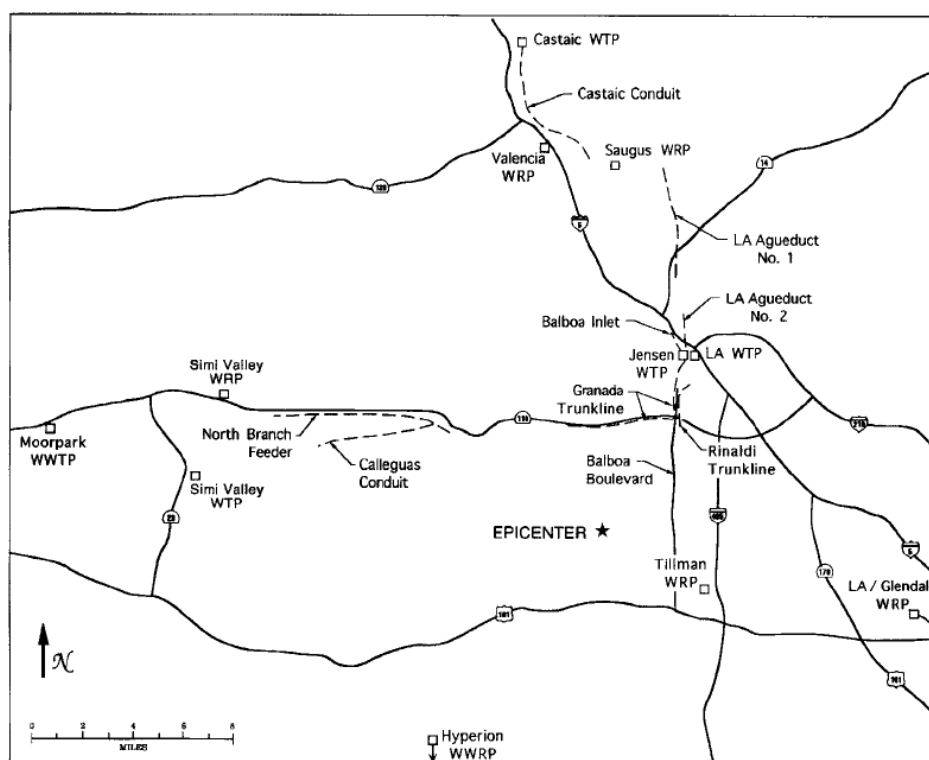
2.2.1 Σεισμός Northridge

2.2.1.1 Γενικά στοιχεία

Ο σεισμός στο Northridge σημειώθηκε στις 17 Ιανουαρίου 1994, στη Reseda, η οποία είναι μια γειτονιά του Λος Άντζελες στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ. Είχε διάρκεια

10 έως 20 δευτερολέπτων και μέγεθος $M_w=6,7$. Η εδαφική επιτάχυνση που παρατηρήθηκε θεωρείται ως μια από τις υψηλότερες επιταχύνσεις που έχουν καταγραφεί σε αστικές περιοχές της Βόρειας Αμερικής και ισούται με $1,8g$, ενώ η μέγιστη εδαφική ταχύτητα που καταγράφηκε είναι ίση με 183cm/s .

Κατά τη διάρκεια του σεισμού παρατηρήθηκαν σημαντικές καταστροφές σε έξι κύριους αγωγούς μεταφοράς νερού που εξυπηρετούσαν το San Francisco, Santa Clarita, και την κοιλάδα του Simi που εφοδιάζει με νερό τέσσερα εργοστάσια. Παρατηρήθηκαν ακόμα βλάβες σε αγωγούς εφοδιασμού οι οποίοι ήταν κατασκευασμένοι από χάλυβα και σκυρόδεμα. Στην Εικόνα 2.15 παρουσιάζονται τα τμήματα των αγωγών διανομής νερού που επηρεάστηκαν από το συγκεκριμένο σεισμό, ενώ στον Πίνακα 2.7 παρουσιάζονται αναλυτικά τόσο τα χαρακτηριστικά των κατεστραμμένων αγωγών όσο και ο χρόνος επισκευής τους.



Εικόνα 2.15: Θέσεις βλαβών αγωγών ύδρευσης και αποχέτευσης.

Όσον αφορά στο σύστημα μεταφοράς φυσικού αερίου στη μητροπολιτική περιοχή του Λος Άντζελες αποτελείται από αγωγούς με διάμετρο κυρίως 2 έως 12in και πιέσεων 60 PSI ή μικρότερες με πλαστική σωλήνωση από μέση ή υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλενίου. Αν και στα περισσότερα κτίρια είναι εγκατεστημένες

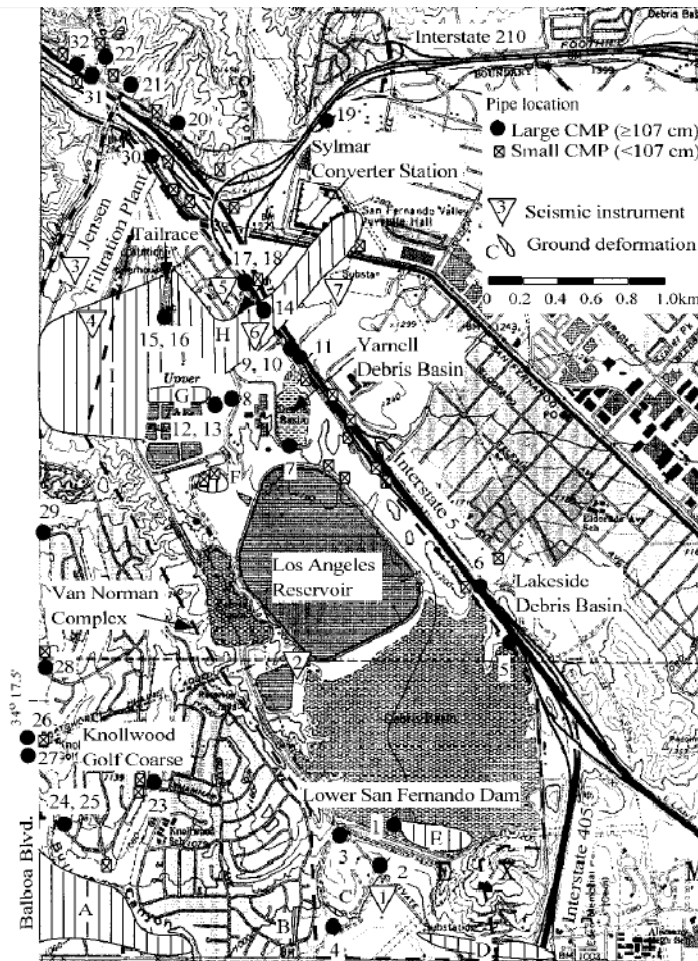
σεισμικές βαλβίδες απότομης διακοπής αερίου που ενεργοποιείται λόγω σεισμού, σύμφωνα με έρευνες που πραγματοποιήθηκαν συμπεραίνεται ότι οι βαλβίδες διέκοψαν αποτελεσματικά τη παροχή αερίου στο Anaheim, στην Santa Ana και στη Ventura, καθώς κάθε βαλβίδα που ερευνήθηκε μεταξύ των Beverly Hills, Burbank, Glendale, Pasadena, San Fernando Valley, Santa Monica και Δυτικό Los Angeles λειτούργησε. Παρόλα αυτά, η επιχείρηση αερίου Καλιφόρνιας αποκατάστησε 841 εγκαταστάσεις των οποίων οι σεισμικές διακοπές βαλβίδων αερίου ήταν λανθασμένες, 162 (19%) εκ των οποίων είχαν διαρροές, 38 (5%) είτε δεν έκλεισαν εντελώς είτε δεν επαναρυθμίζονταν.

Πίνακας 2.2.8: Λεπτομέρειες για την πλειοψηφία των κατεστραμμένων αγωγών (Πηγή: Ρούμπα, 2009).

Αγωγός	Διάμετρος (in)	Υλικό	Χρόνος Επισκευής(μέρες)
Balboa Inlet	85	Χάλυβας	2
Aqueduct#1	120	Χάλυβας	58
Aqueduct#2	77	Χάλυβας	12
CastaicConduit	54/39/33	MPCCP	67
North Branch Feeder	78	Προεντεταμένο σκυρόδεμα	46
Calleguas Conduit	51	Προεντεταμένο σκυρόδεμα	-

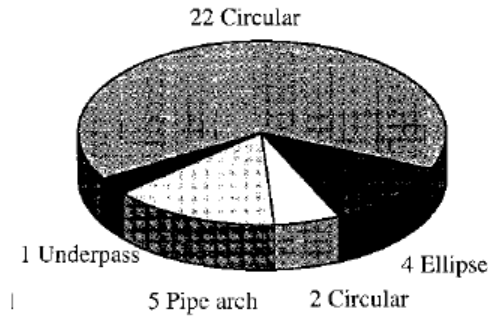
2.2.1.1 Συμπεριφορά των θαμμένων αγωγών

Λόγω της έντονης καταστροφικής επίδρασης του εν λόγω σεισμού σε θαμμένους αγωγούς έχουν πραγματοποιηθεί πολλές. Στη συνέχεια παρουσιάζεται σύνοψη της μελέτης των Davis και Bardet (2000), η οποία παρουσιάζει τα αποτελέσματα ερευνών σε 61 μεταλλικούς αγωγούς (τύπου CMP) που καταπονήθηκαν λόγω του σεισμού στο Northridge, η θέση των οποίων παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.16.



Εικόνα 2.16: Δίκτυο αγωγών σε περιοχές που παρατηρήθηκαν μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις (Πηγή: Davis και Bardet, 2000).

Οι αγωγοί έχουν ταξινομηθεί ανάλογα τη διάμετρό τους σε αγωγούς μικρής διαμέτρου (μικρότερης από 107cm) και μεγάλης διαμέτρου (μεγαλύτερης από 107cm). Ο αριθμός των αγωγών μικρής διαμέτρου ισούται με 29, ενώ αυτός μεγάλης διαμέτρου είναι ίσος με 32. Η συγκεκριμένη έρευνα ασχολείται μόνο με τους αγωγούς μεγάλης διαμέτρου, η οποία κυμαίνεται σε εύρος από 107cm έως 478cm, και έχουν σχήμα κυκλικό, ελλειπτικό, κλπ. Θεωρώντας ότι όλοι οι αγωγοί έχουν κωδικοποιηθεί με αριθμούς από 1 έως 32, μπορεί να γίνει κατανοητή η η Εικόνα 2.17, στην οποία παρουσιάζεται η κατανομή τους ανάλογα με το σχήμα τους.



Εικόνα 2.17: Κατανομή αγωγών μεγάλης διαμέτρου ανάλογα του σχήματος της διατομής τους (Πηγή: Davis και Bardet, 2000).

Όλοι οι αγωγοί είναι κατασκευασμένοι από γαλβανισμένο σίδηρο (εκτός των αγωγών 5, 6 και 26) και είναι θαμμένοι στο έδαφος (εκτός των αγωγών 15 και 16, για τους οποίους χρησιμοποιήθηκε σκυρόδεμα). Στον Πίνακα 2.8 παρουσιάζονται οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες που καταγράφηκαν στο συγκεκριμένο σεισμό στην υπό μελέτη περιοχή.

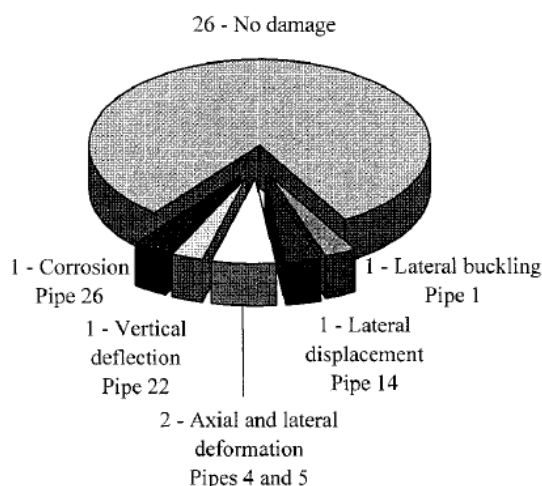
Πίνακας 2.2.9: Μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες που καταγράφηκαν στο Van Norman Complex κατά τη διάρκεια του σεισμού Northridge το 1994 (Πηγή: Davis και Bardet, 2000).

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)	$pga_{1,2}$ (8)	Azimuth θ_{12} (degree) (9)	pgv_1 N-S (10)	pgv_2 E-W (11)	pgv_3 up (12)	$pgv_{1,2}$ (13)	Azimuth θ_{12} (degree) (14)
1	Rinaldi Receiving Station	alluvium	350	0.82	0.57	0.85	0.90	25	-162	-94	-42	184	209
2	Los Angeles Dam abutment	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 building Sylmar Converter Station	alluv./fill	425	-0.43	0.60	-0.39	0.63	109	-108	96	35	109	169
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 Station East FF	bedrock	500	0.77	0.47	-0.38	0.84	25	-111	-67	-24	116	199

Σύμφωνα με τη συγκεκριμένη μελέτη έχει παρατηρηθεί ότι οριζόντια εδαφική κίνηση είναι ισχυρότερη στην κατεύθυνση από το Βορρά προς το Νότο (κατεύθυνση της ολίσθησης). Παρόμοιες διαφοροποιήσεις παρατηρήθηκαν και στην κατακόρυφη διεύθυνση. Αυτό υποδηλώνει ότι οι αγωγοί υπέστησαν ποικίλες καταπονήσεις ανάλογα με τη θέση και τον προσανατολισμό των αγωγών.

Επιπλέον, είναι σημαντικό να παρατηρηθεί ότι οι σταθμοί που κατέγραψαν τα παραπάνω δεδομένα, είναι τοποθετημένοι σε διαφορετικές εδαφικές συνθήκες. Πιο συγκεκριμένα, οι σταθμοί 2,3 και 7 είναι τοποθετημένοι σε βραχώδες υπόβαθρο, οι σταθμοί 4 και 6 σε μαλακά εδάφη και τέλος οι σταθμοί 1 και 5 σε αλλουβιακές αποθέσεις. Επομένως, λόγω των διαφορετικών εδαφικών συνθηκών παρατηρήθηκαν σημαντικές διαφορές τόσο μεταξύ των εδαφικών επιταχύνσεων όσο και των εδαφικών ταχυτήτων. Μια σημαντική παρατήρηση είναι το γεγονός ότι οι παραπάνω διαφορές σημειώθηκαν ακόμα και μεταξύ μικρών αποστάσεων παρόμοιων εδαφικών συνθηκών.

Οι περισσότεροι αγωγοί παρουσιάζουν μόνιμες παραμορφώσεις. Παροδικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στις αρθρώσεις των αγωγών όπου τα άκρα των χαλαρά συνδεδεμένων τμημάτων τέθηκαν προσωρινά σε επαφή αλλά και σε κοχλιωτές συνδέσεις λόγω του σεισμού. Υπήρξαν επίσης περιπτώσεις στις οποίες τμήματα των αγωγών αλληλοεπηρεάστηκαν σε σημαντικό βαθμό έτσι ώστε να δημιουργήσουν τοπικές παραμορφώσεις, ενώ τα σχήματα διατομής ήταν ήδη παραμορφωμένα. Όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.18, οι αγωγοί υποβλήθηκαν σε κάθετες παραμορφώσεις, αξονικές παραμορφώσεις, πλευρικές μετακινήσεις, λυγισμό, κλπ καταπονήσεις.



Εικόνα 2.18: Κατανομή βλαβών από τον σεισμό Northridge (Πηγή: Davis και Bardet, 2000).

Σύμφωνα με τη συγκεκριμένη έρευνα, η καταστροφή των μεταλλικών αγωγών δεν οφείλεται σε μετακίνηση ρήγματος, κατασκευαστικές αστοχίες των αγωγών, μεθόδων κατασκευής ή κατολισθήσεις, αλλά στις μόνιμες εδαφικές

παραμορφώσεις, στη μη τήρηση πρόσφατων κανονισμών κατά τη διάρκεια της κατασκευής και στη διάβρωση. Παρ' όλα αυτά υπάρχουν αρκετές διαφορετικές απόψεις για τα αίτια καταστροφής των αγωγών. Έπειτα από αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με βάση τόσο τις καταπονήσεις αλλά και όσο τις επιταχύνσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό, συμπεραίνεται ότι η εδαφική ταχύτητα θεωρείται ως πιο αξιόπιστος δείκτης καταστροφής των αγωγών από την εδαφική επιτάχυνση.

2.2.3 Σεισμός San Fernando

2.2.3.1 Γενικά στοιχεία

Ο σεισμός στο San Fernando σημειώθηκε στις 9 Φεβρουαρίου 1971, με τοπικό μέγεθος 6,4 της κλίμακας Ρίχτερ, σε υπόκεντρο 8km και απόσταση 13km βόρεια – βορειοανατολικά της πόλης του San Fernando στις ΗΠΑ. Έχουν καταχωρηθεί τρεις κύριες ζώνες ρήξης επιφάνειας στην περιοχή του San Fernando (Mission Wells, Sylmar και Harding School) στις οποίες πραγματοποιήθηκαν 112 επισκευές σε θαμμένους αγωγούς. Τμήματα αγωγών από 100m έως 2km επισκευάστηκαν σε διάρκεια λίγων μηνών μετά από το εν λόγω σεισμικό γεγονός. Επίσης, επισκευάστηκε το 16% του συνολικού μήκους των αγωγών που μελετώνται στη συγκεκριμένη έρευνα. Όσον αφορά το τμήμα του Sylmar, παρατηρήθηκε υψηλή ανάγκη επισκευών στο 67% του συνολικού μήκους των αγωγών που είναι τοποθετημένοι στο συγκεκριμένο τμήμα.

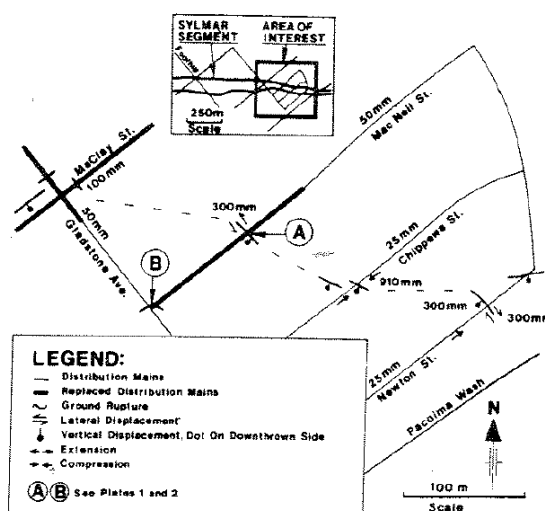
Όσον αφορά στους αγωγούς μεταφοράς και διανομής παρατηρήθηκαν 76 βλάβες σε παλαιούς χαλύβδινους αγωγούς με συνδέσεις οξυγονοκόλλησης, και 137 βλάβες σε δίκτυα διανομής από χυτοχάλυβα. Η έκταση των βλαβών στα δίκτυα διανομής επεκτάθηκε σε μια περιοχή 31 τετραγωνικών χιλιομέτρων, ενώ πολλοί καταναλωτές έμειναν χωρίς φυσικό αέριο.

2.2.3.2 Συμπεριφορά θαμμένων αγωγών

Στοιχεία από τη μελέτη του O'Rourke (1990) που παρατίθενται στη συνέχεια αναφέρονται στην απόκριση των θαμμένων αγωγών μεταφοράς και διανομής φυσικού αερίου κατά μήκος της περιοχής Sylmar του San Fernando. Οι επισκευές αγωγών κατά μήκος του Sylmar προέκυψε ως συνάρτηση της απόστασης του

αγωγού από τη ζώνη του ρήγματος. Η κεντρική γραμμή του ρήγματος ελήφθη στο μέσον της ζώνης που δείχνει την πιο μεγάλη επιφανειακή μετατόπιση κοντά στο νότιο όριο του Sylmar.

Ο τρόπος με τον οποίο ένας αγωγός είναι προσανατολισμένος ως προς το ρήγμα σχετίζεται σημαντικά με την καταστροφή που μπορεί να επέλθει στον αγωγό. Πιο συγκεκριμένα, οι αγωγοί που έχουν προσανατολιστεί στη βορειοανατολική κατεύθυνση του ρήγματος δέχτηκαν θλιπτικές τάσεις τόσο λόγω ώθησης όσο και λόγω αριστερόστροφης κίνησης του ρήγματος εισχώρησης-ολίσθησης. Οι βλάβες σε αγωγούς με προσανατολισμό στο βορειοανατολικό τμήμα από την κεντρική ζώνη ρήγματος είναι 4 φορές περισσότερες από αυτές με προσανατολισμό στο βορειοδυτικό τμήμα.

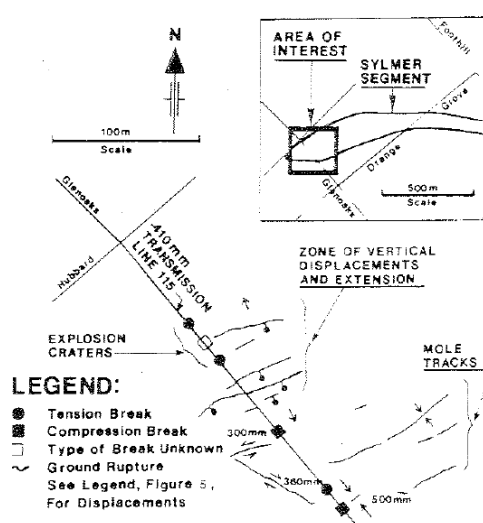


Εικόνα 2.19: Αποτύπωση καταστροφών αγωγών στο τμήμα Sylmar (Πηγή: O'Rourke, 1990).

Πιο αναλυτικά, όπως παρουσιάζεται και στην Εικόνα 2.19, οι εδαφικές διαρρήξεις αλλά και οι επιφανειακές μετατοπίσεις του ανατολικού τμήματος Sylmar σχετίζονται άμεσα με τους αγωγούς οι οποίοι αντικαταστάθηκαν. Στη συγκεκριμένη περιοχή εντοπίστηκε θλιπτική μετατόπιση περίπου ίση με 900mm σε αγωγούς με προσανατολισμό παράλληλα προς το βορειοανατολικό τμήμα, ενώ για κάθετο και διαμήκη προσανατολισμό περίπου ίση με 300m. Επίσης, αγωγοί με διάμετρο 100mm και 50mm οι οποίοι ήταν τοποθετημένοι στις οδούς MacClay και MacNeil αντίστοιχα, χρειάστηκαν αντικατάσταση, σε αντίθεση με τους αγωγούς διαμέτρου 25mm των οδών Chippewa και Newton. Είναι σημαντικό να τονιστεί ότι στις οδούς

Chirrewa και Newton υπήρξαν τεράστιες καταστροφές των κτιρίων, των οδών και των πεζοδρομίων τους.

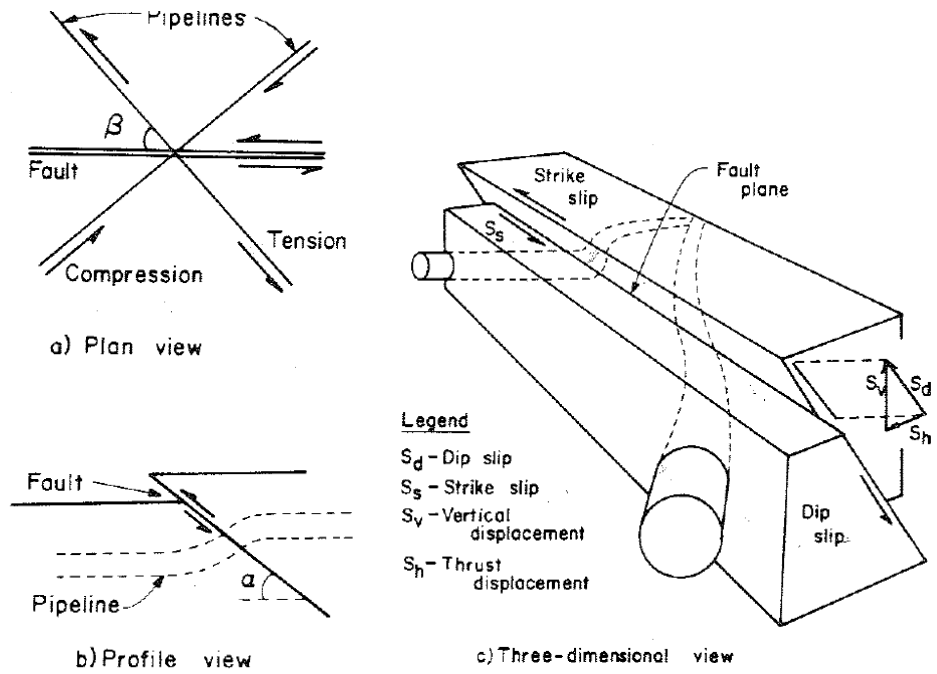
Όσον αφορά την άκρη του δυτικού τμήματος Sylmar, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2.20, έχουν δημιουργηθεί δύο ζώνες εδαφικής κίνησης. Η μία ζώνη βρίσκεται στο δυτικό όριο της επιφάνειας του ρήγματος η οποία επεκτάθηκε περίπου 80m κατά μήκος του Glenoak Boulevard από το μπροστινό άκρο του ρήγματος. Η συγκεκριμένη ζώνη χαρακτηρίζεται από θλιπτικές εδαφικές κινήσεις και θλιπτική καταπόνηση των αγωγών. Η αστοχία σε απόσταση περίπου 180m από το Glenoak Boulevard στην οδό Hubbard, παρατηρήθηκε συμπίεση και μείωση 100mm περίπου κατεστραμμένου αγωγού. Η περιοχή με διάμετρο αγωγών 410 mm υπέστη επίσης βλάβη. Μια δεύτερη ευδιάκριτη ζώνη βρίσκεται κατά μήκος της Glenoak Boulevard μεταξύ 90 και 160m από την οδό Hubbard, στην οποία παρατηρήθηκαν εφελκυστικές εδαφικές κινήσεις οι οποίες προκάλεσαν κατακόρυφες μετακινήσεις και πλευρική εξάπλωση.



Εικόνα 2.20: Αποτύπωση καταστροφών αγωγών στο δυτικό τμήμα Sylmar (Πηγή: O'Rourke, 1990).

Η γραμμή 115 είχε προσανατολιστεί σε βορειοδυτική κατεύθυνση και έτσι υπέκυψαν σε επέκταση που προκλήθηκαν από αριστερή – πλάγια ολίσθηση. Οι σοβαρές θλιπτικές τάσεις που προκλήθηκαν στους αγωγούς της γραμμής 115 δεν μπορούν να εξηγηθούν εκτός αν θεωρηθεί ότι η αστοχία από το ρήγμα έγινε σε τοπική βάση. Στην Εικόνα 2.20 παρουσιάζεται εδαφική ρήξη με 360mm δεξιά–

πλάγια ολίσθηση που τέμνει τους θαμμένους αγωγούς με παράλληλο προσανατολισμό κοντά στην περιοχή όπου το ρήγμα έσπασε λόγω συμπίεσης. Αυτή η τοπική μετατόπιση προκάλεσε βλάβες στους θαμμένους αγωγούς της γραμμής 115.

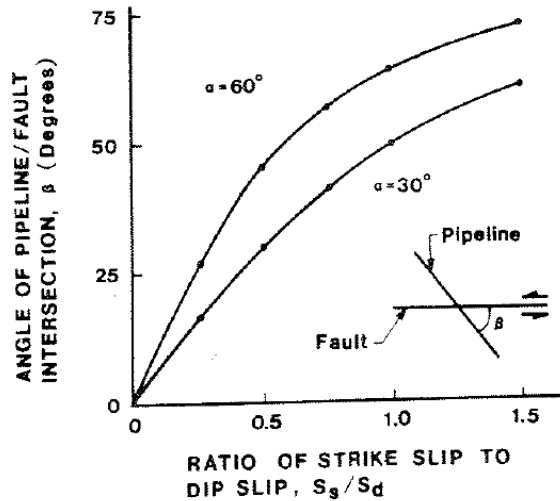


Εικόνα 2.20: Απεικόνιση (σε δύο κι τρεις διαστάσεις) της παραμόρφωσης του αγωγού από ανάστροφο ρήγμα εισχώρησης-ολίσθησης (Πηγή: O'Rourke, 1990).

Γενικά, οι επιπτώσεις στους αγωγούς με προσανατολισμό σχετικό με το ανάστροφο ρήγμα με αριστερή-πλάγια ολίσθηση παρουσιάζονται στην Εικόνα 2.21. Όπως φαίνεται από την κάτοψη (Εικόνα 2.21a), αριστερή - πλάγια ολίσθηση θα προκαλέσει εφελκυσμό σε αγωγό ο οποίος τέμνει το ρήγμα με μια γωνία β , με την προϋπόθεση ότι η γωνία είναι μικρότερη των 90° . Επίσης παρατηρώντας το προφίλ του αγωγού με το ρήγμα (Εικόνα 2.21b), η εισχώρηση- ολίσθηση πρόκειται να προκαλέσει θλίψη στον αγωγό. Αν ο εφελκυσμός προκλήθηκε από εισχώρηση-ολίσθηση, S_s , αυτό σημαίνει ότι η θλίψη προκλήθηκε από καταβύθιση-ολίσθηση, S_d , και έτσι ισχύει η παρακάτω εξίσωση:

$$S_d * \cos \alpha * \sin \beta = S_s * \cos \beta \Rightarrow \frac{S_s}{S_d} = \cos \alpha * \tan \beta \quad (2.9)$$

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



Εικόνα 2.22: Βέλτιστος προσανατολισμός αγωγού για ανάστροφο ρήγμα (Πηγή: O'Rourke, 1990).

Επομένως, η παραπάνω εξίσωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση της γωνίας του αγωγού σε σχέση με το ρήγμα. Σύμφωνα με την Εικόνα 2.22, παρατηρείται ότι καθώς η εισχώρηση αυξάνεται, η βέλτιστη γωνία μειώνεται. Γραφήματα όπως αυτά της Εικόνας 2.22 μπορούν να βοηθήσουν στην καλύτερη δυνατή επιλογή του προσανατολισμού των θαμμένων αγωγών. Όταν η συνιστώσα της εισχώρησης ολίσθησης είναι έντονη, η γωνία μεταξύ αγωγού και κλίσης είναι μικρή, η γωνία προσανατολισμού του αγωγού θα πρέπει να επιλεγεί με τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να αποφευχθεί εκτεταμένος εφελκυσμός και θλίψη του αγωγού λόγω της μετακίνησης του ρήγματος.

ΚΑΝΟΝΙΣΤΙΚΕΣ ΟΔΗΓΙΕΣ ΓΙΑ ΔΙΚΤΥΑ ΑΓΩΓΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ

3.1 Το πρότυπο ISO 19901

3.1.1 Γενικά στοιχεία

Η σειρά των διεθνών προτύπων ISO 19900 έως ISO 19906, παρέχει τις απαιτήσεις σχεδιασμού και αποτίμησης των υπεράκτιων κατασκευών που σχετίζονται με τη χρήση πετρελαίου και φυσικού αερίου παγκοσμίως, στοχεύοντας στον αξιόπιστο σχεδιασμό υπεράκτιων κατασκευών, ανεξάρτητα από το είδος των υλικών που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή τους. Επιπλέον, δίνει τη δυνατότητα στον μηχανικό να επιλέξει τον τρόπο με τον οποίο θα διαμορφωθεί η κατασκευή, τα υλικά που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν καθώς και τις τεχνικές που θα πραγματοποιηθούν, ώστε ο σχεδιασμός της κατασκευής να θεωρείται αξιόπιστος .

Λόγω των καταστροφικών συνεπειών που μπορεί να επιφέρει ένα σεισμικό γεγονός, στα εν λόγω διεθνή πρότυπα αναφέρονται εκτενείς οδηγίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των υπεράκτιων κατασκευών. Στις οδηγίες αυτές λαμβάνεται υπόψη το μέγεθος και η πιθανότητα εμφάνισης του σεισμικού γεγονότος, η χρήση και η σπουδαιότητα του έργου, η αντοχή της κατασκευής υπό ορισμένες συνθήκες, καθώς και ο επιτρεπόμενος βαθμός σεισμικών βλαβών.

Η παρούσα ενότητα βασίζεται στο πρότυπο ISO 19901, αναφέροντας γενικές σχεδιαστικές απαιτήσεις για έναν ορθό και αξιόπιστο αντισεισμικό σχεδιασμό

υπεράκτιων κατασκευών. Περαιτέρω γενικές απαιτήσεις αναφέρονται στα πρότυπα ISO 19900, ενώ πιο ειδικές απαιτήσεις αναφέρονται στα πρότυπα ISO 199002, ISO 19903, 19904, 19906, ενώ το ISO 19905 σχετίζεται με την επίδραση των σεισμικών γεγονότων στις κινητές υπεράκτιες κατασκευές.

3.1.2 Αρχές και κριτήρια αντισεισμικού σχεδιασμού

Οι κατασκευές οι οποίες είναι τοποθετημένες σε σεισμικά ενεργές περιοχές πρέπει να εξεταστούν τόσο για την οριακή κατάσταση (Ultimate Limit State - ULS) όσο και για τα εξαιρετικά σεισμικά γεγονότα και την επονομαζόμενη τυχηματική κατάσταση (Accidental Limit State - ALS), χρησιμοποιώντας διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός στην πρώτη περίπτωση πραγματοποιείται σύμφωνα με το ακραίο επίπεδο σεισμού (Extreme Level Earthquake - ELE), ώστε οι κατασκευές να υποστούν ελάχιστη ή καμία καταστροφή. Για τη δεύτερη περίπτωση σχεδιασμού χρησιμοποιείται το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (Abnormal Level Earthquake - ALE), για το οποίο το ζητούμενο είναι να αποφευχθεί η κατάρρευση της κατασκευής (collapse prevention) που θα προκαλέσει απώλεια ζώων ή/και σημαντικές περιβαλλοντικές καταστροφές. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά οι μεθοδολογίες των δύο παραπάνω επιπέδων σεισμικής έντασης.

Αντισεισμικός σχεδιασμός για ακραίο επίπεδο σεισμού (ELE)

Κατά τη διάρκεια του ακραίου επιπέδου σεισμού (ELE) είναι επιτρεπτό στα δομικά μέλη της κατασκευής να εμφανίσουν μη-γραμμική συμπεριφορά σε μικρό βαθμό και σε περιορισμένες ζώνες (π.χ., μικρορηγματώσεις σε μέλη από σκυρόδεμα, μικροδιαρροές σε μέλη από χάλυβα). Ο σχεδιασμός σε αυτήν την περίπτωση βασίζεται σε δύο μεθόδους γραμμικής ελαστικής ανάλυσης και γίνεται: είτε με τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης (response spectrum analysis method), είτε με τη μέθοδο δυναμικής ανάλυσης με εν χρόνω ολοκλήρωση (time history analysis method) των δυναμικών εξισώσεων της κίνησης χρησιμοποιώντας χρονοϊστορίες επιταχύνσεων. Είναι απαραίτητο και στις δύο μεθόδους να χρησιμοποιηθούν και οι τρεις συνιστώσες της σεισμικής κίνησης (δηλαδή τις δύο οριζόντιες και τη μία κατακόρυφη). Πιο αναλυτικά:

Μέθοδος φασματικής απόκρισης

Ο συνδυασμός των αποκρίσεων σε τρεις ορθογωνικές διευθύνσεις μπορεί να επιτευχθεί συσχετίζοντας με ιδιομορφική ανάλυση τις αποκρίσεις σε κάθε μία από τις τρεις διευθύνσεις. Όταν οι αποκρίσεις σε κάθε συνιστώσα κατεύθυνσης υπολογίζονται ξεχωριστά, τότε η συνολική απόκριση υπολογίζεται σύμφωνα με τη μέθοδο των τετραγωνική ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων των επιμέρους αποκρίσεων (RSSM-root of the sum of squares method). Διαφορετικά, συνδυάζονται γραμμικά υποθέτοντας ότι η μία συνιστώσα έχει μέγιστη τιμή, ενώ οι άλλες δύο είναι ίσες με το 40% της μέγιστης τιμής. Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι το πρόσημο της κάθε απόκρισης πρέπει να επιλεγεί με τέτοιο τρόπο ώστε ο συνδυασμός τους να είναι ο μέγιστος.

Μέθοδος ελαστικής δυναμικής ανάλυσης

Στη συγκεκριμένη μέθοδο θεωρείται απαραίτητη η επιλογή τουλάχιστον τεσσάρων ομάδων χρονοϊστοριών επιταχύνσεων (κάθε ομάδα αποτελείται από τρεις χρονοϊστορίες, δηλαδή τις δύο οριζόντιες και τη μία κατακόρυφη). Οι σεισμικές διεγέρσεις (είτε φυσικές καταγραφές, είτε από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα) πρέπει να επιλεγούν με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιπροσωπεύουν τη σεισμική ένταση της περιοχής για το ακραίο επίπεδο σεισμού (ELE). Ο συντελεστής κλιμάκωσης (scale factor) των χρονοϊστοριών πρέπει να είναι ίσος με 1,05 όταν έχουν επιλεχθεί λιγότερες από επτά ομάδες σεισμικών καταγραφών. Στην περίπτωση εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης ή/και απόσβεσης ενέργειας (seismic isolation & damping devices) είναι απαραίτητο ο αντισεισμικός σχεδιασμός να γίνεται με δυναμική ανάλυση και όχι με ιδιομορφική.

Αντισεισμικός σχεδιασμός για υπερβολικό επίπεδο σεισμού (ALE)

Ο συγκεκριμένος κανονισμός για αυτά τα υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης, όπου αναμένεται έντονη μη-γραμμική συμπεριφορά των δομικών μελών, επιτρέπει την εφαρμογή μη-γραμμικών μεθόδων ανάλυσης, όπως η ανελαστική στατική υπερωθητική μέθοδος (non-linear static pushover method) και η δυναμική μη-γραμμική (non-linear time history analysis method) μέθοδος με εν χρόνω

ολοκλήρωση των δυναμικών εξισώσεων της κίνησης χρησιμοποιώντας χρονοϊστορίες επιταχύνσεων.

Ανελαστική στατική υπερωθητική μέθοδος

Χρησιμοποιείται για τον καθορισμό καθολικών μηχανισμών αστοχίας ή των καθολικών μετατοπίσεων της κατασκευής εκτελώντας μια ανάλυση επαυξάνοντας σταδιακά τα σεισμικά φορτία με έλεγχο μετατοπίσεων (displacement controlled structural analysis).

Μέθοδος μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης

Η μέθοδος ανάλυσης με μη γραμμικές χρονοϊστορίες θεωρείται ως η πιο αξιόπιστη μέθοδος για τον συγκεκριμένο επίπεδο σεισμού σχεδιασμού, αλλά προϋποθέτει να γίνει χρησιμοποιώντας τουλάχιστον 4 ομάδες σεισμικών καταγραφών. Οι σεισμικές διεγέρσεις (είτε φυσικές καταγραφές, είτε από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα) πρέπει να επιλεγούν με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιπροσωπεύουν τη σεισμική ένταση της περιοχής για το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (ALE). Γενικά, καλύτερα να χρησιμοποιούνται όσο γίνεται περισσότερες ομάδες σεισμικών καταγραφών και η κατασκευή πρέπει να μην αστοχεί για τουλάχιστον τις μισές από αυτές.

Για να εξεταστεί μια κατασκευή σύμφωνα με τους δύο παραπάνω σεισμικά επίπεδα, πρέπει να καθοριστεί η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της υπό μελέτης περιοχής, έπειτα από σύγκριση των τιμών των επιταχύνσεων που παρουσιάζονται στους χάρτες του παραρτήματος με αυτές του Πίνακα 3.1. Εφόσον προσδιοριστεί το επίπεδο της έκθεσης στον σεισμικό κίνδυνο της κατασκευής από τον Πίνακα 3.2, καθορίζεται η κατηγορία της σεισμικής επικινδυνότητας (Seismic risk category-SRC) για τον αντισεισμικό σχεδιασμό της κατασκευής από τον Πίνακα 3.3. Η επιλογή της ορθής και αξιόπιστης μεθόδου αντισεισμικού σχεδιασμού, επιτυγχάνεται με τη χρήση του Πίνακα 3.4, εφόσον έχει πραγματοποιηθεί η παραπάνω διαδικασία.

Πίνακας 3.1: Σεισμικές ζώνες (Πηγή: 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 3.2: Ετήσια πιθανότητα αστοχίας, P_f (Πηγή: 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 3.3: Κατηγορία σεισμικής επικινδυνότητας (Πηγή: 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 3.4: Απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού (Πηγή: 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).

3.1.3 Απλουστευμένη προσέγγιση

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η μεθοδολογία και τα βήματα που πρέπει να ακολουθηθούν σύμφωνα με την απλουστευμένη προσέγγιση ανάλυσης και αντιμετώπισης ενός σεισμικού γεγονότος. Εφόσον ληφθούν φασματικές επιταχύνσεις του βραχώδους υποστρώματος $S_a(0,2)$ και $S_a(1,0)$ για περιόδους ταλάντωσης 0,2s και 1,0s (βλ. Παράρτημα) πρέπει να καθοριστεί η περιοχή του φάσματος απόκρισης που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 1000 ετών.

Πίνακας 3.5: Καθορισμός κατηγορίας της περιοχής (Πηγή: 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 $\bar{\sigma}_u$ 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	$350 < \bar{v}_s \leq 750$	$\bar{q}_{cl} \geq 200$	$\bar{\sigma}_u \geq 200$
D	Stiff to very stiff soil	$180 < \bar{v}_s \leq 350$	$80 \leq \bar{q}_{cl} < 200$	$80 \leq \bar{\sigma}_u < 200$
E	Soft to firm soil	$120 < \bar{v}_s \leq 180$	$\bar{q}_{cl} < 80$	$\bar{\sigma}_u < 80$
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 $q_{cl} = (q_c / p_a) \times (p_a / \sigma'_{vd})^{0.5}$ where q_c is the cone penetration resistance; p_a is atmospheric pressure = 100 kPa; σ'_{vd} is the vertical effective stress.				
^b Clay containing more than 30 % calcareous or siliceous material of biogenic origin.				

Αρχικά, καθορίζεται η κατηγορία της τοποθεσίας που εξαρτάται από τα εδάφη κάτω από τον πυθμένα εκεί που θα κατασκευασθεί η κατασκευή από τον Πίνακα 3.5 και είναι συνάρτηση του μέσου όρου των ιδιοτήτων των πρώτων 30m του υπεδάφους. Για τον υπολογισμό αυτών των ιδιοτήτων χρησιμοποιούνται οι παρακάτω σχέσεις:

- Για τη μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων (\bar{v}_s):

$$\bar{v}_s = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{s,i}}} \quad (3.1)$$

- Για την κανονικοποιημένη αντίσταση διείσδυση κώνου (\bar{q}_{cl}):

$$\bar{q}_{cl} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{q_{cl,i}}} \quad (3.2)$$

- Για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους (\bar{c}_u):

$$\bar{c}_u = \frac{30}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{c_{u,i}}} \quad (3.3)$$

όπου, n: ο αριθμός των εδαφικών στρωμάτων για τα πρώτα 30m αποτελεσματικού πυθμένα, d_i : το πάχος του κάθε στρώματος. Μετά τον καθορισμό της κατηγορίας της περιοχής από τον Πίνακα 3.5, στη συνέχεια γίνεται επιλογή των συντελεστών C_a και C_v , από τους Πίνακες 3.6, 3.7, και 3.8.

Πίνακας 3.6: Τιμές του συντελεστή C_a για ρηχές θεμελιώσεις και περίοδο φασματική επιτάχυνσης 0,2s (Πηγή: 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 3.7: Τιμές του συντελεστή C_v για ρηχές θεμελιώσεις και περίοδο φασματική επιτάχυνσης 1,0s (Πηγή: 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.

Στη συνέχεια, πρέπει να υπολογιστεί η οριζόντια φασματική επιτάχυνση για περίοδο επαναφοράς 1000 ετών από τις παρακάτω εξισώσεις ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζονται αναλυτικά και στην Εικόνα 3.1:

- Για περιόδους μικρότερες από 0,2s η φασματική επιτάχυνση είναι ίση με:

$$S_{a,site}(T) = (3T + 0,4)C_a * S_{a,map}(0,2) \quad (3.4)$$

- Για περιόδους μεγαλύτερες από 0,2s η φασματική επιτάχυνση είναι ίση με:

$$S_{a,site}(T) = \frac{C_v * S_{a,map}(1,0)}{T} \quad (3.5)$$

- Για περιόδους μεγαλύτερες από 4,0s η φασματική επιτάχυνση είναι ίση με :

$$S_{a,site}(T) = \frac{4 * C_v * S_{a,map}(1,0)}{T^2} \quad (3.6)$$

Πίνακας 3.8: Τιμές των συντελεστών C_a και C_v για βαθιές θεμελιώσεις (Πηγή: 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

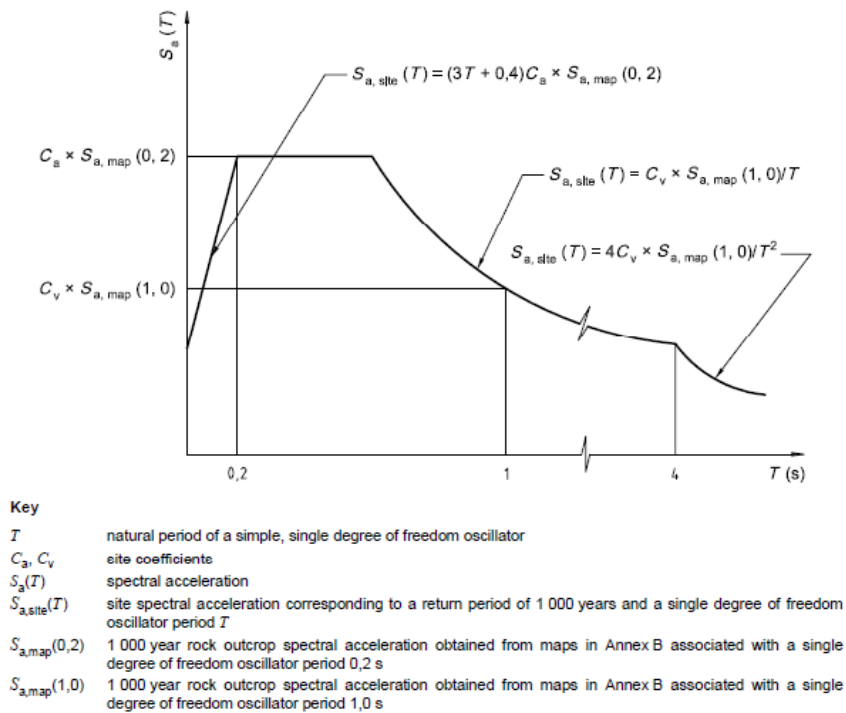
^a A site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed.

Η τελευταία εξίσωση δεν ισχύει στην περίπτωση που $S_{a,site}(T) \leq C_a * S_{a,map}(0,2)$. Η κατακόρυφη φασματική επιτάχυνση για περίοδο T , λαμβάνεται ίση με το μισό της οριζόντιας φασματικής επιτάχυνσης, ενώ η κατακόρυφη απόκριση δεν πρέπει να μειωθεί περαιτέρω λόγω της άνωσης του νερού σε υποθαλάσσιες κατασκευές. Όλα τα παραπάνω βήματα αναφέρονται για συντελεστή απόσβεσης 5%. Σε περίπτωση αλλαγής του συντελεστή απόσβεσης χρησιμοποιείται ένας συντελεστής διόρθωσης D , ο οποίος υπολογίζεται ως εξής:

$$D = \frac{\ln\left(\frac{100}{n}\right)}{\ln(20)} \quad (3.7)$$

όπου n : το ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης.

$$S_{a,site}(T) = 4C_v \times S_{a,map}(1,0)/T^2 \quad (4)$$



Εικόνα 3.1: Κανονιστικό φάσμα επιταχύνσεων για απόσβεση 5% (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

Ο σχεδιασμός των σεισμικών φασμάτων επιτάχυνσης που πρέπει να εφαρμοστεί στην κατασκευή καθορίζεται ανάλογα το σεισμικό επίπεδο. Σε ακραίο επίπεδο σεισμού (ALE), οι οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις για κάθε περίοδο ταλάντωσης T , υπολογίζονται χρησιμοποιώντας την παρακάτω εξίσωση, με τον συντελεστή κλίμακας (N_{ALE}) να λαμβάνει τιμές από τον Πίνακα 3.9:

$$S_{a,ALE}(T) = N_{ALE} * S_{a,site}(T) \quad (3.8)$$

Πίνακας 3.9: Συντελεστής κλίμακας για απόκριση πολύ υψηλού σεισμικού επιπέδου(ALE) (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

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

Σε ακραίο σεισμικό επίπεδο (ELE), οι οριζόντιες και κατακόρυφες φασματικές επιταχύνσεις για κάθε περίοδο ταλάντωσης υπολογίζονται από την εξίσωση:

$$S_{a,ELE}(T) = \frac{S_{a,ALE}(T)}{C_r} \quad (3.9)$$

Για την αποφυγή μικρών περιόδων για το ακραίο σεισμικό επίπεδο (ELE) οι τιμές του συντελεστή C_r δεν πρέπει να υπερβαίνουν το 2,8 για κατασκευές με επίπεδο αστοχίας L1, το 2,4 για κατασκευές με επίπεδο αστοχίας L2 και το 2,0 για κατασκευές με επίπεδο αστοχίας L3.

3.1.3 Λεπτομερής προσέγγιση σεισμικού γεγονότος

Η πιο διαδεδομένη σεισμική παράμετρος για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την ανάλυση των υπεράκτιων κατασκευών είναι η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού. Στις ειδικές μελέτες της περιοχής, το φάσμα επιτάχυνσης σχεδιασμού προέρχεται συνήθως από ένα φάσμα επιτάχυνσης υπολογισμένο από μια πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (Probabilistic seismic hazard analysis-PSHA) με πιθανές τροποποιήσεις εξετάζοντας σε κάθε περίπτωση τις τοπικές εδαφικές συνθήκες (local soil conditions). Τα αποτελέσματα της μεθόδου συμπληρώνονται χρησιμοποιώντας τη ντετερμινιστική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (Deterministic seismic hazard analysis-DSHA). Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι μεθοδολογίες της πιθανοτικής και της ντετερμινιστικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου.

Πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (PSHA)

Σε μια πιθανοτική προσέγγιση, οι κινήσεις του εδάφους σε μια περιοχή υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα των σεισμών διαφόρων μεγεθών από όλες τις πιθανές πηγές (ρήγματα) που μπορούν να επηρεάσουν την εξεταζόμενη περιοχή. Επίσης, η συγκεκριμένη ανάλυση υπολογίζει και την τυχηματικότητα στην εξασθένηση στα σεισμικά κύματα που ταξιδεύουν από την πηγή στην περιοχή ενδιαφέροντος.

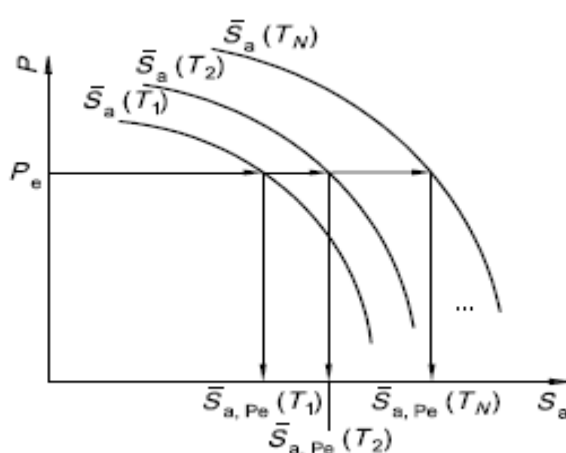
Αθροίζοντας μεμονωμένες πιθανότητες από διαφορετικές πηγές υπολογίζεται η συνολική ετήσια πιθανότητα υπέρβασης για ένα δεδομένο επίπεδο της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (peak ground acceleration-PGA) ή της φασματικής επιτάχυνσης (βλ. φάσμα στην Εικόνα 3.1). Η καμπύλη της πιθανοτικής υπέρβασης παραμέτρων της εδαφικής κίνησης ή της απόκρισης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή

(π.χ. φασματική επιτάχυνση, φασματική ταχύτητα, ή φασματική μετατόπιση) συχνά αναφέρεται ως "καμπύλη κινδύνου" (hazard curve).

Η φασματική απόκριση ποικίλει ανάλογα με τη περίοδο του ταλαντωτή έχοντας ως αποτέλεσμα να λαμβάνονται μια ομάδα από καμπύλες κινδύνου για διαφορετικές περιόδους (Εικόνα 3.2). Τα αποτελέσματα από την πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου χρησιμοποιούνται για τη δημιουργία ενός ενιαίου φάσματος κινδύνου όπου όλα τα στοιχεία του φάσματος αντιστοιχούν στην ίδια ετήσια πιθανότητα υπέρβασης. Η σχέση μεταξύ της περιόδου επαναφοράς ενός ομοιόμορφου φάσματος κινδύνου και της επιθυμητής ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης (P_e) προκύπτει από την εξίσωση:

$$T_{\text{return}} = \frac{1}{P_e} \quad (3.10)$$

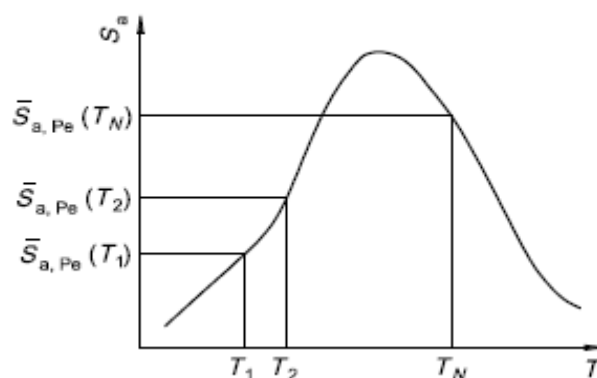
όπου T_{return} η περίοδος επαναφοράς του σεισμικού γεγονότος σε χρόνια.



Εικόνα 3.2: Καμπύλες σεισμικής επικινδυνότητας για φασματικές επιταχύνσεις και επιλογή της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

Δεδομένου ότι η PSHA είναι μια πιθανοτική προσέγγιση, είναι σημαντικό να ληφθεί υπόψη η αβεβαιότητα των παραμέτρων, όπως το μέγιστο μέγεθος για μια δεδομένη πηγή, η σχέση επανάληψης ενός σεισμού, η εξίσωση εξασθένησης, τα γεωγραφικά σύνορα για τον καθορισμό της ζώνης της σεισμικής εστίας, κλπ. Τα αποτελέσματα από μια PSHA είναι μια σειρά από καμπύλες κινδύνου για κάθε μια φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην περίοδο ταλάντωση της κατασκευής, T_1, T_2, \dots, T_N . Λόγω των αβεβαιοτήτων για τις διάφορες παραμέτρους στην PSHA, κάθε

μία από αυτές τις καμπύλες κινδύνου έχει μια περιοχή αβεβαιότητας. Η μέση (ή αναμενόμενη τιμή) κάθε καμπύλης κινδύνου θα πρέπει να χρησιμοποιείται για να κατασκευαστεί ένα ομοιόμορφο φάσμα κινδύνου που αντιστοιχεί σε μια δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης, P_e (Εικόνα 3.3).



Εικόνα 3.3: Ενιαίο φάσμα επικινδυνότητας των μέσων φασματικών επιταχύνσεων για δεδομένη πιθανότητα υπέρβασης (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

Ντετερμινιστική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (DSHA)

Η συγκεκριμένη μέθοδος υπολογίζει τις ακραίες εδαφικές κινήσεις σε μια περιοχή που προκύπτουν εξετάζοντας μια περίπτωση για συγκεκριμένο μέγεθος και απόσταση από τη σεισμική εστία. Για την πραγματοποίηση της ανάλυσης θεωρούνται απαραίτητες οι παρακάτω πληροφορίες:

- ο καθορισμός της εστίας του σεισμού και της συσχέτισης μεταξύ της και της θέσης του έργου,
- ο καθορισμός ενός σεισμικού μεγέθους σχεδιασμού που η εν λόγω σεισμική πηγή είναι ικανή να παράξει,
- μια σχέση η οποία να περιγράφει την εξασθένηση της εδαφικής κίνησης συναρτήσει της απόστασης.

Μια περιοχή μπορεί να έχει πολλά γνωστά ενεργά ρήγματα, για τα οποία χρειάζεται να οριστεί ένα μέγιστο μέγεθος για κάθε ένα από αυτά. Το μέγιστο μέγεθος είναι συνάρτηση του μήκους του ρήγματος καθώς και ιστορικών στοιχείων από προηγούμενους σεισμούς από τη συγκεκριμένη πηγή.

Οι ντετερμινιστικές εκτιμήσεις της εδαφικής κίνησης δε συνδέονται με μια συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς, όπως 1000 χρόνια, αν και το συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός μπορεί να έχει μια περίοδο επαναφοράς που να συνδέεται με αυτό. Η περίοδος επαναφοράς για το μέγιστο γεγονός σε ένα δεδομένο ρήγμα μπορεί να ποικίλει από μερικές εκατοντάδες έως αρκετές χιλιάδες χρόνια, ανάλογα με τη δραστηριότητα του ρήγματος. Πολλές φορές, μια ντετερμινιστική ανάλυση σεισμικού κινδύνου μπορεί να πραγματοποιηθεί για να συμπληρώσει τα αποτελέσματα της PSHA.

Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Όσον αφορά στον προσέγγιση υπολογισμός των σεισμικών δράσεων, αυτός συνήθως βασίζεται στα αποτελέσματα της πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου. Η σεισμική καμπύλη επικινδυνότητας για το ειδικό πεδίο έχει καθοριστεί από την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε μια περίοδο η οποία είναι ίση με την κυρίαρχη περίοδο της κατασκευής, $S_a(T_{dom})$. Οι φασματικές επιταχύνσεις σε πολύ υψηλό επίπεδο σεισμού (ALE) καθορίζονται από καθορισμένες καμπύλες κινδύνου της περιοχής, ενώ η ετήσια πιθανότητα αστοχίας (P_f) λαμβάνεται από τον Πίνακα 3.2. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά τα βήματα για να καθοριστούν οι σεισμικές δράσεις για ένα πολύ υψηλό (ALE) και ένα ακραίο (ELE) επίπεδο σεισμού.

Αφού σχεδιαστεί η καμπύλη κινδύνου της συγκεκριμένης περιοχής σε λογαριθμικό διάγραμμα για $T=T_{dom}$, επιλέγεται η επιθυμητή ετήσια πιθανότητα αστοχίας (P_f) από τον Πίνακα 3.2 και καθορίζεται η φασματική επιτάχυνση ($S_a, P_f(T_{dom})$) της συγκεκριμένης θέσης για τον επιλεγμένο στόχο ετήσιας πιθανότητας αστοχίας, η οποία προκύπτει από την Εικόνα 3.4. Στη συνέχεια, προσδιορίζεται η κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας στην περιοχή του στόχου ετήσιας πιθανότητας αστοχίας (a_R), σχεδιάζοντας την εφαπτομένη σε αυτή.

Από τον Πίνακα 3.10 προσδιορίζεται ο συντελεστής διόρθωσης C_c , που αντιστοιχεί στην κλίση a_R , ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες που δεν αντικατοπτρίζονται στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας. Συνεπώς, η

φασματική επιτάχυνση του πολύ υψηλού επιπέδου σεισμού (ALE) καθορίζεται εφαρμόζοντας το συντελεστή διόρθωσης σύμφωνα με την εξίσωση:

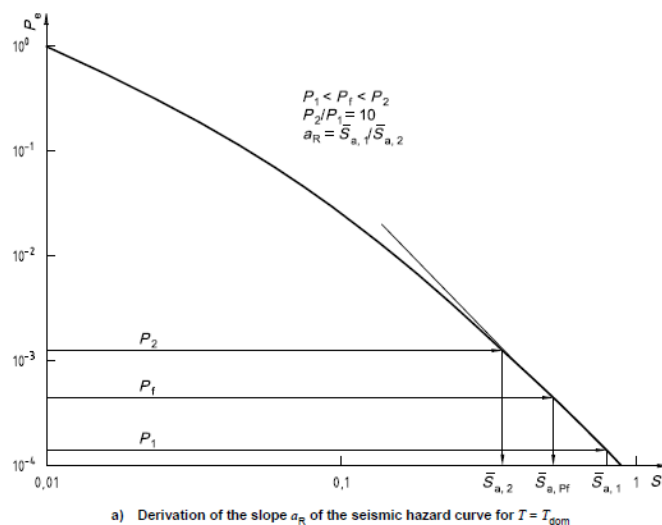
$$\bar{S}_{a,ALE} = C_C * \bar{S}_{a,PF}(T_{dom}) \quad (3.11)$$

Η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης του πολύ υψηλού επιπέδου σεισμού (ALE) μπορεί να ληφθεί απευθείας από τη σεισμική καμπύλη κινδύνου (Εικόνα 3.5). Η περίοδος επαναφοράς του εν λόγω επιπέδου σεισμού (ALE) προσδιορίζεται από την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.10).

Για συγκεκριμένους τύπων κατασκευών των οποίων τα χαρακτηριστικά της αντοχών και ολκιμότητας είναι γνωστά, η φασματική επιτάχυνση σεισμού ακραίου επιπέδου (ELE) προσδιορίζεται ως εξής:

$$\bar{S}_{a,ELE}(T_{dom}) = \frac{\bar{S}_{a,ALE}(T_{dom})}{C_R} \quad (3.12)$$

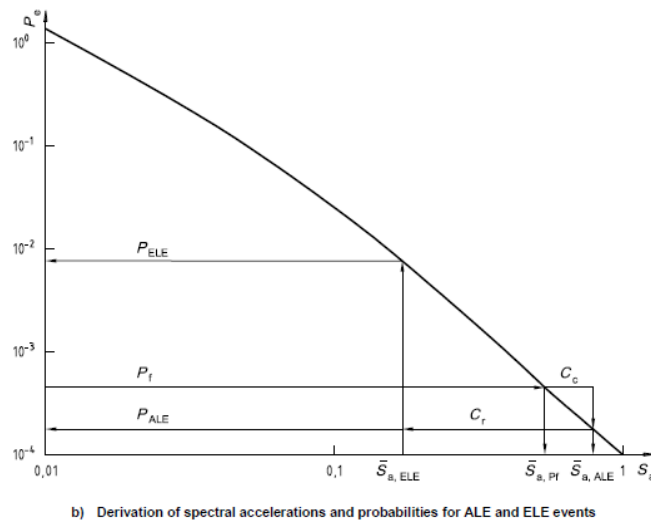
όπου C_R : συντελεστής που εξαρτάται από την αντοχή και τη πλαστιμότητα της κατασκευής.



Εικόνα 3.4: Τυπική καμπύλη σεισμικού κινδύνου (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

Η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης για την εκδήλωση σεισμού ακραίου επιπέδου (P_{ELE}) προκύπτει από την καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας (Εικόνα 3.5). Η περίοδος επαναφοράς σεισμού ακραίου επιπέδου (ELE) καθορίζεται από την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης χρησιμοποιώντας την εξίσωση (3.10). Έχοντας τις περιόδους επαναφοράς για τα δύο επίπεδα σεισμού, μπορούν να υπολογιστούν οι φασματικές επιταχύνσεις των δύο επιπέδων σεισμού και για άλλες περιόδους από τα αποτελέσματα της PSHA, δηλαδή για $S_{a,ALE}(T)$ και $S_{a,ELE}(T)$.

Οι φασματικές επιταχύνσεις για τυχαίο και ακραίο επίπεδο σεισμού μπορούν να τροποποιηθούν ανάλογα με τις τοπικές γεωλογικές και εδαφικές συνθήκες. Οι ελάχιστες περίοδοι επαναφοράς παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.11 για ακραίο επίπεδο σεισμικού κινδύνου (ELE).



Εικόνα 3.1.5: Τυπική καμπύλη σεισμικού κινδύνου (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

Πίνακας 3.1.10: Συντελεστής διόρθωσης, C_c (Πηγή: 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

Πίνακας 3. 11: Ελάχιστες περίοδοι επαναφοράς για ακραίο σεισμικό επίπεδο (ELE) (Πηγή: ISO 19901-2, 2004).

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

3.2 Ευρωκώδικας 8

3.2.1 Γενικά στοιχεία

Οι οδηγίες που αναφέρονται στον Ευρωκώδικα 8 (EC8) στοχεύουν στον καθορισμό των αρχών και των κανόνων οι οποίοι πρέπει να εφαρμόζονται στις κατασκευές

ώστε να θεωρούνται αξιόπιστες τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Οι τύποι κατασκευών που αναφέρονται στο σχετικό με την παρούσα διπλωματική κεφάλαιο 4 (part 4) του Ευρωκώδικα 8 είναι τα υπέργεια και τα θαμμένα δίκτυα αγωγών, των δεξαμενών αποθήκευσης (π.χ., LNG, πετρελαίου, κλπ), καθώς επίσης και για σιλό αποθήκευσης. Αυτά τα πρότυπα μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν βάση για την αξιολόγηση της αντοχής υφιστάμενων εγκαταστάσεων, αλλά και για τον υπολογισμό οποιασδήποτε απαραίτητης ενίσχυσης.

Επιπλέον, τα συγκεκριμένα κανονιστικά πρότυπα περιλαμβάνουν πρόσθετα κριτήρια και κανόνες που απαιτούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τέτοιων κατασκευών χωρίς περιορισμούς στο μέγεθος, στους δομικούς τύπους αλλά και σε άλλα λειτουργικά χαρακτηριστικά τους. Όσον αφορά στα πρότυπα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό στα δίκτυα αγωγών δίνεται έμφαση στις περιοχές με ασταθείς τοπικές εδαφικές συνθήκες.

3.2.2 Γενικοί κανόνες

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι γενικοί κανόνες που πρέπει να πληρούν όλες οι κατασκευές κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους, αν και πρόκειται να παρατηρηθούν διαφορές ως προς το είδος τους και του σχετικού πιθανού κινδύνου, των λειτουργικών απαιτήσεων κατά τη διάρκεια και μετά το πέρας του σεισμικού γεγονότος, αλλά και των ειδικών συνθηκών.

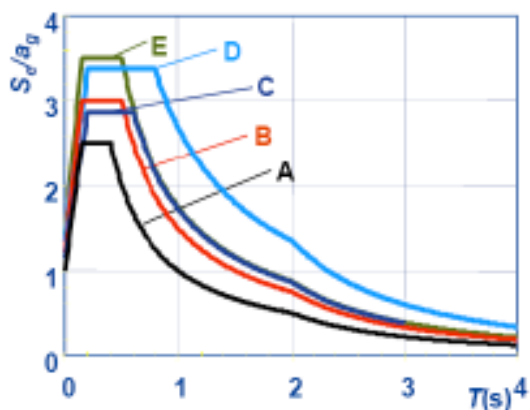
Στο πρώτο μέρος του Ευρωκώδικα 8 αναγνωρίζεται ότι η σεισμική κίνηση στην εδαφική επιφάνεια εξαρτάται από τις εδαφικές συνθήκες που επικρατούν. Οι εδαφικές συνθήκες κατηγοριοποιούνται σε πέντε γενικούς τύπους εδαφών και δύο ειδικούς σύμφωνα με την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30m ($v_{s,30}$) ή/και τον ενδεικτικό αριθμό χτυπημάτων που αξιολογούνται με τον δείκτη NSPT (standard penetration test) και την αστράγγιστη συνοχή, C_u . Όσον αφορά στους γενικούς τύπους εδαφών, κατατάσσονται σε βράχο με $v_{s,30} > 800\text{m/s}$ (Τύπος εδάφους A) μέχρι αλλουβιακά υλικά (Τύπος εδάφους E). Στην περίπτωση των ειδικών τύπων εδαφών (S1 και S2) για τον καθορισμό της σεισμικής κίνησης θεωρείται απαραίτητη η διεξαγωγή ειδικών μελετών.

Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (για τύπο εδάφους A στην επιφάνεια) υπολογίζεται ως εξής:

$$a_g = a_{gR} * \gamma_I \quad (3.13)$$

όπου: a_{gR} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς για τύπο εδάφους A (βράχο) και καθορίζεται από τους χάρτες σεισμικών ζωνών κάθε χώρας με περίοδο επαναφοράς ώστε να μην παρατηρηθεί καμία κατάρρευση, $TNCR = 475$ έτη, γ_I είναι ο παράγοντας σπουδαιότητας με τιμές από 0,8 έως 1,6 (βλ Πίνακα 3.12) ανάλογα με τις συνθήκες σεισμικού κινδύνου για το κάθε έργο.

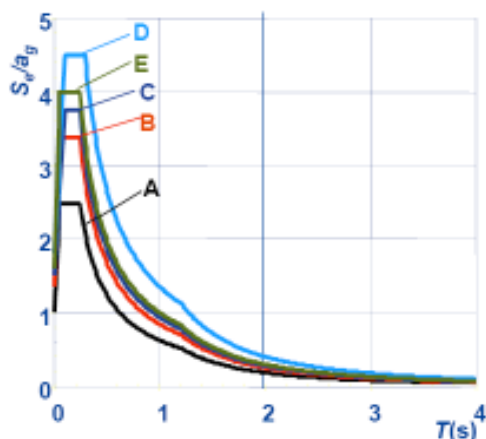
Οι τύποι των εδαφών επηρεάζονται τόσο από το ελαστικό φάσμα απόκρισης (S_e) όσο και από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η οποία ισούται με $a_g * S$, όπου S είναι ο εδαφικός συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους καθώς και από το σεισμικό μέγεθος στην κλίμακα Ρίχτερ. Στον Ευρωκώδικα ορίζονται δύο τύποι φασμάτων (Type I, II) για μέγεθος πάνω από 5,5 και λιγότερα από 5,5, όπως φαίνεται στις Εικόνες 3.6 και 3.7.



Εικόνα 3.6: Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τους πέντε τύπους εδαφών και για μεγέθη σεισμού μεγαλύτερα από 5,5 (Πηγή: EC8).

Σύμφωνα με το μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8, οι κατασκευές πρέπει να εξεταστούν ως προς την πλήρη ακεραιότητά τους και το κατώτερο λειτουργικό τους επίπεδο ανάλογα με τα χαρακτηριστικά τους αλλά και τη χρήση τους, έτσι ώστε να καθοριστεί η κατάσταση του επιπέδου βλαβών τους. Όσον αφορά στην πλήρη ακεραιότητα της κατασκευής αλλά και του συνόλου των στοιχείων της, ικανοποιείται όταν το σύστημα παραμένει σε λειτουργία και χωρίς εμφάνιση

βλαβών έπειτα από ένα σεισμικό γεγονός, με την τιμή της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης να καθορίζεται βάσει της διακοπής της λειτουργίας της και των βλαβών της.



Εικόνα 3.7: Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τους πέντε τύπους εδαφών και για μεγέθη σεισμού μικρότερα από 5,5 (Πηγή: EC8).

Όσον αφορά στην απαίτηση των κατώτατων επιπέδων λειτουργίας του συστήματος, το τελευταίο είναι σε θέση να υποστεί ένα συγκεκριμένο ποσό βλαβών σε μερικά από τα μέλη τους αρκεί να μπορούν να επισκευασθούν μέχρι ένα προκαθορισμένο επίπεδο λειτουργίας. Η σεισμική ενέργεια για την οποία το όριο ζημίας δεν επιτρέπεται να ξεπεραστεί ορίζεται από την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης, η τιμή της οποίας βασίζεται στην ικανότητα αντοχής της κατασκευής έναντι του σεισμικού γεγονότος σχεδιασμού. Η κατασκευή θα πρέπει να μπορεί να αναλαμβάνει σεισμική δράση που έχει ετήσια πιθανότητα υπέρβασης, P_{DRL} , ή αλλιώς πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 10 χρόνια. Αυτό αντιστοιχεί στον σεισμό με μέση περίοδο επαναφοράς, T_{DRL} , 95 έτη, χωρίς την εμφάνιση βλαβών και συνεπακόλουθους περιορισμούς χρήσης του έργου.

Επιπροσθέτως, θεωρείται απαραίτητος ο έλεγχος της οριακής κατάστασης αστοχίας η οποία αντιστοιχεί σε αντίστοιχη απώλεια της λειτουργικής ικανότητας της κατασκευής με τη δυνατότητα μερικής αποκατάστασής της. Το κατώτερο όριο για στοιχεία του δικτύου αλλά και των ανεξάρτητων κατασκευών ορίζεται ως μια σοβαρή κατάσταση καταστροφής στην οποία αποκλείονται εύθραυστες αστοχίες και επιτρέπεται ελεγχόμενη απελευθέρωση του περιεχομένου της κατασκευής. Στην περίπτωση που οι αστοχίες των προαναφερθέντων στοιχείων δε θεωρούνται

υψηλού κινδύνου, η κατάσταση του κατώτερου ορίου της κατασκευής θεωρείται η συνολική κατάρρευσή της. Η σεισμική δράση για το σχεδιασμό της κατασκευής βασίζεται στις άμεσες και έμμεσες δαπάνες που προκαλούνται από την κατάρρευση του συστήματος.

Η σεισμική δράση σχεδιασμού, A_{Ed} , εκφράζεται σε όρους *σεισμικής δράσης* αναφοράς, A_{Ek} , η οποία συνδέεται με την ετήσια πιθανή υπέρβαση αναφοράς P_{NCR} , ή πιθανότητα εμφάνισης 10% σε 50 χρόνια, δηλαδή για περίοδο επαναφοράς, T_{NCR} , 475 έτη, καθώς και με τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , αλλά και με τις διαφοροποιήσεις αξιοπιστίας. Οι παραπάνω παράμετροι συνδέονται με την εξίσωση:

$$A_{Ed} = \gamma_I * A_{Ek} \quad (3.14)$$

Όσον αφορά στις διαφοροποιήσεις αξιοπιστίας, στα δίκτυα αγωγών πρέπει να παρέχεται ένα επίπεδο προστασίας το οποίο καθορίζεται τόσο από τον πληθυσμό που βρίσκεται σε κίνδυνο, αλλά και από τις οικονομικές και περιβαλλοντικές απώλειες σε περίπτωση εκτεταμένης αστοχίας. Η διαφοροποίηση αξιοπιστίας επιτυγχάνεται με την κατάλληλη ρύθμιση της τιμής της ετήσιας υπέρβασης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και εφαρμόζεται σύμφωνα με την ταξινόμηση των κατασκευών σε κατηγορίας σπουδαιότητας μέσω του συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , οι τιμές του οποίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.12.

Για τις πάσης φύσεως κατασκευές που σχεδιάζονται σύμφωνα με το συγκεκριμένο κανονιστικό πλαίσιο του EC8, έχουν δημιουργηθεί τέσσερις διαφορετικές κατηγορίες σπουδαιότητας. Πιο συγκεκριμένα, η Κατηγορία I αναφέρεται σε περιπτώσεις που ο κίνδυνος για απώλειες ανθρώπινων ζωών είναι χαμηλός και οι οικονομικές, περιβαλλοντικές και κοινωνικές συνέπειες είναι μικρές. Η Κατηγορία II αναφέρεται σε περιπτώσεις που ο κίνδυνος για απώλειες ανθρώπινων ζωών είναι μέτριος και οι οικονομικές, περιβαλλοντικές και κοινωνικές συνέπειες είναι σημαντικές. Η Κατηγορία III αναφέρεται σε περιπτώσεις που ο κίνδυνος για απώλειες ανθρώπινων ζωών είναι υψηλός και οι οικονομικές, περιβαλλοντικές και κοινωνικές συνέπειες είναι επίσης πολύ σημαντικές. Η Κατηγορία IV αναφέρεται σε καταστάσεις με εξαιρετικό κίνδυνο για απώλειες

ανθρώπινων ζώων, αλλά και για ακραίες οικονομικές, περιβαλλοντικές και κοινωνικές συνέπειες.

Πίνακας 3.12: Συντελεστές σπουδαιότητας (Πηγή: EC8).

Κατηγορία σπουδαιότητας	I	II	III	IV
Τιμές του συντελεστή σπουδαιότητας (γ_i)	0,8	1,0	1,2	1,6

Επειδή ένα δίκτυο αγωγών διασχίζει μεγάλες γεωγραφικές περιοχές συναντά διαφορετικές τοπικές εδαφικές καταστάσεις και αρκετούς σεισμικούς κινδύνους. Επομένως, πρέπει να σημειωθούν οι πιο επικίνδυνες θέσεις και να σχεδιαστούν με πιο αυστηρά κριτήρια οι αγωγοί σε αυτές τις περιοχές. Ο προσδιορισμός της σεισμικής καταπόνησης για το σχεδιασμό των αγωγών πρέπει να πραγματοποιείται με ιδιομορφική ανάλυση ελαστικών φασματικών αποκρίσεων και δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστοριών.

Γενικά, σύμφωνα με τον EC8 τα τεχνικά έργα θα πρέπει να κατασκευαστούν με μικρότερες σεισμικές δράσεις από αυτές που αναφέρονται για γραμμικό ελαστικό σχεδιασμό, ώστε να μπορέσουν να ανταπεξέλθουν σε μεγαλύτερο εύρος μη-γραμμικών αποκρίσεων. Συνήθως, εφαρμόζεται γραμμική ελαστική ανάλυση βάσει ενός μειωμένου κανονιστικού φάσματος επιταχύνσεων από αυτό για γραμμική ελαστική απόκριση. Το προκύπτον ανελαστικό φάσμα επιτυγχάνεται με τη χρήση του συντελεστή συμπεριφοράς (q), ο οποίος είναι μια προσέγγιση της αναλογίας των σεισμικών δυνάμεων που θα δέχονταν οι κατασκευές αν η απόκριση ήταν ελαστική με συντελεστή απόσβεσης 5%, προς τις σεισμικές δυνάμεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον σχεδιασμό με προσομοιώματα γραμμικής ελαστικής ανάλυσης, αλλά για μη-γραμμική απόκριση του δομικού συστήματος. Μη-γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις περιπτώσεις που η εκτίμηση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της κατασκευής ή του εδάφους υπαγορεύεται από τις ιδιαιτερότητες του προβλήματος, εφόσον η ελαστική ανάλυση δεν είναι επαρκής.

Οι τιμές για τον συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής όταν δεν λαμβάνονται από συγκεκριμένες πληροφορίες θεωρούνται ίσες με $\xi=2\%$ και $\xi=5\%$ για τις δύο οριακές καταστάσεις, λειτουργικότητας και αστοχίας, αντίστοιχα. Η τιμή για τον συντελεστή απόσβεσης του περιεχομένου της κατασκευής είναι ίση με

$\xi=0,5\%$ όταν το περιεχόμενο είναι νερό ή άλλο υγρό και $\xi=10\%$ για κοκκώδη υλικά. Οι τιμές για τον συντελεστή απόσβεσης της θεμελίωσης δεν υπερβαίνουν το 20% και εξαρτώνται από την κατεύθυνση της κίνησης, τη γεωμετρία της θεμελίωσης και τη στρωματογραφία και μορφολογία του υπεδάφους. Η μέση απόσβεση ολόκληρου του συστήματος προκύπτει από τις συνεισφορές των διαφορετικών υλικών και μελών στην απόσβεση του συστήματος.

3.2.3 Ειδικοί κανόνες για θαμμένους αγωγούς

Παρακάτω παρουσιάζονται οι βασικές αρχές και κανόνες εφαρμογής του EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό καταπόνηση ενός δικτύου θαμμένων αγωγών (μεγάλων διαμέτρων). Για πρακτικούς λόγους, στο εν λόγω κανονιστικό πλαίσιο, για κάθε αγωγό θεωρείται ότι η μηχανική συμπεριφορά του δεν επηρεάζεται από αυτή άλλων αγωγών κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος, αλλά και μετά το πέρας του, καθώς επίσης και όταν οι συνέπειες από την πιθανή αστοχία του σχετίζεται μόνο με τη λειτουργία του.

Επειδή τα δίκτυα αγωγών είναι αρκετά εκτεταμένα, η επιδιόρθωσή τους σαν συνολικό σύστημα είναι πολύπλοκη. Γι' αυτόν τον λόγο κατηγοριοποιούνται από τη μεγαλύτερη κλίμακα του συστήματος προς τη μικρότερη ή κάνοντας μια επιμέρους κατηγοριοποίηση των διαφορετικών λειτουργιών που πραγματοποιούνται από το συγκεκριμένο δίκτυο. Στο συγκεκριμένο κανονιστικό πλαίσιο παρέχονται απαιτήσεις αξιοπιστίας και οδηγίες για το σχεδιασμό των δικτύων χερσαίων αγωγών κατά περίπτωση.

Ο προσδιορισμός της κατάστασης του επιπέδου βλαβών αναφέρθηκε στην ενότητα 3.2.2. Όσον αφορά στην οριακή κατάσταση αστοχίας για ένα δίκτυο θαμμένων αγωγών, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού η αστοχία των αγωγών μπορεί να προκαλέσει έκρηξη ή/και πυρκαγιά. Η απόσταση, η θέση και το μέγεθος του πληθυσμού στην οποία θα έχει αντίκτυπο η όποια αστοχία και οι άμεσες/έμμεσες επιπτώσεις της πρέπει να εξετάζεται σφαιρικά για να μπορεί να καθοριστεί ένα επίπεδο προστασίας. Επιπλέον, ο προσδιορισμός της οριακής κατάστασης αστοχίας εξαρτάται και από τις πιθανές περιβαλλοντικές καταστροφές,

όταν το δίκτυο αγωγών είναι τοποθετημένο σε περιβαλλοντικά ευαίσθητες περιοχές.

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό πρέπει να ληφθούν υπόψη οι κίνδυνοι που προκαλούνται από τη διάδοση της σεισμικής ενέργειας, οι οποίοι είναι:

- Εμφάνιση διαφορετικών σεισμικών καταπονήσεων αδρανειακού τύπου, σε διάφορες θέσεις της επιφάνειας (spatial variability) η οποία επηρεάζει περισσότερο τους αγωγούς επειδή εκτείνονται σε μεγάλες περιοχές, και υφίστανται πιο έντονα τις όποιες διαφοροποιήσεις στη διάδοση των σεισμικών κυμάτων σε κάθε περιοχή (local site conditions).
- Μόνιμες παραμορφώσεις, δηλαδή κινηματικού τύπου καταπονήσεις, οι οποίες προκαλούνται από σεισμικές μετακινήσεις ρήγματος, εδαφικές κατολισθήσεις και εδαφικές μετακινήσεις/εξαπλώσεις λόγω ρευστοποίησης κορεσμένων εδαφών.

Οι καταστρεπτικές σεισμικές δονήσεις προκαλούνται από κύματα διάτμησης, και επιφανειακά κύματα Love και Rayleigh. Οι διαφορετικές κινήσεις των μορίων των σωμάτων που καταπονούνται από αυτούς τους τύπους κυμάτων καθιστούν την καταπόνηση του δικτύου των αγωγών να εξαρτάται από την γωνία πρόσπτωσης του κάθε κύματος. Γενικά, οι περιοχές που είναι πιο κοντινές στο επίκεντρο του σεισμού επηρεάζονται από τα κύματα διάτμησης, ενώ οι πιο μακρινές περιοχές από τα κύματα Love και Rayleigh.

Είναι προφανές ότι επειδή τα δίκτυα αγωγών εκτείνονται σε μεγάλες γεωγραφικές περιοχές, δεν μπορεί να αποφευχθεί η διασταύρωση τους κυρίως με ενεργά ρήγματα, αλλά και από περιοχές με εδαφικές κατολισθήσεις, εδάφη ευαίσθητα στο φαινόμενο της ρευστοποίησης και μεγάλες εδαφικές παραμορφώσεις. Επειδή οι εδαφικές παραμορφώσεις, ειδικά λόγω ρευστοποίησης, είναι πολύπλοκες και παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις στις μετατοπίσεις λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών και των χαρακτηριστικών του σεισμού, πρέπει να αντιμετωπίζονται με εξαιρετική προσοχή και ανά περίπτωση.

Σύμφωνα με τον EC8, ένα δίκτυο αγωγών που είναι θαμμένο σε σταθερό και ομογενές έδαφος πρέπει να ελεγχθεί μόνο ως προς τις εδαφικές παραμορφώσεις λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, ενώ για ένα δίκτυο αγωγών που

διασχίζει ρήγματα, εδαφικές κατολισθήσεις και περιοχές που κινδυνεύουν από ρευστοποίηση του εδάφους, πρέπει να σχεδιαστούν με τέτοιο τρόπο ώστε να μπορούν να ανταπεξέλθουν σε αυτά τα φαινόμενα.

3.2.4 Θαμμένοι αγωγοί σε σταθερό έδαφος

Στη συγκεκριμένη περίπτωση τοποθέτησης αγωγών σε σταθερό έδαφος, οι τιμές απόκρισης που λαμβάνονται από την ανάλυση πρέπει να περιλαμβάνουν τις μέγιστες τιμές των αξονικών τάσεων και της κυρτότητας, ενώ στις μη συγκολλημένες ενώσεις πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι καμπτικές και οι αξονικές παραμορφώσεις.

Στους αγωγούς από συγκολλητό χάλυβα ο συνδυασμός της αξονικής και καμπτικής σεισμικής καταπόνησης θα πρέπει να καλύπτεται από τη διαθέσιμη ολκιμότητα του υλικού σε εφελκυσμό, καθώς και με την τοπική και καθολική αντοχή του σε κάμψη και θλίψη. Η επιτρεπόμενη εφελκυστική παραμόρφωση είναι 3%, ενώ η επιτρεπτή θλιπτική τάση λαμβάνει τιμές μεταξύ $\min\{1\%, \frac{20t}{r}\%$, όπου r και t το πάχος και η ακτίνα του αγωγού, αντίστοιχα.

Σε αγωγούς από σκυρόδεμα, κάτω από τον πιο δυσμενή συνδυασμό αξονικής και καμπτικής σεισμικής καταπόνησης για την οριακή κατάσταση αστοχίας, η εφελκυστική τάση του χάλυβα των οπλισμών δεν πρέπει να υπερβαίνει τις τιμές που μπορεί να προκαλέσουν ρωγμές. Επιπλέον, γι' αυτόν τον συνδυασμό οι συνδέσεις του αγωγού δεν πρέπει να υποστούν ζημιές πέρα από αυτές που σχετίζονται με το συγκεκριμένο επίπεδο καταπόνησης.

3.2.5 Θαμμένοι αγωγοί και ρήγματα

Σε αυτήν την περίπτωση πρέπει να εξεταστεί το τμήμα του αγωγού που παραμορφώνεται ώστε να μην υπερβαίνεται η διαθέσιμη ολκιμότητα σε εφελκυσμό και σε καμπτοθλιπτικό λυγισμό. Στην περίπτωση που το δίκτυο αγωγών διασχίζει ενεργά ρήγματα πρέπει να εφαρμοστεί ένας ειδικός αντισεισμικός σχεδιασμός, ο οποίος εξαρτάται από το κόστος και τη σπουδαιότητα του αγωγού, τη δραστηριότητα του ρήγματος, τις συνέπειες επιπτώσεις από ενδεχόμενη αστοχία του εν λόγω αγωγού, τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις και την πιθανή έκθεση σε

άλλους φυσικούς και τεχνητούς κινδύνους κατά τη διάρκεια ζωής του. Ο σχεδιασμός έναντι μετακίνησης σεισμοτεκτονικού ρήγματος πρέπει να ακολουθεί τις παρακάτω αρχές:

1. Όταν ένας αγωγός διασχίζει ένα ρήγμα εισχώρησης - ολίσθησης, πρέπει να είναι τοποθετημένος με τέτοιο τρόπο ώστε να δέχεται εφελκυστικές τάσεις.
2. Η γωνία στα ανάστροφα ρήγματα θα πρέπει να είναι όσο το δυνατό μικρότερη ώστε να ελαχιστοποιηθούν οι θλιπτικές τάσεις.
3. Στις ζώνες ρηγμάτωσης, το βάθος στο οποίο πρέπει να είναι θαμμένος ο αγωγός πρέπει να είναι το ελάχιστο δυνατό, έτσι ώστε να μειωθεί η πίεση του εδάφους επί του αγωγού κατά τη διάρκεια της κίνησης του ρήγματος.
4. Η αύξηση του πάχους των τοιχωμάτων θα αυξήσει την αντοχή του αγωγού στη μετακίνηση ρήγματος για ένα δεδομένο επίπεδο μέγιστων εφελκυστικών τάσεων. Οπότε, σε απόσταση 50m από κάθε τμήμα του ρήγματος θα πρέπει να χρησιμοποιηθούν τοιχώματα μεγάλου πάχους.
5. Η μείωση της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας του αγωγού και του περιβάλλοντος εδάφους αυξάνει την αντοχή του αγωγού στη μετακίνηση του ρήγματος για ένα δεδομένο επίπεδο μέγιστης τάσης. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί χρησιμοποιώντας κατάλληλη επίστρωση γύρω από τον αγωγό.
6. Αυστηρός έλεγχος θα πρέπει να διενεργείται επί της επιχωμάτωσης που περιβάλλει τον αγωγό σε απόσταση 50m από κάθε πλευρά του ρήγματος. Κατάλληλα υλικά επίχωσης θεωρούνται εδάφη χαλαρής ή μέσης κοκκομετρίας ή ογκόλιθοι. Σε περίπτωση που το υπάρχον έδαφος διαφέρει σημαντικά από αυτά τα υλικά, θα πρέπει να πραγματοποιηθούν τομές με ανασκαφές για απόσταση 15 m από κάθε πλευρά του ρήγματος και να πληρωθούν με κατάλληλο υλικό.
7. Για αγωγούς συγκολλητού χάλυβα, θα πρέπει κατά τη μετακίνηση του ρήγματος, να μπορούν να παραμορφωθούν πολύ και σε μεγάλο εύρος ανελαστικής έντασης προκειμένου να συμμορφώνονται χωρίς ρήξη με τη παραμόρφωση του εδάφους. Όπου είναι δυνατό, ο αγωγός θα πρέπει να

ευθυγραμμίζεται με το ρήγμα ώστε να υποβάλλεται σε εφελκυσμό και σε μέτρια καταπόνηση κάμψης. Ευθύγραμμα τμήματα σε σημεία όπου ο αγωγός δέχεται έντονη θλιπτική καταπόνηση θα πρέπει να αποφεύγονται.

Γενικά, σύμφωνα με τον EC8, σε όλες τις περιοχές πιθανής έντονης εδαφικής διάρρηξης οι αγωγοί θα πρέπει να τοποθετούνται σε ευθύγραμμα τμήματα χωρίς απότομες αλλαγές κατεύθυνσης αλλά και αλλαγής υψομέτρου στη χάραξη του αγωγού. Τέλος, στο κείμενο του EC8 αναφέρεται ότι ο κανονισμός δεν καλύπτει τον αντισεισμικό σχεδιασμό υποθαλάσσιων αγωγών.

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

4.1 Προσομοίωση αγωγών για μετακίνηση ρήγματος

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον στον αντισεισμικό σχεδιασμό χερσαίων και παράκτιων αγωγών παρουσιάζουν οι αγωγοί που βρίσκονται σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, στις οποίες μπορεί να προκληθούν μεγάλες εδαφικές παραμορφώσεις λόγω κατολισθήσεων, ρευστοποιημένων εδαφών και μετατοπίσεων γειτονικών ενεργών ρηγμάτων. Επομένως, είναι απαραίτητη η εξέταση της συμπεριφοράς του δικτύου των αγωγών στα παραπάνω φαινόμενα μέσω κατάλληλων προσομοιωμάτων, συνήθως με εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται η μηχανική συμπεριφορά συνεχών υπόγειων χαλύβδινων αγωγών διερχόμενων από ενεργά ρήγματα. Κατά τη μετατόπιση του ρήγματος, οι αγωγοί υφίστανται αξονικά, διατμητικά και καμπτικά φορτία και είναι δυνατόν να αναπτύξουν τάσεις και ανελαστικές παραμορφώσεις. Υψηλές εφελκυστικές τάσεις είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε ρηγμάτωση στην περιοχή των συγκολλήσεων, ενώ υψηλές θλιπτικές τάσεις είναι δυνατόν να οδηγήσουν σε γενικό λυγισμό του αγωγού ή σε τοπικό λυγισμό των τοιχωμάτων. Η προσομοίωση μέσω κατάλληλων πεπερασμένων στοιχείων του συστήματος εδάφους-αγωγού γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τα χαρακτηριστικά του αγωγού και του υλικού κατασκευής του, καθώς και τη μετατόπιση του ρήγματος.

Το λογισμικό Abaqus θεωρείται ως ένα από τα πιο αποτελεσματικά μέσα προσομοίωσης ενός αγωγού ο οποίος διαπερνά ένα τεκτονικό ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης. Στην παρούσα εργασία, εξετάστηκε και παρουσιάζεται στη συνέχεια η ανάλυση της πιο κλασικής περίπτωσης, αυτής ενός θαμμένου αγωγού,

ευθύγραμμου και μεγάλου μήκους, που αποτελεί τμήμα ενός δικτύου χερσαίων ή/και παράκτιων αγωγών και ο οποίος διέρχεται από ένα ρήγμα και υποβάλλεται σε μια κατακόρυφη μετακίνηση στο μέσον του (βλ. Εικόνα 4.1α).

Γενικά, επειδή το λογισμικό Abaqus είναι λογισμικό γενικής εφαρμογής, παρέχει μια μεγάλη βιβλιοθήκη πεπερασμένων στοιχείων, έτσι μπορεί να προσομοιώσει με αποτελεσματικότητα στις δύο ή/και στις τρεις διαστάσεις τόσο τον ίδιο τον αγωγό, όσο και τα ελατήρια ή τα άλλα μοντέλα συμπεριφοράς που χρησιμοποιούνται για να προσομοιώσουν την αλληλεπίδραση μεταξύ του θαμμένου αγωγού και του εδάφους από το οποίο περιβάλλεται. Ο αγωγός μπορεί να προσομοιωθεί με πεπερασμένα στοιχεία δοκού (beam elements), αγωγού (ευθύγραμμο (pipe elements) και γωνιακά (elbow elements)) ή και στοιχεία κελύφους (shell elements) από την πλούσια βιβλιοθήκη πεπερασμένων στοιχείων του ABAQUS/Standard.

Ανάλογα με την προσομοίωση του αγωγού, η εξέταση της εδαφικής συμπεριφοράς και της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού προσομοιώνεται και στις τρεις διαστάσεις είτε με κατάλληλα ελατήρια (αξονικά, εγκάρσια, κατακόρυφα), είτε χρησιμοποιώντας τα αντίστοιχα στοιχεία αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού (pipe-soil interaction (PSI) elements). Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι τα συγκεκριμένα στοιχεία PSI έχουν τους βαθμούς ελευθερίας μόνο μετατοπίσεων στους κόμβους τους. Οι κόμβοι των εν λόγω στοιχείων οι οποίοι από τη μία πλευρά εκφράζουν την κίνηση μιας σχετικά απομακρυσμένης επιφάνειας, όπως η εδαφική επιφάνεια, και έτσι μπορούν να περιγράψουν την μακρινού πεδίου μετακίνηση του ρήγματος (βλ. Εικόνα 4.1β). Στην άλλη πλευρά του στοιχείου οι κόμβοι είναι κοινός με αυτούς των πεπερασμένων στοιχείων του αγωγού.

Εκτός από τα στοιχεία PSI, η αλληλεπίδραση του εδάφους-αγωγού, μπορεί να μοντελοποιηθεί κάνοντας χρήση των πεπερασμένων στοιχείων τύπου JOINTC . Μία από τις βασικές διαφορές των PSI στοιχείων από τα στοιχεία JOINTC θεωρείται ότι στα τελευταία, η συμπεριφορά των μη-γραμμικών ελατηρίων, στα οποία βασίζεται η λειτουργία των JOINTC, μπορεί να θεωρηθεί ως ελαστική με την έννοια ότι φορτία αντίθετης φοράς (reversed loading) δεν έχουν ως αποτέλεσμα μόνιμη παραμόρφωση. Ακόμα μια σημαντική διαφορά μεταξύ των JOINTC και PSI στοιχείων είναι ότι στην πρώτη περίπτωση τα ελατήρια καθορίζονται σε μονάδες ολικής

δύναμης, ενώ στη δεύτερη περίπτωση η αλληλεπίδραση εκφράζεται σε μονάδες δύναμης ανά μονάδα μήκους. Αυτό συνεπάγεται ότι είτε πρέπει να καθοριστεί ξεχωριστή δυσκαμψία για κάθε JOINTC στοιχείο, ή να χρησιμοποιηθεί ένα ομοιόμορφο αρκετά πυκνό πλέγμα με στοιχεία JOINTC κατά μήκος του αγωγού. Για την παρούσα διερεύνηση επιλέχθηκε η χρήση των PSI στοιχείων στις δύο και στις τρεις διαστάσεις.

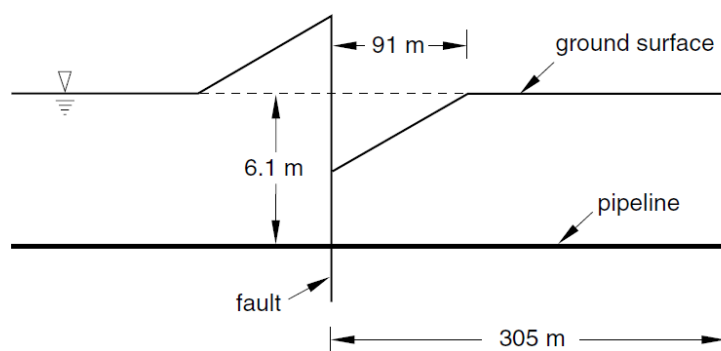
Για την προσομοίωση του προβλήματος της Εικόνα 4.1^α πρέπει να δημιουργηθεί ένα αρχείο δεδομένων (input file) που χρησιμοποιείται στο ABAQUS/Command και με τη χρήση του ABAQUS/Viewer πραγματοποιείται η απεικόνιση των αποτελεσμάτων μετά το πέρας της ανάλυσης. Τα αποτελέσματα μπορούν να απεικονιστούν είτε σε διδιάστατη είτε σε τριδιάστατη μορφή, ανάλογα με το προσομοίωμα.

Όσον αφορά στα δεδομένα του αρχείου εισόδου (βλ. Παράρτημα Β), αρχικά καθορίζονται οι κόμβοι ανάλογα την απόσταση που επηρεάζεται από το ρήγμα και το βάθος στο οποίο έχει τοποθετηθεί ο αγωγός και στη συνέχεια επιλέγονται τα κατάλληλα πεπερασμένα στοιχεία με τα οποία πρόκειται να πραγματοποιηθεί η μοντελοποίηση. Στη συνέχεια, είναι απαραίτητος ο καθορισμός των κόμβων και των μελών του αγωγού, όπου γίνεται πύκνωση στο μέσον, όπου επιβάλλεται η μετακίνηση του ρήγματος. Επίσης, περιγράφεται η διάμετρος του αγωγού, το πάχος του τοιχώματος του, επιλέγεται το υλικό από το οποίο αποτελείται και δίνονται οι απαραίτητες παράμετροι που καθορίζουν τις μηχανικές ιδιότητες του υλικού (το μέτρο ελαστικότητας (Young's modulus), τον λόγο Poisson, την τάση διαρροής (yield stress)). Έπειτα, καθορίζονται τα δεδομένα για τα στοιχεία αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού, PSI, ορίζοντας τις μέγιστες δυνάμεις ανά μονάδα μήκους που μπορεί να ασκούνται στον αγωγό αλλά και τη μέγιστη μετατόπιση που προκαλείται εξαιτίας τους.

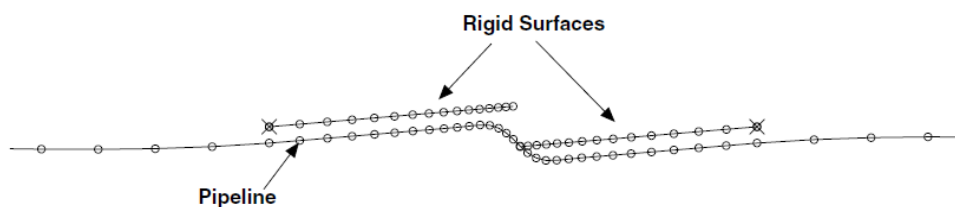
Τέλος, δίνονται οι απαραίτητες εντολές (ELPRINT) για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων σε αρχεία κειμένου που θα μας δώσουν μια πλήρη εικόνα για το τι συμβαίνει στους κόμβους και τα πεπερασμένα στοιχεία του κάθε προσομοιώματος, δηλαδή τις τιμές των παραμορφώσεων, των τάσεων, των μετακινήσεων, των δυνάμεων και των ροπών κάμψης.

4.2 Παράδειγμα αναφοράς

Σκοπός του συγκεκριμένου παραδείγματος είναι ο υπολογισμός της καταπόνησης κατά μήκος ενός τυπικού αγωγού φυσικού αερίου, ο οποίος υπόκειται συμμετρικά στο μέσον του σε μία αρκετά μεγάλη κατακόρυφη μετακίνηση ρήγματος ίσης με 1,52m. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 4.1α το συνολικό μήκος του αγωγού είναι 610m και η επιβολή της μετακίνησης, η οποία γίνεται σταδιακά, επηρεάζει περίπου το 1/3 του μήκους του (182m).



(α)



(β)

Εικόνα 4.1: Περιγραφή προβλήματος (α) και λεπτομέρεια προσομοίωσης (β) της επιβολής της μετακίνησης του ρήγματος (Πηγή: Abaqus Example Problems Manual).

Ο αγωγός έχει εξωτερική διάμετρο 0,61m και πάχος του τοιχώματος ίσο με 0,0254m και θεωρείται ότι είναι τοποθετημένος σε βάθος 6,1m. Ο χαλύβδινος σωλήνας προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία αγωγού. Ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων αγωγού που χρησιμοποιήθηκαν κατά μήκος της κυκλικής διατομής είναι 50, τα οποία προφανώς είναι πιο πυκνά στο μέσον για να

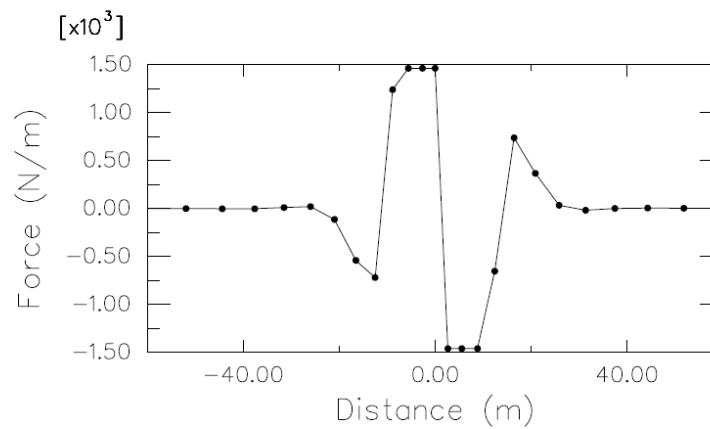
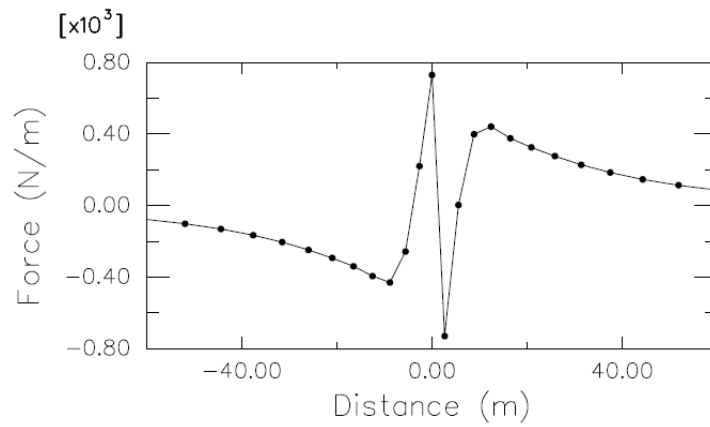
προσεγγίσουν αποτελεσματικότερα την απόκριση του αγωγού. Ο αγωγός προσομοιώνεται με στοιχεία PIPE21 (2-Δ αγωγός) και PSI24 (2-Δ στοιχεία αλληλεπίδρασης) για διδιάστατη προσομοίωση και αντίστοιχα με τα στοιχεία PIPE31 (3-Δ αγωγός) και PSI34 (3-Δ στοιχεία αλληλεπίδρασης) για τριδιάστατη προσομοίωση.

Οι μηχανικές παράμετροι του υλικού (χάλυβας) του αγωγού είναι: μέτρο ελαστικότητας 206.8 GPa, λόγο Poisson 0,3, και τάση διαρροής 413,7MPa, αντίστοιχα. Η συμπεριφορά της αλληλεπίδρασης αγωγού–εδάφους θεωρείται ελαστο-πλαστική. Επίσης, θεωρείται ότι η απόκριση του αγωγού στην κατακόρυφη είναι διαφορετική από αυτήν στην αξονική διεύθυνση. Για το συγκεκριμένο μοντέλο χρησιμοποιείται μέγιστη δύναμη ανά μονάδα μήκους στην αξονική διεύθυνση ίση με 730 N/m, ενώ στην κατακόρυφη διεύθυνση ίση με 1460 N/m. Η μέγιστη μετατόπιση μπορεί να φτάσει μέχρι τα 0,0304m τόσο στην οριζόντια όσο και στην κατακόρυφη διεύθυνση.

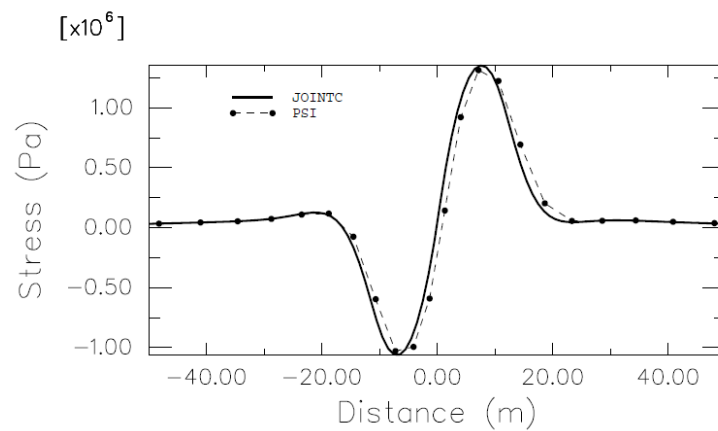
Όσον αφορά τη γραμμική κατανομή της εδαφικής κίνησης, δύσκαμπτα στοιχεία (R2D2) είναι συνδεδεμένα με τις μακρινού πεδίου άκρες των στοιχείων PSI ώστε να δημιουργηθούν δύο άκαμπτες επιφάνειες, μία σε κάθε πλευρά της γραμμής του ρήγματος. Αυτές οι επιφάνειες εκτείνονται σε μια απόσταση 91,4m από την αρχή του ρήγματος, ενώ οι κόμβοι αναφοράς του άκαμπτου σώματος είναι επίσης τοποθετημένοι στην ίδια απόσταση από το ρήγμα στην εδαφική επιφάνεια. Η κίνηση του ρήγματος μοντελοποιείται επιβάλλοντας την αντίστοιχη στροφή σε κάθε ένα από του κόμβους αναφοράς του δύσκαμπτου σώματος, ώστε να δημιουργηθεί μια θετική και μία αρνητική κατακόρυφη μετατόπιση ίση με 0,76m εκατέρωθεν του ρήγματος (άρα συνολικά 1,52m). Όλοι οι βαθμοί ελευθερίας των υπόλοιπων κόμβων μακρινού πεδίου στα στοιχεία PSI, καθώς και οι ακραίοι κόμβοι του αγωγού θεωρούνται πακτωμένοι.

Ενδεικτικά αποτελέσματα που προκύπτουν από το πρόγραμμα παρουσιάζονται στις Εικόνες 4.2 και 4.3. Στην πρώτη απεικονίζονται οι αξονικές και κατακόρυφες δυνάμεις ανά μονάδα μήκους που ασκούνται στον αγωγό λόγω της σχετικής εδαφικής κίνησης. Σύμφωνα με τις εικόνες προκύπτει το συμπέρασμα ότι μόνιμες παραμορφώσεις προκαλούνται κοντά στο ρήγμα σε αξονικές και οριζόντιες

κατευθύνσεις , ενώ ο αγωγός παρουσιάζει αμιγώς ελαστική συμπεριφορά μακριά από το ρήγμα.



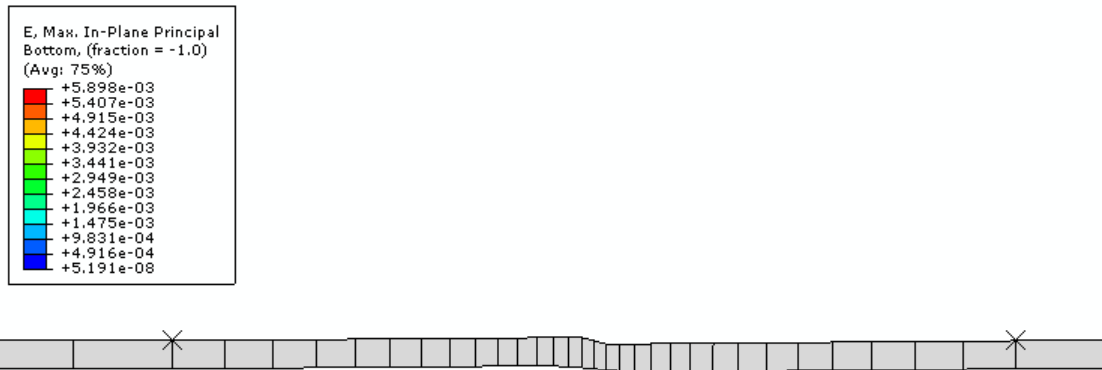
Εικόνα 4.2: Αξονική και κατακόρυφη δύναμη ανά μονάδα μήκους κατά μήκος του αγωγού (Πηγή: ABAQUS Example Problems Manual).



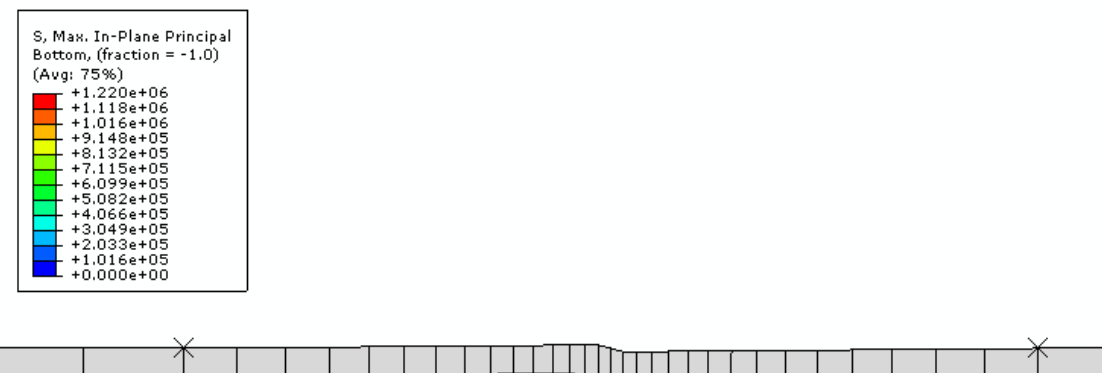
Εικόνα 4.3: Αξονική τάση κατά μήκος του αγωγού (Πηγή: ABAQUS Example Problems Manual).

Χρησιμοποιώντας ως input file στο ABAQUS/Command τα δεδομένα από το ABAQUS User's Manual, buriedpipeline_2d και buriedpipeline_3d, για διδιάστατη και τριδιάστατη προσομοίωση, αντίστοιχα, προκύπτουν τα αποτελέσματα που φαίνονται στις Εικόνες 4.4 έως 4.11.

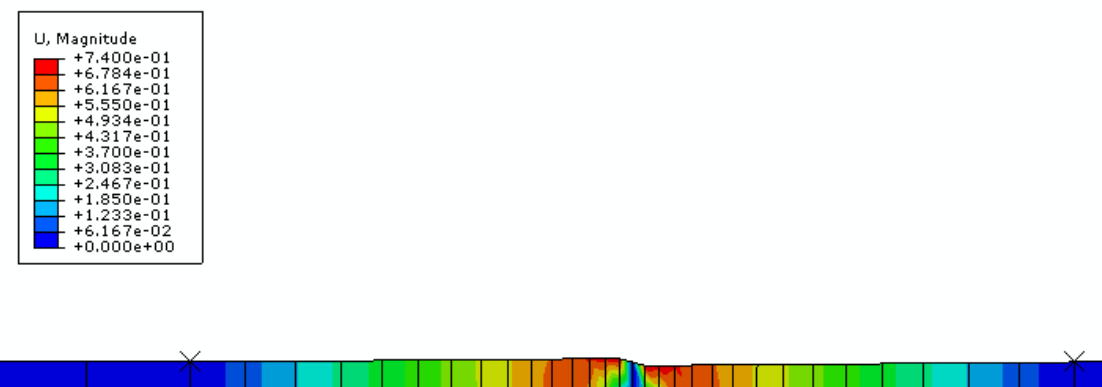
Διδιάστατη προσομοίωση



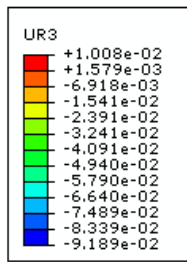
Εικόνα 4.4: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού.



Εικόνα 4.5: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού.

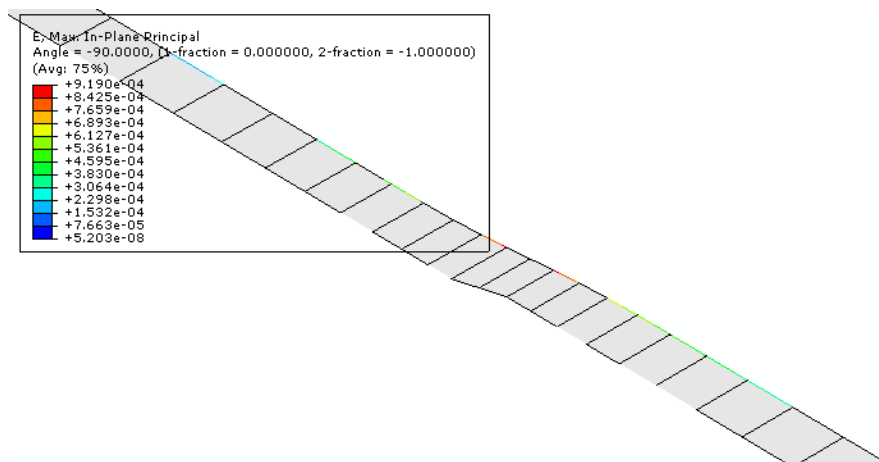


Εικόνα 4.6: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού.

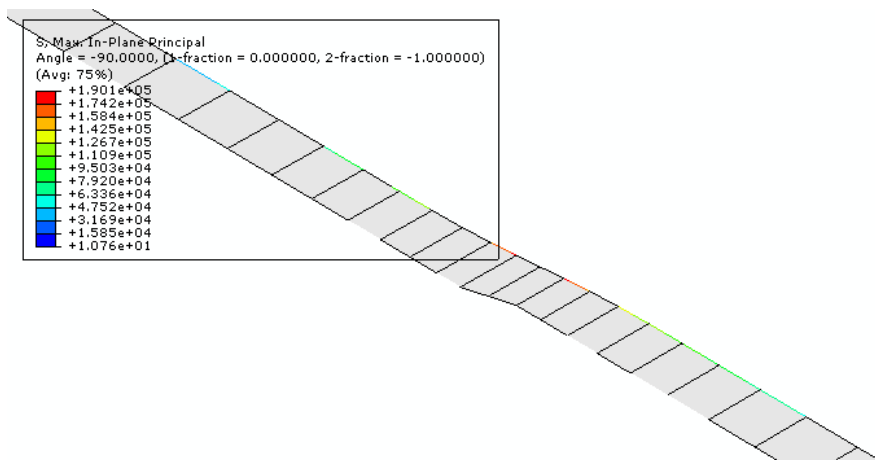


Εικόνα 4.7: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων στροφής στον κατακόρυφο άξονα του αγωγού.

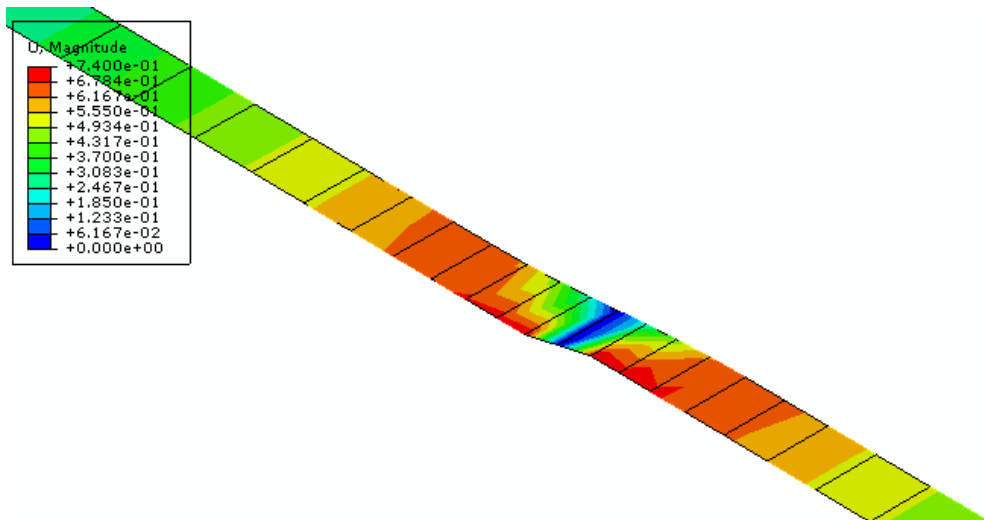
Τριδιάστατη προσομοίωση



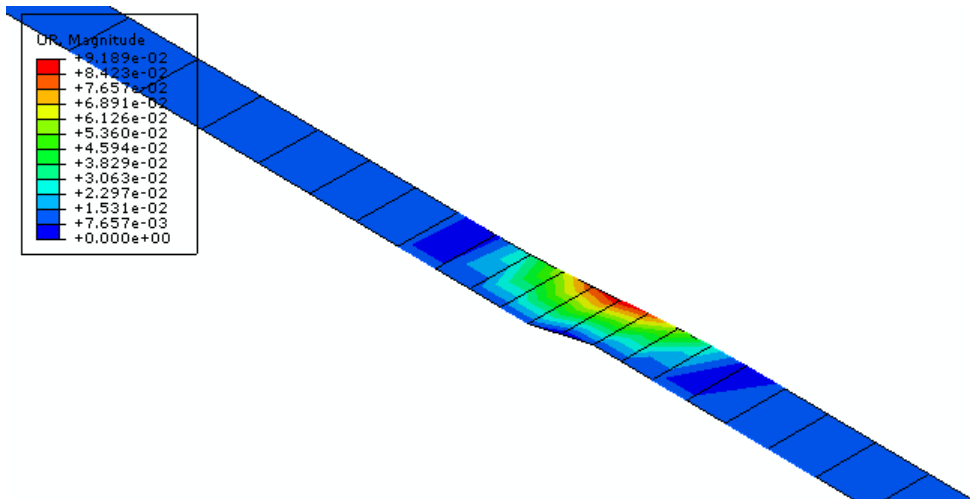
Εικόνα 4.8: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού.



Εικόνα 4.9: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού.



Εικόνα 4.10: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού.



Εικόνα 4.11: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής στροφής του αγωγού.

4.3 Παραμετρική διερεύνηση

Για τον υπολογισμό της ακεραιότητας του αγωγού έναντι της μετατόπισης ενός ρήγματος είναι αναγκαίος ο υπολογισμός των τάσεων και των παραμορφώσεων στο τοίχωμα του αγωγού. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζεται η περίπτωση δύο διαφορετικών αγωγών για δύο διαφορετικές μετατοπίσεις ρήγματος ίσες με 1m και 1.5m. Αρχικά θεωρείται ένας αγωγός με εξωτερική διάμετρο 0,61m και πάχος τοιχώματος 0,0254m και μήκος 610m, ενώ ο δεύτερος αγωγός έχει εξωτερική διάμετρο 0,91m, πάχος τοιχώματος 0,030m και μήκος 870m.

Εξετάζεται ακόμα η περίπτωση διαφορετικών ορίων διαρροής του χάλυβα. Τα δύο είδη χάλυβα έχουν όρια διαρροής 313kPa και 450kPa, αντίστοιχα. Η μέγιστη τάση λειτουργίας υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$P_{max} = 0,72 * \frac{2*\sigma_y*t}{D} \quad (4.1)$$

όπου: σ_y : το όριο διαρροής, t : το πάχος του τοιχώματος, D : η εξωτερική διάμετρος του αγωγού.

Το βάθος στο οποίο είναι τοποθετημένος ο αγωγός ισούται με 1.5m, επειδή στην παράκτια περιοχή οι αγωγοί τοποθετούνται σε ρηχά βάθη. Η μετακίνηση του τεκτονικού ρήγματος τοποθετείται στο μέσο των εξεταζόμενων αγωγών. Στον Πίνακα 4.1, παρουσιάζονται συνοπτικά οι περιπτώσεις που εξετάζονται. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν απεικονίζονται τόσο σε διδιάστατη όσο και σε τριδιάστατη προσομοίωση και παρουσιάζονται ανάλογα την περίπτωση. Δείγματα των αρχείων που χρησιμοποιούνται ως αρχεία δεδομένων (input files) για το ABAQUS/Command παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β.

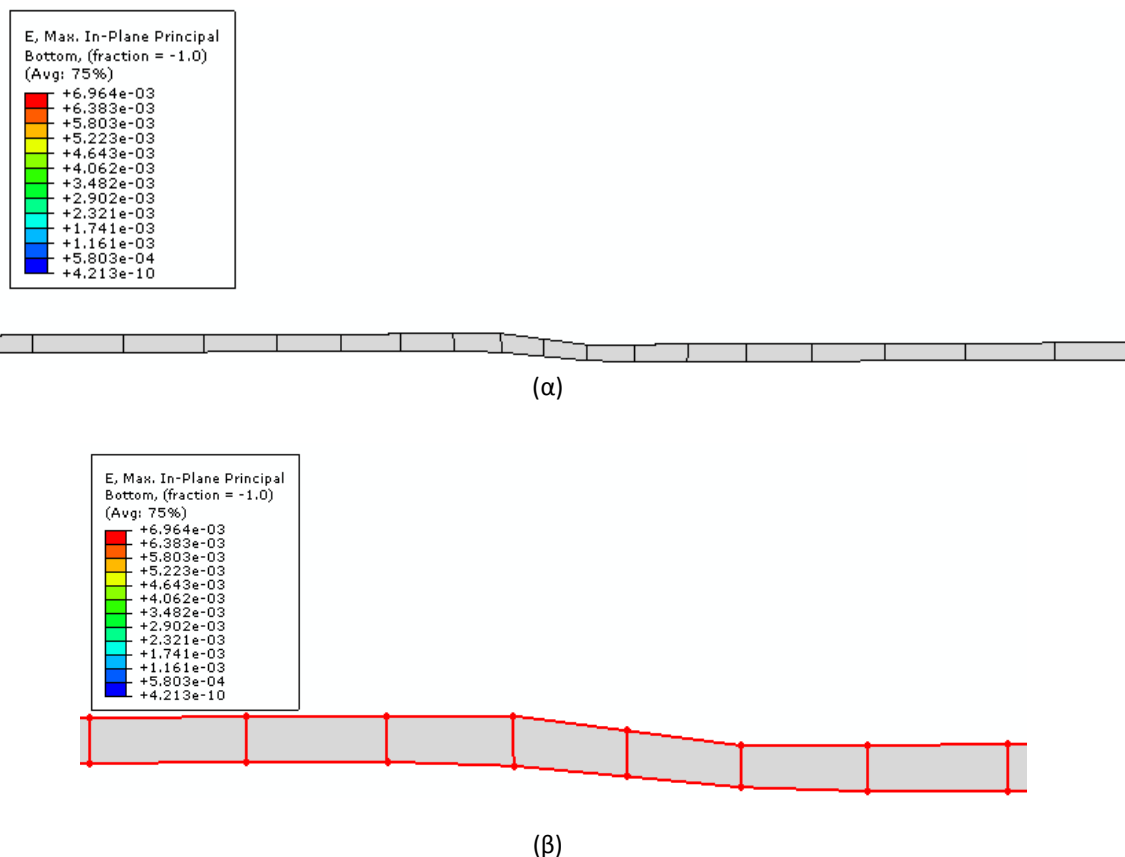
Πίνακας 4.1: Περιπτώσεις εξέτασης της συμπεριφοράς θαμμένων αγωγών σε ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης.

Περίπτωση	Μετακίνηση ρήγματος	Διάμετρος αγωγού	Πάχος τοιχώματος	Όριο διαρροής
1	1m	0,61m	0,0254m	313kPa
2	1m	0,61m	0,0254m	450kPa
3	1m	0,91m	0,0300m	313kPa
4	1m	0,91m	0,0300m	450kPa
5	1,5m	0,61m	0,0254m	313kPa
6	1,5m	0,61m	0,0254m	450kPa
7	1,5m	0,91m	0,0300m	313kPa
8	1,5m	0,91m	0,0300m	450kPa

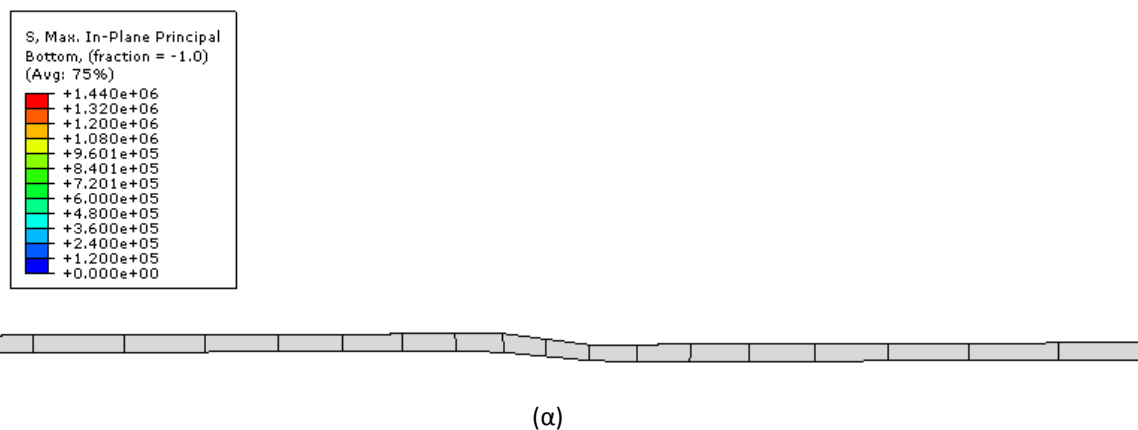
4.3.1 Αποτελέσματα διδιάστατης προσομοίωσης (2-Δ)

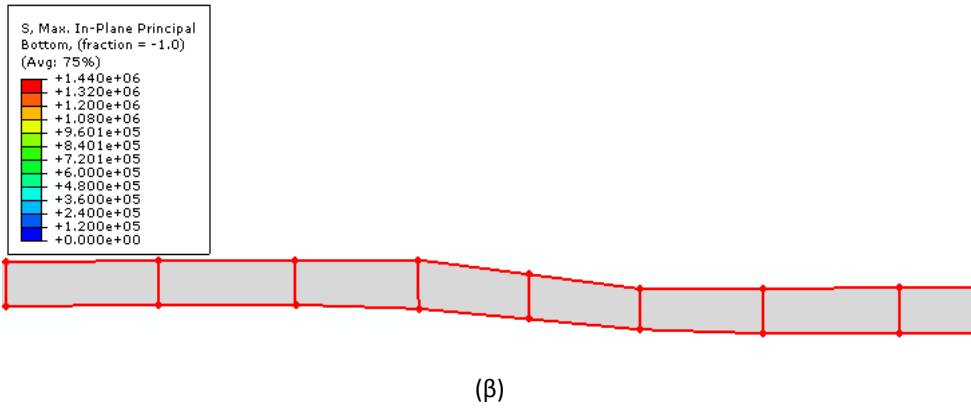
- Περίπτωση 1^η

Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και κατακόρυφες μετατοπίσεις του αγωγού.

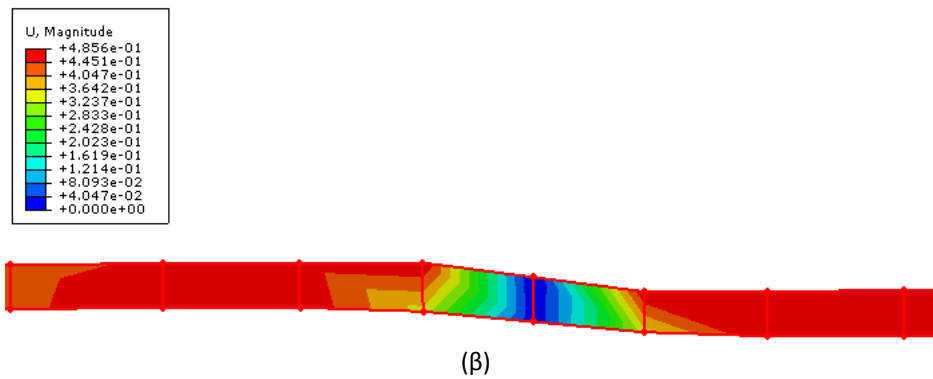
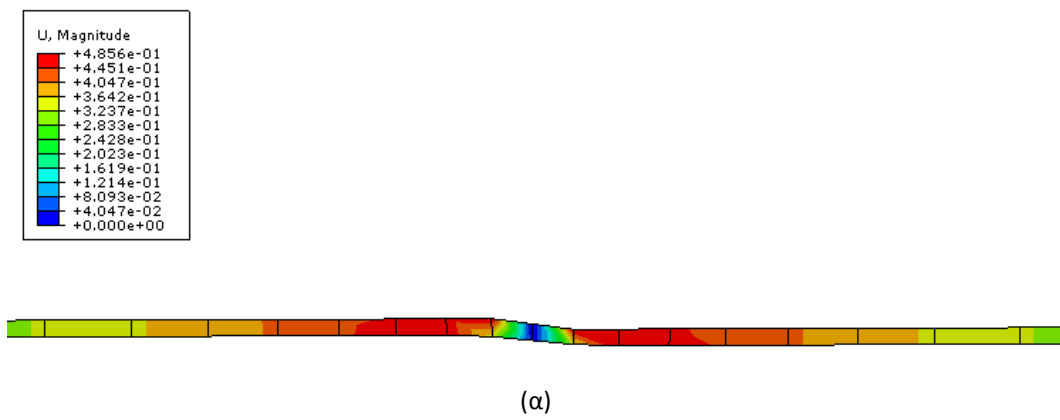


Εικόνα 4.12: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

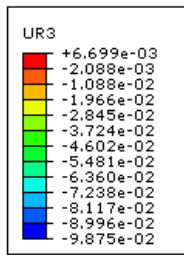




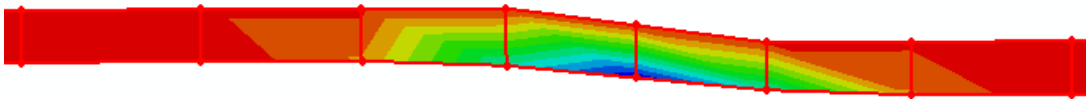
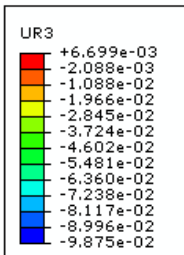
Εικόνα 4.13: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.14: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



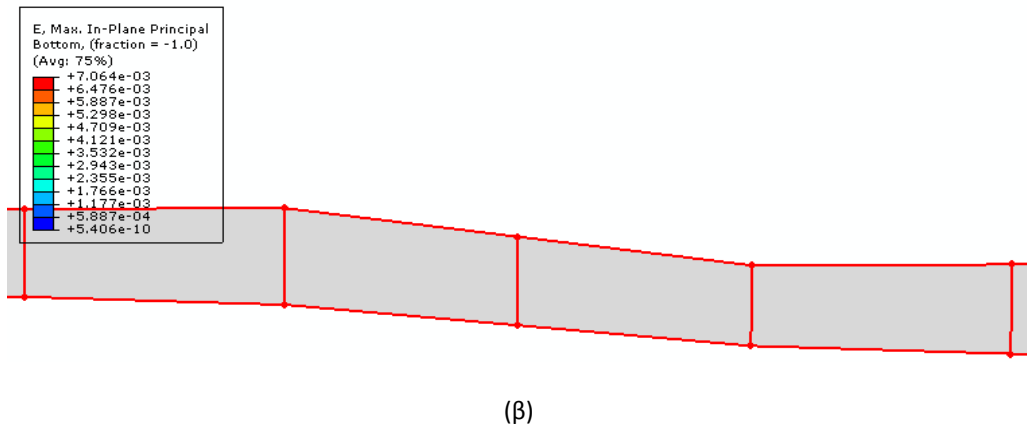
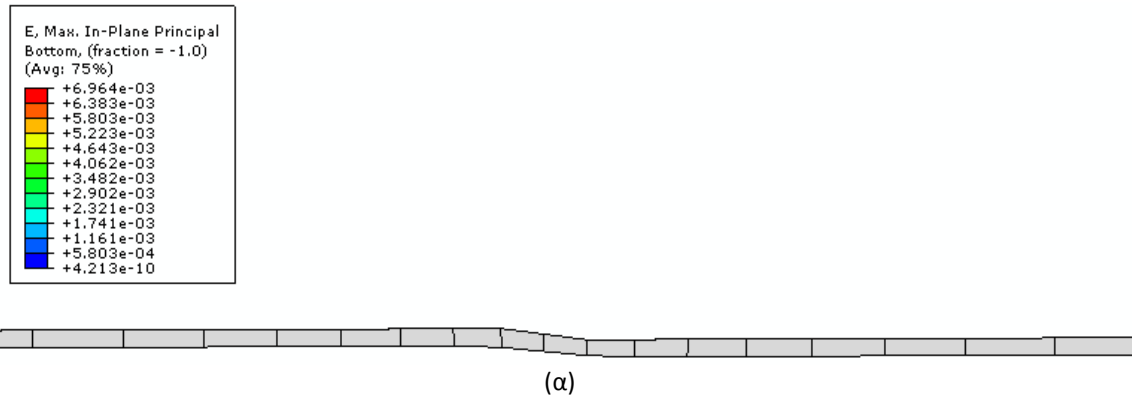
(β)

Εικόνα 4.15: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

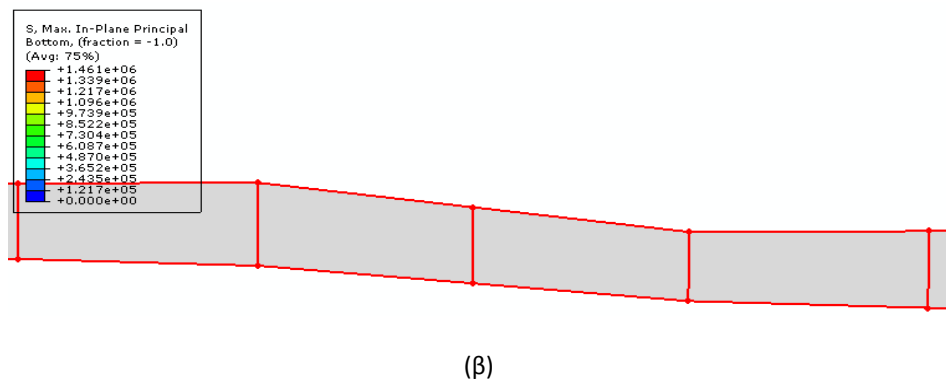
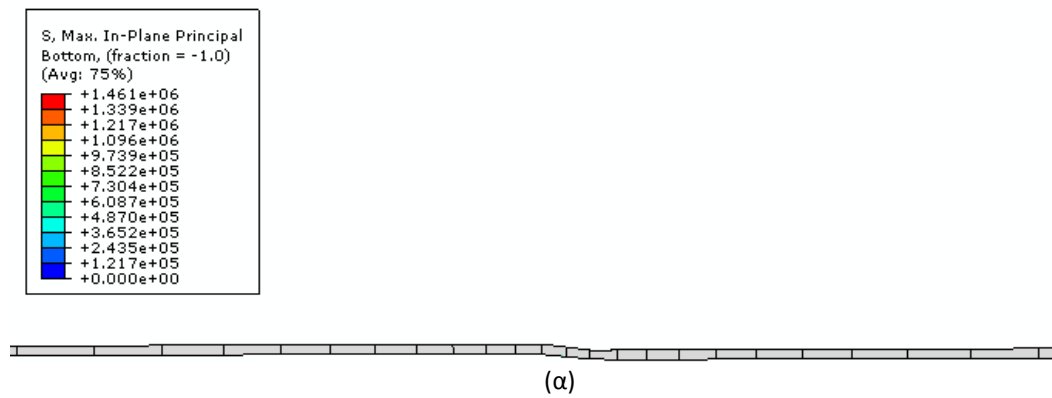
Συγκρίνοντας τις τιμές των παραπάνω αποτελεσμάτων με τα αποτελέσματα που διεξάχθηκαν από το παράδειγμα αναφοράς, προκύπτει ότι στην περίπτωση 1 παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων και των τάσεων και μείωση των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών.

- **Περίπτωση 2^η :**

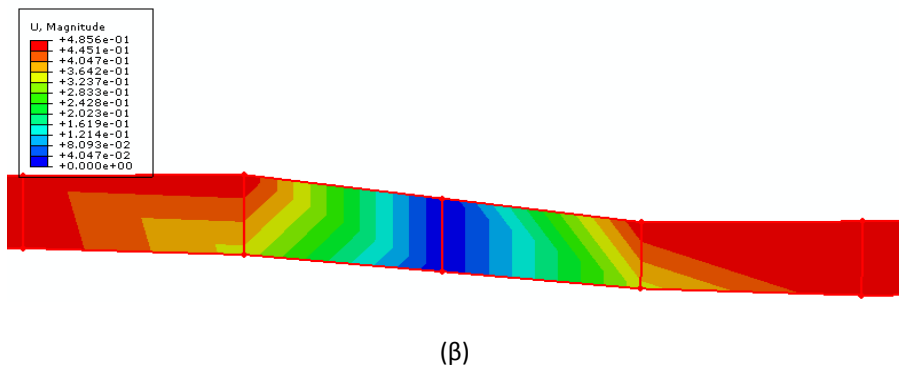
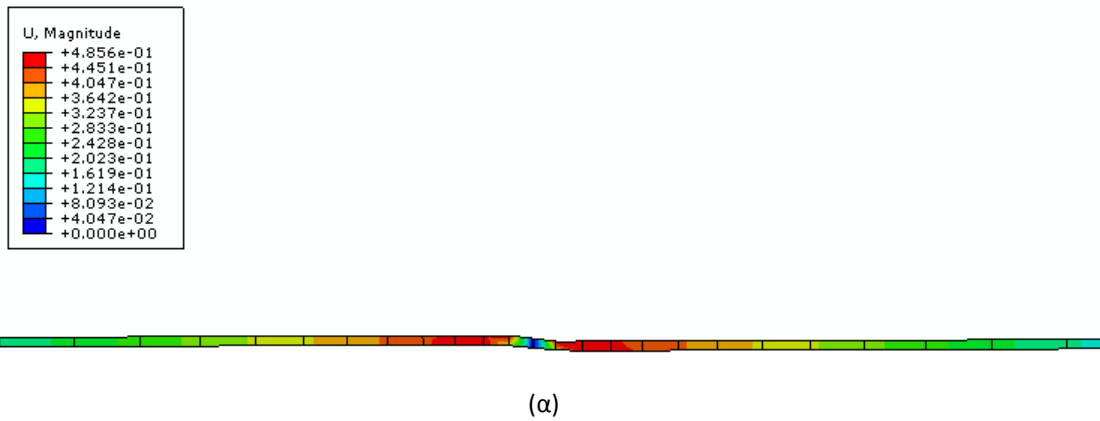
Στη δεύτερη περίπτωση ο χαλύβδινος αγωγός είναι επίσης μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Η διαφορά εντοπίζεται στο όριο διαρροής του υλικού και ισούται με 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.



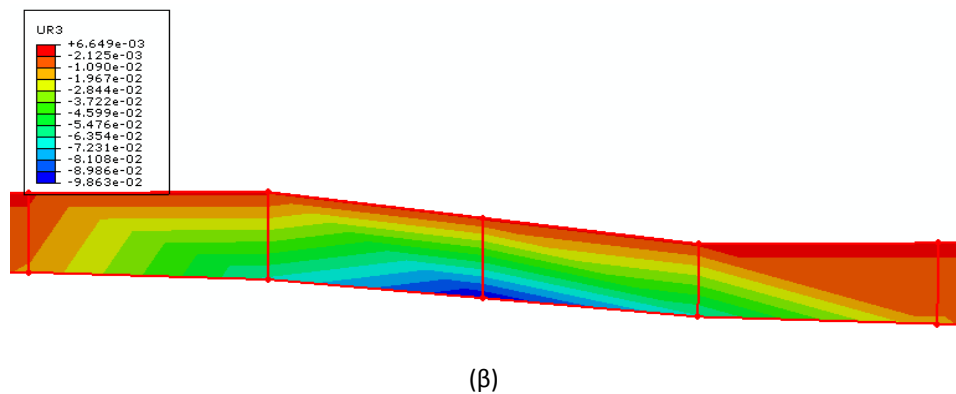
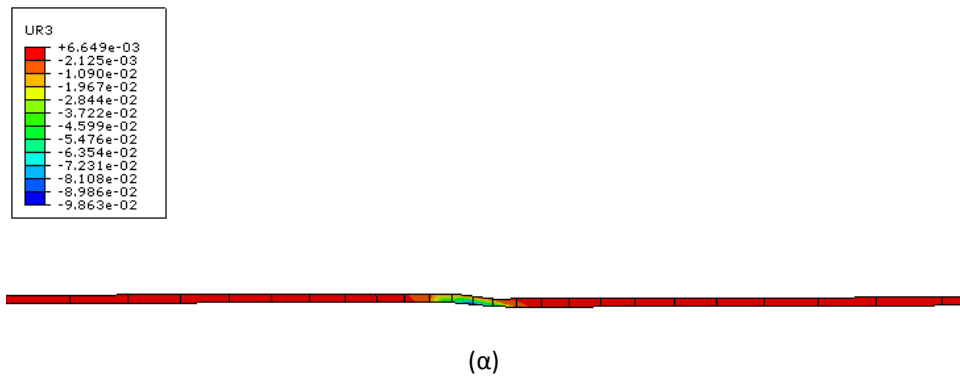
Εικόνα 4.16: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.17: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.18: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

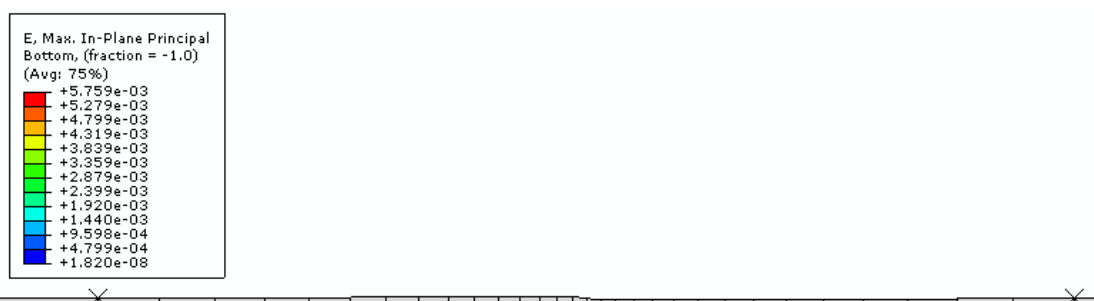


Εικόνα 4.19: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

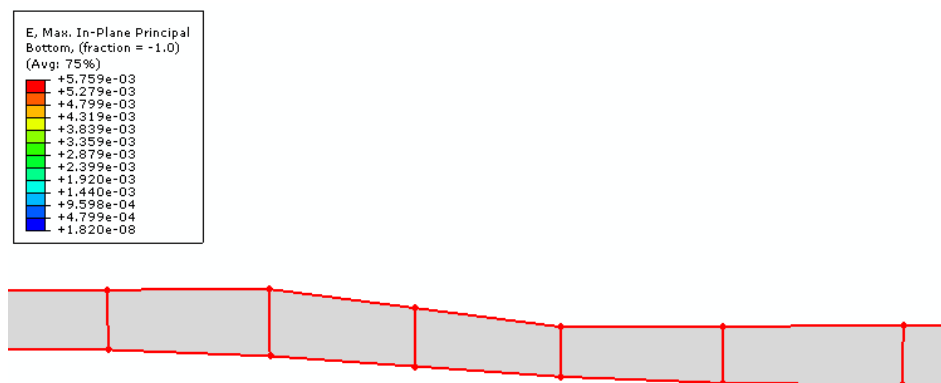
Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 2 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων και των τάσεων αλλά μείωση των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών στην περίπτωση 2. Το ίδιο συμπέρασμα παρατηρήθηκε και για την περίπτωση 1 παραπάνω.

- **Περίπτωση 3^η:**

Η τρίτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό ισούται με 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις που ασκούνται πάνω στον αγωγό καθώς επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

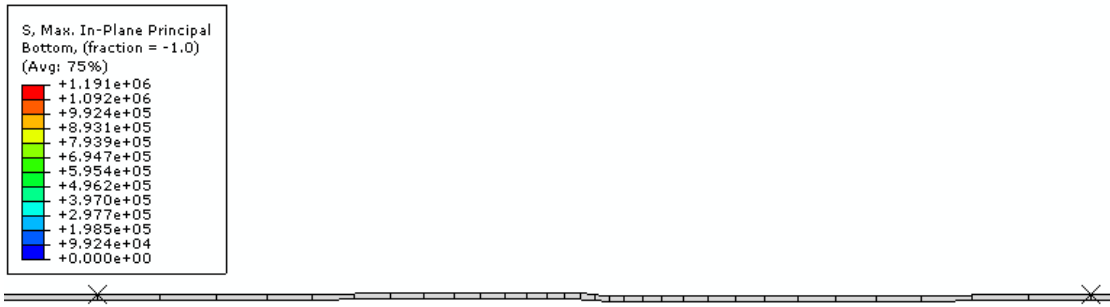


(α)

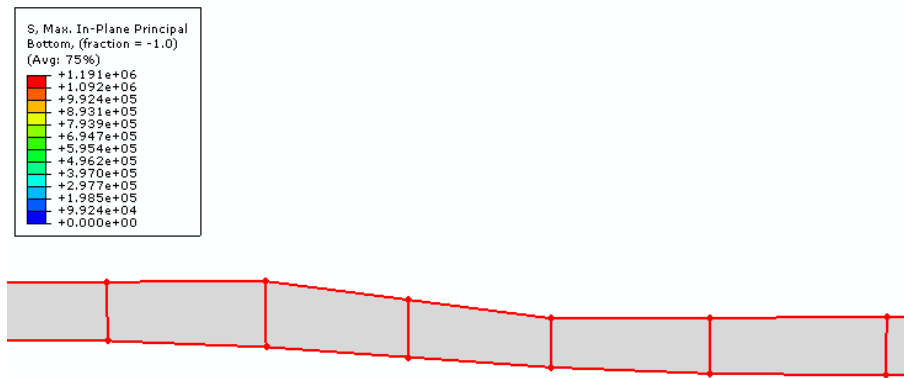


(β)

Εικόνα 4.20: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)

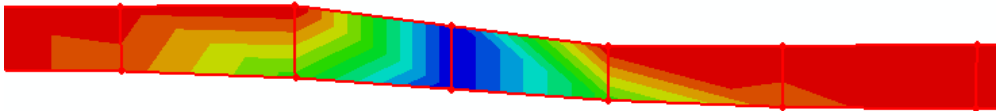
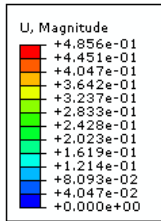


(β)

Εικόνα 4.21: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

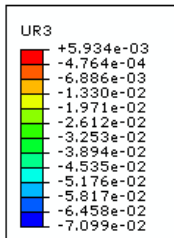


(α)

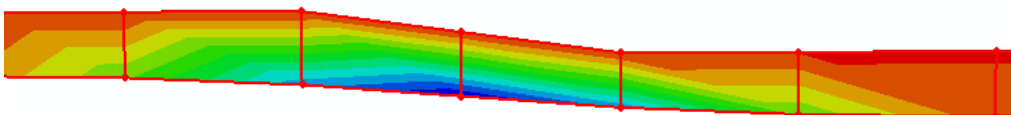
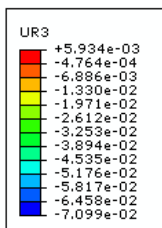


(β)

Εικόνα 4.22: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



(β)

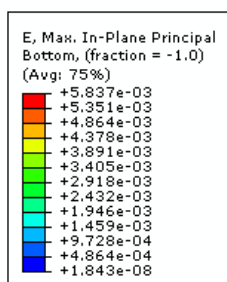
Εικόνα 4.23: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 3 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται μείωση των παραμορφώσεων, ελάχιστη

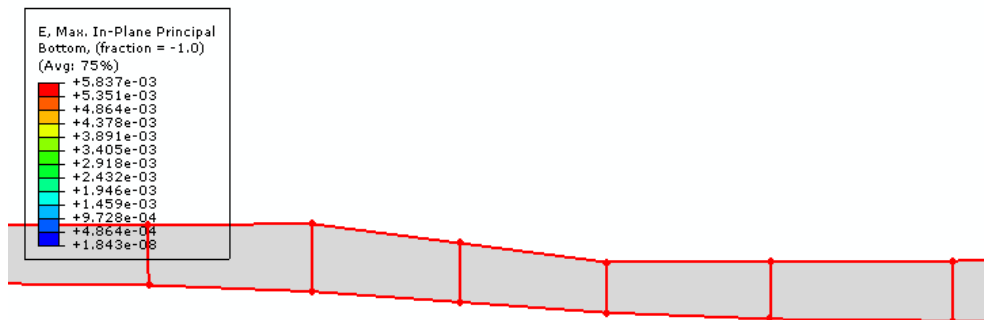
διαφορά μεταξύ των τάσεων και μείωση των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών στην περίπτωση 3.

- Περίπτωση 4^η:

Η τέταρτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στρόφες - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

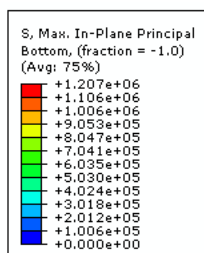


(α)

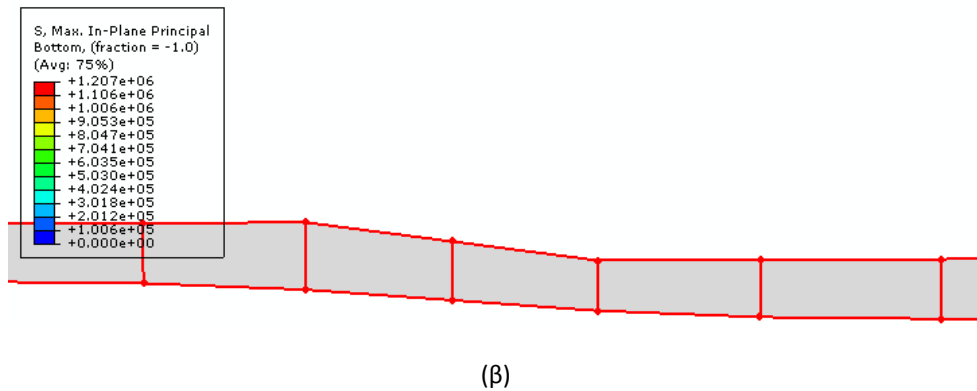


(β)

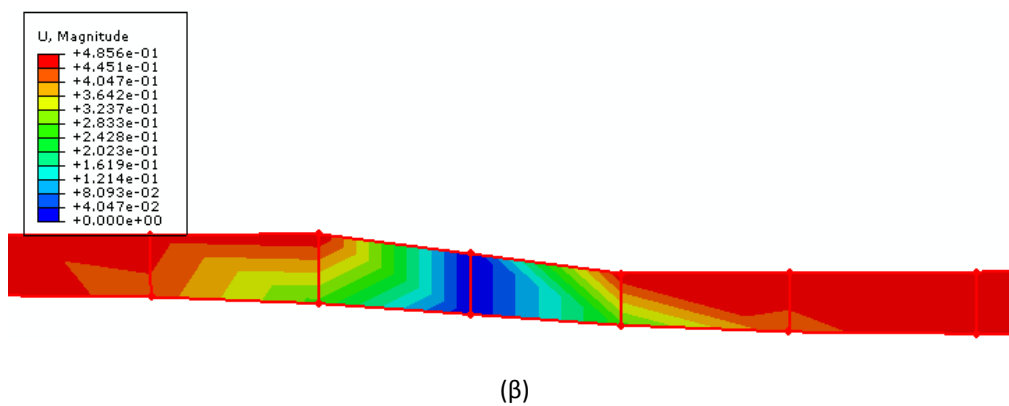
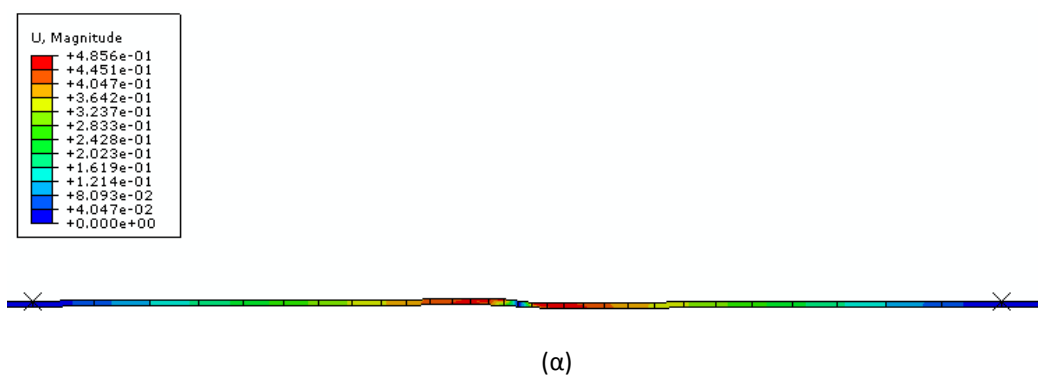
Εικόνα 4.24: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



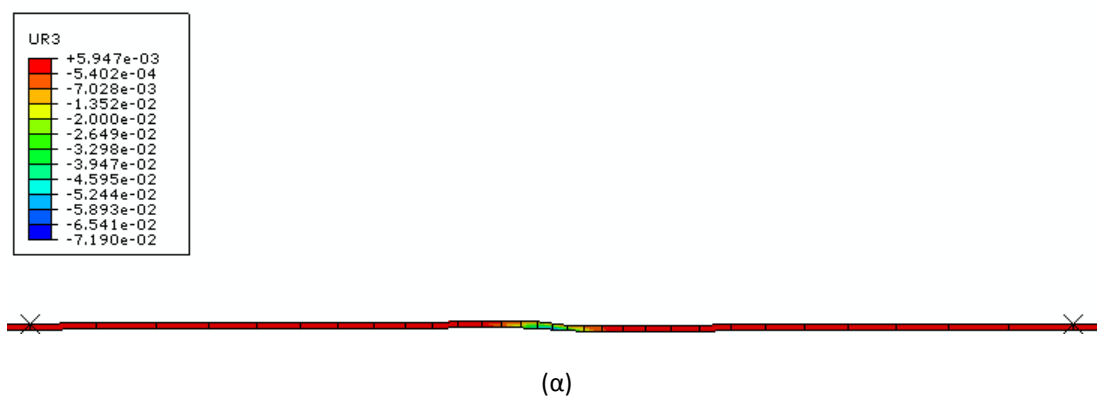
(α)

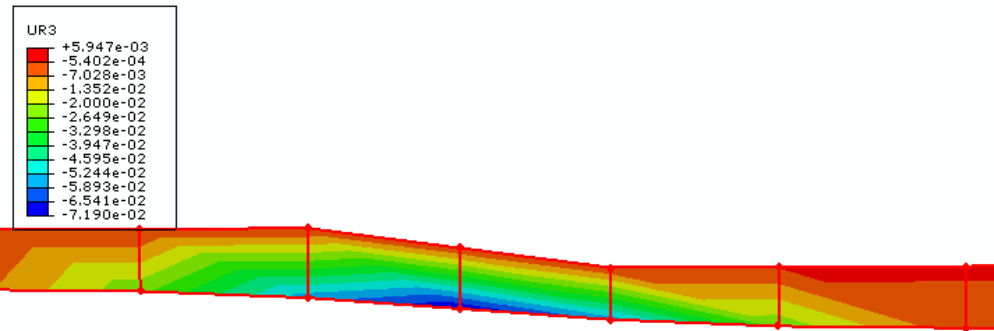


Εικόνα 4.25: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.26: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).





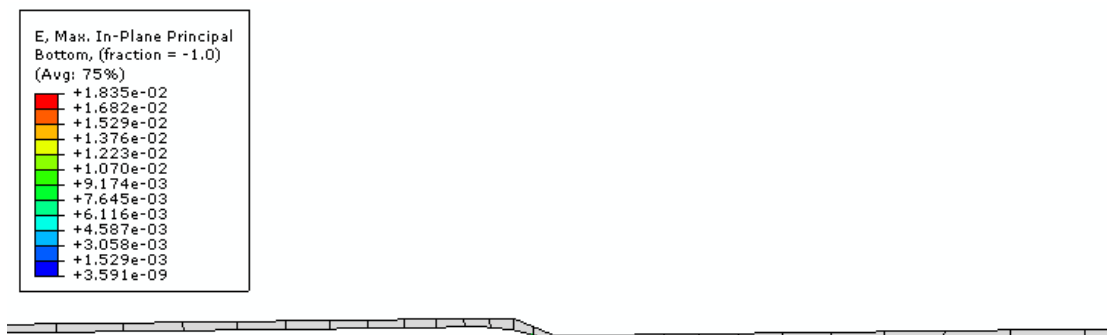
(β)

Εικόνα 4.27: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

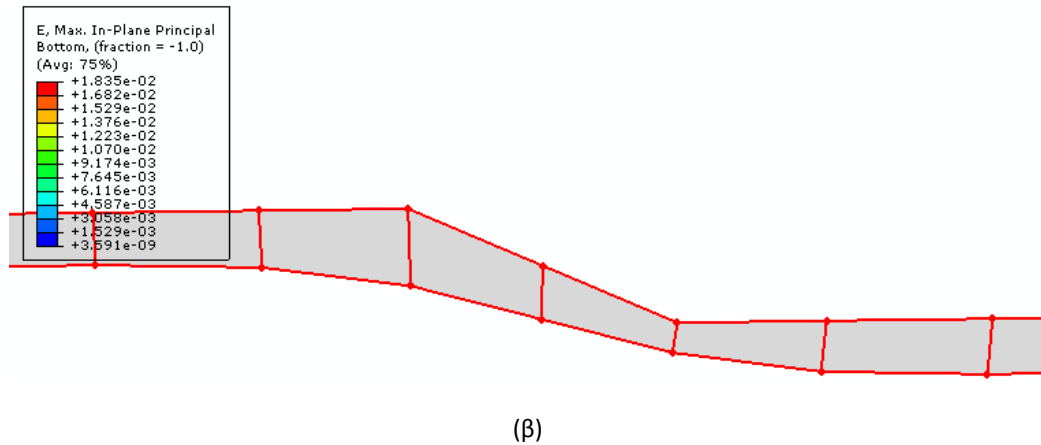
Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 4 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται ελάχιστη διαφορά μεταξύ των παραμορφώσεων αλλά και των τάσεων αλλά μείωση των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών στην περίπτωση 4.

- **Περίπτωση 5^η :**

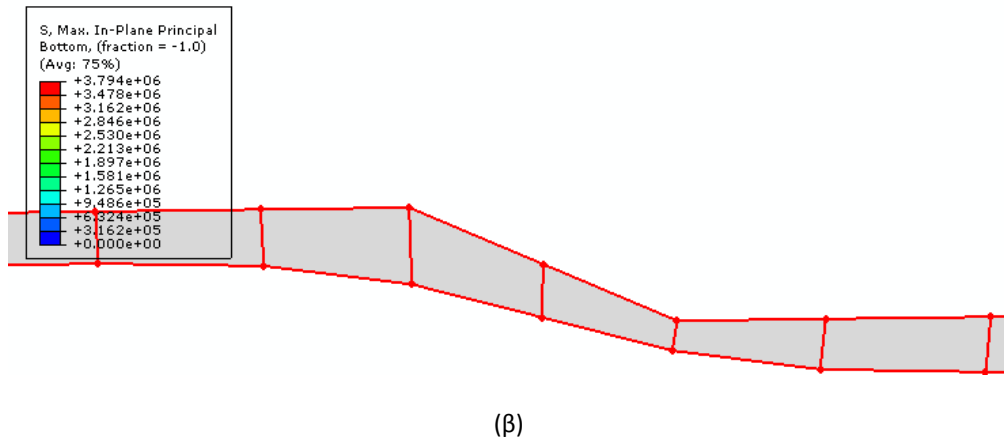
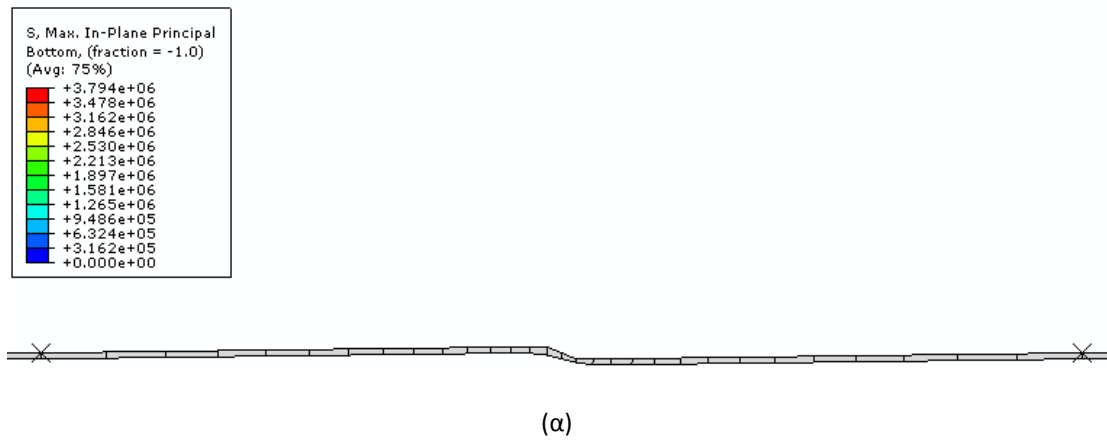
Στην πέμπτη περίπτωση ο αγωγός από χάλυβα χαρακτηρίζεται μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για τον αγωγό αυτό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.



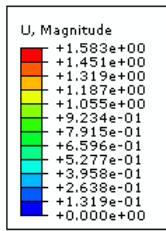
(α)



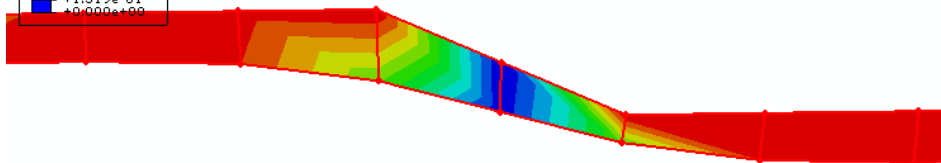
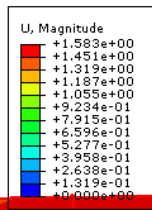
Εικόνα 4.28: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.29: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

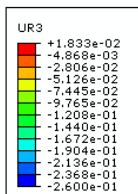


(α)

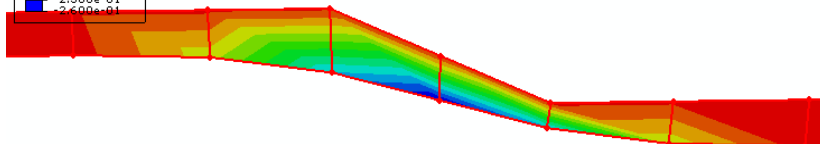
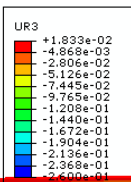


(β)

Εικόνα 4.30: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



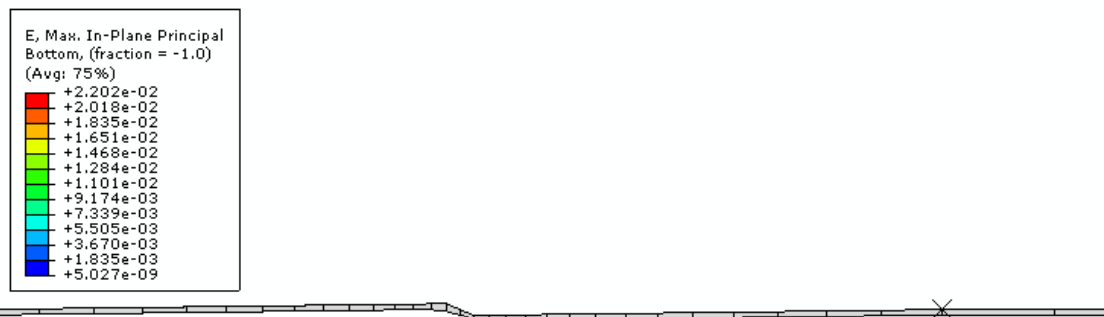
(β)

Εικόνα 4.31: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

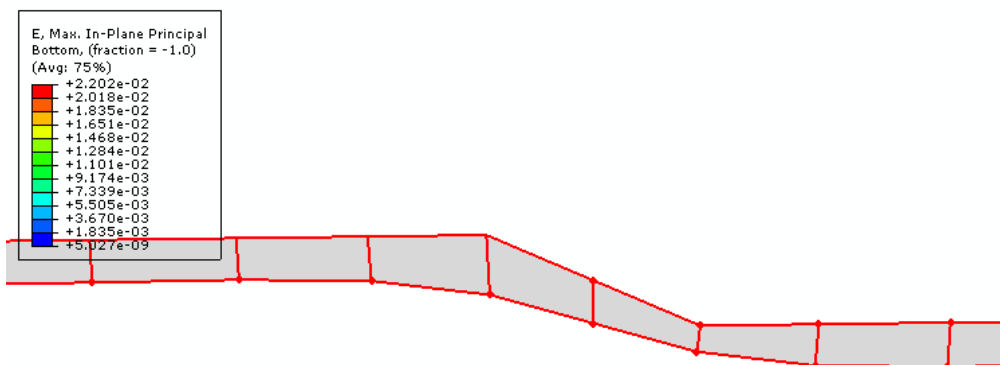
Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 5 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων, τάσεων αλλά και των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών.

- Περίπτωση 6^η :

Όσον αφορά την έκτη περίπτωση, αυτή αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

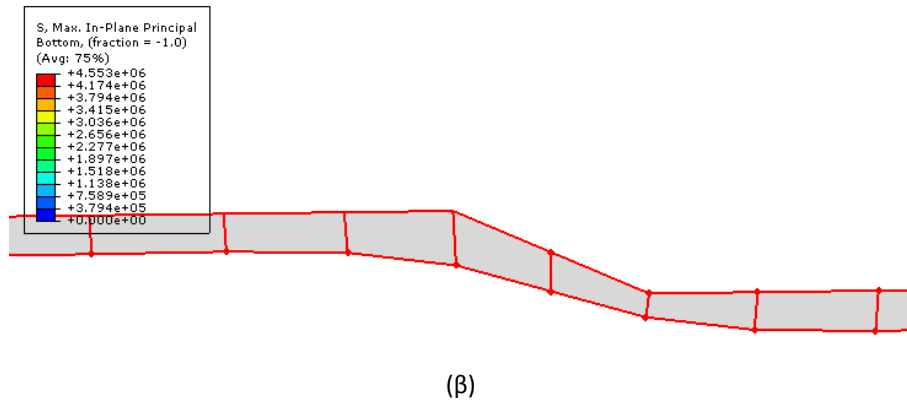
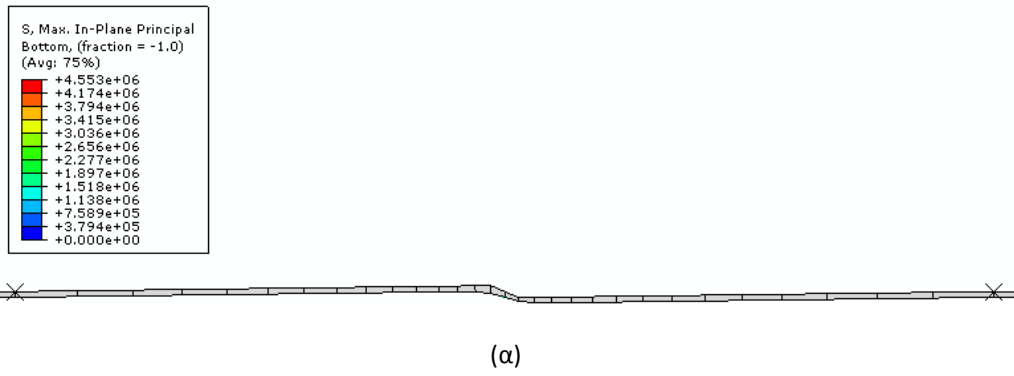


(α)

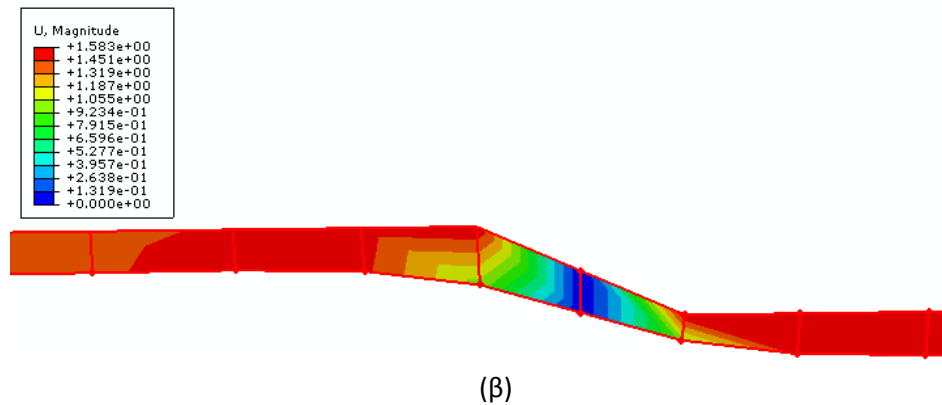
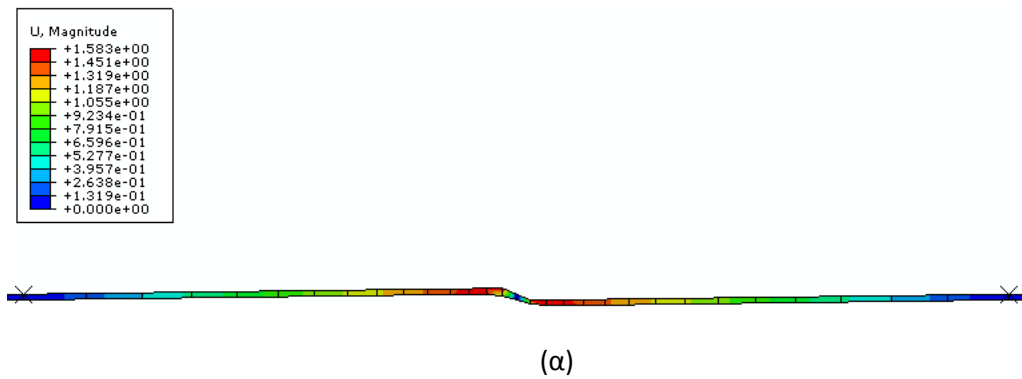


(β)

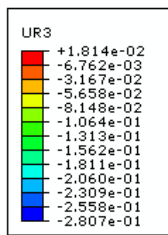
Εικόνα 4.32: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



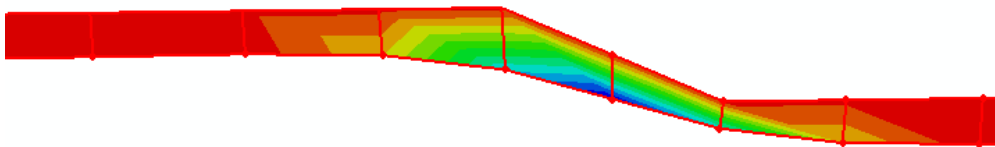
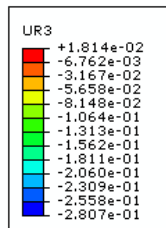
Εικόνα 4.33: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.34: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



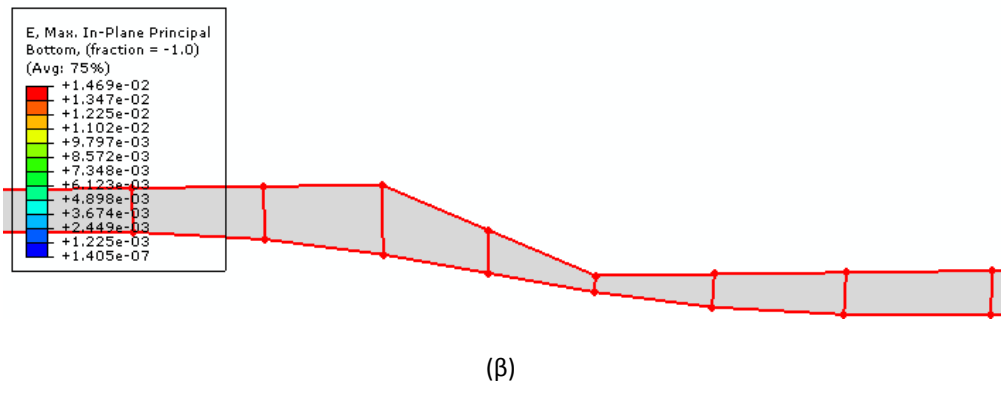
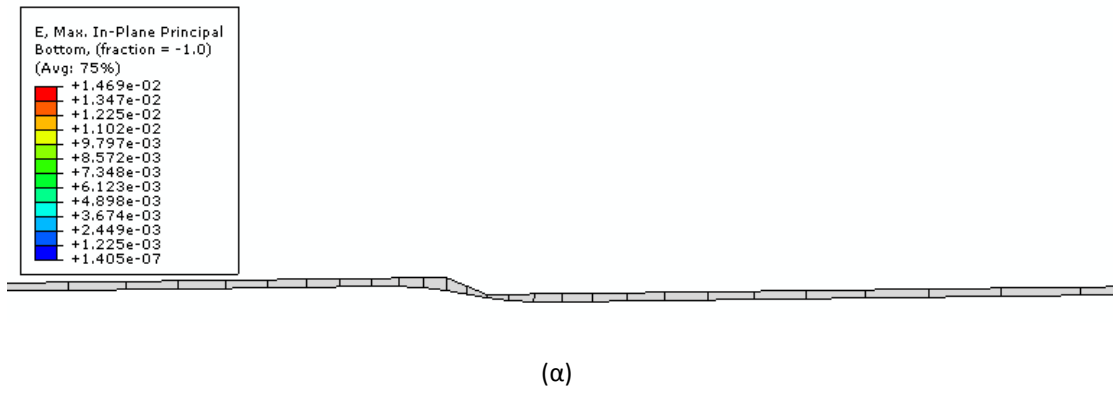
(β)

Εικόνα 4.35: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

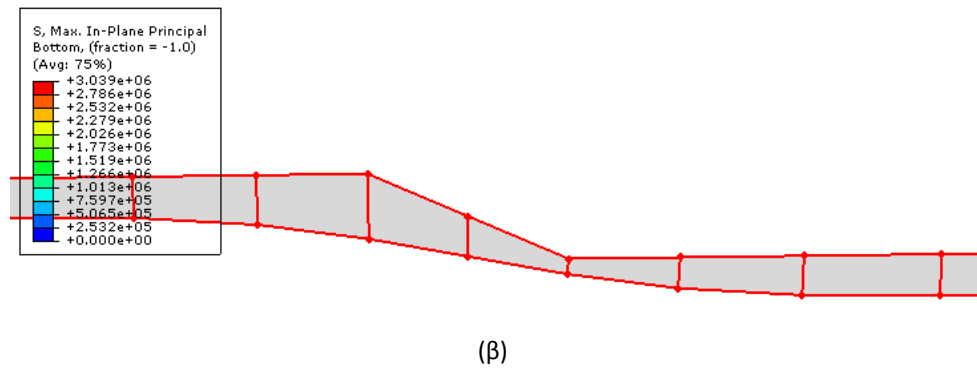
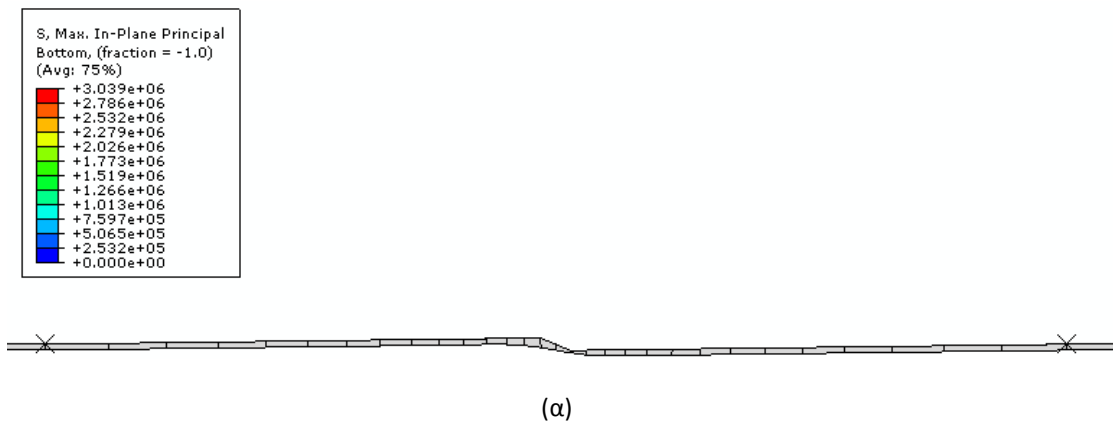
Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 6 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων, τάσεων αλλά και των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών.

- **Περίπτωση 7^η :**

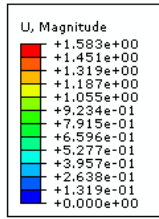
Η έβδομη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.



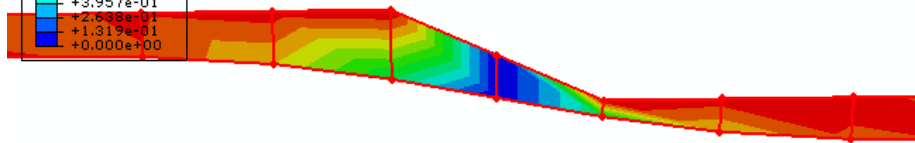
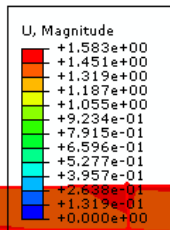
Εικόνα 4.36: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.37: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

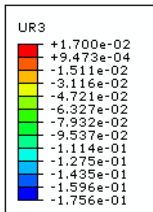


(α)

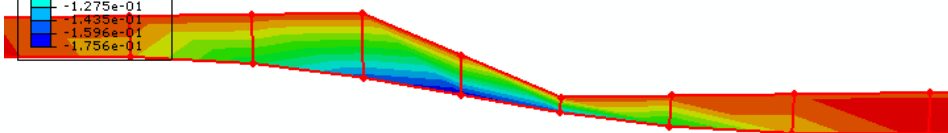
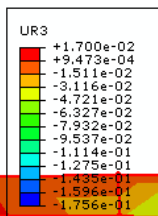


(β)

Εικόνα 4.38: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



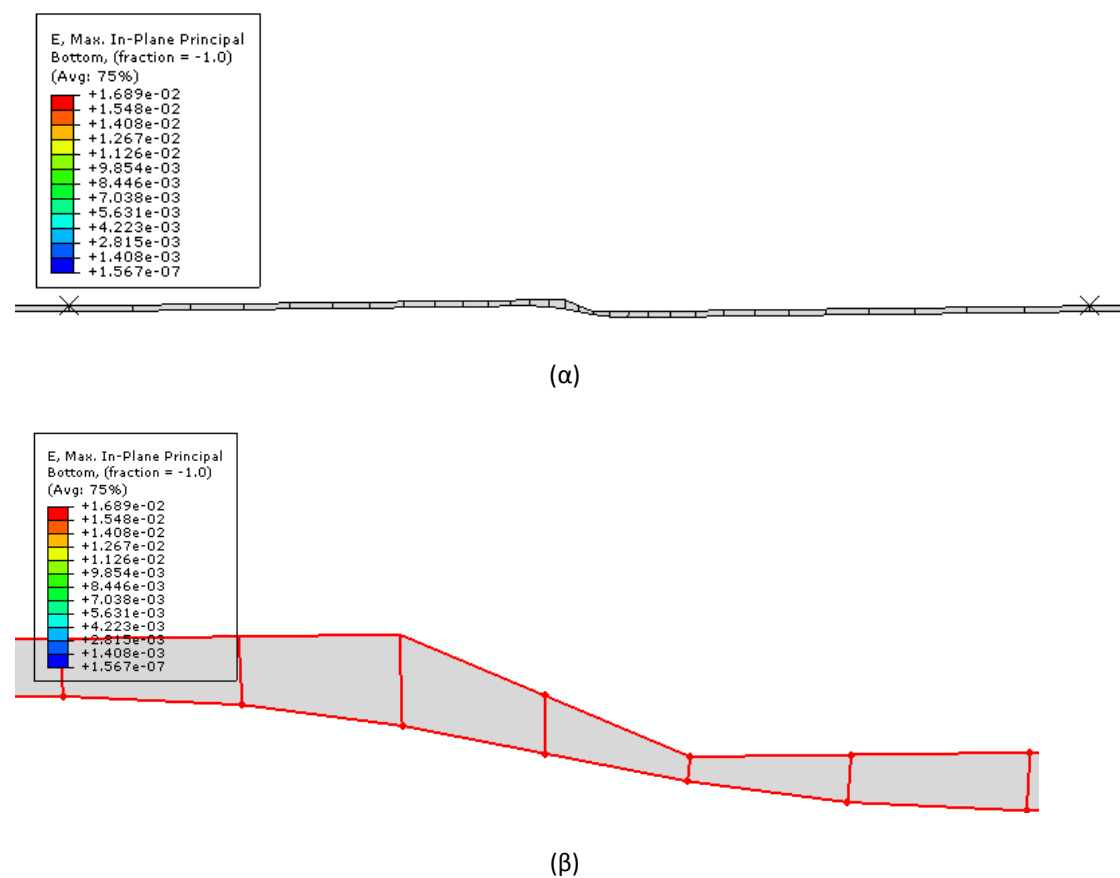
(β)

Εικόνα 4.39: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

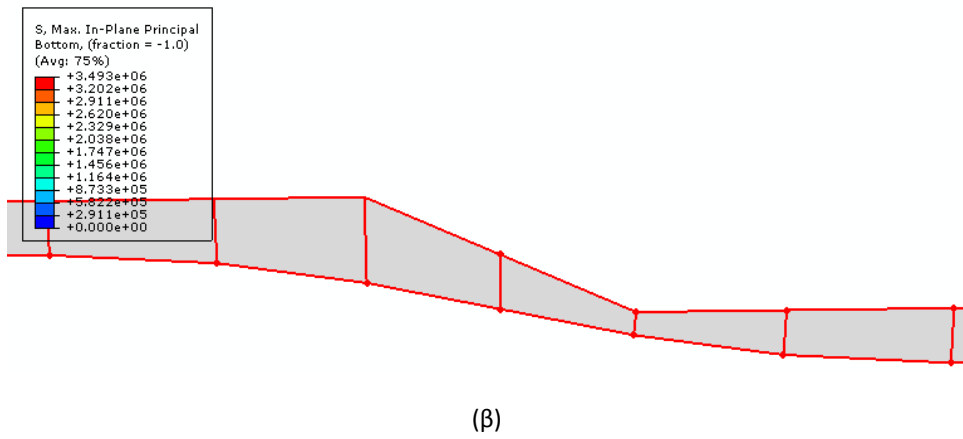
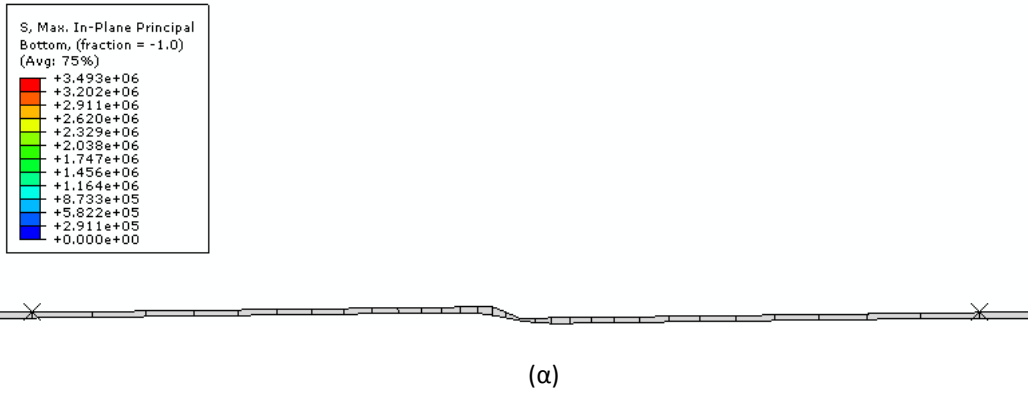
Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 7 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων, τάσεων αλλά και των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών.

- Περίπτωση 8^η :

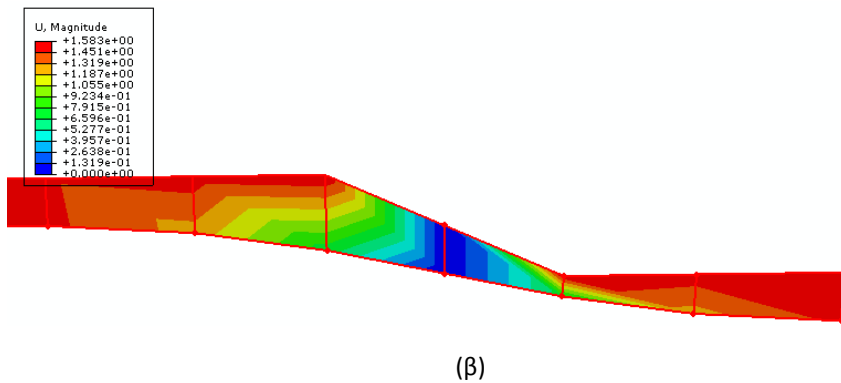
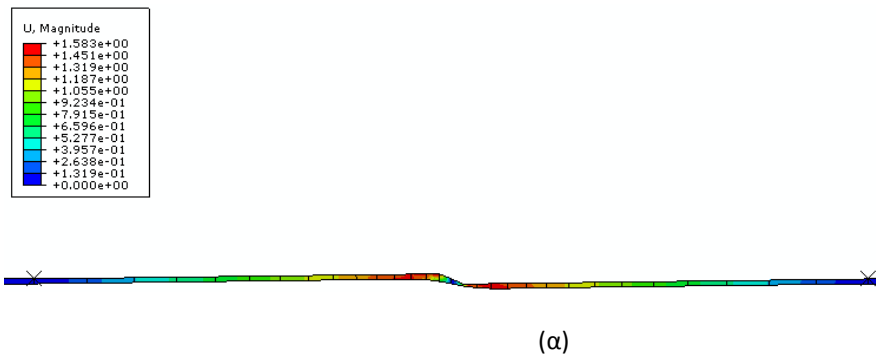
Τέλος, η όγδοη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.



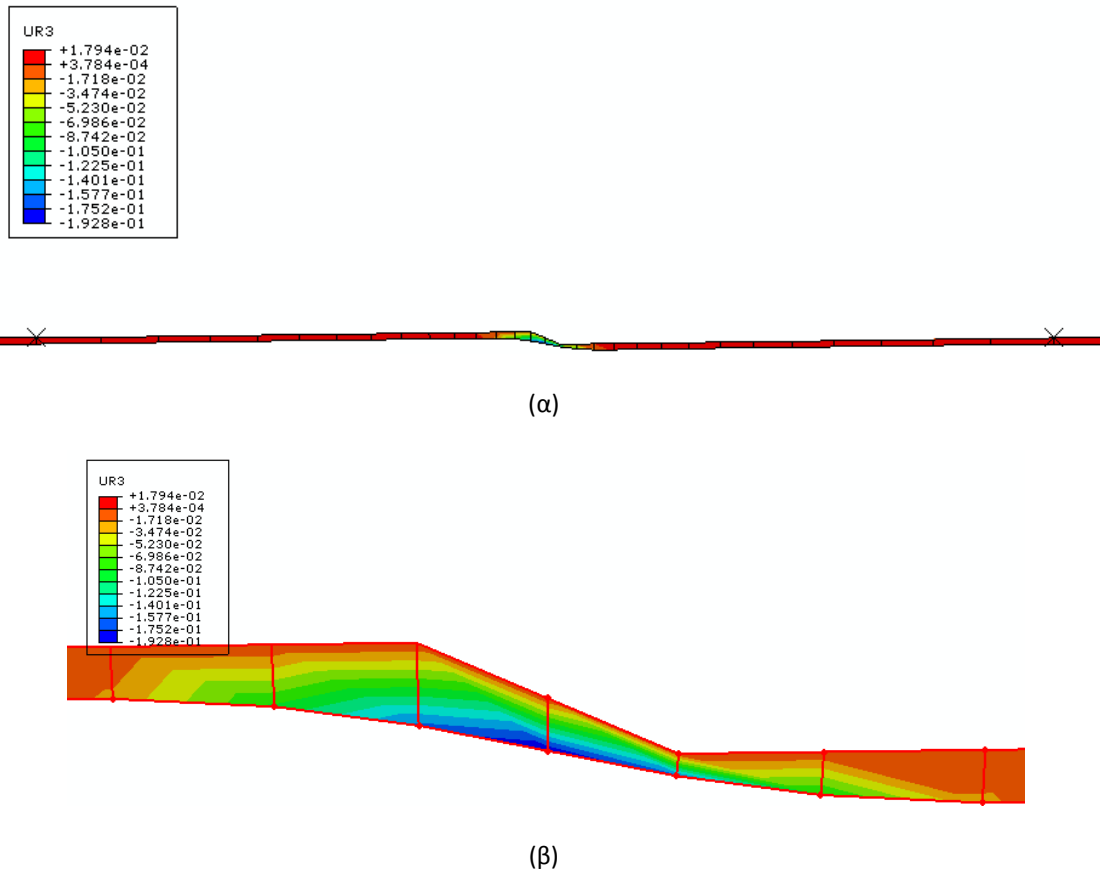
Εικόνα 4.40: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.41: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.42: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



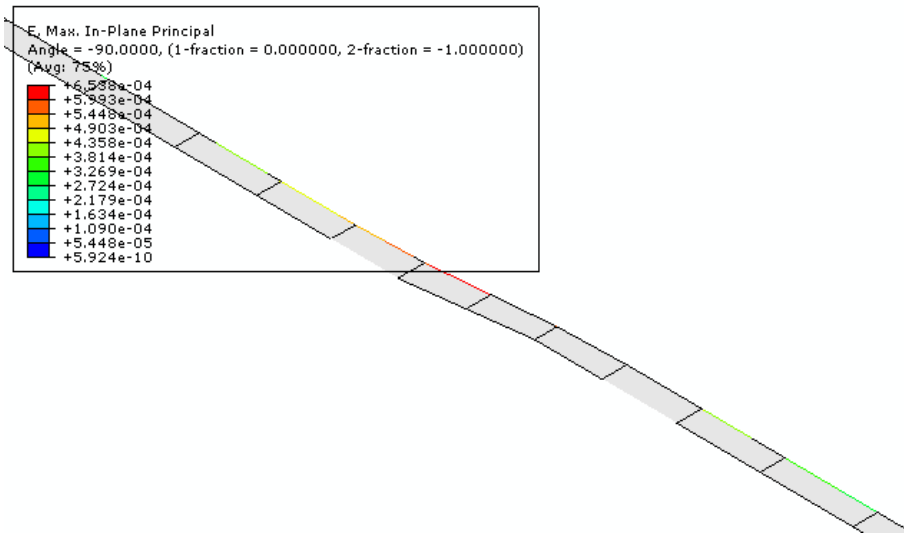
Εικόνα 4.43: Απεικόνιση 2-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

Έπειτα από σύγκριση των αποτελεσμάτων της περίπτωσης 8 με το παράδειγμα αναφοράς παρατηρείται αύξηση των παραμορφώσεων, τάσεων αλλά και των συνολικών και κατακόρυφων μετατοπίσεων και στροφών.

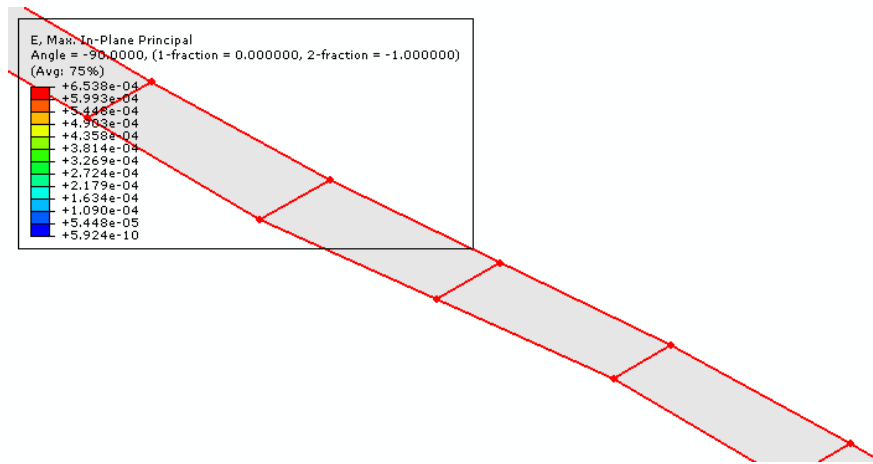
4.3.2 Αποτελέσματα τριδιάστατης προσομοίωσης (3-Δ)

- Περίπτωση 1^η :

Η πρώτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

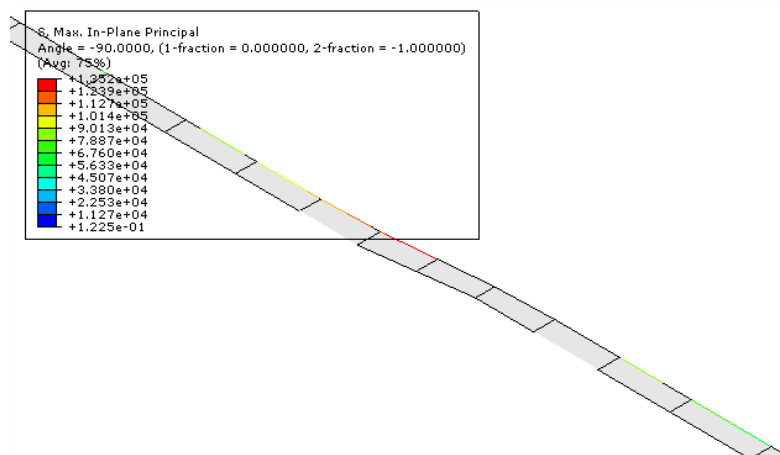


(α)

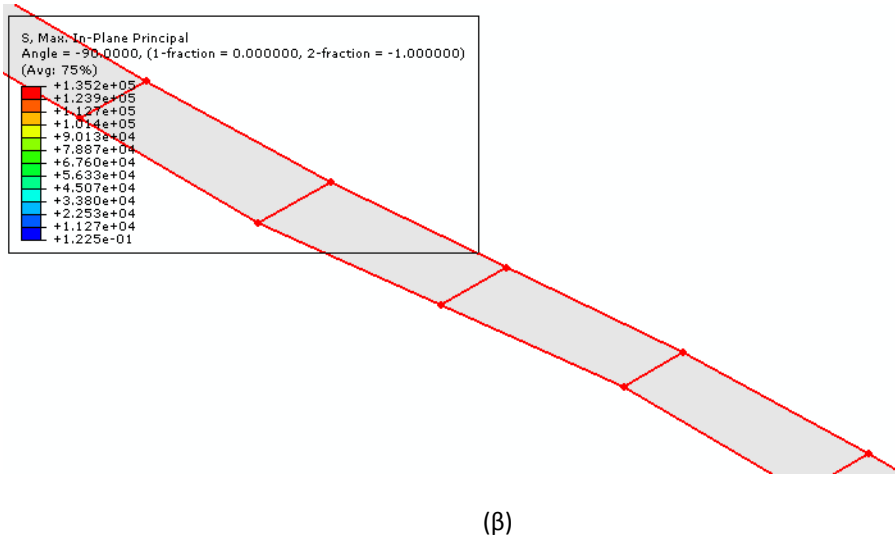


(β)

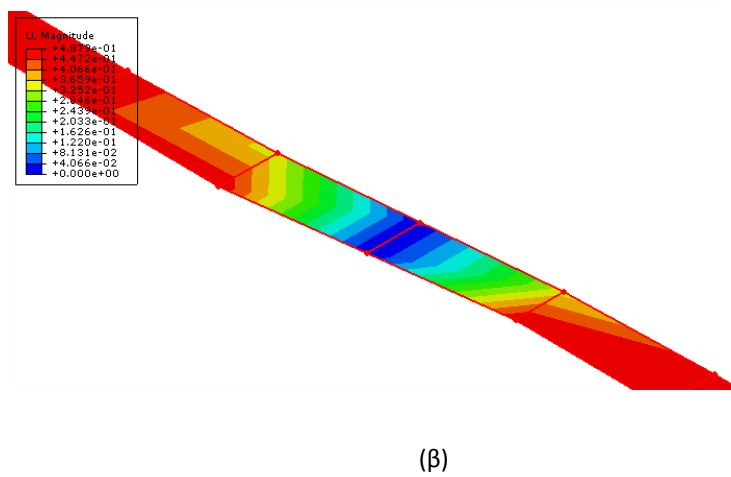
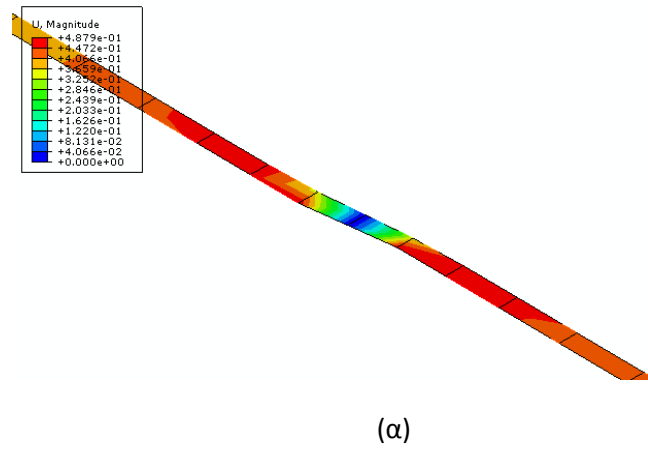
Εικόνα 4.44: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



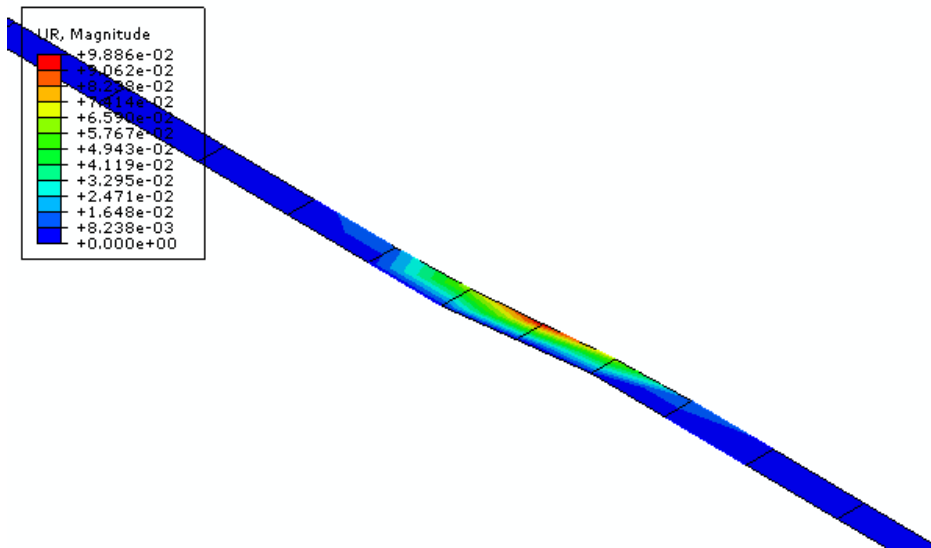
(α)



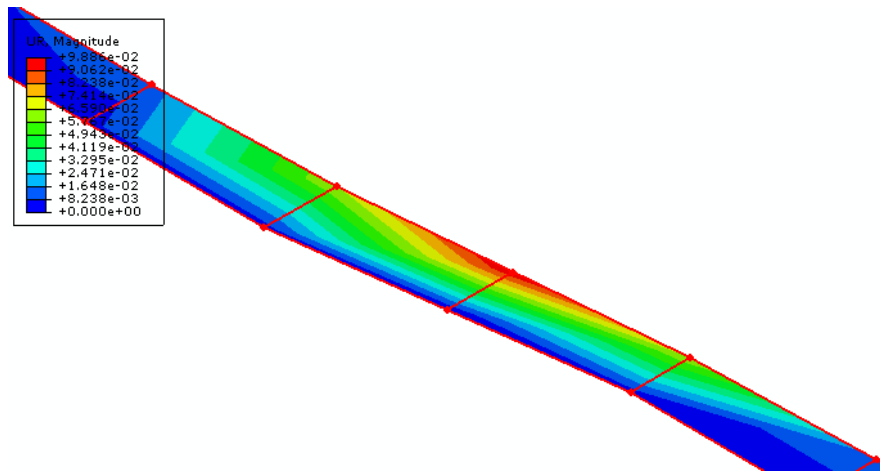
Εικόνα 4.45: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



Εικόνα 4.46: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



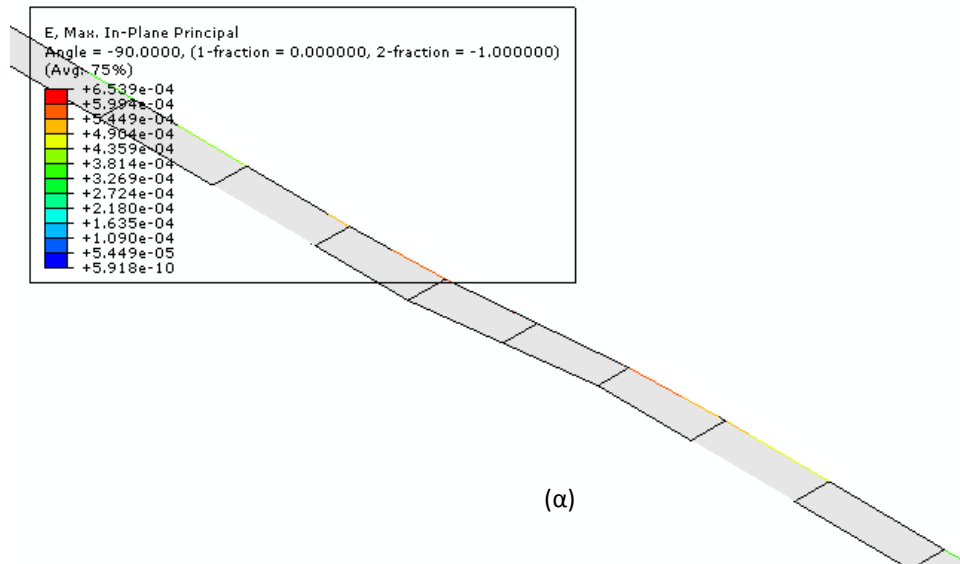
(β)

Εικόνα 4.47: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κατακόρυφης στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

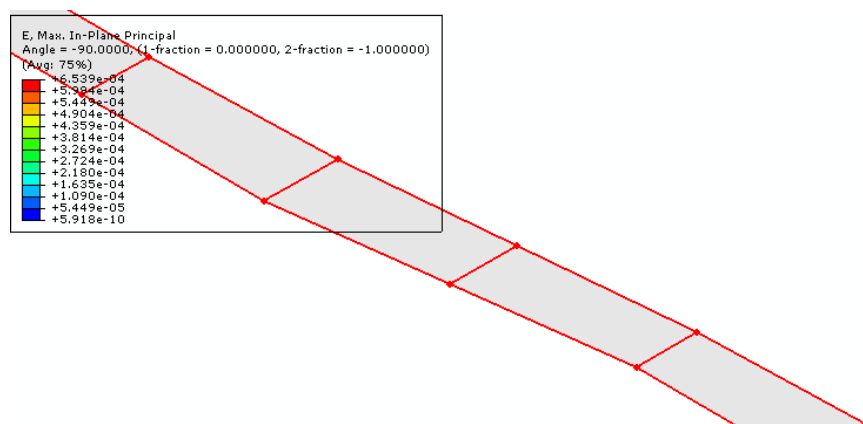
Συγκρίνοντας τα παραπάνω αποτελέσματα με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού μειώνεται, ενώ το ίδιο παρατηρείται και με την περίπτωση της κύριας τάσης. Επιπρόσθετα, παραλληλίζοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του μοντέλου αναφοράς παρατηρείται μείωση, ενώ αυξάνεται συγκριτικά η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- Περίπτωση 2^η :

Στη δεύτερη περίπτωση ο χαλύβδινος αγωγός είναι επίσης μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Η διαφορά εντοπίζεται στο όριο διαρροής του υλικού και ισούται με 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

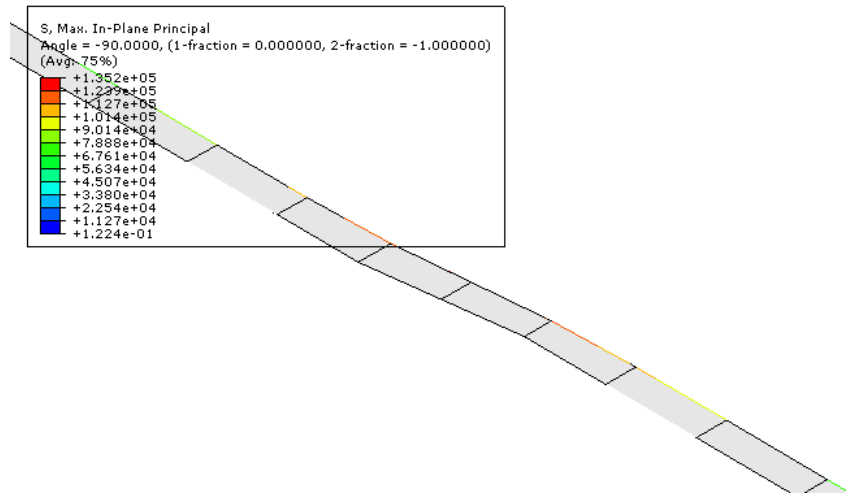


(α)

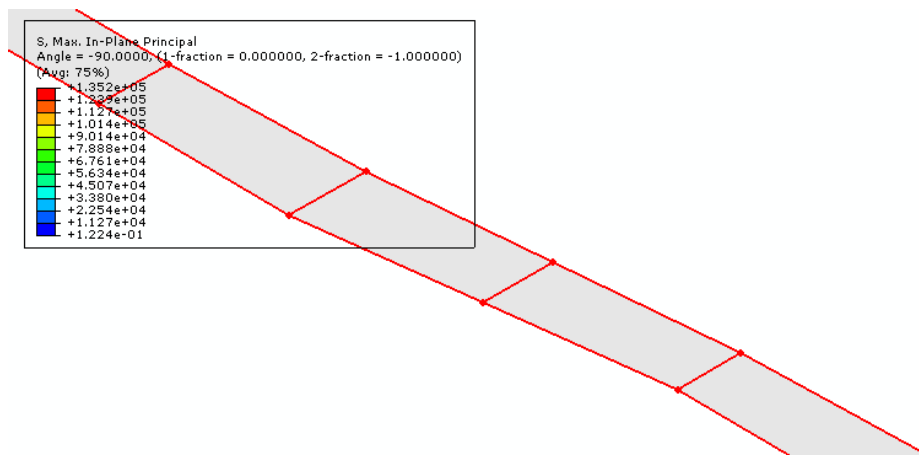


(β)

Εικόνα 4.48: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

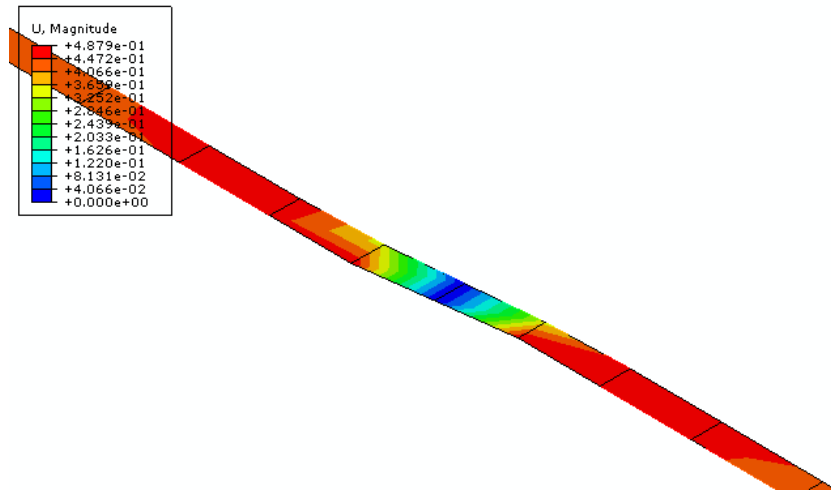


(α)

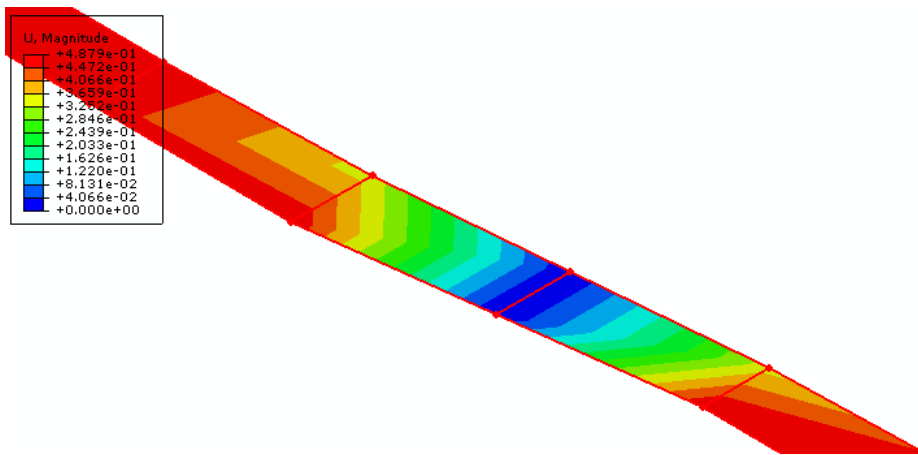


(β)

Εικόνα 4.49: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

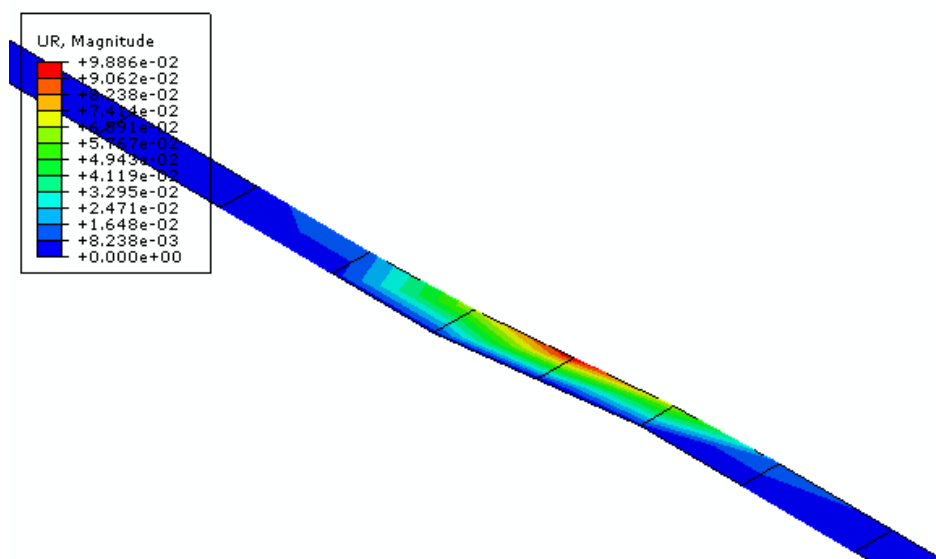


(α)

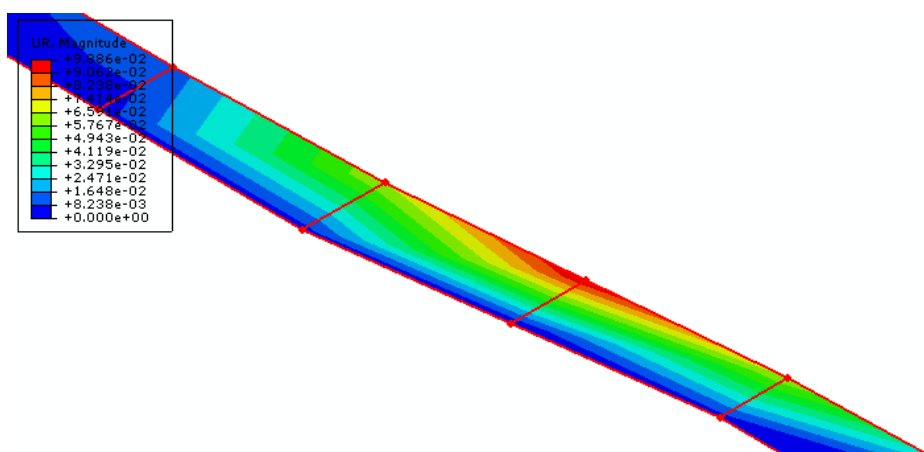


(β)

Εικόνα 4.50: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



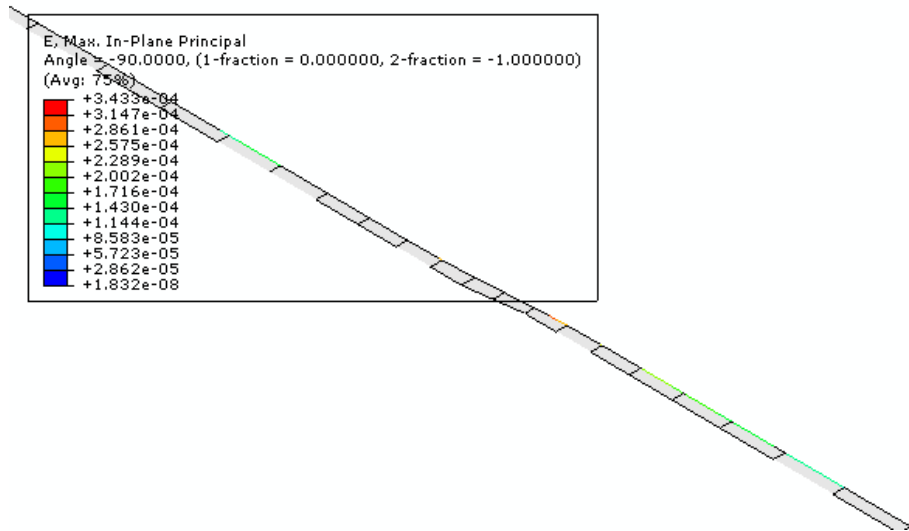
(β)

Εικόνα 4.51: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

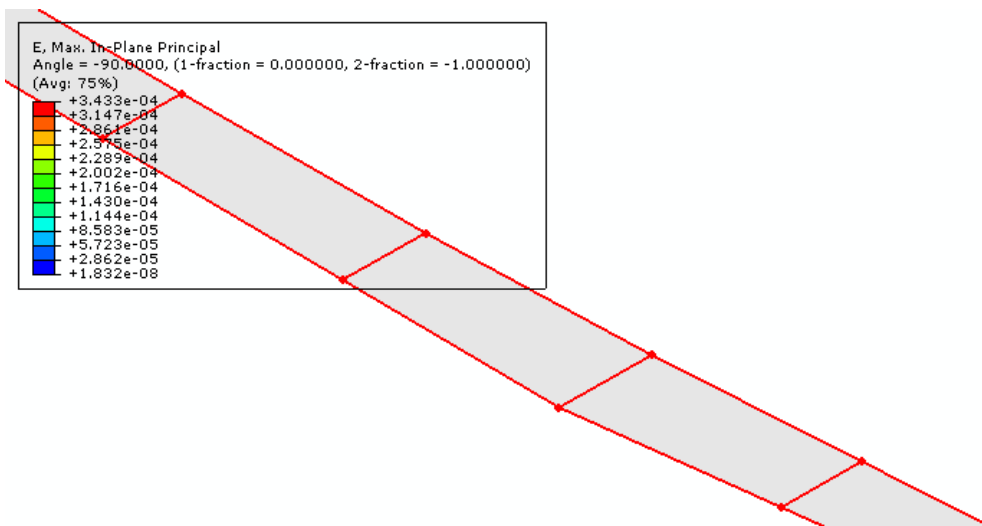
Έπειτα από σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού, καθώς και η κύρια τάση μειώνονται. Επίσης, συγκρίνοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του πρότυπου παρατηρείται μείωση ενώ αυξάνεται συγκριτικά η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- **Περίπτωση 3^η:**

Η τρίτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό ισούται με 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις που ασκούνται πάνω στον αγωγό καθώς επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

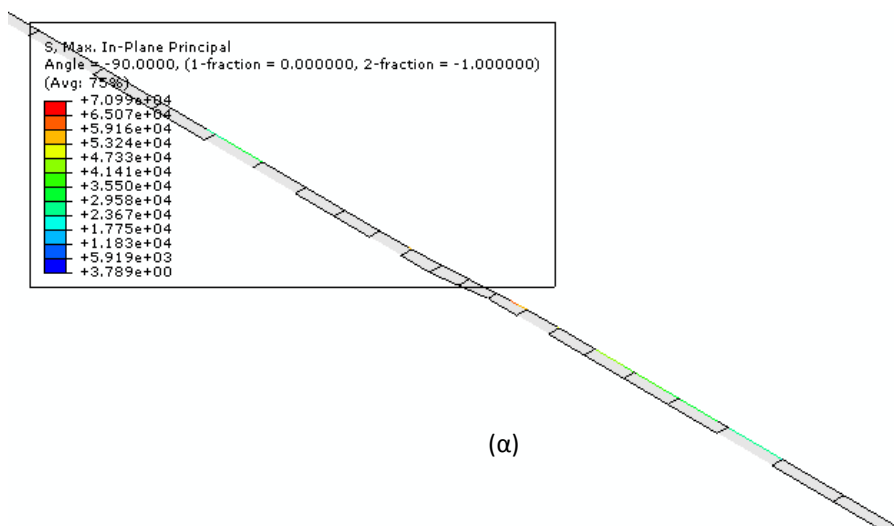


(α)

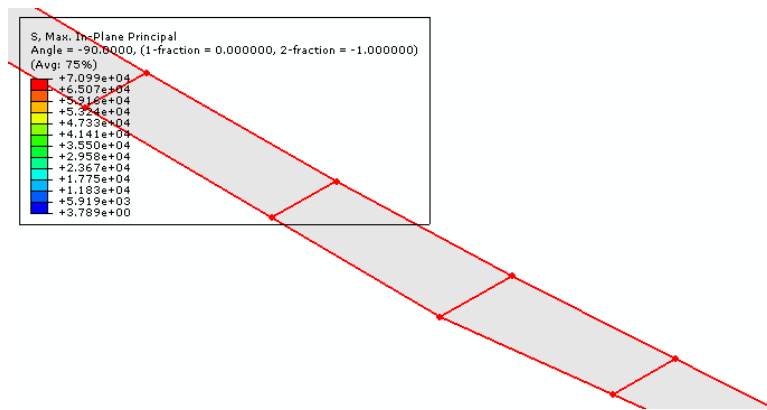


(β)

Εικόνα 4.52: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

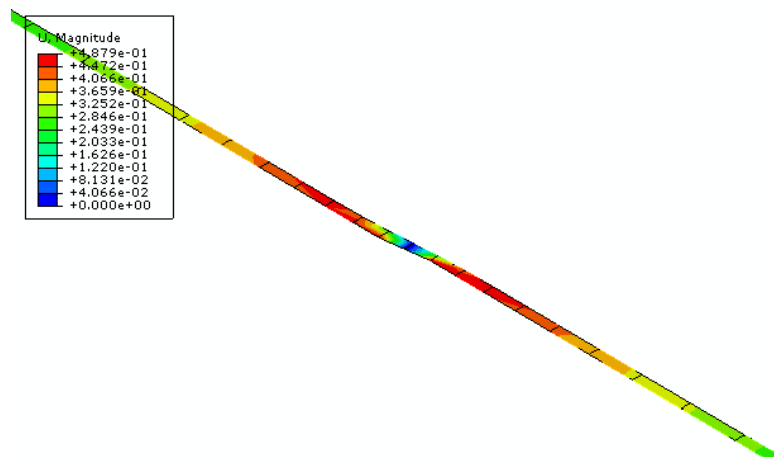


(α)

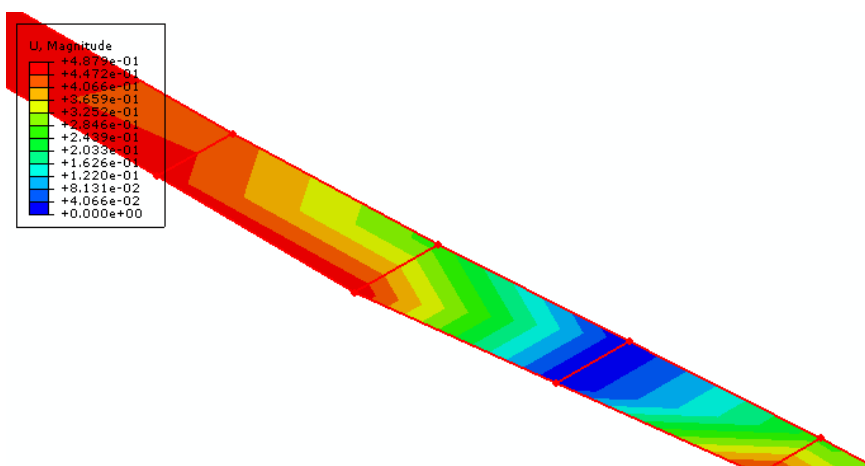


(β)

Εικόνα 4.53: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

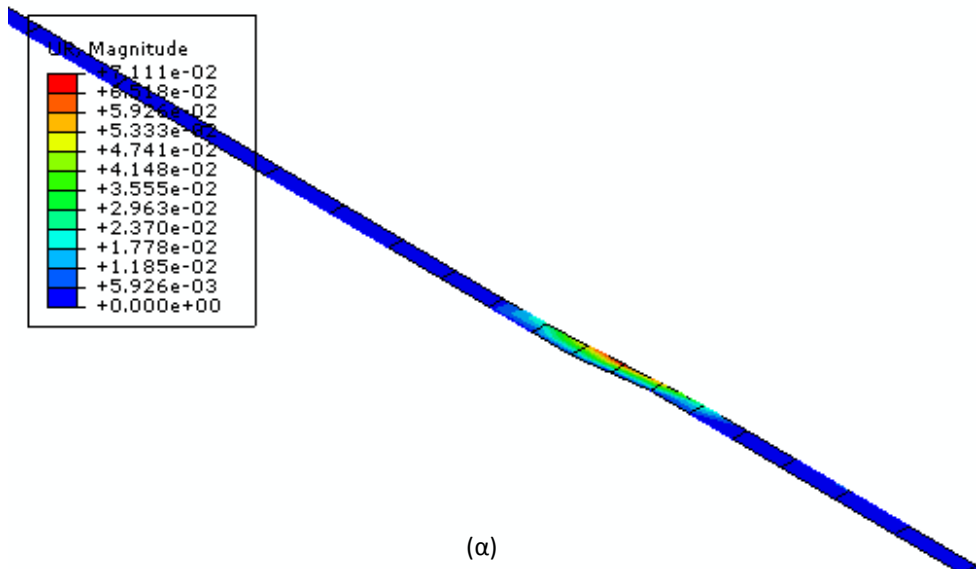


(α)

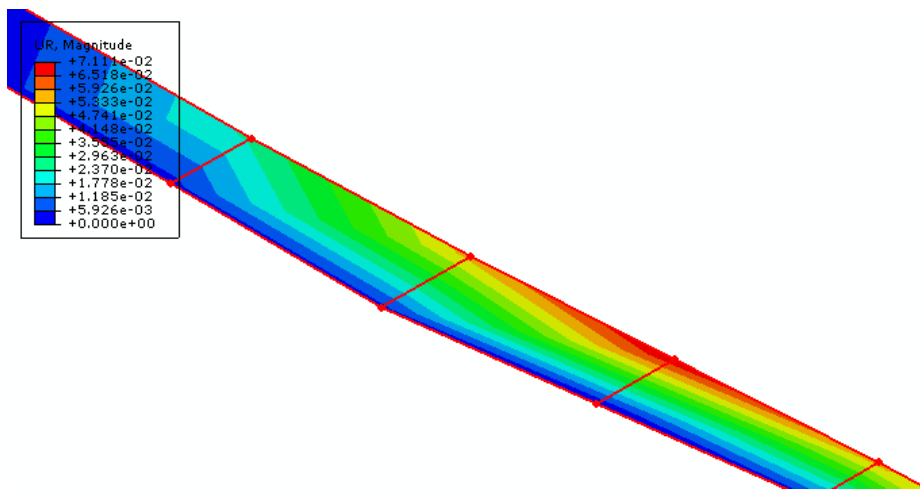


(β)

Εικόνα 4.54: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



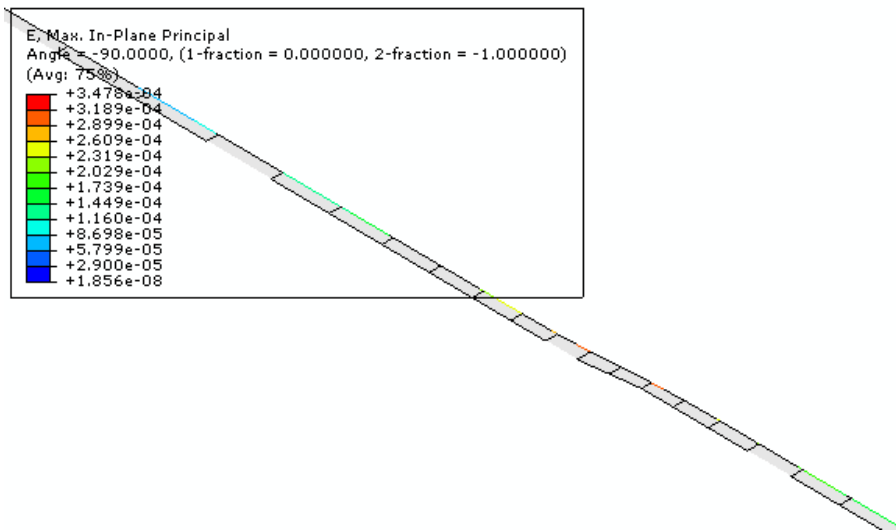
(β)

Εικόνα 4.55: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων της στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

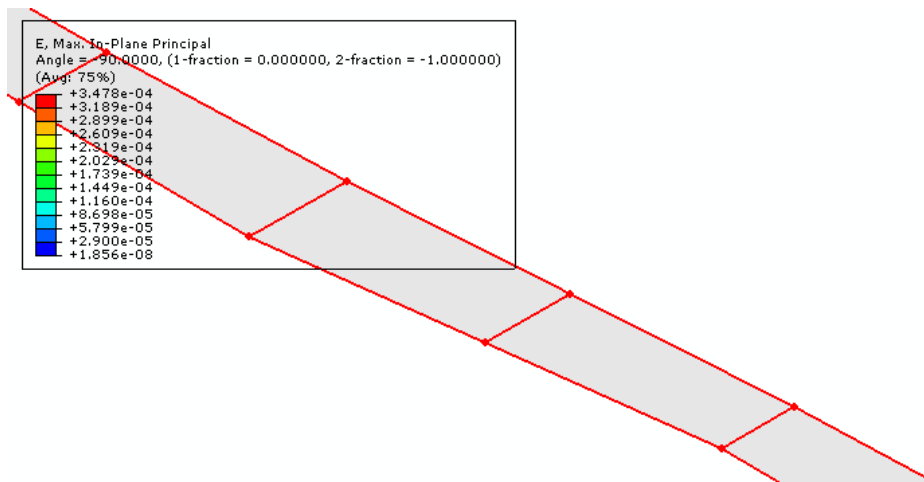
Συγκρίνοντας τα παραπάνω αποτελέσματα με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού μειώνεται αρκετά, ενώ το ίδιο παρατηρείται και με την περίπτωση της κύριας τάσης. Σε σχέση με την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του μοντέλου αναφοράς παρατηρείται μείωση ενώ αυξάνεται συγκριτικά η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- **Περίπτωση 4^η :**

Η τέταρτη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

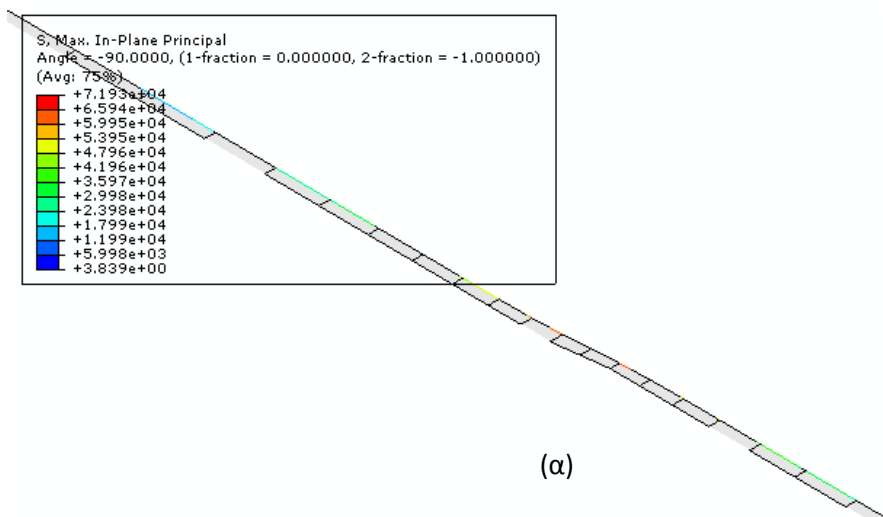


(α)

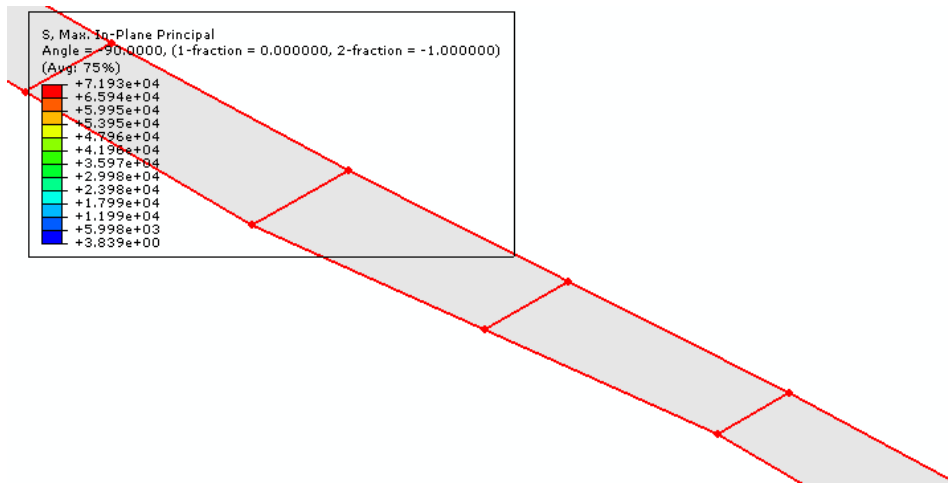


(β)

Εικόνα 4.56: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

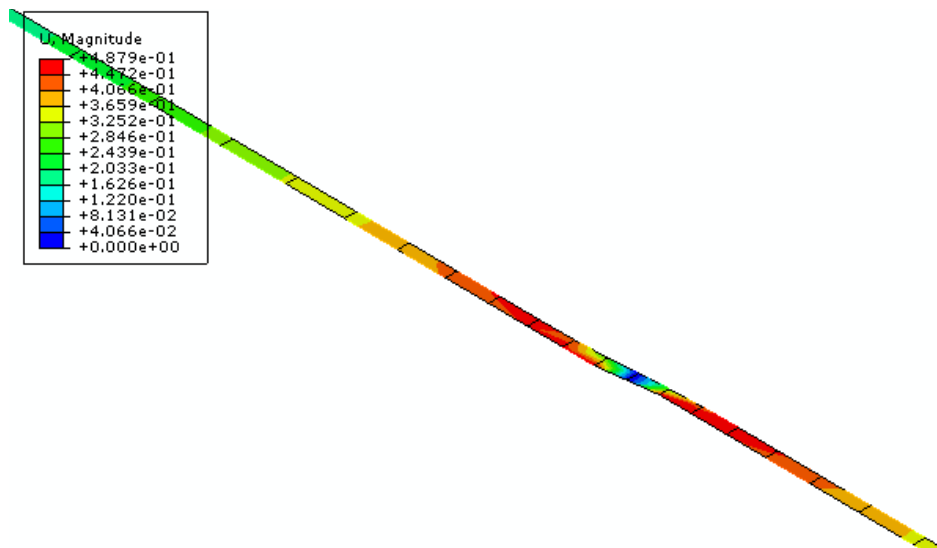


(α)

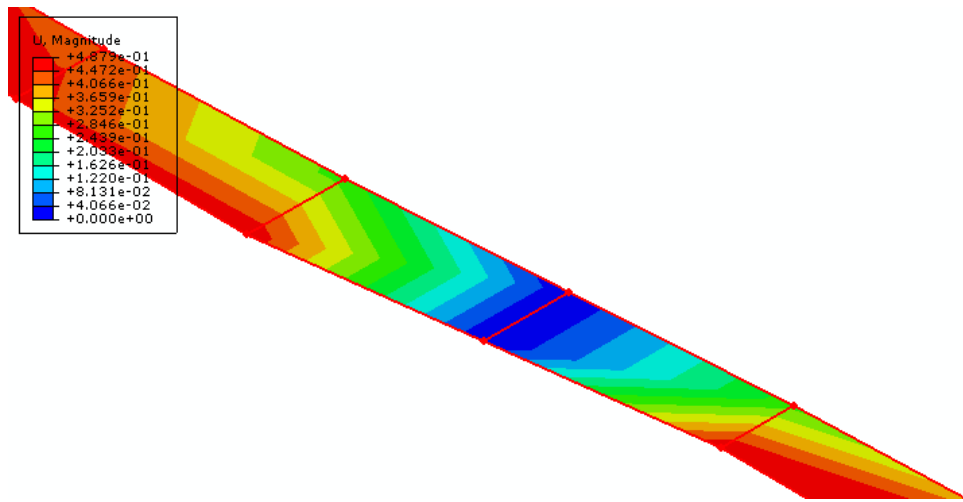


(β)

Εικόνα 4.57: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

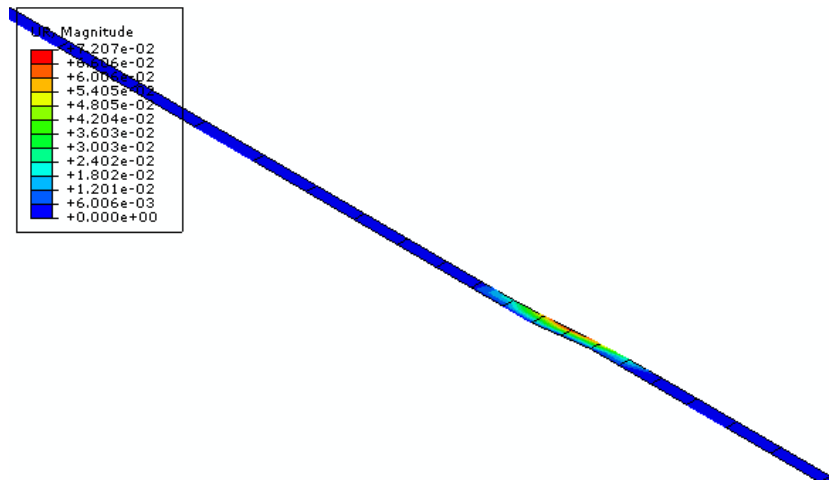


(α)

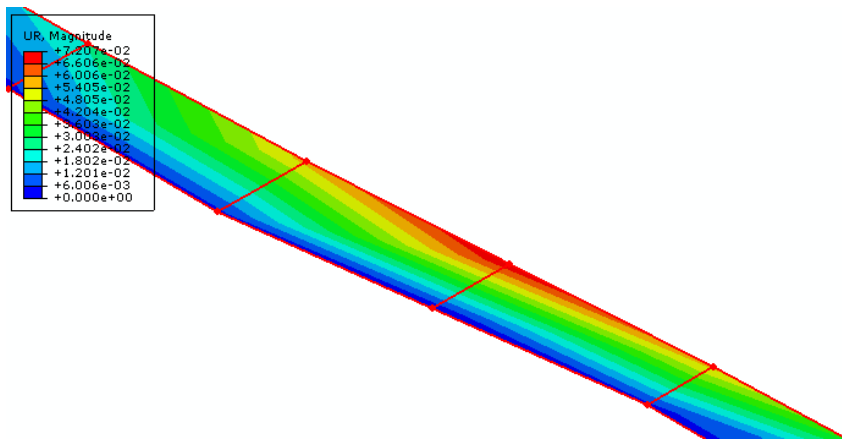


(β)

Εικόνα 4.58: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



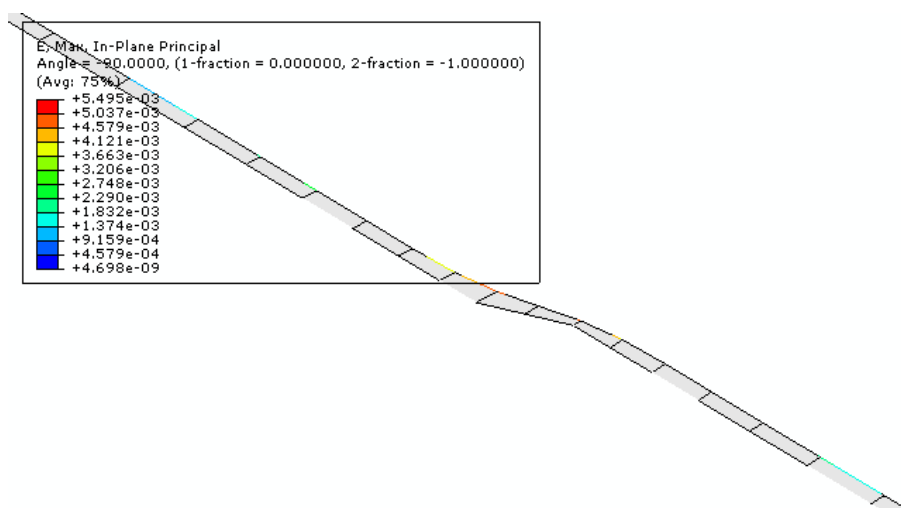
(β)

Εικόνα 4.59: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων της στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

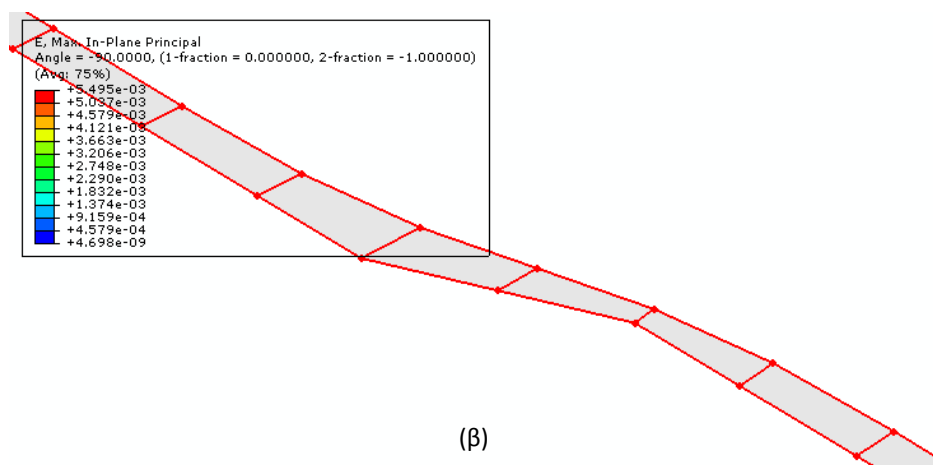
Έπειτα από σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού, καθώς και η κύρια τάση μειώνονται. Επίσης, συγκρίνοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του μοντέλου αναφοράς παρατηρείται μείωση, ενώ επίσης μείωση παρουσιάζει και η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- Περίπτωση 5^η :

Στην πέμπτη περίπτωση ο αγωγός από χάλυβα χαρακτηρίζεται μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για τον αγωγό αυτό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

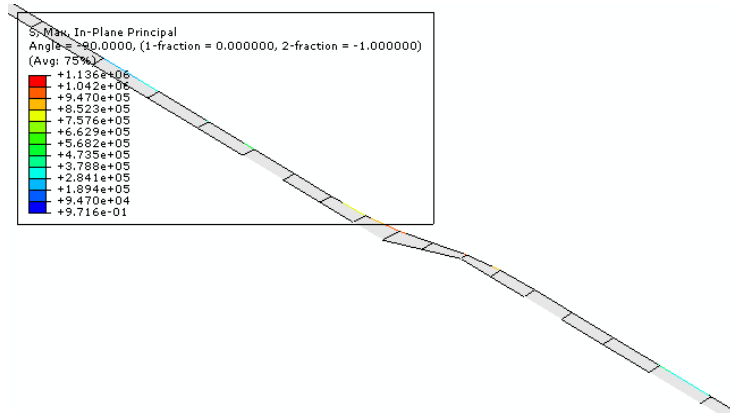


(α)

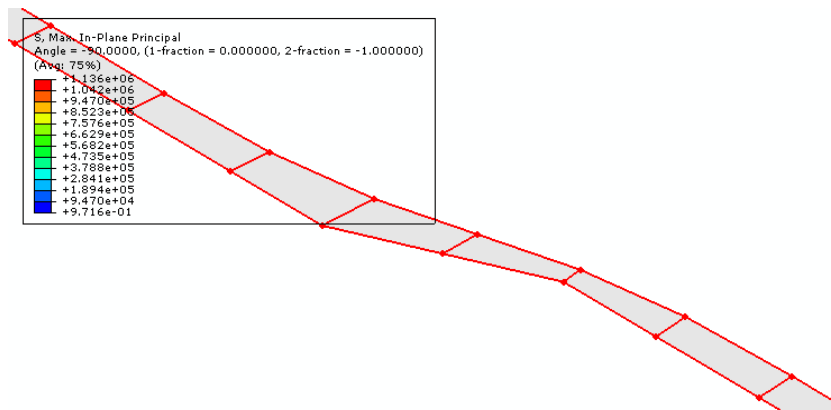


(β)

Εικόνα 4.60: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

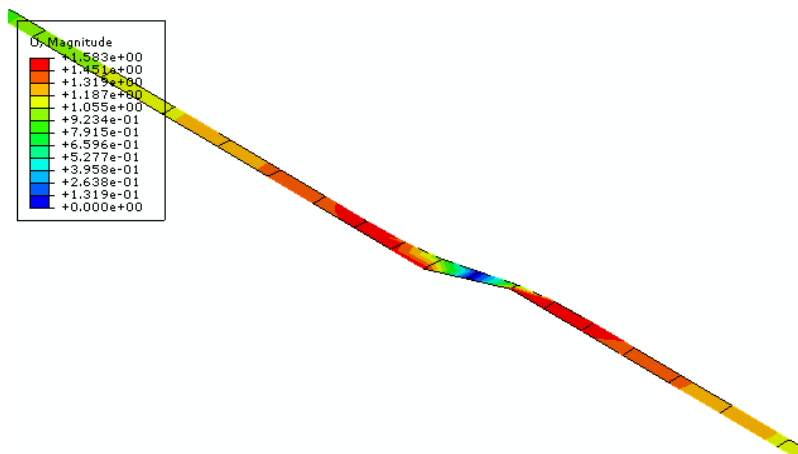


(α)

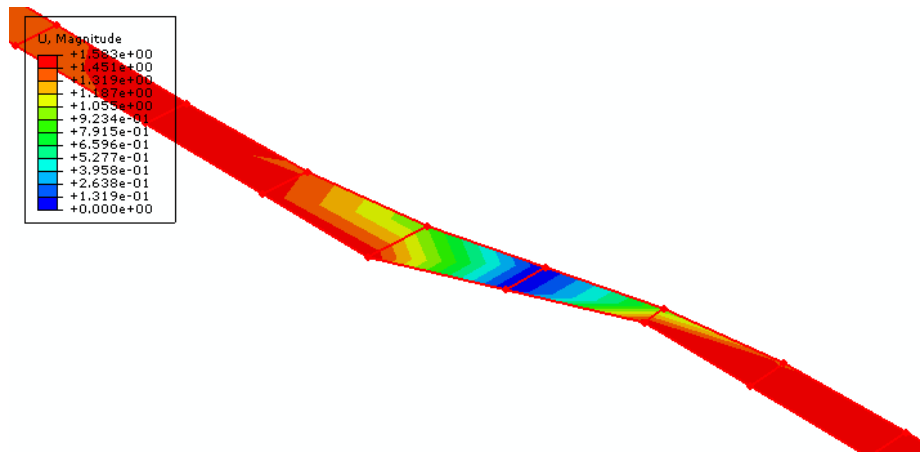


(β)

Εικόνα 4.61: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

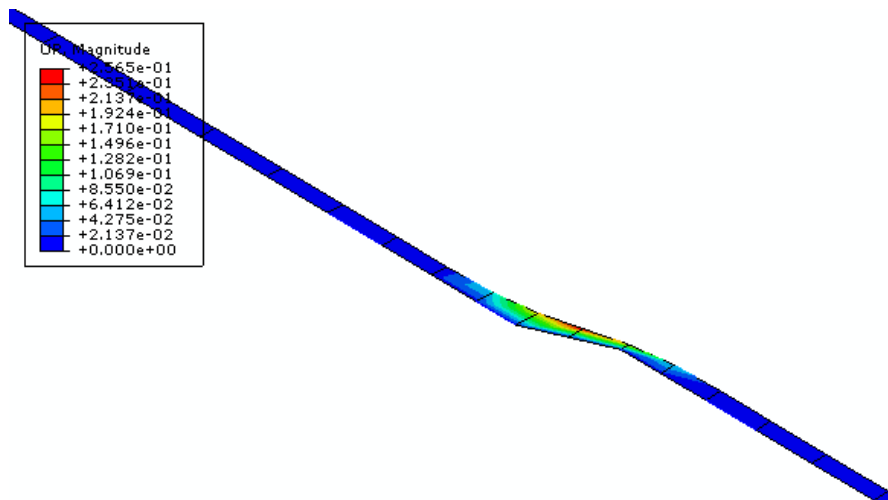


(α)

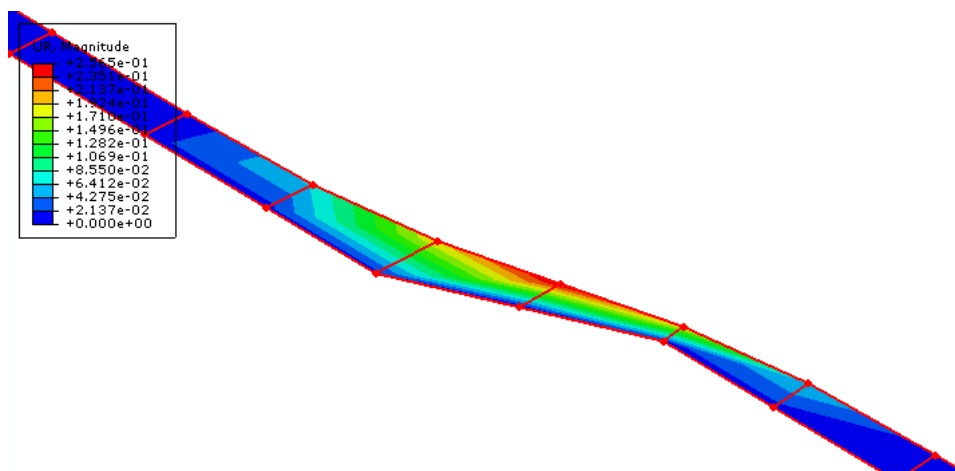


(β)

Εικόνα 4.62: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



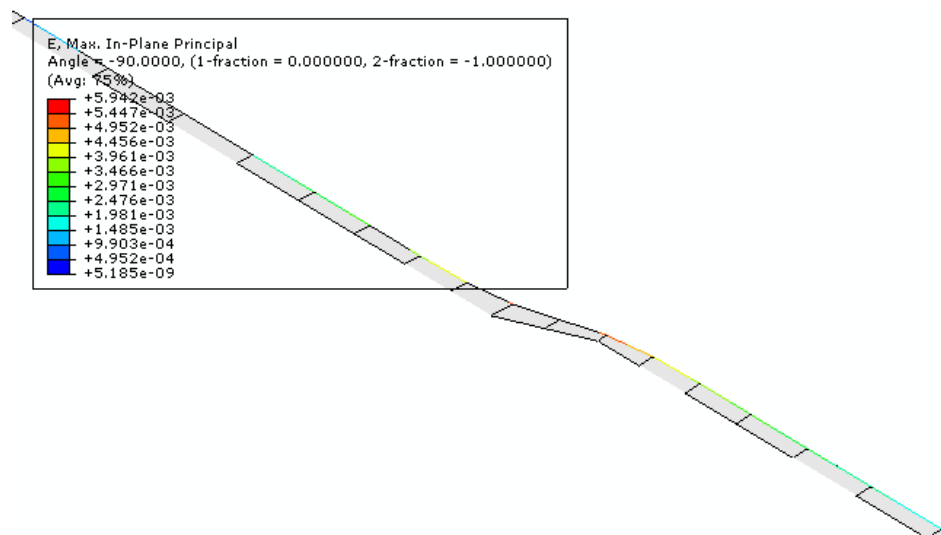
(β)

Εικόνα 4.63: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

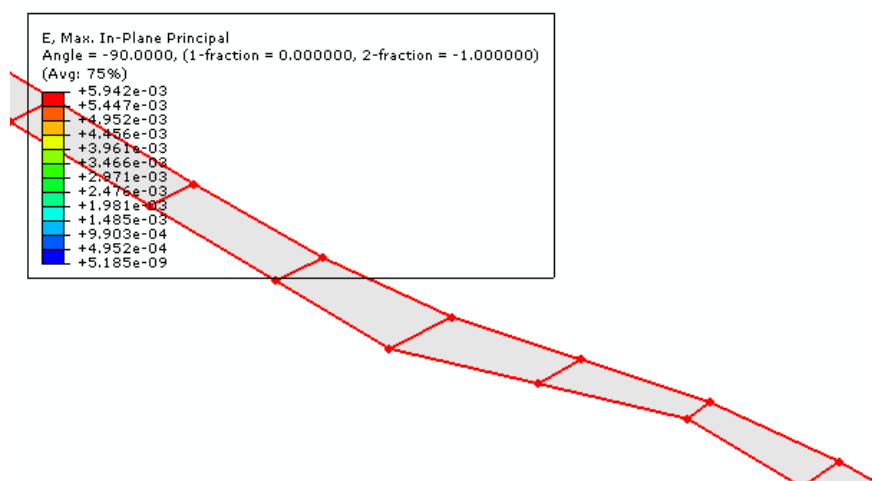
Συγκρίνοντας τα παραπάνω αποτελέσματα με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού αυξάνεται, ενώ το ίδιο παρατηρείται και με την περίπτωση της κύριας τάσης. Σε σχέση με την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του πρότυπου παρατηρείται επίσης αύξηση, ενώ αυξάνεται και η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- Περίπτωση 6^η :

Όσον αφορά την έκτη περίπτωση, αυτή αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 610m, εξωτερικής διαμέτρου 0,61m και πάχους τοιχώματος 0,0254m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

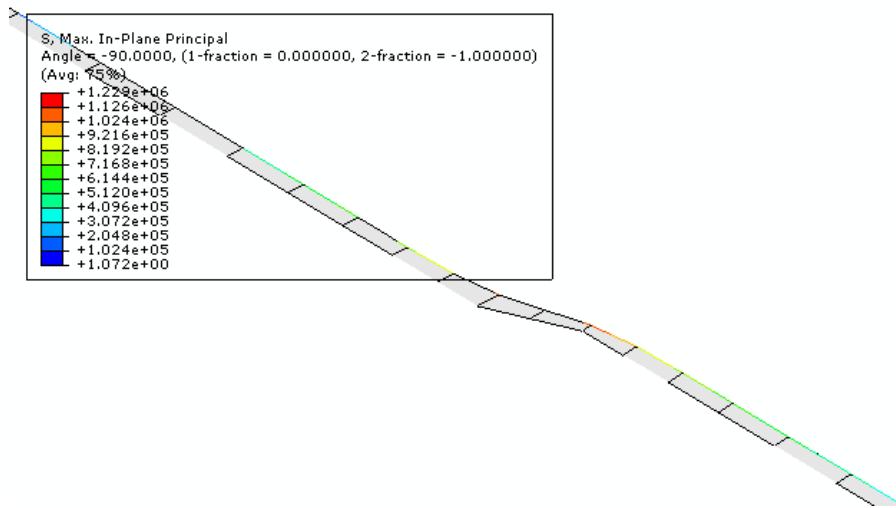


(α)

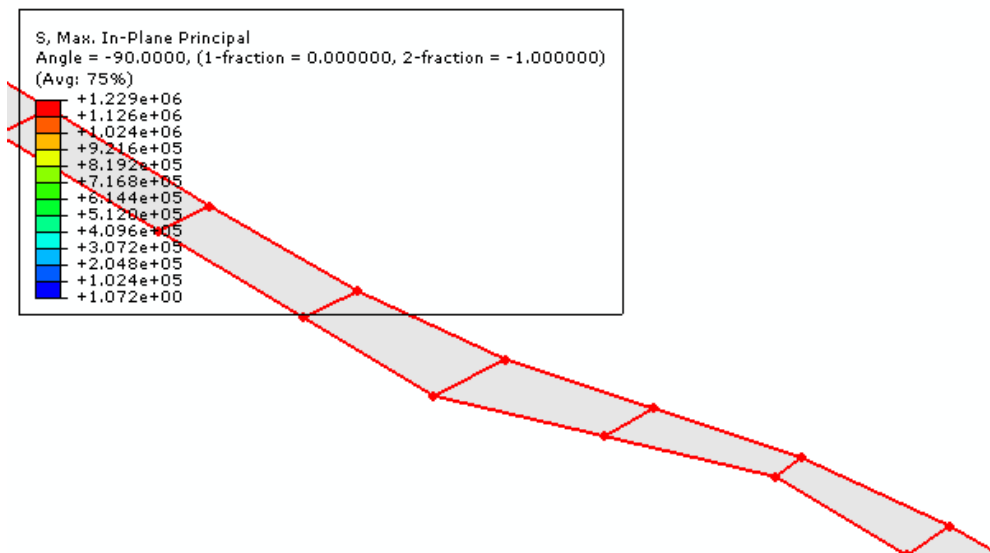


(β)

Εικόνα 4.64: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

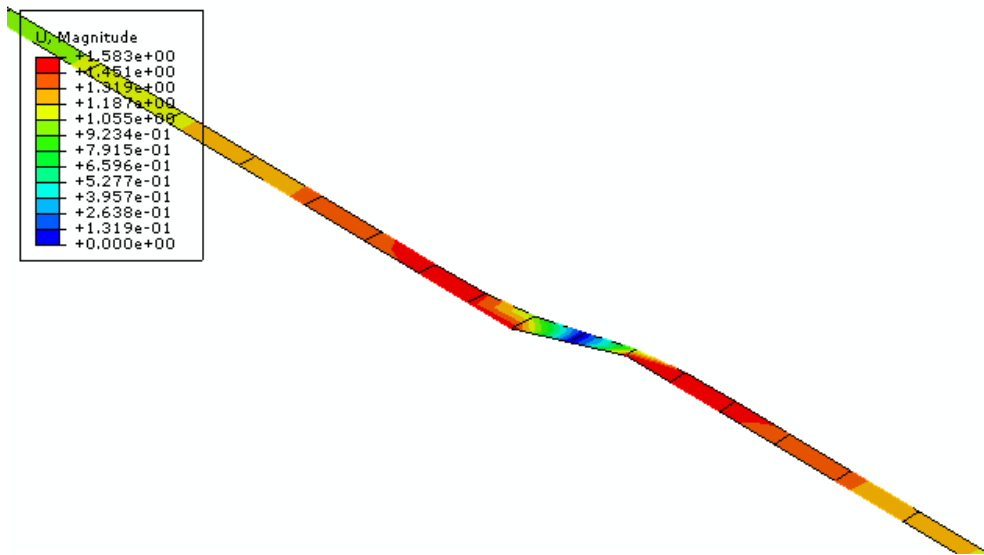


(α)

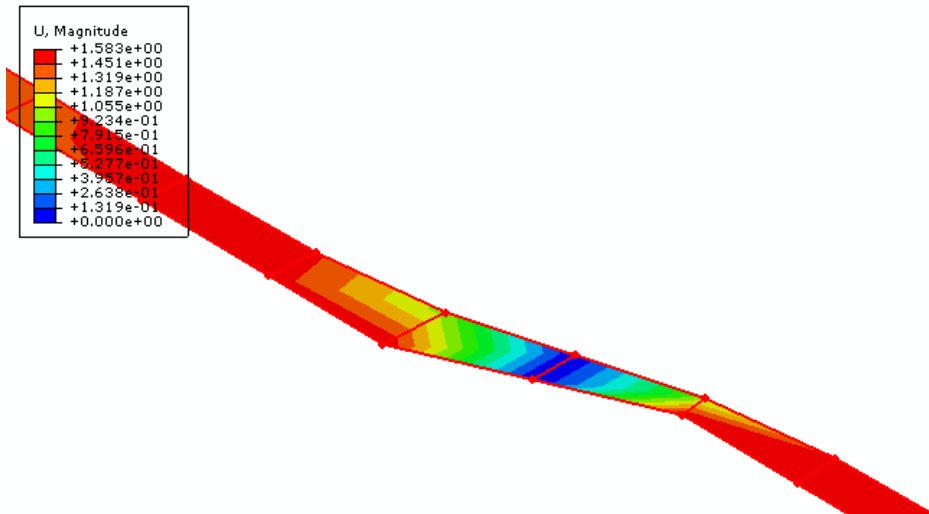


(β)

Εικόνα 4.65: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

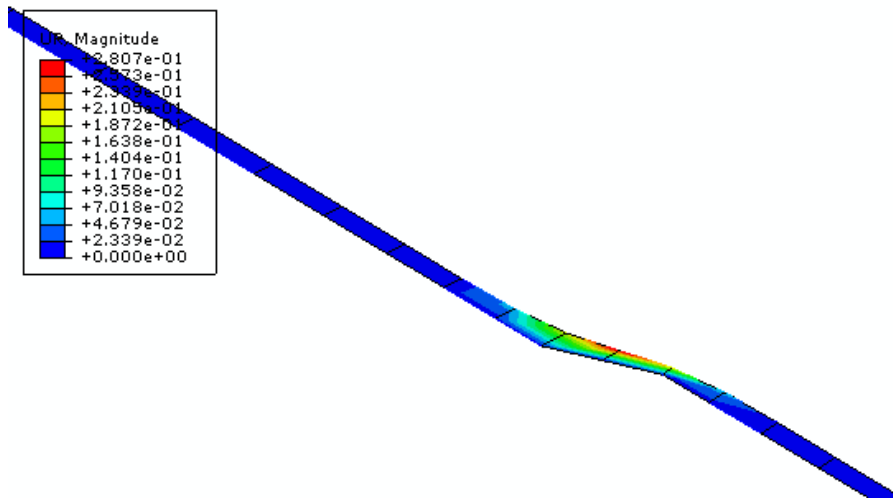


(α)

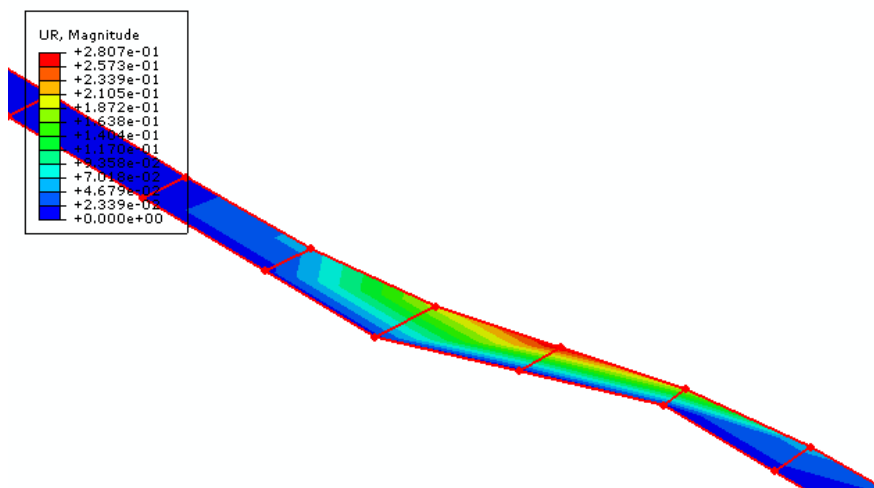


(β)

Εικόνα 4.66: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



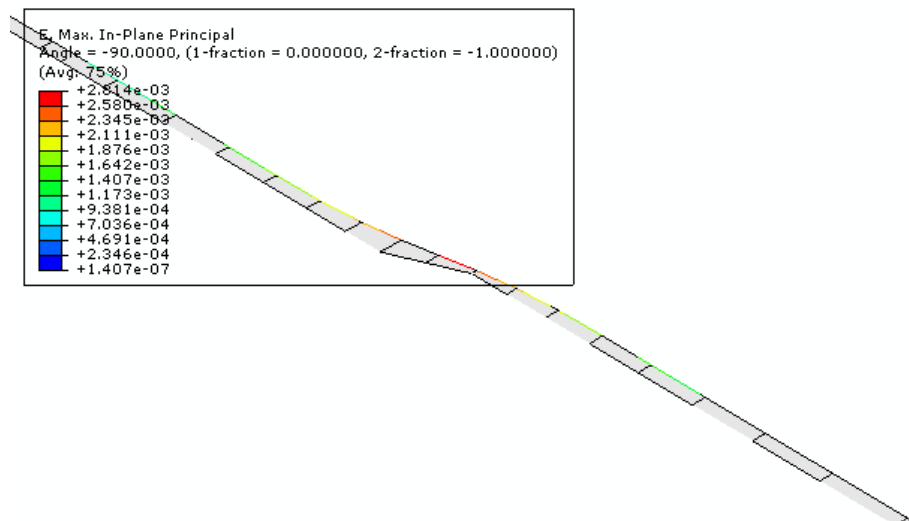
(β)

Εικόνα 4.67: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων της στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

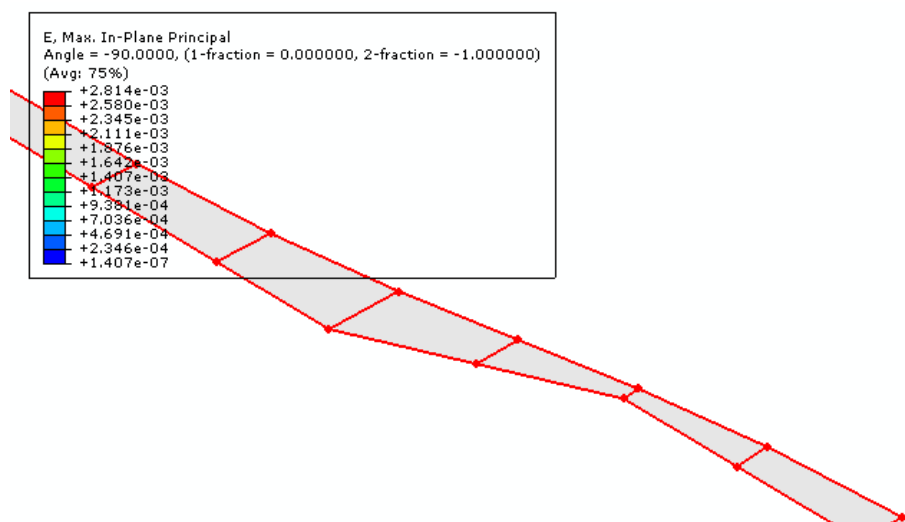
Έπειτα από σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού, καθώς και η κύρια τάση αυξάνονται. Επίσης, συγκρίνοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του πρότυπου παρατηρείται αύξηση, ενώ αύξηση η παρουσιάζει και η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- **Περίπτωση 7^η :**

Η έβδομη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 313kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές - συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

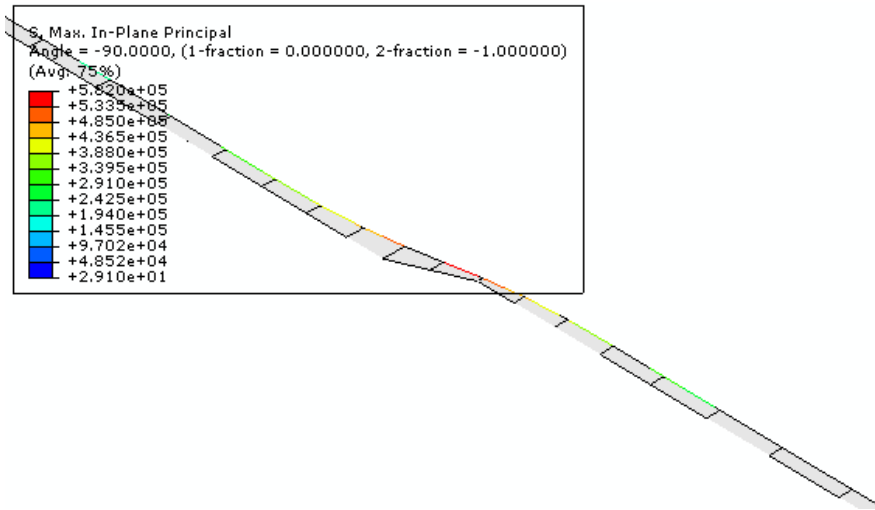


(α)

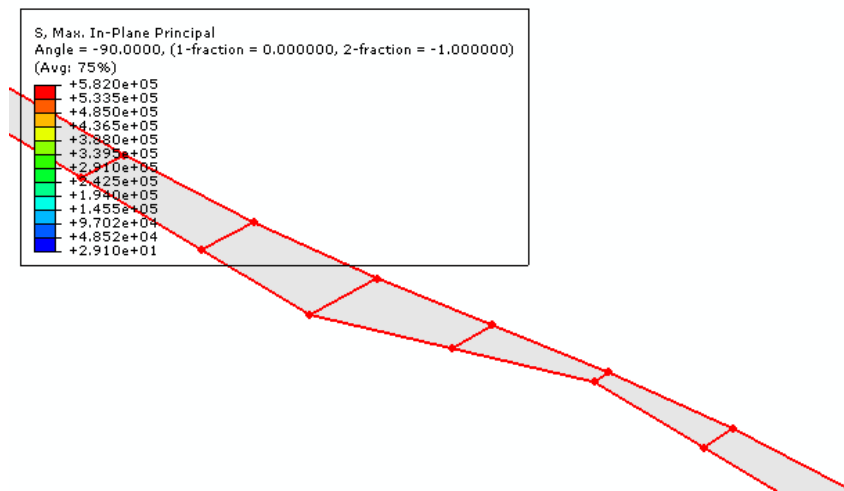


(β)

Εικόνα 4.68: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

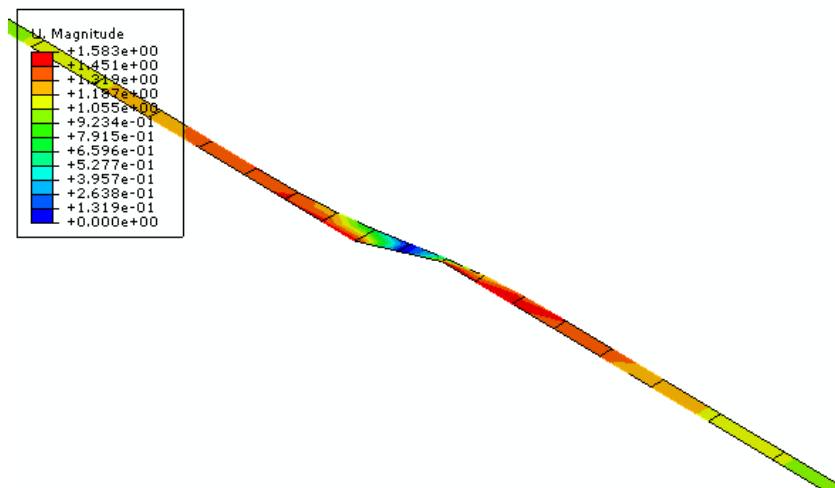


(α)

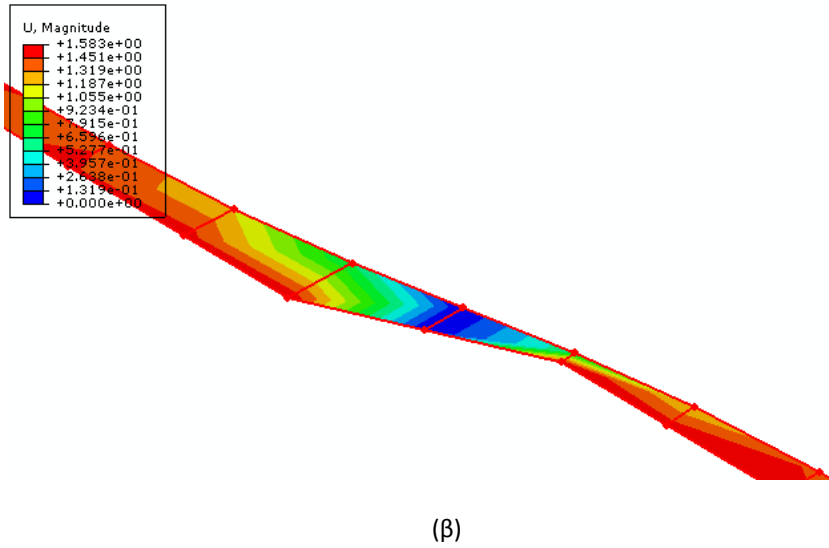


(β)

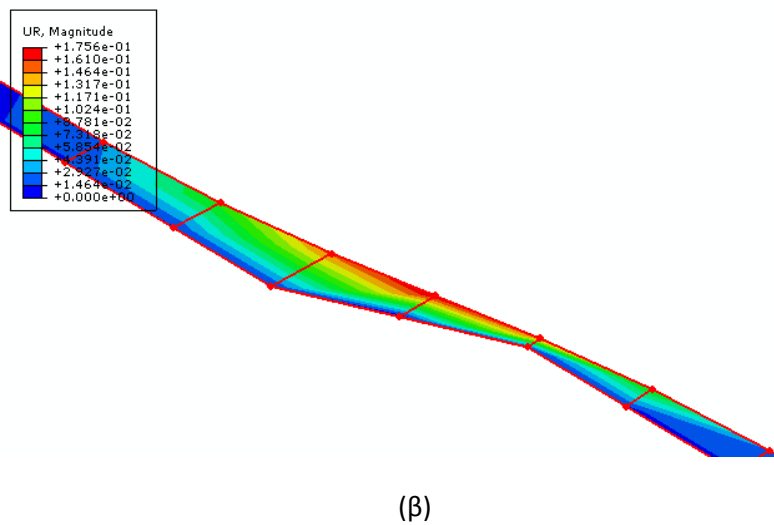
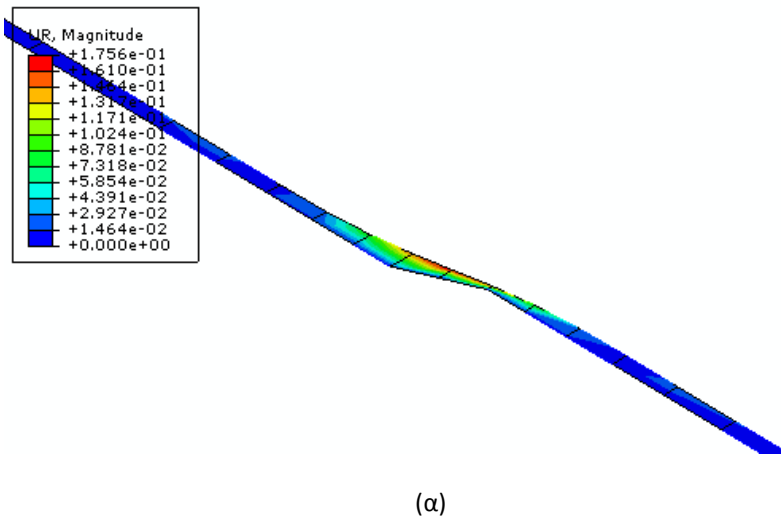
Εικόνα 4.69: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



Εικόνα 4.70: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

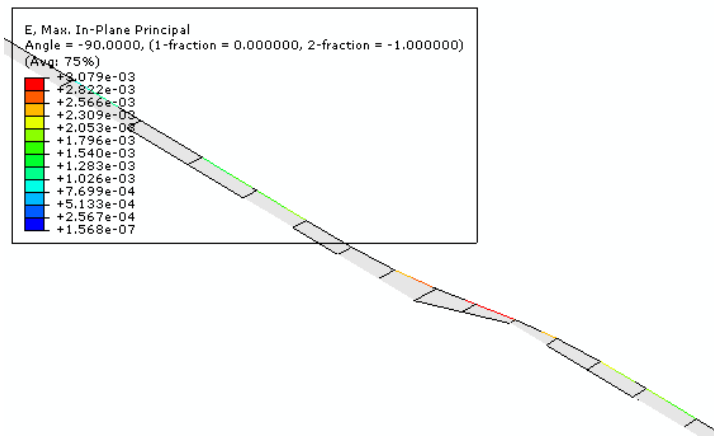


Εικόνα 4.71: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων της στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

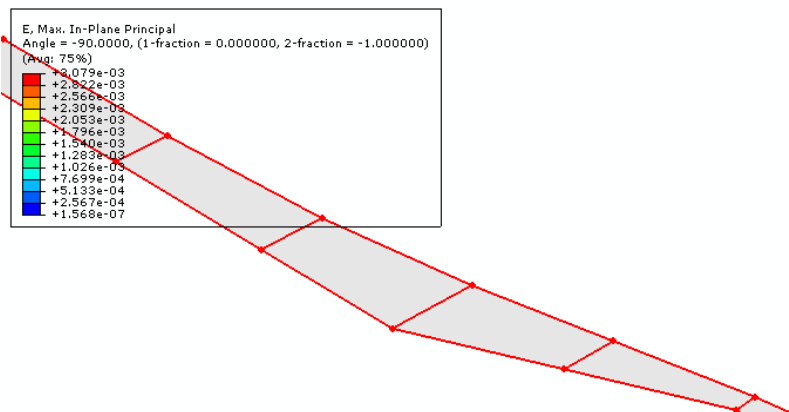
Συγκρίνοντας τα παραπάνω αποτελέσματα με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού αυξάνεται, ενώ το ίδιο παρατηρείται και με την περίπτωση της κύριας τάσης. Παραλληλίζοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του μοντέλου αναφοράς παρατηρείται επίσης αύξηση, ενώ αυξάνεται και η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

- Περίπτωση 8^η :

Τέλος, η όγδοη περίπτωση αναφέρεται σε χαλύβδινο αγωγό μήκους 870m, εξωτερικής διαμέτρου 0,91m και πάχους τοιχώματος 0,0300m. Το όριο διαρροής του υλικού για το συγκεκριμένο αγωγό είναι 450kPa. Στις παρακάτω εικόνες απεικονίζονται οι κύριες παραμορφώσεις και τάσεις όπως επίσης και οι μετατοπίσεις και στροφές -συνολικές και κατακόρυφες- του αγωγού.

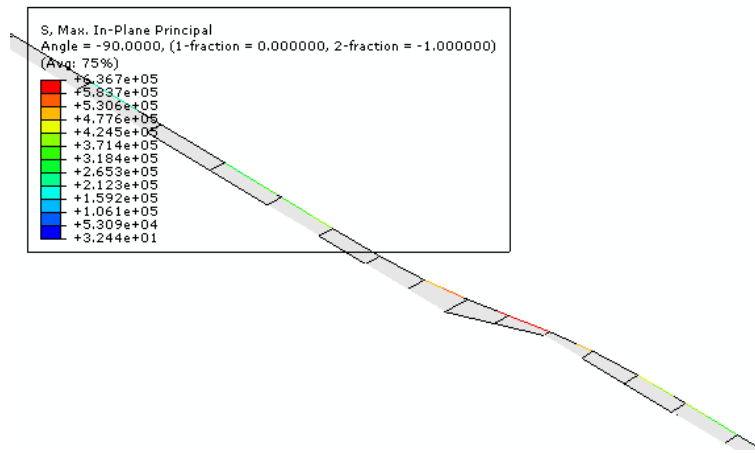


(α)

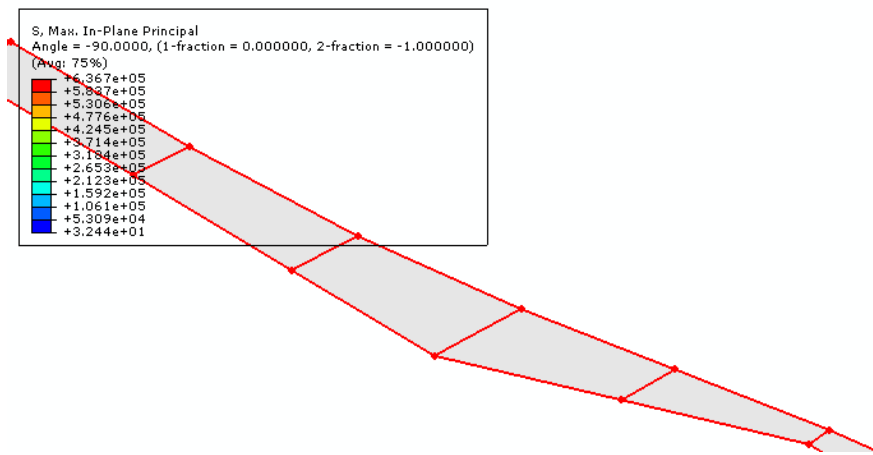


(β)

Εικόνα 4.72: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας παραμόρφωσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

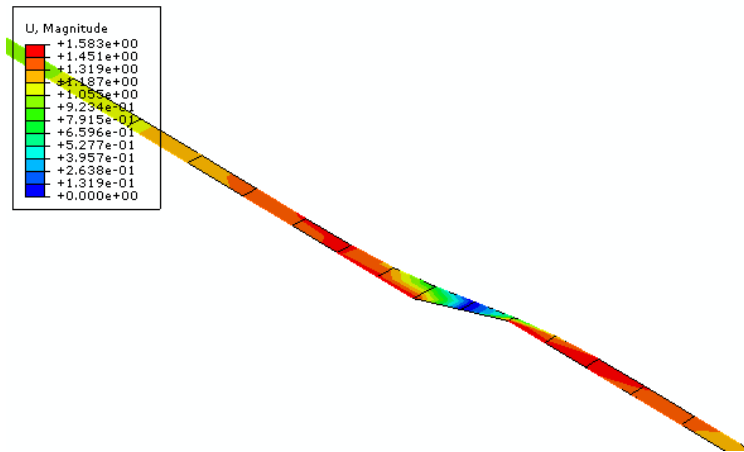


(α)

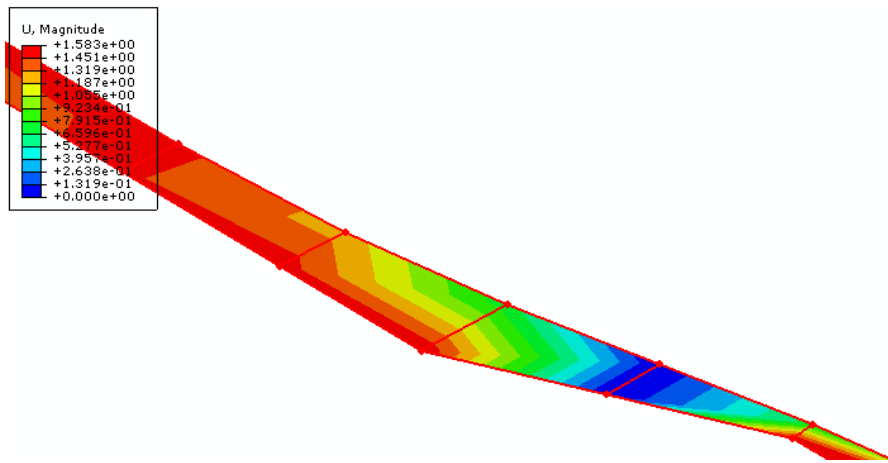


(β)

Εικόνα 4.73: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων κύριας τάσης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

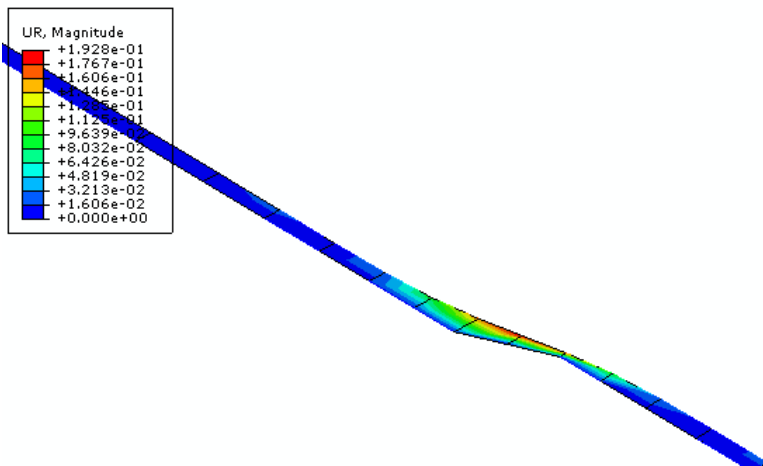


(α)

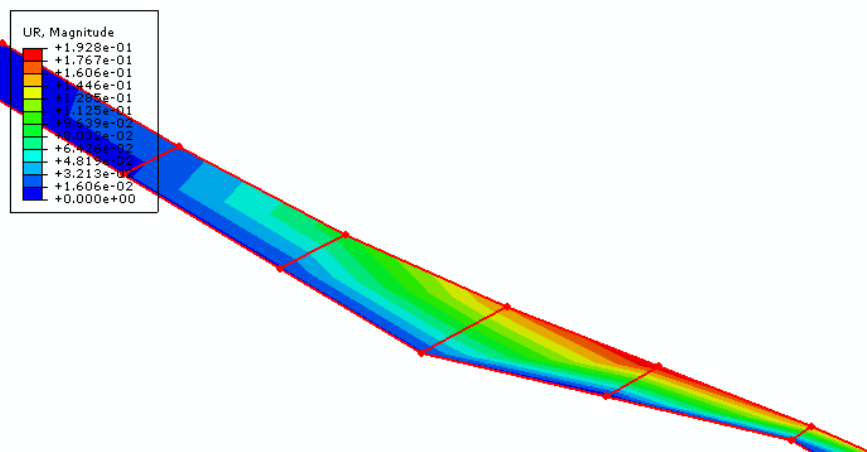


(β)

Εικόνα 4.74: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων συνολικής μετατόπισης του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).



(α)



(β)

Εικόνα 4.75: Απεικόνιση 3-Δ αποτελεσμάτων της στροφής του αγωγού (α), και λεπτομέρεια στην περιοχή της μετακίνησης (β).

Έπειτα από σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πρότυπα, διαπιστώνεται αρχικά πως η κύρια παραμόρφωση του αγωγού, καθώς και η κύρια τάση αυξάνονται. Επίσης, συγκρίνοντας την τιμή της συνολικής μετατόπισης του αγωγού με την αντίστοιχη του πρότυπου παρατηρείται αύξηση, ενώ επίσης αύξηση παρουσιάζει και η στροφή του εξεταζόμενου αγωγού.

4.4 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στην παρούσα ενότητα γίνεται μια συνοπτική ανάλυση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τη χρήση του προγράμματος ABAQUS στα προαναφερθέντα παραδείγματα. Στη συνέχεια, γίνεται σύγκριση μεταξύ των παραμορφώσεων, των τάσεων, των μετακινήσεων και των στροφών που αναπτύσσονται στον αγωγό στις διάφορες περιπτώσεις, τόσο για τη διδιάστατη όσο και για την τριδιάστατη προσομοίωση.

4.4.1 Σύγκριση αποτελεσμάτων διδιάστατη προσομοίωσης

Αρχικά πραγματοποιείται σύγκριση μεταξύ των περιπτώσεων για ίδια μετακίνηση ρήγματος, ίδια εξωτερική διάμετρο και πάχος τοιχώματος αγωγού αλλά με διαφορετικό όριο διαρροής του χάλυβα του αγωγού. Στη συγκεκριμένη περίπτωση παρατηρούνται ελάχιστες διαφορές στις τιμές των παραμορφώσεων, των τάσεων, των μετακινήσεων και των στροφών.

Για την περίπτωση σύγκρισης περιπτώσεων με ίδια μετακίνηση ρήγματος και ίδιο όριο διαρροής αλλά με διαφορετικά χαρακτηριστικά του αγωγού, παρατηρούνται ελάχιστες αποκλίσεις μεταξύ των τιμών των παραμορφώσεων αλλά αρκετές διαφορές μεταξύ των άλλων παραμέτρων. Καθώς αυξάνεται η εξωτερική διάμετρος και το πάχος του τοιχώματος του αγωγού, παρατηρείται μικρή αύξηση στις τιμές των τάσεων, των μετακινήσεων και των στροφών.

Στη συνέχεια, συγκρίνοντας περιπτώσεις με διαφορετική μετακίνηση ρήγματος και κρατώντας σταθερό είτε το όριο διαρροής είτε τα χαρακτηριστικά του αγωγού, παρατηρούνται σημαντικές διαφορές μεταξύ των τιμών όλων των υπολογιζόμενων παραμέτρων. Οι τιμές των τελευταίων παρουσιάζουν μια αύξηση ακόμα και κατά μία τάξη μεγέθους με την αύξηση της μετακίνησης.

Επομένως, η μετακίνηση του ρήγματος που πρόκειται να εμφανιστεί λόγω ενός σεισμικού γεγονότος μπορεί να θεωρηθεί ως ο σημαντικότερος παράγοντας από τον οποίο επηρεάζεται η συμπεριφορά του αγωγού. Παράγοντας δευτερεύουσας σημασίας θεωρείται η εξωτερική διάμετρος και το πάχος του τοιχώματος του αγωγού, ενώ το όριο διαρροής δεν επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τη συμπεριφορά του αγωγού για αυτό το είδος σεισμικής καταπόνησης.

4.4.2 Σύγκριση αποτελεσμάτων τριδιάστατης προσομοίωσης

Συγκρίνοντας περιπτώσεις με ίδια μετακίνηση ρήγματος, ίδια εξωτερική διάμετρο και πάχος τοιχώματος αγωγού αλλά με διαφορετικό όριο διαρροής, παρατηρούνται ελάχιστες αυξήσεις στις τιμές των υπολογιζόμενων παραμέτρων με μεγαλύτερο όριο διαρροής.

Στις περιπτώσεις που γίνεται σύγκριση με ίδια μετακίνηση ρήγματος και ίδιο όριο διαρροής αλλά με διαφορετικά χαρακτηριστικά του αγωγού, παρατηρούνται μειώσεις στις τιμές των παραμορφώσεων και των τάσεων με μεγαλύτερη εξωτερική διάμετρο και πάχος τοιχώματος αγωγού. Τέλος, σε όλες περιπτώσεις με τη μεγαλύτερη μετακίνηση ρήγματος παρατηρούνται σημαντικές αυξήσεις σε όλες τις τιμές των υπολογιζόμενων παραμέτρων.

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει ότι η μετακίνηση του ρήγματος είναι ο σημαντικότερος παράγοντας επιρροής στη συμπεριφορά του αγωγού, ενώ ακολουθούν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του και το όριο διαρροής του υλικού του.

4.4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ διδιάστατης και τριδιάστατης προσομοίωσης

Παρατηρώντας τις τιμές των υπολογιζόμενων παραμέτρων που προέκυψαν από τη διδιάστατη και τη τριδιάστατη προσομοίωση σε κάθε μια περίπτωση και συγκρίνοντάς τις προκύπτει ότι οι τιμές τους στην τριδιάστατη προσομοίωση είναι μεγαλύτερες.

Παρ' όλα αυτά, είναι σημαντικό να τονιστεί ότι και στις δύο περιπτώσεις – είτε σε τριδιάστατη είτε σε διδιάστατη προσομοίωση- όλες οι παράμετροι της

απόκρισης μειώνονται καθώς απομακρυνόμαστε από το σημείο επιβολής της μετακίνησης του ρήγματος, ενώ όλες οι τιμές παίρνουν τη μεγαλύτερη τιμή τους στο σημείο επιβολής της μετακίνησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Μολονότι παγκοσμίως υπάρχει τεχνογνωσία σε θέματα υποθαλάσσιων αγωγών μεταφοράς υδρογονανθράκων και των σχετικών αντλητικών και υποστηρικτικών εγκαταστάσεων, διαπιστώθηκε από τη σχετική διεθνή βιβλιογραφία ότι δεν υπάρχει ιδιαίτερη εμπειρία πάνω στον αντισεισμικό σχεδιασμό υποθαλάσσιων, παράκτιων και χερσαίων αγωγών και εγκαταστάσεων, και κατά συνέπεια τα σχετικά θέματα δεν αντιμετωπίζονται επαρκώς. Επίσης, δεν υπάρχουν και σχετικά δεδομένα από τη συμπεριφορά υποθαλάσσιων αγωγών σε σεισμικά γεγονότα.

Επίσης, είναι αδιαμφισβήτητο ότι σύντομα θα προκύψουν τέτοιες ανάγκες για την Ελλάδα και τις γειτονικές χώρες. Για παράδειγμα, η Ευρωπαϊκή Επιτροπή ανακοίνωσε πρόσφατα πως τρία αναπτυξιακά έργα στην Κύπρο, τα οποία έχουν άμεσο ενδιαφέρον για την χώρα μας, με επίκεντρο την ενέργεια πληρούν προϋποθέσεις για συγχρηματοδότηση. Συγκεκριμένα πρόκειται :

- Για τη δημιουργία τερματικού σταθμού υγροποίησης φυσικού αερίου από τη Λεκάνη της Λεβαντίνης στην περιοχή Βασιλικού.
- Για την ηλεκτρική διασύνδεση με υποθαλάσσιο καλώδιο της Κύπρου με το Ισραήλ και την Ελλάδα.
- Για τον νότιο αγωγό Ισραήλ-Κύπρου-Ελλάδας για τη μεταφορά φυσικού αερίου.

Με δεδομένη, λοιπόν, την ανάγκη κατασκευής υποθαλάσσιων καλωδίων και δικτύων αγωγών για την αξιοποίηση των κοιτασμάτων υδρογονανθράκων (αλλά και τη μεταφορά αερίου από την Ασία) στην ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή της ΝΑ

Μεσογείου – Μαύρης Θάλασσας – Κασπίας Θάλασσας τα προσεχή χρόνια, είναι αδήριτη η ανάγκη να ποσοτικοποιηθεί η σεισμική τρωτότητα των αγωγών αυτών και να εκτιμηθεί ο περιβαλλοντικός κίνδυνος που διατρέχουν οι χώρες που εμπλέκονται (ειδικά η Ελλάδα που είναι από τις πιο σειсмоγενείς χώρες της περιοχής) από ενδεχόμενα ατυχήματα υποθαλάσσιων, παράκτιων και χερσαίων αγωγών υδρογονανθράκων.

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός δικτύου αγωγών έχει ως στόχο τον προσδιορισμό και την ποσοτικοποίηση των πιθανών σεισμικών κινδύνων. Για τον σκοπό αυτό θα πρέπει να συγκεντρωθούν τα διαθέσιμα στοιχεία στη χερσαία και υποθαλάσσια περιοχή του έργου (σεισμολογικά, σεισμοτεκτονικά, γεωλογικά, γεωφυσικά, γεωτεχνικά, κ.α.), οι τοπογραφικοί, βυθομετρικοί και ναυτικοί χάρτες, καθώς και οι χάρτες υφιστάμενων δικτύων. Θα πρέπει να εντοπισθούν οι περιοχές (παραθαλάσσιες, παράκτιες και υπερπόντιες) που παρουσιάζουν ιδιαίτερη επικινδυνότητα: ενεργά ρήγματα, ρευστοποιήσιμα εδάφη, αστάθεια πρανών, κ.λπ. Στη συνέχεια, θα πρέπει να γίνουν αναλύσεις εδαφικής απόκρισης σε κατάλληλες θέσεις για την εύρεση των επιφανειακών σεισμικών επιταχύνσεων.

Εντοπίζοντας τις δυνητικά επικίνδυνες περιοχές, και έχοντας εκτιμήσει την αναμενόμενη σεισμική δόνηση, θα πρέπει να ποσοτικοποιηθούν οι άμεσοι (ρήγματα, κατολισθήσεις, ρευστοποίηση, κ.α.) και οι έμμεσοι κίνδυνοι (τσουνάμι, κ.α.). Κατ' αυτόν τον τρόπο θα μπορεί να γίνει αποτίμηση τη σεισμικής τρωτότητας λόγω όλων των ενδεχόμενων γεω-κινδύνων για τους αγωγούς. Επίσης, θα πρέπει να εξετασθεί η σεισμική τρωτότητα των υποστηρικτικών εγκαταστάσεων, όπως συμπιεστών, μονάδων ελέγχου και διαχείρισης, κ.α.

Τα θέματα που θα πρέπει να εξετασθούν είναι η αδρανειακή καταπόνηση των αγωγών λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, καθώς και η κινηματική καταπόνηση τους: (α) με διάρρηξη ρήγματος, (β) με ασταθές πρανές, και (γ) με ρευστοποιηθέν έδαφος. Όπως έχει δείξει η εμπειρία από τις αστοχίες χερσαίων αγωγών σε σεισμούς (π.χ., San Fernando, Northridge, Kobe, κ.α.) η κινηματική καταπόνηση τους λόγω διέλευσης από περιοχή ρήγματος είναι η πιο συνήθης και σημαντική καταπόνηση τους, για αυτό και επικεντρώθηκε σε αυτήν και η παρούσα εργασία. Η διασταύρωση ενός αγωγού στη ΝΑ Μεσόγειο με χερσαίο ή/και υποθαλάσσιο ρήγμα είναι τις πιο πολλές φορές αναπόφευκτη, ενώ αντιθέτως

περιοχές κατολισθήσεων και ρευστοποιήσεων ενδεχομένως να μπορούν να αποφευχθούν (και καλό είναι να γίνεται αυτό) με μια διαφορετική χάραξη του δικτύου.

Συνοπτικά, οι βασικοί στόχοι του αντισεισμικού σχεδιασμού των αγωγών και των υπόλοιπων εγκαταστάσεων είναι οι εξής:

1. Ο εντοπισμός και η ποσοτικοποίηση του σεισμικού κινδύνου μέσω της διεξοδικής εξέτασης των συναφών με τον σεισμό γεω-κινδύνων (ενεργά ρήγματα, κατολισθήσεις, ρευστοποίηση εδάφους, τσουνάμι, κ.α.)
2. Η εκτίμηση των αναμενόμενων επιφανειακών σεισμικών επιταχύνσεων στην ευρύτερη περιοχή.
3. Ο υπολογισμός της σεισμικής τρωτότητας των αγωγών και των υποστηρικτικών εγκαταστάσεων σε ξηρά και θάλασσα.
4. Η εφαρμογή κατάλληλης μεθοδολογίας αντισεισμικού σχεδιασμού και προστασίας των δικτύων αγωγών.
5. Η συσχέτιση τεχνολογικού και περιβαλλοντικού κινδύνου, και η ανάπτυξη μεθοδολογιών πρόληψης ή/και αντιμετώπισης ατυχημάτων (συστήματα προειδοποίησης, συστήματα παρατήρησης δομικής ακεραιότητας, κλπ).
6. Ο καθορισμός των ασφαλέστερων περιοχών – ζωνών (σε παραλιακές και υπεράκτιες περιοχές) για τη διέλευση αγωγών και την τοποθέτηση υποστηρικτικών εγκαταστάσεων.
7. Η ανάπτυξη γεωγραφικού συστήματος πληροφοριών (GIS) στην ευρύτερη περιοχή όπου θα αποτυπώνονται όλα τα διαθέσιμα στοιχεία και θα συσχετίζονται τα παραχθέντα αποτελέσματα.

Η ασφάλεια έναντι των γεωκινδύνων των νέων ενεργειακών δικτύων αγωγών της ΝΑ-Μεσογείου είναι πολύ σημαντική από κάθε άποψη και οι θετικές επιπτώσεις είναι τόσο βραχυπρόθεσμες όσο και μακροπρόθεσμες, για τη διασφάλιση της ασφαλούς λειτουργίας τους, εξαιτίας της μείωσης της σεισμικής τρωτότητας τους, για ολόκληρη τη διάρκεια του κύκλου ζωής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

6.1 Ελληνική βιβλιογραφία

1. Αρχή Ανάπτυξης Ανθρώπινου Δυναμικού Κύπρου (ΑνΑΔ), 2012. “Εγκαιρος εντοπισμός αναγκών απασχόλησης και κατάρτισης για αποτελεσματική διαχείριση του φυσικού αερίου στην Κύπρο”.
2. Βασιλειάδης Μ. (2012). “Υπόγειος αγωγός υποβαλλόμενος σε κανονική και ανάστροφη διάρρηξη τεκτονικού ρήγματος”. Διπλωματική εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
3. Γρομπανόπουλος Σ. (2013). “Το LNG ως Ευρωπαϊκή στρατηγική επένδυση”. Μεταπτυχιακή Εργασία. Τμήμα Οικονομικών και Κοινωνικών Επιστημών. Πανεπιστήμιο Μακεδονίας.
4. Δ. Καρώνης,. “Τεχνολογία πετρελαίου και φυσικού αερίου- Μεταφορά, διανομή, αποθήκευση φυσικού αερίου”. Πανεπιστημιακές σημειώσεις, Τμήμα Ναυπηγών Μηχανολόγων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
5. Δημητρακοπούλου Κ., Μανταδάκης Β. (2011). “Τρωτότητα δικτύων έργων κοινής ωφέλειας έναντι σεισμού”. Διπλωματική Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
6. Δημόσια Επιχείρηση Φυσικού Αερίου (ΔΕΦΑ). (2013). 2ο ενεργειακό συνέδριο.
7. Καραταπάνης Ε. (2011). “Διερεύνηση των υπαρχόντων μεθόδων ανάλυσης της αλληλεπίδρασης λεπτογραμμών σωληνοειδών κατασκευών με τον θαλάσσιο πυθμένα”. Μεταπτυχιακή Εργασία. Τμήμα Ναυπηγών Μηχανολόγων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
8. Κορόζης Σ. (2011). “Γεωλογικές και σεισμοτεκτονικές συνθήκες στην περιοχή της Χαλκίδας και η επίδρασή τους στα τεχνικά έργα”. Διπλωματική Εργασία. Τμήμα Μηχανικών Μεταλλείων-Μεταλλουργών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

9. Σταματάκης Α. (2012). “Σεισμική τρωτότητα δικτύων ύδρευσης και αποχέτευσης”. Διπλωματική Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
10. Τσινίδης Γ., Χαλάτης Α. (2008). “Αντισεισμικός σχεδιασμός βυθισμένων σηράγγων – Εφαρμογή στην υποθαλάσσια αρτηρία Θεσσαλονίκης”. Μεταπτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Α.Π.Θ.
11. <http://www.trans-adriatic-pipeline.com/gr/esia/greece/report/download-greek/>.
12. <http://www.trans-adriatic-pipeline.com/gr/tap-project/concept/>.

6.2 Διεθνής βιβλιογραφία

1. ALA, (2002). “Seismic design and retrofit of piping systems”, American Lifelines Alliance.
2. Abaqus, (2004), “Analysis User’s Manual Version 6.8”. ABAQUS Inc., USA.
3. Ambraseys N.N. and Jackson J.A. (1998). “Faulting associated with historical and recent earthquakes in the Eastern Mediterranean region”, *Geophysical Journal International*, 133, 390-406.
4. Angell M.M., Hanson K., Swan F.H., Youngs R., Abramson H., (2003). “Probabilistic fault displacement hazard assessment for flowlines and export pipelines, Mad Dog and Atlantis field developments, Deepwater Gulf of Mexico”. Geomatrix Consultants.
5. Audibert, J.M., Nyman D.J., O’Rourke T.D., (1984). “Differential Ground Movement Effects on Buried Pipelines,” *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*, ASCE publication, pp. 151–180.
6. Bray J., Hamada, (2001, 2003). “Fault provisioned design examples”.
7. Davis C.A, Bardet J.P, (2000). “Response of buried corrugated metal pipes to earthquakes, *Journal of Earthquake Engineering*”.
8. Eurocode 8 (EC8), (2004). “Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1”, CEN-ENV, European Committee for Standardization, Brussels.
9. Eurocode 8, (2006). “Design of structures for earthquake resistance, Part 4: Silos, tanks and pipelines, EN 1998-4”. CEN-ENV, European Committee for Standardization, Brussels.
10. 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.
11. Hall W.J., Nyman D.J., Johnson E.R., Norton D. (2003). “Performance of the Trans-Alaska pipeline in the November 3, 2002 Denali fault earthquake.”

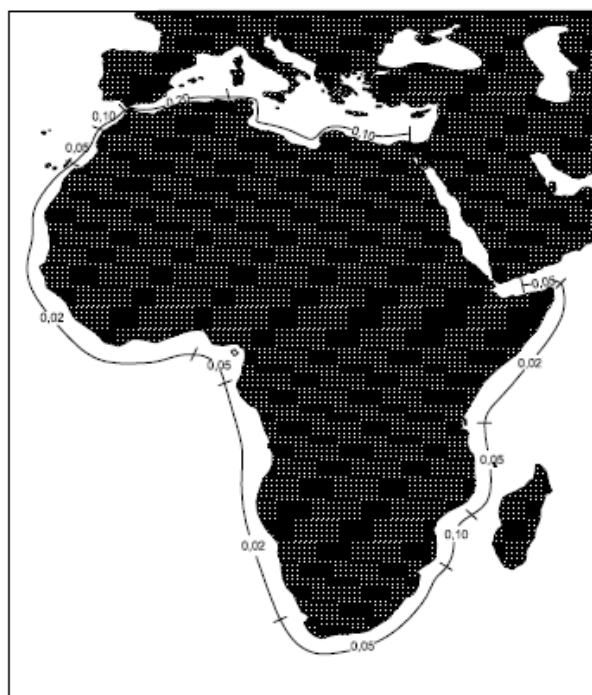
12. Hopkins P., (2008). "Learning from pipeline failures". WTIA/APIA welded pipeline symposium.
13. IITK-GSDMA, (2007). "Guidelines for seismic design of buried pipelines", NICEE, India.
14. ISO 19901-2, (2004). "Petroleum and natural gas industries- Specific requirements for offshore structures- Part 2: Seismic design procedures and criteria".
15. Kershenbaum N.Y., (1998). "Seismic vulnerability of the subsea pipeline". Mc Demott Engineering, Houston.
16. Kershenbaum N.Y., Choi H.S., S.A. Mebarkia, (1998). "Subsea pipeline behavior under seismic impact". Mc Demott Engineering, Houston.
17. Kramer L.S, (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering".
18. Lanzano G., Salzano E., Santucci de Magistris F., Fabbrocino G., (2013). "Seismic vulnerability of gas and liquid buried pipelines, Journal of loss prevention in the process industries".
19. Lee D.H., Kim B.H., Lee H., Kong J.S., (2009). "Seismic behavior of a buried gas pipeline under earthquake excitations".
20. McCaffrey A., O'Rourke T.D. "Buried pipeline response to reverse faulting during the 1971 San Fernando earthquake".
21. Metaxas C.P., (2008). "Activate fault hazard on offshore pipelines: case of the submarine gas pipeline route across the south Evoikos gulf, Central Greece". Earthquake Planning & Protection Organization.
22. O' Rourke M.J. and Liu X. (1999). "Response of buried pipelines subjected to earthquake effects", Monograph Series, MCEER.
23. Papadopoulos G.A., Daskalaki E., Fokaefs A. and Giraleas N. (2007). "Tsunami hazard in the Eastern Mediterranean: Strong earthquakes and tsunamis in the east Hellenic arc and trench system", Nat. Hazard Earth Sys. Sc., 7, 57–64.
24. Psaropoulos P.N., Karvelis P.D., Antoniou A.A., (2012). "Designing Pipelines in Areas with Moderate or High Seismic Risk: Geohazard Assessment beyond EC8 Provisions".
25. Qian B., Wenjun Z., Li T., (2002). "Seismic analysis used in pipeline design".
26. Sakhalin Energy, (2010). "Constructing Sakhalin island's pipeline network".
27. South Stream Offshore Pipeline, (2013). Scoping report. "Bulgarian sector".
28. Takada S., Hassant N., Fukuda K., (2002). "Damage directivity in buried pipelines of Kobe city during the 1995 earthquake, Journal of Earthquake Engineering", Vol. 6, No. 1.
29. Tromans I., (2004). "Behavior of buried water supply pipelines in earthquake zones", PhD Thesis, Imperial College.
30. Tsompanakis Y., Psaropoulos N., Antoniou A.A, 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.

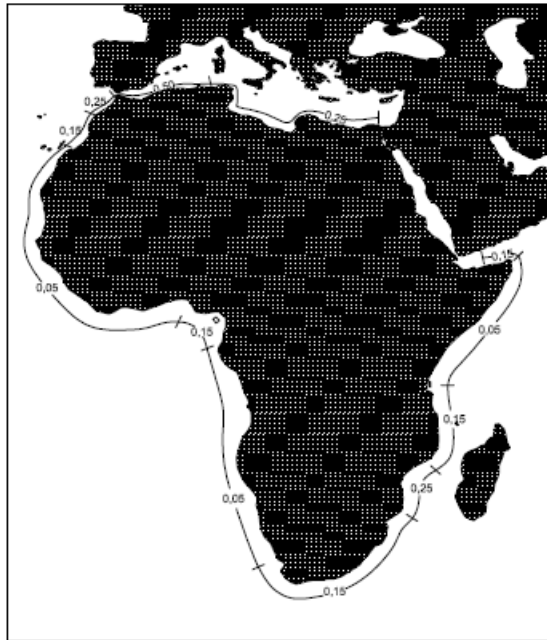
31. Vannucci G., Pondrelli S., Argnani A., Morelli A., Gasperini P. and Boschi E., (2004). "An atlas of Mediterranean seismicity", *Annals of Geophysics*, Supplement to Vol. 47, No.1.
32. Wells D. L. and Coppersmith K.J., (1994). "New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(4), 974-1002.

ΠΑΡΑΚΤΙΕΣ ΦΑΣΜΑΤΙΚΕΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΙΣ

Στους παρακάτω χάρτες παρουσιάζονται οι φασματικές επιταχύνσεις, εκφρασμένες σε g , για απόσβεση 5% και δύο βασικές περιόδους ταλάντωσης 0,1s και 0,2s, σύμφωνα με τους οποίους καθορίζεται το επίπεδο της σεισμικής επικινδυνότητας στις παράκτιες περιοχές σε όλο τον κόσμο. Οι τιμές αυτές, ως γνωστόν χρησιμοποιούνται για την απλουστευτική προσέγγιση των σεισμικών δράσεων στη δυναμική ιδιομορφική ανάλυση που χρησιμοποιείται για τα περισσότερα τεχνικά έργα σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Οι παρακάτω εικόνες βρίσκονται στο Παράρτημα Β του κανονιστικού προτύπου αντισεισμικού σχεδιασμού υπεράκτιων κατασκευών: ISO 19901-2, Petroleum and natural gas industries-Specific requirements for offshore structures- art 2: Seismic design procedures and criteria, 2004).

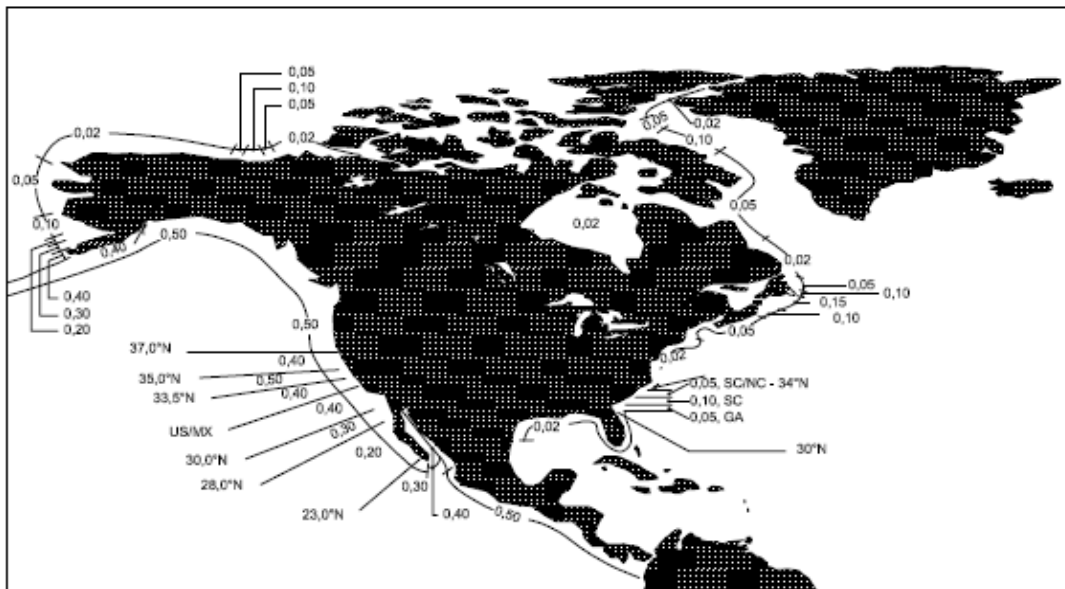


a) 1,0 s oscillator periods

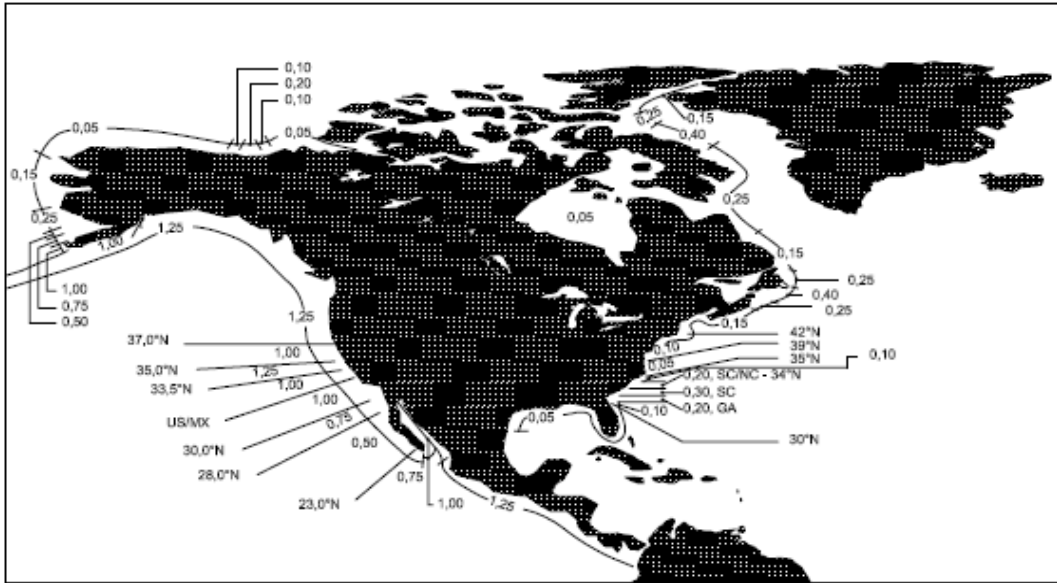


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.1(α, β): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Αφρική.

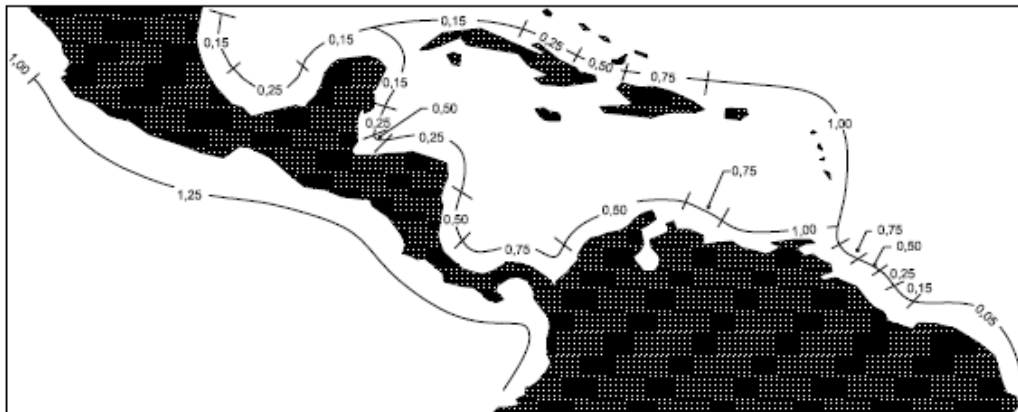


a) 1,0 s oscillator periods

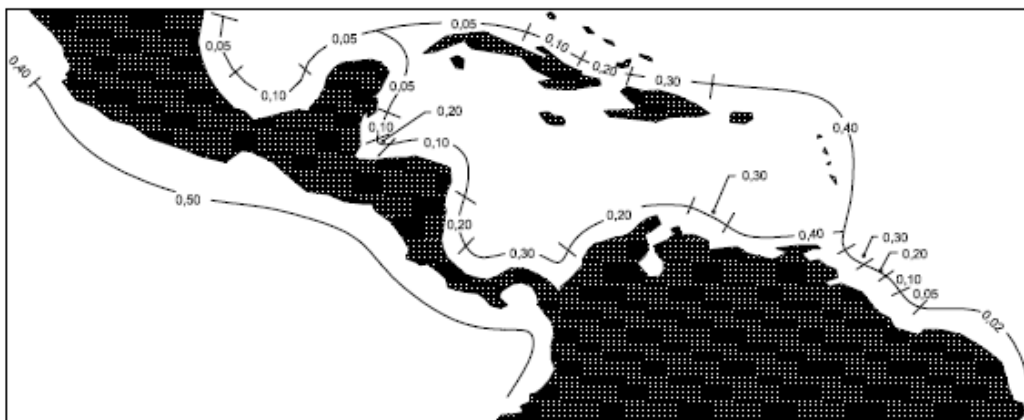


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.2(α, β): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στη Βόρεια Αμερική.

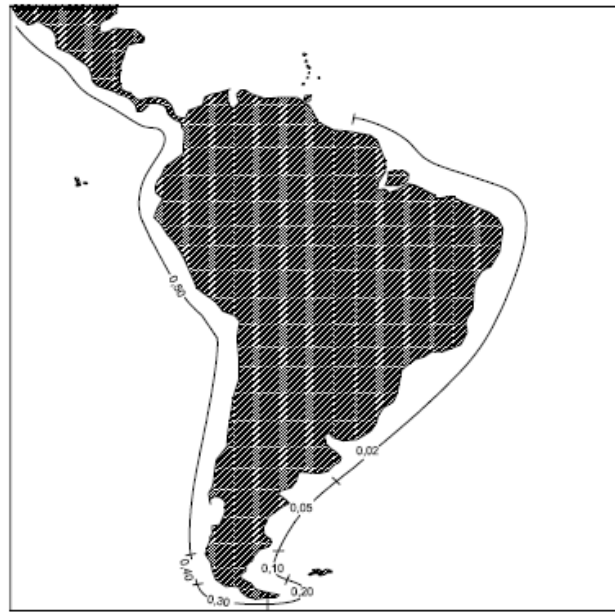


b) 0,2 s oscillator periods

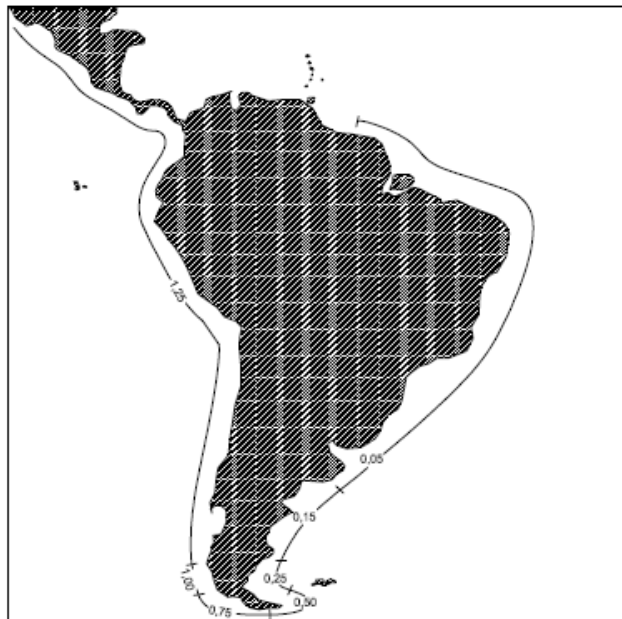


a) 1,0 s oscillator periods

Εικόνα Α.3(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Κεντρική Αμερική.

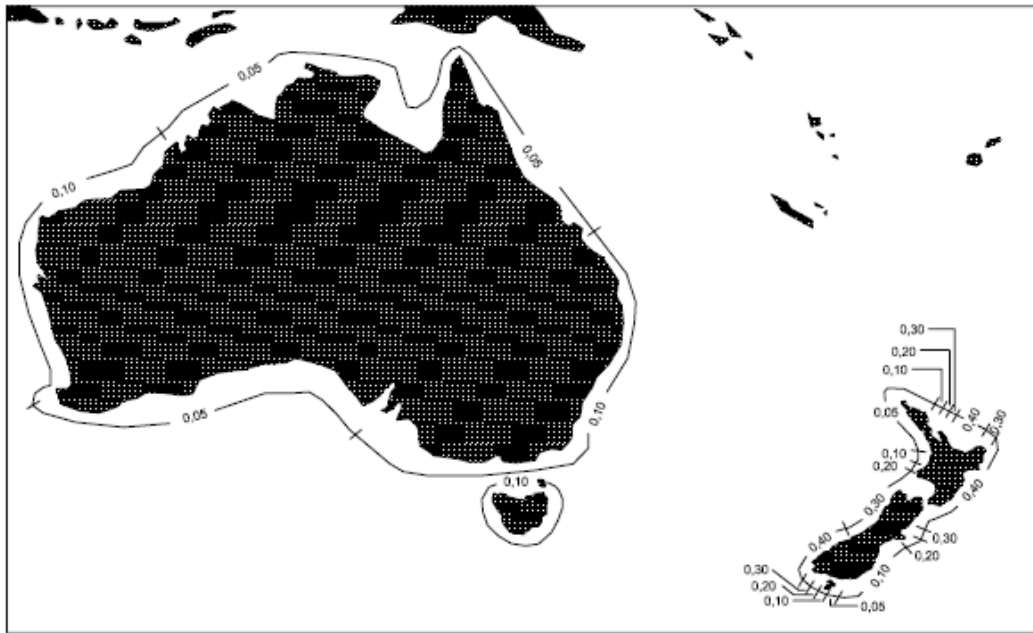


a) 1,0 s oscillator periods

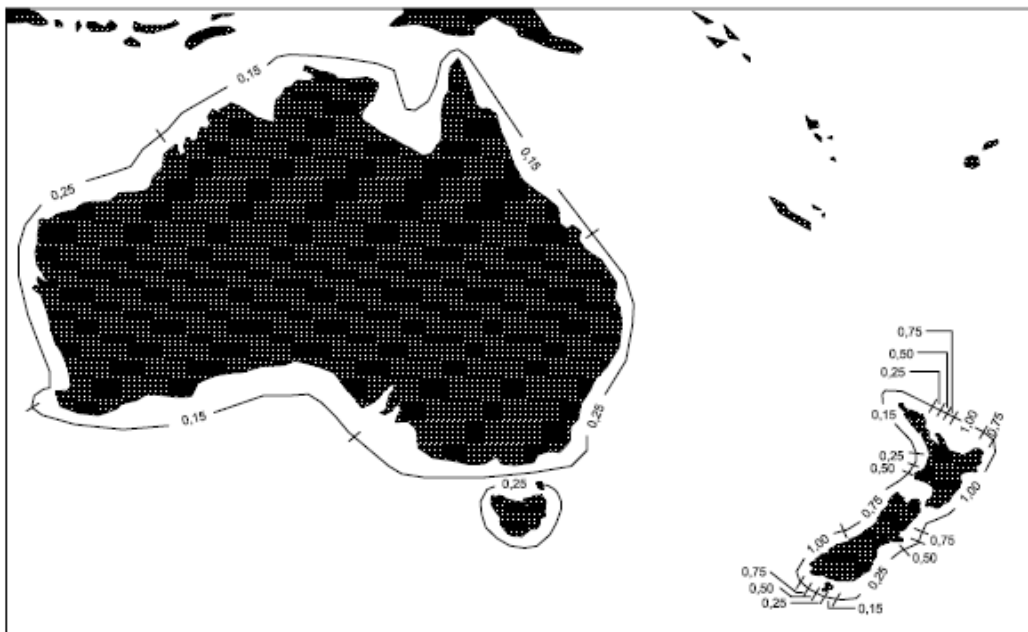


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.4(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στη Νότια Αμερική.

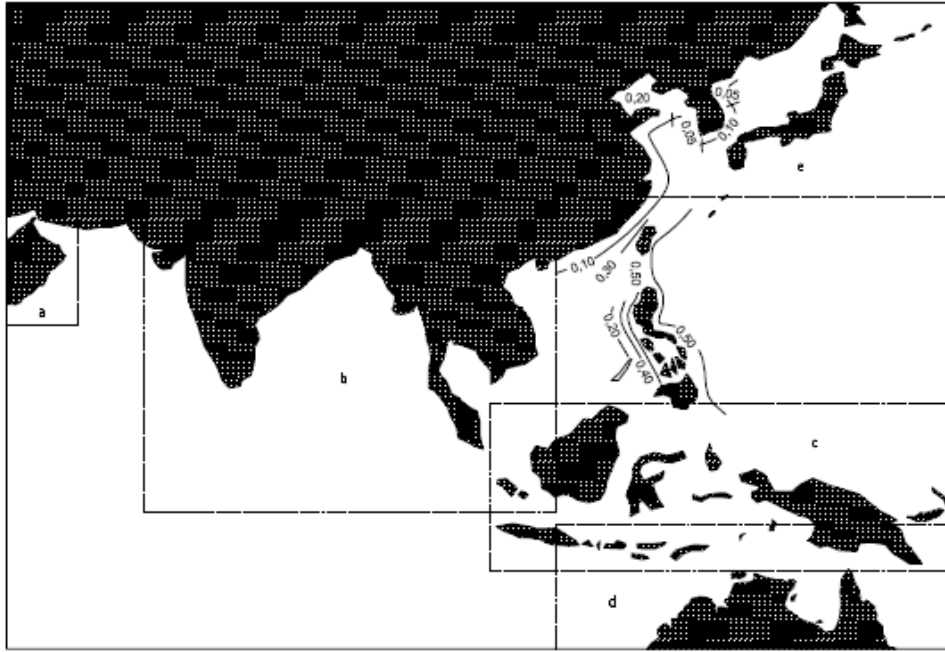


a) 1,0 s oscillator periods

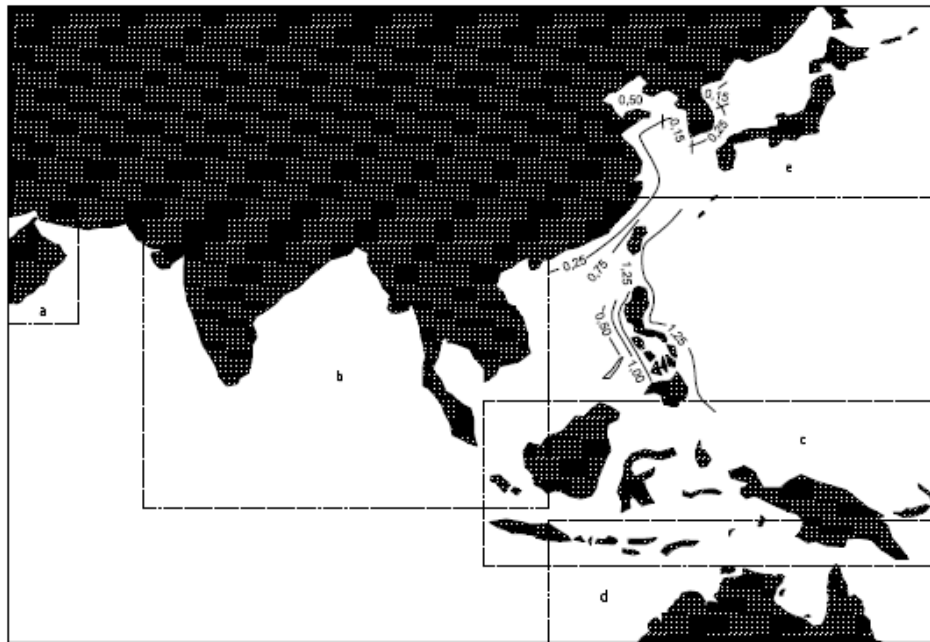


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.5(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Αυστραλία και στη Νέα Ζηλανδία.



a) 1,0 s oscillator periods

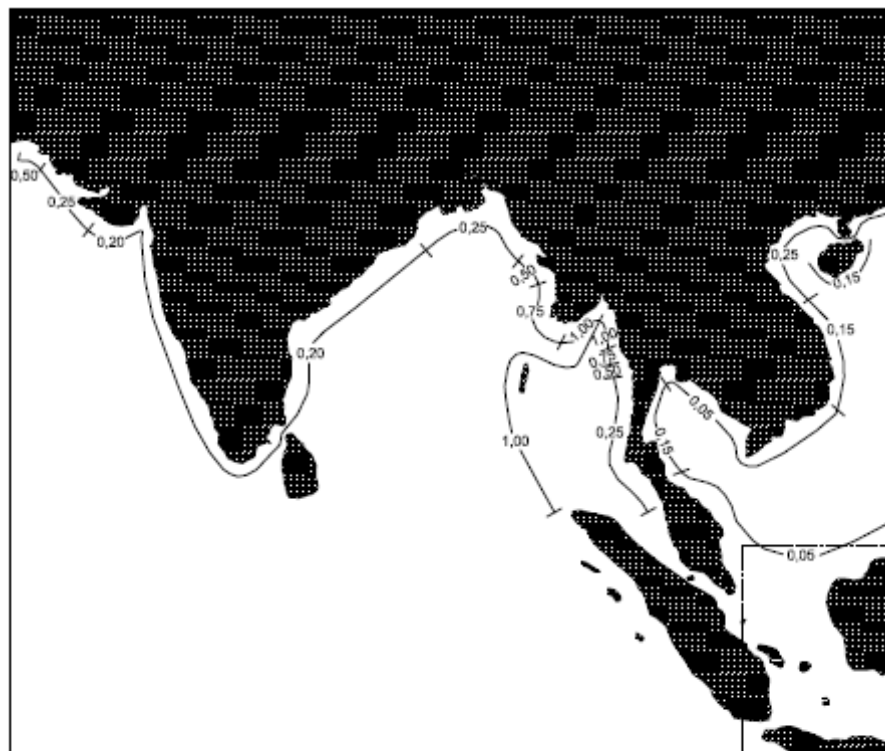


b) 0.2 s oscillator periods

Εικόνα Α.6(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Ανατολική Ασία.

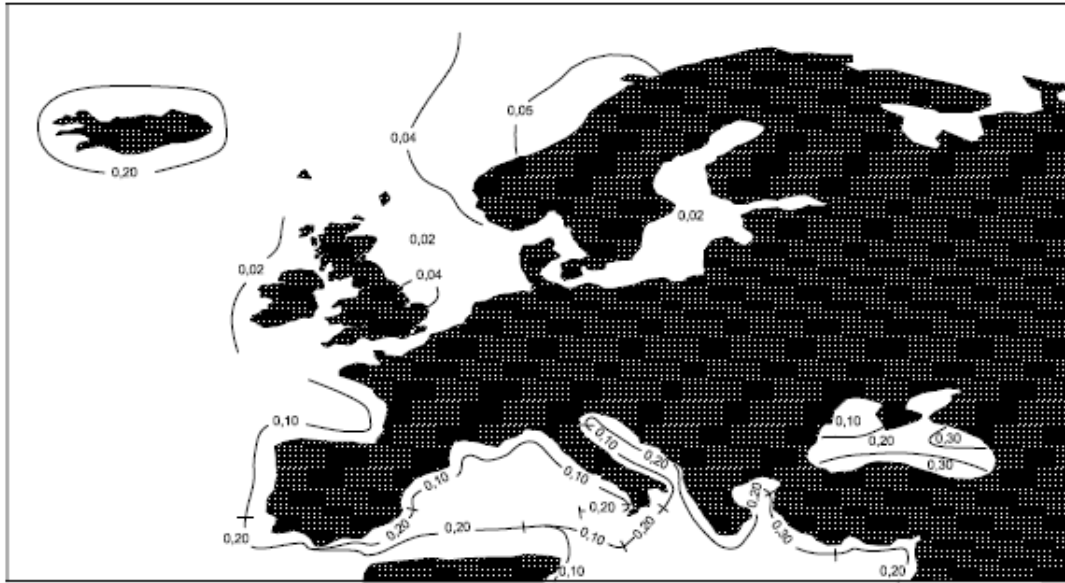


a) 1,0 s oscillator periods

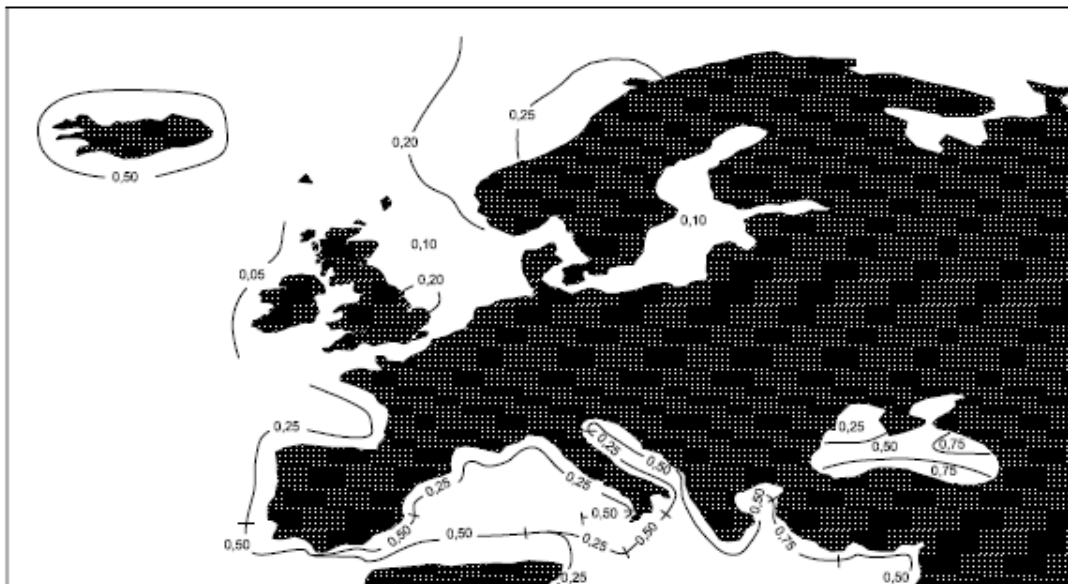


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.7(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στη Δυτική Ασία.



a) 1,0 s oscillator periods



b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.8(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Ευρώπη.

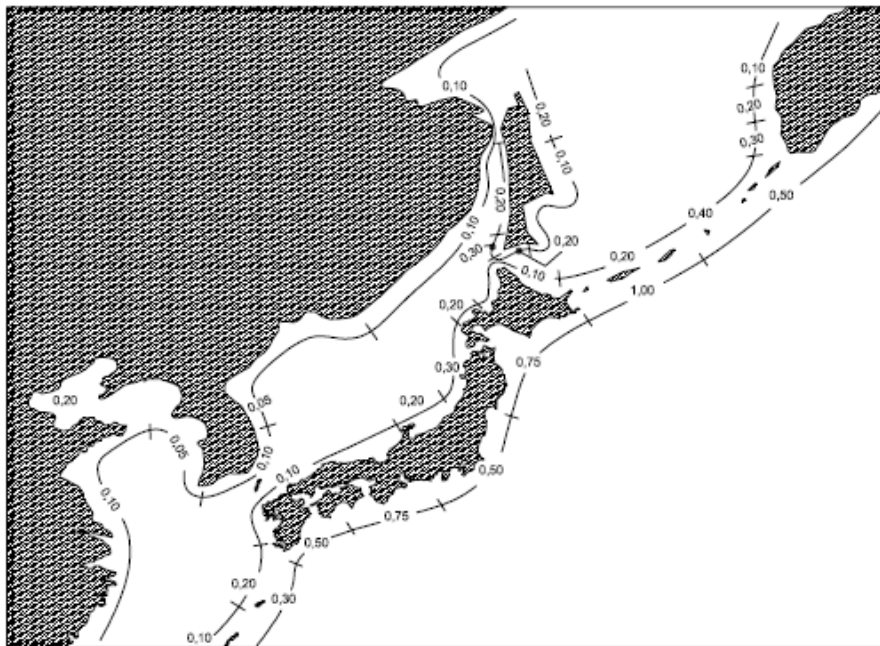


a) 1,0 s oscillator periods

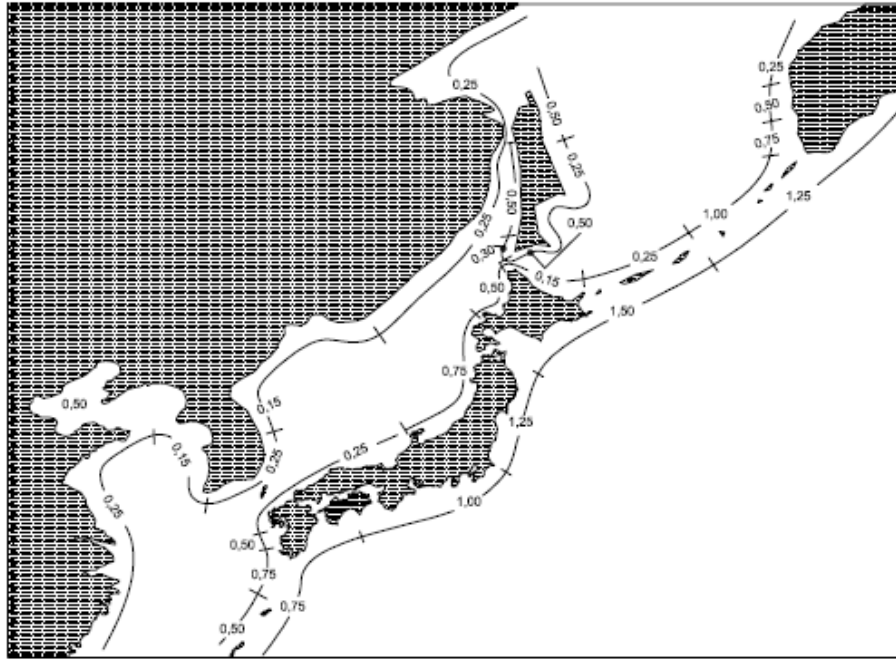


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.9(α, β): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Ινδονησία.

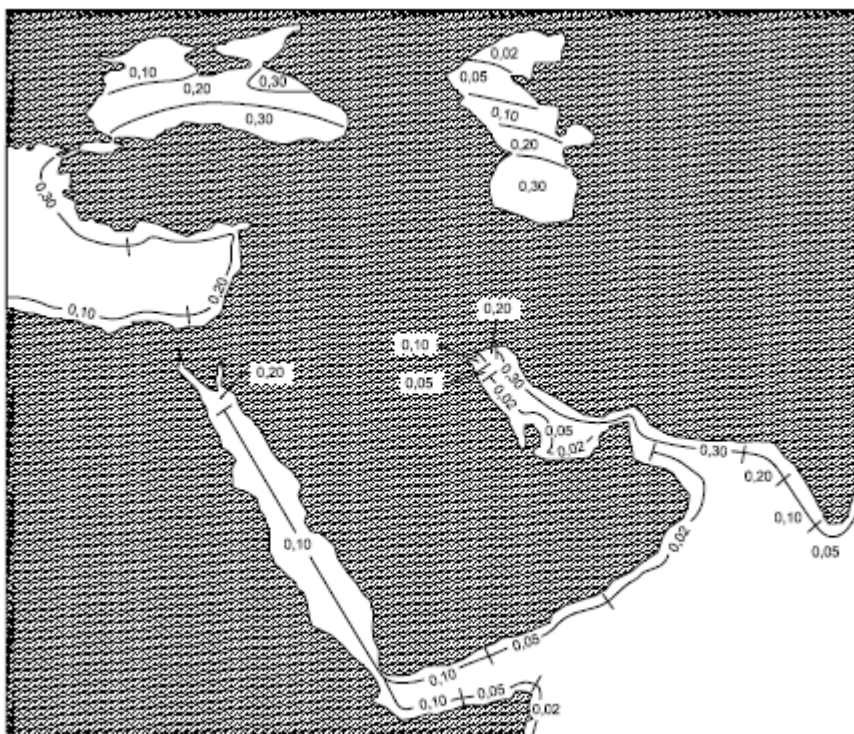


a) 1,0 s oscillator periods

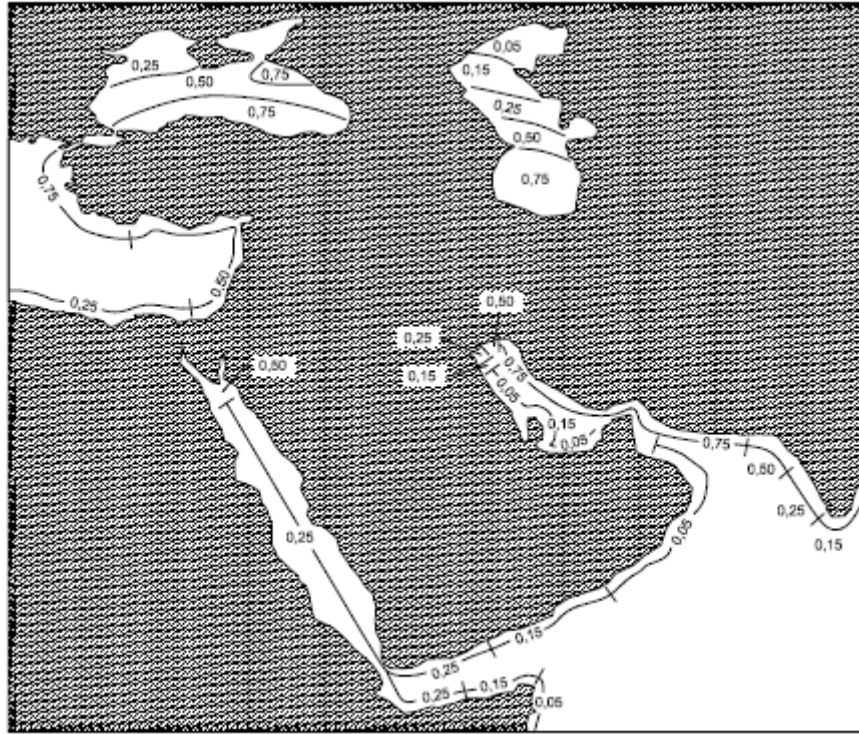


b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα Α.10(α, β): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Ιαπωνία.



a) 1,0 s oscillator periods



b) 0,2 s oscillator periods

Εικόνα A.11(a, b): Φασματικές επιταχύνσεις σε παράκτιες περιοχές στην Αραβική Χερσόνησο και στη Μέση Ανατολή.

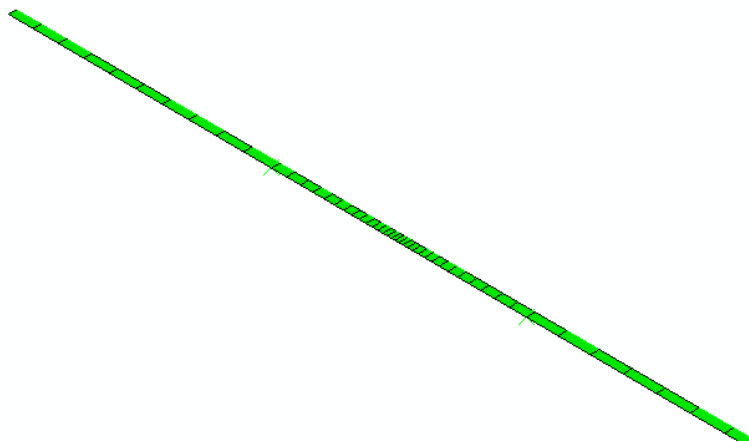
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΑΒΑQUS

Για να πραγματοποιηθεί η διδιάστατη (2-Δ) και τριδιάστατη (3-Δ) προσομοίωση του εξεταζόμενου αγωγού, υποβαλλόμενου σε κατακόρυφη μετακίνηση ρήγματος, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Abaqus. Τα αποτελέσματα της αριθμητικής διερεύνησης του 4^{ου} Κεφαλαίου προέκυψαν με τη χρήση κατάλληλων αρχείων δεδομένων και γραφική επεξεργασία των αποτελεσμάτων. Στη συνέχεια, παρατίθενται δύο χαρακτηριστικά αρχεία δεδομένων που χρησιμοποιήθηκαν για να προκύψουν τα αποτελεσμάτων του 4^{ου} Κεφαλαίου.



Εικόνα Β-1 : Προσομοίωμα 2-Δ αγωγού ο οποίος υποβάλλεται σε κατακόρυφη μετακίνηση ρήγματος.



Εικόνα Β-2 : Προσομοίωμα 3-Δ αγωγού ο οποίος υποβάλλεται σε κατακόρυφη μετακίνηση ρήγματος.

ΑΡΧΕΙΟ ΔΙΑΔΙΣΤΑΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

```
*HEADING
RELATIVE FAULT MOTION ACROSS BURIED PIPELINE
PSI24 elements   Units: N, m
*PRE PRINT,ECHO=NO,MODEL=YES,CONTACT=YES,
HISTORY=YES
*NODE
  1, -91.4, 6.1
  2,  91.4, 6.1
101, -305.0, 0.0
151,  305.0, 0.0
501, -305.0, 6.1
551,  305.0, 6.1
*NODE,NSET=NL
111, -91.4, 0.0
511, -91.4, 6.1
*NODE,NSET=NC
126,  0.0, 0.0
526,  0.0, 6.1
*NODE,NSET=NR
141,  91.4, 0.0
541,  91.4, 6.1
*NGEN,NSET=ALL
101,111
141,151
501,511
541,551
*NFILL,NSET=ALL,BIAS=1.111111
NL, NC, 15
*NFILL,NSET=ALL,BIAS=0.900000
NC, NR, 15
*NSET,NSET=PIPE,GEN
101,151
*NSET,NSET=SURF,GEN
501,510
526,526
542,551
*NSET,NSET=ENDS
101,151
*ELEMENT,TYPE=PIPE21
101, 101, 102
*ELGEN,ELSET=PIPELINE
101, 50
*ELSET,ELSET=PIPEPLOT,GEN
111,140
*ELEMENT,TYPE=PSI24
```

```

501, 101, 102, 502, 501
*ELGEN,ELSET=SOIL
501, 50
*ELEMENT,TYPE=R2D2
1111, 511, 512
1127, 527, 528
*ELGEN,ELSET=SURFL
1111, 14
*ELGEN,ELSET=SURFR
1127, 14
*BEAM SECTION,SECTION=PIPE,ELSET=PIPELINE,
MATERIAL=STEEL
0.61, 0.0254
*MATERIAL,NAME=STEEL
*ELASTIC
206.8E6, 0.3
*PLASTIC
413.7E6
*PIPE-SOIL INTERACTION,ELSET=SOIL
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=AXIAL
-730.0, -0.0304
0.0, 0.0
730.0, 0.0304
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=VERTICAL
-1460.0, -0.0304
0.0, 0.0
1460.0, 0.0304
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=HORIZONTAL
-1460.0, -0.0304
0.0, 0.0
1460.0, 0.0304
*RIGID BODY,ELSET=SURFL,REFNOD=1
*RIGID BODY,ELSET=SURFR,REFNOD=2
*STEP,INC=1000,NLGEOM
1: APPLY FAULT MOTION
*STATIC
*BOUNDARY
SURF, 1, 2
ENDS, 1, 2
ENDS, 6
1, 1, 2
2, 1, 2
1, 6, , 0.0083368
2, 6, , 0.0083368
*NODE PRINT,FREQ=10
U,
RF,

```

```
*ELPRINT,FREQ=10,ELSET=SOIL
S, PE
COORD,
*ELPRINT,FREQ=10,ELSET=PIPEPLOT
1
S, PE
COORD,
*EL FILE,ELSET=PIPEPLOT
S
*EL FILE,ELSET=SOIL
S, PE, E
NFORC,
*OUTPUT,FIELD,FREQ=100
*ELEMENT OUTPUT,ELSET=PIPELINE
S,E,EE,EP
*NODE OUTPUT,NSET=ALL
U,
*OUTPUT,HISTORY,FREQ=1
*NODE OUTPUT,NSET=ENDS
U,RF
*END STEP
```

ΑΡΧΕΙΟ ΤΡΙΔΙΑΣΤΑΤΗΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΟΣ ΑΝΑΦΟΡΑΣ

```
*HEADING
RELATIVE FAULT MOTION ACCROSS BURIED PIPELINE
PSI34 elements
Units: N, m
*PRE PRINT,ECHO=NO,MODEL=YES,CONTACT=YES,HISTORY=YES
*NODE
  1, -91.4, 0.0, 6.1
  2,  91.4, 0.0, 6.1
101, -305.0, 0.0, 0.0
151,  305.0, 0.0, 0.0
501, -305.0, 0.0, 6.1
551,  305.0, 0.0, 6.1
*NODE,NSET=NL
 111, -91.4, 0.0, 0.0
 511, -91.4, 0.0, 6.1
*NODE,NSET=NC
 126,  0.0, 0.0, 0.0
 526,  0.0, 0.0, 6.1
*NODE,NSET=NR
 141,  91.4, 0.0, 0.0
 541,  91.4, 0.0, 6.1
*NGEN,NSET=ALL
101, 111
141, 151
501, 511
541, 551
*NFILL,NSET=ALL,BIAS=1.111111
NL, NC, 15
*NFILL,NSET=ALL,BIAS=0.900000
NC, NR, 15
*NSET,NSET=PIPE,GEN
101, 151
*NSET,NSET=SURF,GEN
501, 510
526, 526
542, 551
*NSET,NSET=ENDS
101, 151
*ELEMENT,TYPE=PIPE31
 101, 101, 102
*ELGEN,ELSET=PIPELINE
 101, 50
*ELSET,ELSET=PIPEPLOT,GEN
111,140
*ELEMENT,TYPE=PSI34
```

```

501, 101, 102, 502, 501
*ELGEN,ELSET=SOIL
501, 50
*ELEMENT,TYPE=RB3D2
1111, 511, 512
1127, 527, 528
*ELGEN,ELSET=SURFL
1111, 14
*ELGEN,ELSET=SURFR
1127, 14
*BEAM SECTION,SECTION=PIPE,ELSET=PIPELINE,MATERIAL=STEEL
0.61, 0.0254
*MATERIAL,NAME=STEEL
*ELASTIC
206.8E6, 0.3
*PLASTIC
413.7E6
*PIPE-SOIL INTERACTION,ELSET=SOIL
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=AXIAL
-730.0, -0.0304
0.0, 0.0
730.0, 0.0304
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=VERTICAL
-1460.0, -0.0304
0.0, 0.0
1460.0, 0.0304
*PIPE-SOIL STIFFNESS,TYPE=NONLINEAR,DIR=HORIZONTAL
-1460.0, -0.0304
0.0, 0.0
1460.0, 0.0304
*RIGID BODY,ELSET=SURFL,REFNOD=1
*RIGID BODY,ELSET=SURFR,REFNOD=2
*****
*STEP,INC=1000,NLGEOM
1: APPLY FAULT MOTION
*STATIC
*BOUNDARY
SURF, 1, 3
ENDS, 1, 5
ENDS, 6
1, 1, 4
2, 1, 4
1, 5, , -0.0083368
2, 5, , -0.0083368
1, 6
2, 6
*NODE PRINT,FREQ=10

```

```
U,  
RF,  
*ELPRINT,FREQ=10,ELSET=SOIL  
S, PE  
COORD,  
*ELPRINT,FREQ=10,ELSET=PIPEPLOT  
1  
S, PE  
COORD,  
*EL FILE,ELSET=PIPEPLOT  
S  
*EL FILE,ELSET=SOIL  
S, PE, E  
NFORC,  
*OUTPUT,FIELD,FREQ=100  
*ELEMENT OUTPUT,ELSET=PIPELINE  
S,E,EE,EP  
*NODE OUTPUT,NSET=ALL  
U,  
*OUTPUT,HISTORY,FREQ=1  
*NODE OUTPUT,NSET=ENDS  
U,RF  
*END STEP
```