

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Εργαστήριο Εδαφοδυναμικής

National Technical University of Athens
School of Civil Engineering
Soil Mechanics Laboratory

Διπλωματική Εργασία
Βασίλη Παπακριβόπουλου

Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

**Γέφυρα Υποβαλλόμενη σε Τεκτονική Διάρρηξη:
Πειραματική και Αριθμητική Διερεύνηση**

**Bridge Subjected to dip-slip Faulting:
Experimental and Numerical Simulation**

Diploma Thesis by
Vassilis Papakrivopoulos

Supervised by:
Professor G. Gazetas

Αθήνα, Ιούλιος 2016

Athens, July 2016

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κύριο Γιώργο Γκαζέτα, για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Κυρίως, όμως, θέλω να τον ευχαριστήσω για το πάθος του, το οποίο μου μετέδωσε όλα τα χρόνια που πέρασα στη σχολή, και τη δυνατότητα που μου έδωσε να δω υπό άλλη οπτική το αντικείμενο της Γεωτεχνικής και να αρχίσω να το κατανοώ σε βάθος.

Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω ειλικρινά τη μεταδιδακτορική ερευνήτρια του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ, Μαριάννα Λώλη, για τη συνεχή καθοδήγηση και υποστήριξη καθ' όλη τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου.

Οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους φίλους μου, οι οποίοι ήταν δίπλα μου όλα αυτά τα χρόνια, από τότε που μπήκα στη σχολή, και με έχουν στηρίξει, ο καθένας με τον τρόπο του.

Τέλος, το μεγαλύτερο ευχαριστώ πάει στους δικούς μου ανθρώπους, την οικογένειά μου. Θέλω να ευχαριστήσω τόσο τους γονείς μου, για τη διαρκή, έμπρακτη, αλλά και διακριτική συμπαράστασή τους όλα αυτά τα χρόνια, όσο και το μεγάλο μου αδερφό, το Γιάννη, για την υπομονή και την εμπύχωσή που μου έχει χαρίσει, αλλά και για τα υπέροχα χρόνια που περάσαμε μαζί στην Αθήνα.

Βασίλης Παπακριβόπουλος

ABSTRACT

During an earthquake event, seismic oscillation might be accompanied by large surface soil movement, due to the outcrop of the causative fault. This fault rupture has proved to have had disastrous effects on several structures it came across during past earthquakes. Yet, there have also been cases reported, where the structure has survived this encounter, almost intact. In this project, the response of a typical overpass bridge subjected to dip-slip faulting is examined. The bridge under examination has two spans and its mid-pier is founded on an isolated footing. A 2D finite element parametric analysis is being carried out, in the first place, taking only the footing into consideration, in order to comprehend the various ways in which the system interacts, based on its geometry. As it turns out, the exact location of the foundation relative to the fault is a key factor to the interplay of the soil-foundation system. Further on, the most characteristic results of the above step are being compared with results derived from an equivalent 3D model. Eventually, the bridge's superstructure is added to the 3D model, in order to investigate its impact on the response of the whole system. The results point out that when examining problems of this type, it is essential that the whole structure is modelled, because not only it modifies the way the other components behave, but also because the superstructure itself might suffer substantial damage. Finally, a small-scale (1-g) experiment for reverse faulting in the free field is conducted in the Soil Mechanics Laboratory of NTUA, in order to re-validate the numerical methodology employed, but also to calibrate a newly introduced to the Laboratory type of soil.

KEYWORDS: soil-structure interaction; soil-foundation interaction; fault rupture; finite elements; 1-g experiment; isolated footing

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	11
1.1 ΚΙΝΗΤΡΟ	11
1.2 ΣΤΟΧΟΙ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	12
1.3 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	13
2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	15
2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	15
2.2 ΔΙΑΔΟΣΗ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΠΕΔΙΟ	16
2.3 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΡΗΓΜΑΤΟΣ-ΕΛΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	18
2.3.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις	20
2.3.2 Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις (caisson)	21
2.3.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους	22
2.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΕΦΥΡΩΝ	23
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	26
3. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	33
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	33
3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	34
3.2.1 Φαινόμενα κλίμακας	36
3.2.2 Διαστάσεις μοντέλου	37
3.2.3 Προσομοίωση επί μέρους στοιχείων	40
3.3 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΛΑΦΟΥΣ	43
3.4 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΟΥ-ΕΛΑΦΟΥΣ	45
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	46
4. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΕ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	52
4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	52
4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	53
4.2.1 Ανάστροφο ρήγμα, μήκος θεμελίου 0.40 m	54
4.2.2 Κανονικό ρήγμα, μήκος θεμελίου 0.50 m	61
4.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ	65
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ	67

5.	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΕ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ.....	83
5.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	83
5.2	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΧΩΡΙΣ ΑΝΩΔΟΜΗ	84
5.2.1	Εισαγωγή	84
5.2.2	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	84
5.2	ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΜΕ ΑΝΩΔΟΜΗ	95
5.3.1	Εισαγωγή	95
5.3.2	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	98
5.3	ΣΥΝΟΨΗ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ.....	102
	ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ.....	104
6.	ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ.....	120
6.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	120
6.2	ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ	121
6.3	ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ.....	121
6.3.1	Πειραματική διάταξη.....	121
6.3.2	Συσκευή ελεγχόμενης διάσπρωσης άμμου.....	122
6.3.3	Βαθμονόμηση εδάφους.....	123
6.4	ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	123
6.4.1	GeoPIV	123
6.4.2	Βαθμονόμηση προσομοιώματος νέου εδάφους.....	124
6.5	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	125
	ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ.....	127
7.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	134

1^ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΚΙΝΗΤΡΟ

Σε σεισμούς μεγάλου μεγέθους, υπάρχει η πιθανότητα το ρήγμα που προκαλεί την τεκτονική δραστηριότητα να φτάσει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους, επιβάλλοντας σημαντικές μετατοπίσεις σε παρακείμενες κατασκευές. Κατά το παρελθόν, οι Αντισεισμικοί Κανονισμοί απαγόρευαν την ανέγερση κτηρίων «σε περιοχές άμεσα γειτνιάζουσες με τεκτονικά ρήγματα που χαρακτηρίζονται σαν σεισμικά ενεργά» (π.χ. ΕΚ8 2004). Απόσταση ασφαλείας από ρήγμα για την προστασία των κατασκευών έχει οριστεί, επίσης, τόσο στην Κίνα, όσο και στις Ηνωμένες Πολιτείες, μετά τους καταστροφικούς σεισμούς του 1995 στο Kobe της Ιαπωνίας και του 1999 στο Chi-Chi της Ταϊβάν. Παρόλα αυτά, εξαιτίας της δυσκολίας πρόβλεψης της πιθανότητας ένα ρήγμα να είναι σεισμικά ενεργό και της ακριβούς θέσης εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια, τέτοιου είδους κανονισμοί δεν είναι εύκολο να εφαρμοστούν στην πράξη. Επιπλέον, η αποτελεσματικότητα που έχουν επιδειξει ορισμένες κατασκευές που υποβάλλονται σε μεγάλες τεκτονικές μετατοπίσεις, όπως έχει προκύψει από παρατηρήσεις μετά από διάφορους σεισμούς, καθιστά τους εν λόγω κανονισμούς αδικαιολόγητα περιοριστικούς.

Οι τρεις ισχυροί σεισμοί του 1999 (Kocaeli, Duzce, Chi-Chi) ανέδειξαν το συγκεκριμένο φαινόμενο, προσφέροντας μία πληθώρα περιστατικών αλληλεπίδρασης μεταξύ ρηγμάτων και κατασκευών διαφόρων ειδών. Αρκετά κτίσματα επλήγησαν καθώς χτυπήθηκαν από το ρήγμα, φτάνοντας μέχρι και την κατάρρευση. Παρατηρήθηκαν, όμως, και κατασκευές οι οποίες «επέζησαν» παρά τις σημαντικές μετατοπίσεις λόγω της τεκτονικής διάρρηξης, σχεδόν χωρίς ζημιά, καθώς κατάφεραν να εκτρέψουν πλήρως το ρήγμα εκτός των ορίων της θεμελίωσής τους.

Η εμπεριστατωμένη μελέτη των παρατηρήσεων πεδίου (Youd et al. (2000), Anastasopoulos & Gazetas (2007a), Faccioli et al. (2008)) και σχετικές αριθμητικές αναλύσεις (Anastasopoulos & Gazetas (2007b)) αποκάλυψαν πως σημαντική αλληλεπίδραση λαμβάνει χώρα μεταξύ του αναπτυσσόμενου ρήγματος, του εδάφους, της θεμελίωσης και της ανωδομής. Το είδος της

θεμελίωσης φαίνεται να αποτελεί, ίσως, τον πιο κρίσιμο παράγοντα όσον αφορά στην απόδοση του συστήματος. Ανάλογα με τη στιβαρότητα, τη συνέχεια και το φορτίο που μεταφέρουν, ορισμένοι τύποι θεμελίου αποδείχτηκαν ικανοί να εκτρέψουν επαρκώς το ρήγμα, προστατεύοντας την ανωδομή από την επιβαλλόμενη τεκτονική μετακίνηση. Μέσω αυτής της θεώρησης, αναδείχθηκε η αντίληψη ότι σε οποιοδήποτε εγχείρημα για τη δημιουργία οδηγιών για την προστασία κατασκευών που βρίσκονται εντός σεισμογενούς περιοχής, με κίνδυνο επιφανειακής εκδήλωσης ρήγματος, θα πρέπει να λαμβάνεται πρωταρχικώς υπόψιν ο ρόλος της θεμελίωσης και να εξετάζεται η καταλληλότητα διάφορων ειδών θεμελίων.

Για μια πληθώρα λόγων που θα αναλυθούν στη συνέχεια, τα επιφανειακά θεμέλια ανήκουν στους τύπους θεμελιώσεων που εμφανίζουν αδυναμίες ως προς την αντιμετώπιση μιας τεκτονικής διάρρηξης κοντά στα όρια τους.

Εξαιτίας του σημαντικού τους μήκους, οι γέφυρες εμφανίζουν ίσως τη μεγαλύτερη πιθανότητα να τέμνουν γνωστά ή και άγνωστα προϋπάρχοντα σεισμικά ενεργά ρήγματα, και ως εκ τούτου είναι ευάλωτες σε περίπτωση σεισμού συνοδευόμενου από ισχυρή τεκτονική μετατόπιση. Ακόμα, επειδή το κέντρο βάρους τους βρίσκεται σε σχετικά υψηλό σημείο, τα βάθρα των γεφυρών κινδυνεύουν από σημαντική περιστροφική παραμόρφωση στη βάση τους.

Οι παραπάνω λόγοι αποτελούν το κίνητρο για τη διερεύνηση της απόκρισης μιας γέφυρας στηριζόμενης σε πεδילוδικό στο μέσο της η οποία υποβάλλεται σε τεκτονική μετακίνηση, που αποτελεί και το αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

1.2 ΣΤΟΧΟΙ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Αντικείμενο της εργασίας αποτελεί, όπως αναφέρθηκε, η εξέταση της απόκρισης μιας γέφυρας στηριζόμενης σε πεδילוδικό στο μέσο της. Σύμφωνα με τα παραπάνω, μια τέτοια κατασκευή συγκεντρώνει αρκετές πιθανότητες να έρθει αντιμέτωπη με ένα αναδυόμενο ρήγμα, ενώ το να καταφέρει να επιβιώσει χωρίς σημαντικές ζημιές φαντάζει αμφίβολο.

Οι στόχοι της εργασίας είναι πολλαπλοί. Σε πρώτη φάση, με βάση προηγούμενες εργασίες, όπου πραγματοποιήθηκαν πειραματικές δοκιμές σε κατάλληλη συσκευή για διάδοση ρήγματος σε ελεύθερο πεδίο και έχουν συγκριθεί ικανοποιητικά με διδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων, εξετάζεται η αλληλεπίδραση ρήγματος με υπερκείμενη επιφανειακή θεμελίωση, χρησιμοποιώντας το ίδιο προσομοίωμα. Στόχος αυτού του σταδίου είναι να βρεθεί ο κατάλληλος

συνδυασμός διαστάσεων θεμελίου και εδαφικού στρώματος, ο οποίος θα χρησιμοποιηθεί, στη συνέχεια της εργασίας.

Ο δεύτερος στόχος της εργασίας είναι να διαπιστωθούν οι διαφορές μεταξύ διδιάστατων και τριδιάστατων προσομοιώσεων του ίδιου φαινομένου. Με τον τρόπο αυτό θα καθορισθεί εάν είναι απαραίτητη η ανάλυση αντίστοιχων φαινομένων με χρήση 3D μοντέλων ή αν επαρκούν τα διδιάστατα προσομοιώματα, με δεδομένη τη διαφορά που απαιτείται σε υπολογιστικό χρόνο και ισχύ.

Ο επόμενος στόχος της εργασίας αφορά στη διερεύνηση της επίδρασης της παρουσίας της ανωδομής κατά την προσομοίωση στο τριδιάστατο μοντέλο. Με δεδομένο ότι στα δύο προηγούμενα στάδια στα μοντέλα περιλαμβανόταν μόνο η θεμελίωση, η ύπαρξη της υπόλοιπης γέφυρας ίσως επηρεάζει τον τρόπο που αποκρίνεται ολόκληρο το σύστημα. Διαφορές ενδεχομένως να υπάρχουν τόσο στην καταπόνηση της κατασκευής, όσο και στον τρόπο διάδοσης της τεκτογενούς μετακίνησης.

Τέλος, πραγματοποιείται ένα πείραμα διάδοσης ανάστροφου ρήγματος σε μικρή κλίμακα (1-g) σε ελεύθερο πεδίο. Σκοπός αυτού του βήματος είναι να εξετασθεί εκ νέου η καταλληλότητα του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση του συγκεκριμένου φαινομένου και να προσδιορισθούν οι παράγοντες στους οποίους οφείλονται ενδεχόμενες αποκλίσεις.

1.3 ΔΟΜΗ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Το 2^ο κεφάλαιο περιέχει τη βιβλιογραφική ανασκόπηση, όπου παρουσιάζεται ο όρος της «Αλληλεπίδρασης Ρήγματος-Εδάφους-Θεμελίου-Κατασκευής» και γίνεται εκτενής αναφορά στην έρευνα που έχει γίνει κατά το παρελθόν πάνω στο συγκεκριμένο θέμα. Η αναφορά περιλαμβάνει τόσο την παρουσία κατασκευών, όσο και την απουσία τους (συνθήκες ελεύθερου πεδίου), ενώ στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζεται εν συντομία μια μεθοδολογία για το σχεδιασμό γεφυρών έναντι τεκτονικής μετακίνησης, όπως έχει προκύψει από τη βιβλιογραφία.

Στο 3^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η αναλυτική μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε. Πιο συγκεκριμένα, περιγράφεται το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων και γίνεται εκτενής αναφορά σε διάφορα σημαντικά χαρακτηριστικά, όπως το καταστατικό μοντέλο του εδάφους και τον τρόπο προσομοίωσης της γέφυρας.

Στο 4^ο κεφάλαιο περιλαμβάνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων σε δύο διαστάσεις. Σε πρώτη φάση παρουσιάζονται τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων και γίνεται

εκτενής αναφορά για ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις, ενώ στη συνέχεια επιλέγεται η ακριβής γεωμετρία του μοντέλου που θα χρησιμοποιηθεί στα επόμενα βήματα της εργασίας. Ουσιαστικά, γίνεται μια παραμετρική ανάλυση για την ευαισθησία της απόκρισης του συστήματος για διαφορετικά πάχη εδαφικού στρώματος και μήκη πεδίου, για σταθερή μετακίνηση στη βάση.

Το 5^ο κεφάλαιο περιλαμβάνει τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε τρεις διαστάσεις. Σε πρώτη φάση, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του 3D προσομοιώματος και, ακολούθως, τίθενται σε άμεση σύγκριση με αυτά που προέκυψαν από το διδιάστατο μοντέλο. Στο δεύτερο μέρος του κεφαλαίου αναλύονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε 3D μοντέλο με την παρουσία ολόκληρης της γέφυρας και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα χωρίς την ύπαρξή της. Δίνεται έμφαση στην καταπόνηση της θεμελίωσης και της ανωδομής, καθώς και στον τρόπο αλληλεπίδρασης ολόκληρου του συστήματος.

Στο κεφάλαιο 6 αναλύεται η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε κατά την πειραματική διαδικασία, με πληροφορίες για την πειραματική διάταξη, το χρησιμοποιούμενο έδαφος και τον τρόπο επεξεργασίας των δεδομένων. Στο τέλος του κεφαλαίου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και γίνεται σύγκριση με την αριθμητική μέθοδο, με σκοπό την επαλήθευση της εγκυρότητάς της.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι σεισμοί δημιουργούνται από τη σχετική κίνηση των τεκτονικών πλακών, η οποία εμφανίζεται σε καινούρια ή προϋπάρχοντα ρήγματα εντός της γεωλογικής δομής του φλοιού της Γης. Ο προσανατολισμός του επιπέδου του ρήγματος περιγράφεται από τη διεύθυνση και την κλίση του (Kramer, 1996). Η διεύθυνση του ρήγματος είναι η οριζόντια γραμμή που προκύπτει από την τομή του επιπέδου του ρήγματος και του οριζόντιου επιπέδου. Η γωνία μεταξύ των δύο αυτών επιπέδων είναι η γωνία τεκτονικής διάρρηξης.

Με βάση τη σχετική κίνηση στον υποκείμενο βράχο, διακρίνονται δύο κατηγορίες ρηγμάτων: τα ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης και τα ρήγματα κατακόρυφης μετατόπισης. Τα ρήγματα κατακόρυφης μετατόπισης χωρίζονται, με τη σειρά τους, σε κανονικά και ανάστροφα, με βάση την κατεύθυνση της κίνησης ([Εικόνα 2.1](#)). Τα δύο τμήματα που προκύπτουν εκατέρωθεν του ρήγματος αποτελούν το ακλόνητο (footwall) και το κινούμενο (hanging wall) τέμαχος. Στην [εικόνα 2.2](#) φαίνονται τυπικές μορφές διάδοσης ανάστροφων ρηγμάτων προς την επιφάνεια, ενώ στην [εικόνα 2.3](#) απεικονίζονται αντίστοιχες μορφές που αφορούν κανονικό ρήγμα.

Μέχρι τώρα, η διάδοση ρηγμάτων διαμέσου του εδάφους έχει ερευνηθεί σε βάθος, μέσω αξιολόγησης καταγεγραμμένων περιστατικών, πειράματα υπό κλίμακα και πειράματα σε γεωκεντροφυγιστή, καθώς και μέσω αριθμητικών αναλύσεων. Έχει διερευνηθεί τόσο η περίπτωση χωρίς την παρουσία κάποιας κατασκευής, δηλαδή σε ελεύθερο πεδίο, όσο και περιπτώσεις με παρουσία θεμελιώσεων διαφόρων ειδών. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται η διάδοση ρηγμάτων κατακόρυφης μετατόπισης, ανάστροφων και κανονικών, σε ελεύθερο πεδίο καθώς και με την παρουσία γέφυρας, το μεσόβαθρο της οποίας στηρίζεται σε επιφανειακή θεμελίωση.

2.2 ΔΙΑΔΟΣΗ ΡΗΓΜΑΤΟΣ ΣΤΟ ΕΛΕΥΘΕΡΟ ΠΕΔΙΟ

Οι Cole & Lade, 1984 πραγματοποίησαν πειράματα μικρής κλίμακας, χρησιμοποιώντας ένα κουτί με γυάλινα τοιχώματα και κινούμενη βάση (sandbox), για να προσομοιώσουν τη διάδοση ενός ρήγματος πάνω από το ρηξιγενές βραχώδες υπόβαθρο, διαμέσου κοκκώδους εδάφους. Ο κύριος στόχος τους ήταν να εξετάσουν τους μηχανισμούς που σχετίζονται με τη ρηγμάτωση και να διερευνήσουν πώς επηρεάζεται η γωνία διάδοσης του ρήγματος, σε σχέση με ένα πλήθος παραμέτρων του εδάφους, όπως η αντοχή, η πυκνότητα και η διαστολικότητα. Ανέδειξαν την καθοριστική επίδραση της ογκομετρικής μεταβολής του εδάφους, η οποία εκφράζεται με τη γωνία διαστολικότητας, στην τοποθεσία και το σχηματισμό των επιφανειών αστοχίας που σχηματίζονται εντός της εδαφικής μάζας. Συγκρίνοντας τη συμπεριφορά πυκνών και χαλαρών κοκκώδων εδαφών, κατέληξαν στο συμπέρασμα πως υπάρχουν σημαντικές διαφορές στις σχηματιζόμενες επιφάνειες αστοχίας σε κάθε περίπτωση. Τα επίπεδα αστοχίας στην περίπτωση της πυκνής άμμου ήταν πιο ευδιάκριτα και πιο απότομα. Στις χαλαρές άμμους, απαιτούνταν μεγαλύτερο άλμα μετατόπισης στη βάση για να εμφανισθεί το ρήγμα στην επιφάνεια, ενώ η διάρρηξη ήταν πιο ευρεία και έγερνε προς το κινούμενο τέμαχος. Επιπρόσθετα, μέσω της πειραματικής διαδικασίας συνάχθηκε το συμπέρασμα ότι τα κανονικά ρήγματα φτάνουν στην επιφάνεια πιο γρήγορα, δηλαδή για μικρότερη μετακίνηση στη βάση, σε σχέση με τα ανάστροφα.

Ο Bray et al, 1994a ασχολήθηκαν με το φαινόμενο της διάδοσης ενός ρήγματος διαμέσου εδαφικής απόθεσης. Εξετάζοντας εκτεταμένα χαρακτηριστικά καταγεγραμμένα περιστατικά, αποτύπωσαν τα συνήθη μοτίβα διαδόσης (εικόνες [2.2](#), [2.3](#)) των ρηγμάτων, σε σχέση με το είδος του ρήγματος, τη γωνία της μετακίνησης στη βάση και τα χαρακτηριστικά του εδάφους.

Καθώς κινούνται προς την επιφάνεια, τα ανάστροφα ρήγματα εμφανίζουν συνεχώς μειούμενη γωνία μετάδοσης, σε αντίθεση με τα κανονικά ρήγματα, στα οποία η γωνία μετάδοσης αυξάνεται. Ακόμα, αναδείχθηκε η σημαντική επίδραση της πλαστικότητας του εδάφους στα χαρακτηριστικά της επιφάνειας αστοχίας. Η μετακίνηση στη βάση που απαιτούνταν για να εμφανισθεί το ρήγμα στην επιφάνεια του εδάφους παρατηρήθηκε πως ήταν αύξουσα συνάρτηση της ολκιμότητας του εδάφους: σε στρώματα αποτελούμενα από εδάφη υψηλής πλαστικότητας και όλκιμα, η παραμόρφωση εκτείνεται σε πιο ευρείες ζώνες, χωρίς να σχηματίζεται αναβαθμός. Αντιθέτως, τα επίπεδα αστοχίας που παρατηρούνται σε εδάφη χαμηλότερης ολκιμότητας – ψαθυρά είναι συνήθως πιο λεπτά και πιο ευδιάκριτα.

Ο Bray et al, 1994b διεξήγαγαν πειράματα μικρής κλίμακας για να προσομοιώσουν τη διάδοση κανονικού και ανάστροφου ρήγματος διαμέσου κορεσμένης αργίλου, σκοπεύοντας να αξιολογήσουν κατά πόσο είναι αποτελεσματική η προσομοίωση του συγκεκριμένου προβλήματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Η εργασία τους αποκάλυψε τη σημαντική επιρροή που έχει η αξονική παραμόρφωση αστοχίας της αργίλου στις παραμορφώσεις στην επιφάνεια, υποδεικνύοντας την ανάγκη να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους κατά τις αριθμητικές προσομοιώσεις. Για το λόγο αυτό, χρησιμοποίησαν το υπερβολικό καταστατικό μοντέλο του Duncan για να προσομοιάσουν τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του αργιλικού εδάφους. Εξέτασαν τυπικά εδαφικά προφίλ με κανονικά στερεοποιημένες ή ελαφρώς υπερστερεοποιημένες αργίλους, με βάθος που κυμαινόταν από 24 έως 91 m, θεωρώντας γραμμική κατανομή της αντοχής και της στιβαρότητας του εδάφους. Επίσης, στοχεύοντας στην κατάλληλη μοντελοποίηση του φαινομένου, πρότειναν:

- τη χρήση τουλάχιστον 400 στοιχείων,
- λόγο μήκους προς ύψος 4:1, ώστε να αποφευχθεί η επίδραση των συνόρων,
- και την επιβολή της μετακίνησης στη βάση σε τουλάχιστον 30 ξεχωριστά βήματα.

Η μετάδοση ανάστροφων και κανονικών ρηγμάτων στο ελεύθερο πεδίο διαμέσου ξηρής άμμου εξετάστηκε, μετά από αρκετά χρόνια, από τον Anastasopoulos et al, 2007c. Ανέπτυξαν μια τεχνική μοντελοποίησης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, η οποία υπακούει στις προτάσεις του Bray που προαναφέρθηκαν σχετικά με το μέγεθος του μοντέλου και τη διακριτοποίηση. Η μη γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους προσεγγίστηκε μέσω ενός ελαστοπλαστικού καταστατικού προσομοιώματος Mohr-Coulomb, με ιστροπική χαλάρωση, που ενσωματώθηκε στον κώδικα Abaqus. Το εφαρμοζόμενο αυτό προσομοίωμα υποθέτει ότι η γωνία τριβής και η διαστολικότητα είναι γραμμικά φθίνουσες συναρτήσεις της οκταεδρικής πλαστικής παραμόρφωσης, μέχρις ότου φτάσουν τις τιμές που αντιστοιχούν στην κρίσιμη κατάσταση. Προσπάθησαν να εξαλείψουν την ανικανότητα των μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων να προσομοιώσουν το εύρος των επιφανειών αστοχίας, η οποία προκύπτει από την ανεπαρκή διακριτοποίηση. Η απλοποιημένη μεθοδολογία τους περιελάμβανε την εφαρμογή ενός συντελεστή κλίμακας στις post-peak τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στο καταστατικό μοντέλο, ώστε να είναι συμβατές με τις πραγματικές τιμές. Η ικανότητα του καταστατικού προσομοιώματος να αναπαραστήσει επαρκώς τη συμπεριφορά τάσεων-παραμορφώσεων σε ξηρές άμμους επαληθεύτηκε από την ικανοποιητική συμφωνία με δημοσιευμένα αποτελέσματα δοκιμών απευθείας διάτμησης.

Έπειτα, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από πειράματα σε γεωκεντροφυγιστή, με σκοπό την επαλήθευση των αναλυτικών αποτελεσμάτων. Δείγματα πυκνής άμμου ($D_r \approx 80\%$) και άμμου μέτριας πυκνότητας ($D_r \approx 60\%$) υποβλήθηκαν σε κανονικά και ανάστροφα ρήγματα και τα αποτελέσματα που προέκυψαν ήταν σε σχετική συμφωνία με τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε μια παραμετρική αναλυτική διερεύνηση, εξετάζοντας την επίδραση του τύπου του ρήγματος, της γωνίας τεκτονικής μετατόπισης και της πυκνότητας (πλαστικότητας) του εδάφους. Η συνέπεια των αποτελεσμάτων της διερεύνησης με τα επιτόπια στοιχεία που αναφέρθηκαν από τον Bray et al, 1994a κατέδειξε περαιτέρω την επάρκεια του συγκεκριμένου μοντέλου στην προσομοίωση της διάδοσης ρηγμάτων κατακόρυφης μετατόπισης διαμέσου άμμου.

2.3 ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΡΗΓΜΑΤΟΣ-ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Απο τη σκοπιά του μηχανικού, μας ενδιαφέρει περισσότερο η συμπεριφορά μιας κατασκευής που βρίσκεται στο σημείο εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια, σε σχέση με τη διάδοση του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο. Η αλληλεπίδραση μεταξύ της διάδοσης του ρήγματος και της υπερκείμενης κατασκευής έχει ονομαστεί Fault Rupture-Soil-Foundation-Structure Interaction (FR-SFSI) από τους Anastasopoulos & Gazetas, 2007a, στα ελληνικά «Αλληλεπίδραση Ρήγματος-Εδάφους-Θεμελίωσης-Κατασκευής», και έχει τραβήξει αρκετή προσοχή τα τελευταία δεκαπέντε χρόνια, λαμβάνοντας υπόψιν και το πλήθος αστοχιών τέτοιου είδους σε πρόσφατους σεισμούς. Χαρακτηριστικά παραδείγματα εμφανίζονται τόσο στο σεισμό του Chi-Chi, που έπληξε το κεντρικό τμήμα της Ταϊβάν στις 21 Σεπτεμβρίου του 1999, όσο και στο σεισμό του Kocaeli, στην Τουρκία, ο οποίος, σχεδόν ένα μήνα νωρίτερα, στις 17 Αυγούστου του ίδιου έτους, είχε χτυπήσει το βορειοδυτικό τμήμα της χώρας.

Ο σεισμός στο Chi-Chi, το 1999, προκάλεσε την εμφάνιση ενός ανάστροφου ρήγματος, κατά μήκος μια ευρείας περιοχής στο κεντρικό κομμάτι της Ταϊβάν, που εκτεινόταν από Βορρά προς Νότο, σε μήκος περίπου 100 χιλιομέτρων. Η οριζόντια ρηξιγενής μετατόπιση κυμαινόταν από λίγα μέτρα στο νότιο τμήμα έως και 10 μέτρα στο βόρειο τμήμα και έτμησε αρκετές κατασκευές. Ο συγκεκριμένος σεισμός προσέφερε αρκετά «πειράματα» σε πραγματική κλίμακα, όσον αφορά στην απόκριση γεφυρών που υπόκεινται σε φόρτιση λόγω ρηξιγενούς μετατόπισης (εικόνες [2.4](#) έως [2.7](#)). Πληθώρα γεφυρών κατέρρευσαν, στις περισσότερες περιπτώσεις εξαιτίας εκτεταμένης διαφορικής καθίζησης μεταξύ διαδοχικών βάθρων, οι οποίες έχουν καταγραφεί στη βιβλιογραφία (Chang et al, 2000, Kawashima, 2001, Pamuk et al, 2005, Faccioli et al, 2008).

Οι Anastasopoulos & Gazetas, 2007a και Anastasopoulos & Gazetas, 2007b ασχολήθηκαν με το σεισμό του Kocaeli, που έπληξε την βορειοδυτική ακτή της Τουρκίας το 1999. Ο καταστροφικός αυτός σεισμός συνοδεύτηκε από την εμφάνιση ενός κανονικού ρήγματος στη λεκάνη του Gölcük, προκαλώντας κατακόρυφες μετατοπίσεις του εδάφους που σε σημεία έφτασαν τα 5 m. Στο πρώτο κομμάτι της εργασίας τους, παρουσιάζεται μια απεικόνιση της πληγείσας περιοχής, με επί τόπου καταγραφές περιπτώσεων αλληλεπίδρασης κατασκευών με το αναπτυσσόμενο ρήγμα. Οι κατασκευές που εμφανίζονται θεμελιώνονταν σε δαιφορετικά είδη θεμελιώσεων, μεταξύ άλλων μεμονωμένα πέδιλα, πασσάλους και στιβαρά εγκιβωτισμένα θεμέλια (caisson).

Στη συνοδευτική εργασία, επιχειρείται η προσομοίωση πέντε χαρακτηριστικών περιπτώσεων κτιρίων που είτε κατέρρευσαν, μερικώς ή ολικώς, είτε επιβίωσαν από την ρηξιγενή μετατόπιση, εκτρέποντάς την εκτός της περιμέτρου τους. Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε αριθμητικά με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus και ενσωμάτωση του καταστατικού προσομοιώματος που προτάθηκε από τον Anastasopoulos et al, 2007c, ενώ η πειραματική επικύρωση της αναλυτικής μεθόδου έλαβε χώρα στο γεωκεντροφυγιστή του Πανεπιστημίου του Dundee για θεμελιολογίδα. Η σύγκριση πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων επιβεβαίωσε την ικανότητα της αριθμητικής μεθόδου και έδωσε τη δυνατότητα για την εξέταση των υπολοίπων περιπτώσεων. Ως επί το πλείστον, υπήρξε ικανοποιητική ταύτιση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με τα καταγεγραμμένα περιστατικά. Τα κύρια συμπεράσματα που προέκυψαν ήταν ότι:

- υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση μεταξύ μιας κατασκευής και του αναπτυσσόμενου ρήγματος
- είναι δυνατή η εκτροπή της μετατόπισης, αφήνοντας ακόμα και άθικτη την κατασκευή
- η στιβαρότητα, η συνέχεια και η δυσκαμψία μιας θεμελίωσης προσδίδουν καλύτερη προστασία έναντι ρηξιγενούς μετατόπισης
- είναι εφικτή η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης του συστήματος ρήγματος-κατασκευής με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων και κατάλληλου καταστατικού μοντέλου.

Οι συγκεκριμένες εργασίες προσέφεραν αρκετές καταγεγραμμένες περιπτώσεις πεδίου, οι οποίες αποτέλεσαν αφορμή για την περαιτέρω διερεύνηση του φαινομένου.

2.3.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις

Μέσω τριών διαφορετικών μεθόδων πεπερασμένων στοιχείων που συγκρίθηκαν με πειράματα στο γεω-κεντροφυγιστή του Πανεπιστημίου του Dundee, ο Anastasopoulos et al, 2008a εξέτασαν την αλληλεπίδραση μεταξύ κανονικών και ανάστροφων ρηγμάτων και ενός επιφανειακού θεμελίου. Καταλήγοντας στην πιο κατάλληλη εκ των τριών μέθοδο, διεξήγαγαν μια παραμετρική ανάλυση, αναζητώντας τη βαρύτητα των παραγόντων που επηρεάζουν το φαινόμενο.

Ακολουθώντας παρόμοια μεθοδολογία και υιοθετώντας τη μια εκ των τριών μεθόδων που είχαν παρουσιαστεί στην παραπάνω εργασία, ο Anastasopoulos et al, 2009 εξέτασαν την αλληλεπίδραση μεταξύ ενός κανονικού ρήγματος και μίας πεδילוδοκού. Κατέληξαν στο συμπέρασμα πως η καταπόνηση της θεμελίωσης και, κατα συνέπεια, της ανωδομής έχει τα αίτια της στην απώλεια στήριξης της θεμελίωσης στο υποκείμενο έδαφος. Ανάλογα με τη γεωμετρία του προβλήματος, απώλεια στήριξης εμφανίστηκε στα άκρα ή στο μέσο του θεμελίου, οδηγώντας το, αντίστοιχα, σε κάμψη προς τα άνω ή προς τα κάτω. Διαπιστώσαν, επίσης, πως αύξηση του βάρους της ανωδομής, δηλαδή, πρακτικά, του φορτίου της θεμελίωσης, και μείωση της στιβαρότητας του εδάφους οδηγεί σε ελάττωση της επιβάρυνσης του θεμελίου. Ο ρόλος του φορτίου της θεμελίωσης είναι διττός: (α) συμπιέζει το έδαφος, ισοπεδώνοντας, έτσι, τυχόν «ανωμαλίες» που δημιουργούνται από το ρήγμα, και (β) διαφοροποιεί το τασικό πεδίο κάτω από το θεμέλιο, προκαλώντας, με αυτόν τον τρόπο, εκτροπή του ρήγματος.

Ανάλογη συμπεριφορά εντόπισαν ο Anastasopoulos et al, 2010 στην απόκριση επιφανειακής θεμελίωσης που υποβάλλεται σε μετακίνηση προκαλούμενη, σε αυτή την περίπτωση, από ένα ανάστροφο ρήγμα. Ακόμη, εξήγαγαν το συμπέρασμα ότι, ακόμα και όταν το ρήγμα εμφανιζόταν στην επιφάνεια εκτός των ορίων της θεμελίωσης, υπάρχει περίπτωση το θεμέλιο να καταπονηθεί σημαντικά. Τέλος, με βάση τα αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης, ανέπτυξαν ένα απλοποιημένο μοντέλο προσομοίωσης του προβλήματος με χρήση ελατηρίων Winkler, τα αποτελέσματα του οποίου συγκρίνονταν ικανοποιητικά με αυτά της αριθμητικής ανάλυσης.

Η Loli et al, 2015 εξέτασαν την απόκριση ιστορικών μνημείων, θεμελιωμένων επιφανειακά, που υπόκεινται σε ρηξιγενή μετακίνηση λόγω κανονικού ρήγματος, μέσω 3D αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων με το καταστατικό μοντέλο των Anastasopoulos et al. (2007c). Ως κύρια παράμετρος της ανάλυσης θεωρήθηκε η ακριβής θέση του κτιρίου σε σχέση με το σημείο εμφάνισης του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο. Οι μηχανισμοί αστοχίας επέδειξαν σημαντική διαφοροποίηση σε

σχέση με την τοποθεσία του κτιρίου και προκάλεσαν, κατά περιπτώσεις, από ελάχιστη έως καταστροφική καταπόνηση στην ανωδομή. Στη συνέχεια, διερευνήθηκε η δυνατότητα μείωσης της επιβάρυνσης που προκαλεί η τεκτονική μετακίνηση, με χρήση διαφορετικού είδους θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα ανέδειξαν την υπεροχή της επιλογής μιας στιβαρούς, εγκιβωτισμένης και συνεχούς θεμελίωσης σε σχέση με τη χρήση εύκαμπτων και μεμονωμένων στηρίξεων, όσον αφορά στη μείωση της μετατόπισης και στροφής του υπό εξέταση κτιρίου.

Οι Fadaee et al, 2013 πρότειναν ένα μέτρο προστασίας επιφανειακών θεμελιώσεων από την καταπόνηση που μπορεί να προκαλέσει η διάδοση ενός ανάστροφου ρήγματος στην περιοχή τους. Μέσω πειραμάτων 1-g και αριθμητικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων με χρησιμοποίηση του προαναφερθέντος καταστατικού μοντέλου, απέδειξαν πως η παρουσία σε κοντινή απόσταση εμπρός της θεμελίωσης ενός παχούς διαφραγματικού τοίχου από μπεντονίτη μπορεί να προστατεύσει την κατασκευή, εφόσον αυτός βρίσκεται σε επαρκές βάθος. Λόγω της υψηλής παραμορφωσιμότητας και της χαμηλής διατμητικής αντοχής του μπεντονίτη, η παραμόρφωση που επιβάλλεται από το ρήγμα «απορροφάται» από τον τοίχο και οδηγείται προς την επιφάνεια κατά μήκος του. Κατά συνέπεια, το θεμέλιο παραμένει, πρακτικά, άθικτο. Η αποτελεσματικότητα του τοίχου εμφανίσθηκε να διαφοροποιείται ανάλογα με την ακριβή θέση του ως προς το αναδυόμενο ρήγμα και το μέγεθος της μετακίνησης στη βάση. Για αρκετά υψηλές μετατοπίσεις στη βάση, απουσία του μέτρου προστασίας, η θεμελίωση εμφανίζει μη αποδεκτή στροφή, χωρίς, ωστόσο, να καταπονείται σημαντικά.

2.3.2 Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις (caisson)

Η Loli et al, 2011 εξέτασαν την αλληλεπίδραση μεταξύ μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης και ενός ανάστροφου ρήγματος. Αφού επιβεβαίωσαν την αποτελεσματικότητα του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων με το καταστατικό μοντέλου Anastasopoulos et al, 2007c συγκρίνοντάς το με αποτελέσματα από πειράματα στο γεω-κεντροφυγιστή του Πανεπιστημίου του Dundee, διερεύνησαν, στη συνέχεια, τη συμπεριφορά του συστήματος «θεμελίωσης-ρήγματος» σε σχέση με τη θέση του θεμελίου ως προς την πορεία διάδοσης του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο. Παρατηρήθηκε ότι το εγκιβωτισμένο θεμέλιο επιβάλλει κινηματικό περιορισμό στο αναπτυσσόμενο ρήγμα, εκτρέποντάς το προς μία ή και τις δύο πλευρές του θεμελίου. Διαπίστωσαν πως, ανάλογα με τη θέση της θεμελίωσης σε σχέση με το ρήγμα, αναπτύχθηκαν διάφορων ειδών μηχανισμοί

αλληλεπίδρασης, όπως διάσπαση του ρήγματος και διάχυση της πλαστικής παραμόρφωσης. Για το λόγο αυτό, μπορεί η τελική στροφή και μετατόπιση της θεμελίωσης να προκύψει από αμελητέα έως και αξιόλογη. Παρόλα αυτά, οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις μεταφέρουν μικρότερη καταπόνηση στην ανωδομή συγκριτικά με άλλου είδους θεμέλια.

Ακολουθώντας την ίδια διαδικασία, η Loli et al, 2012 εξέτασαν την απόκριση μεταξύ μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης και ενός κανονικού ρήγματος. Απέδειξαν πως η υπεροχή των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων όσον αφορά στην αντιμετώπιση μιας τεκτονικής μετατόπισης επεκτείνεται και στην περίπτωση των ανάστροφων ρηγμάτων, καθώς οι μηχανισμοί που παρατηρήθηκαν και για τα δύο είδη κατακόρυφης μετατόπισης εμφανίζουν αρκετές ομοιότητες.

Με την απόκριση εγκιβωτισμένης θεμελίωσης (caisson) βάρους γέφυρας που βρίσκεται σε περιοχή ρήγματος κατακόρυφης μετατόπισης ασχολήθηκαν, εκ νέου, οι Gazetas et al., 2015, συγκρίνοντας πειραματικά αποτελέσματα με αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης, για ανάστροφο και για κανονικό ρήγμα. Συγκεκριμένα, διεξήγαγαν πειράματα μικρής κλίμακας στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο και πραγματοποίησαν τριδιάστατες αναλύσεις με κώδικα πεπερασμένων στοιχείων και το ίδιο καταστατικό μοντέλο, επιβεβαιώνοντας την ανωτερότητα των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων.

2.3.3 Θεμελιώσεις με πασσάλους

Ο Anastasopoulos et al., 2013 μελέτησαν αριθμητικά την αλληλεπίδραση ενός κανονικού ρήγματος με μια πασσαλομάδα, παίρνοντας αφορμή από την μερική κατάρρευση του γηπέδου Atatürk Stadium κατά το σεισμό του Kocaeli, στην Τουρκία το 1999. Η παραμετρική ανάλυση που πραγματοποίησαν ανέδειξε τους διαφορετικούς μηχανισμούς διάδοσης του ρήγματος, συναρτήσει της θέσης της θεμελίωσης σε σχέση με το ρήγμα και το μέγεθος της μετατόπισης στη βάση. Παρατήρησαν πως ακόμα και για σχετικά μικρή μετατόπιση, οι ελαφρώς οπλισμένοι πάσσαλοι θα αστοχήσουν, επιβάλλοντας σημαντική μετατόπιση και στροφή στην κεφαλή και, κατά συνέπεια, στην ανωδομή. Οι βαριά οπλισμένοι πάσσαλοι μπορεί να αποφύγουν την αστοχία, παρόλα αυτά θα καταπονήσουν αρκετά την ανωδομή. Στις περισσότερες περιπτώσεις, η κεφαλή των πασσάλων δέχεται υψηλές μετατοπίσεις και στροφές, καθώς η μια σειρά πασσάλων εφελκύεται και η άλλη θλίβεται. Το φαινόμενο αυτό προκύπτει είτε επειδή η μια σειρά κινείται με το κινούμενο τμήμαχος

ενώ η άλλη παραμένει στο ακλόνητο, είτε διότι η αιχμή της μίας εκ των δύο σειρών βρίσκεται σε πλαστικοποιημένο, λόγω του ρήγματος, έδαφος.

2.4 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΓΕΦΥΡΩΝ

Από τη βιβλιογραφία προκύπτει ότι δεν είναι πάντα εφικτή η τοποθέτηση «κτιρίων και σημαντικών κατασκευών», συμπεριλαμβανομένων και γεφυρών, μακριά από ενεργά ρήγματα, όπως προτείνουν οι αντισεισμικοί κανονισμοί, για τους εξής λόγους:

- (1) δεν είναι εύκολο να προσδιορίσουμε επακριβώς ποια ρήγματα είναι πιθανώς σεισμικά ενεργά
- (2) μακρές κατασκευές, όπως γέφυρες, σήραγγες, επιχώματα και αγωγοί, ενδέχεται να διασχίζουν αναγκαστικά περιοχές πάνω από περισσότερα του ενός ρήγματα
- (3) η νέα ρηξιγενής μετακίνηση δεν είναι σίγουρο ότι θα ακολουθήσει την ίδια πορεία με προϋπάρχοντα ρήγματα (σεισμός Chi-Chi : ρήγμα Chelungpu, σεισμός Kocaeli : ρήγμα North-Anatolian)
- (4) Η συμπεριφορά του ίδιου του ρήγματος εξαρτάται, σε μεγάλο βαθμό, από την μετακίνηση στη βάση και τη γωνία διάδοσής του
- (5) Η περίθλαση και η διακλάδωση επηρεάζουν την πορεία διάδοσης του ρήγματος
- (6) Η παρουσία κατασκευής επάνω ή μέσα στο εδαφικό στρώμα μπορεί να εκτρέψει την πορεία διάδοσης του ρήγματος
- (7) Υπάρχει σχετικά μικρή πιθανότητα να έχουμε επιφανειακή εμφάνιση ενός ρήγματος σε σεισμικές ζώνες «μέτριας» επικινδυνότητας.

Ο Anastasopoulos et al., 2008b παρουσίασαν μια μεθοδολογία για το σχεδιασμό γεφυρών έναντι μεγάλων τεκτονικών μετακινήσεων. Μελέτησαν την απόκριση στο πρώτο στάδιο, σε *τοπικό* επίπεδο, ενός μεμονωμένου βάρους γέφυρας με διάφορους τύπους θεμελίωσης, προσομοιώνοντας απλοϊκά την ανωδομή, ώστε να υπολογίσουν τις μετατοπίσεις που επιβάλλονται στην κατασκευή. Στο δεύτερο στάδιο, σε *ολικό* επίπεδο, επέβαλαν τις υπολογισθείσες από το πρώτο στάδιο μετατοπίσεις σε ολόκληρη την γέφυρα, εξετάζοντας γέφυρες διαφόρων ειδών, ανοιγμάτων, θεμελιώσεων, συνδέσεων βάρους-καταστρώματος, με συνεχή ή ασυνεχή καταστρώματα, σε χαλαρή ή πυκνή άμμο. Η εμπειριστατωμένη έρευνά τους ανέδειξε τα εξής συμπεράσματα:

- Είναι εφικτός ο σχεδιασμός γεφυρών έναντι ισχυρών τεκτονικών μετακινήσεων

- Σε κάθε περίπτωση, η πορεία διάδοσης του ρήγματος επηρεάζεται από την παρουσία της κατασκευής. Το αναδυόμενο ρήγμα όχι μόνο εκτρέπεται, αλλά, σε ορισμένες περιπτώσεις, διακλάται και διαχέεται.
- Θεμελιώσεις με πασσάλους είναι, γενικά, ευάλωτες σε παραμορφώσεις λόγω ρήγματος. Οι πάσσαλοι αιχμής δε μπορούν να αντιμετωπίσουν αποτελεσματικά ούτε μικρές σχετικά μετατοπίσεις στον υποκείμενο βράχο, ενώ οι πάσσαλοι τριβής εμφανίζουν καλύτερη συμπεριφορά, η οποία, όμως, όπως είναι λογικό, εξαρτάται από την πυκνότητα του εδάφους. Και στις δύο περιπτώσεις, παρόλα αυτά, η ένταση που μεταφέρεται στην ανωδομή είναι σημαντική.
- Οι μεγάλες, άκαμπτες, εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις από σκυρόδεμα (caisson) παρουσιάζουν την καλύτερη συμπεριφορά, εκτρέποντας πλήρως το ρήγμα και κινούμενες ως ένα ενιαίο σώμα.
- Η θέση της θεμελίωσης σε σχέση με το ρήγμα διαδραματίζει πολύ σημαντικό ρόλο, καθιστώντας απαραίτητη την εύρεση του χειρότερου δυνατού σεναρίου που προκύπτει από τις διάφορες θέσεις του θεμελίου, με βάση το οποίο θα πρέπει να γίνει ο σχεδιασμός της γέφυρας.
- Τα στατικά ορισμένα καταστρώματα (ασυνεχή τμήματα, σε απλές στηρίξεις) πλεονεκτούν έναντι των στατικά αόριστων (συνεχή καταστρώματα), καθώς επιτρέπουν τις διαφορικές μετατοπίσεις και στροφές, δίχως να επιβάλλουν πρόσθετη καταπόνηση.
- Προτείνεται η ιδιαίτερη μέριμνα για την αποφυγή κατάρρευσης τμημάτων του καταστρώματος, λόγω μεγάλων διαφορικών μετακινήσεων.

Με τις παραπάνω θέσεις συμφώνησαν οι Gazetas et al., 2008a, στην εργασία όπου παρουσίασαν τα συμπεράσματα που προέκυψαν κατά τη διάρκεια ενός ερευνητικού προγράμματος. Η επιπλέον πρόταση που εισήγαγαν αφορά την αποφυγή τοποθέτησης μεμονωμένων πεδίων, λόγω της αδυναμίας για αντιμετώπιση μιας ισχυρής τεκτονικής διάρρηξης με αποτελεσματικό τρόπο.

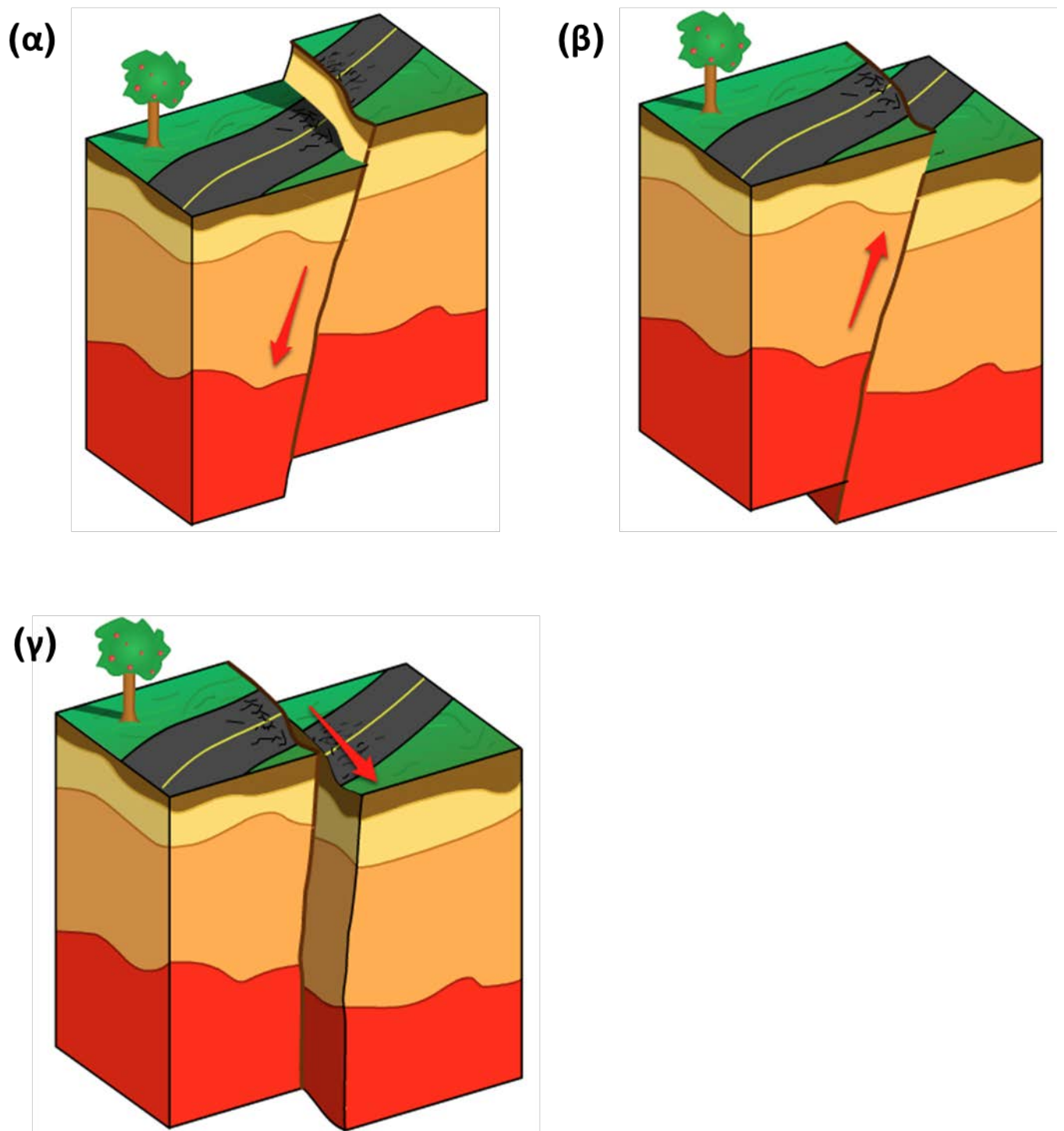
Σε γενικές γραμμές, όπως προκύπτει από τη βιβλιογραφία, οι παράγοντες που επηρεάζουν το φαινόμενο της Αλληλεπίδραση Ρήγματος-Εδάφους-Θεμελίωσης-Κατασκευής συνοψίζονται ως εξής:

- (1) το είδος και η συνέχεια της θεμελίωσης (μεμονωμένα πέδιλα, πάσσαλοι, λωρίδες, caisson)
- (2) η καμπτική και αξονική στιβαρότητα της θεμελίωσης

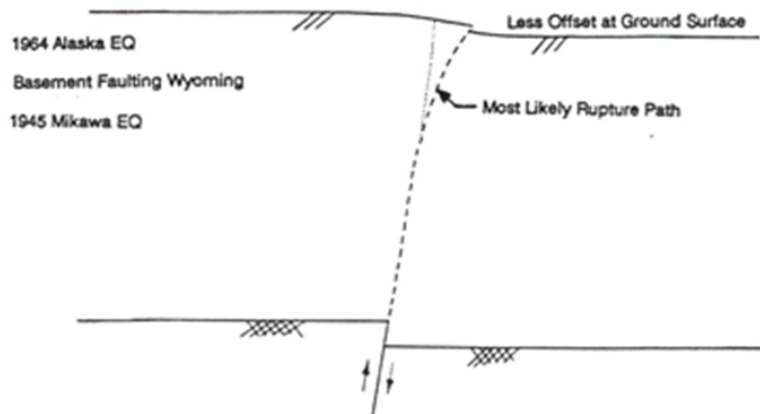
- (3) το βάρος της ανωδομής
- (4) η στιβαρότητα της ανωδομής
- (5) η αντοχή και η στιβαρότητα του εδαφικού στρώματος (πάχος στρώματος, γωνία τριβής ϕ , γωνία διαστολικότητας ψ , συνοχή c , μέτρο διάτμησης G)
- (6) η σχετική θέση της κατασκευής ως προς το ρήγμα
- (7) το είδος του ρήγματος (ανάστροφο ή κανονικό, γωνία τεκτονικής μετατόπισης, μέγεθος μετακίνησης στη βάση)

Συνάγεται, επομένως, το συμπέρασμα πως είναι αναγκαίο να λαμβάνεται υπόψιν το συγκεκριμένο φαινόμενο στο σχεδιασμό γεφυρών και άλλων κατασκευών, καθώς και όλοι οι παράγοντες που το επηρεάζουν.

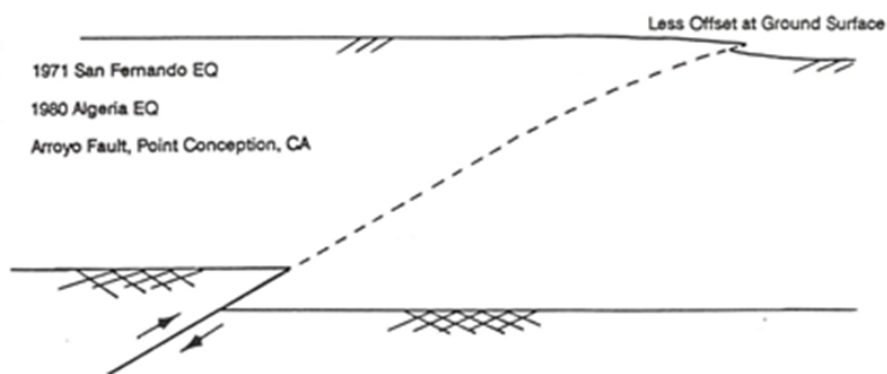
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ



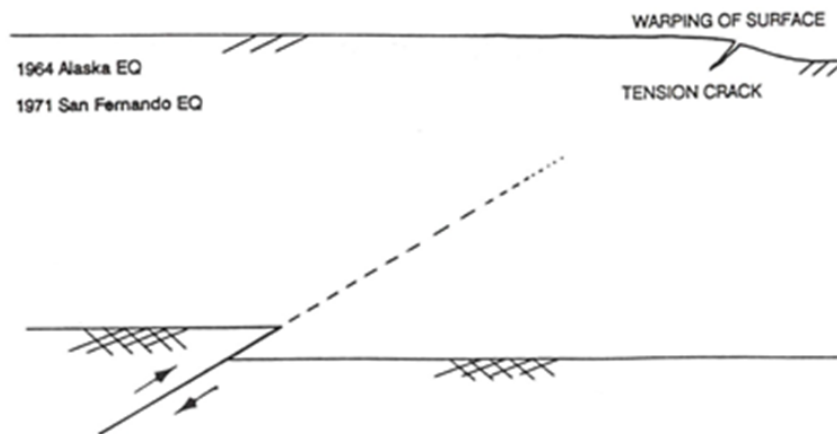
Εικόνα 2.1: Σχηματική απεικόνιση των τύπων ρήγματος: (α) κανονικό ρήγμα, (β) ανάστροφο ρήγμα και (γ) ρήγμα οριζόντιας μετατόπισης. (Πηγύ)



(α) Ανάστροφο ρήγμα εφφιπτευτικού χαρακτήρα – σκληρό έδαφος

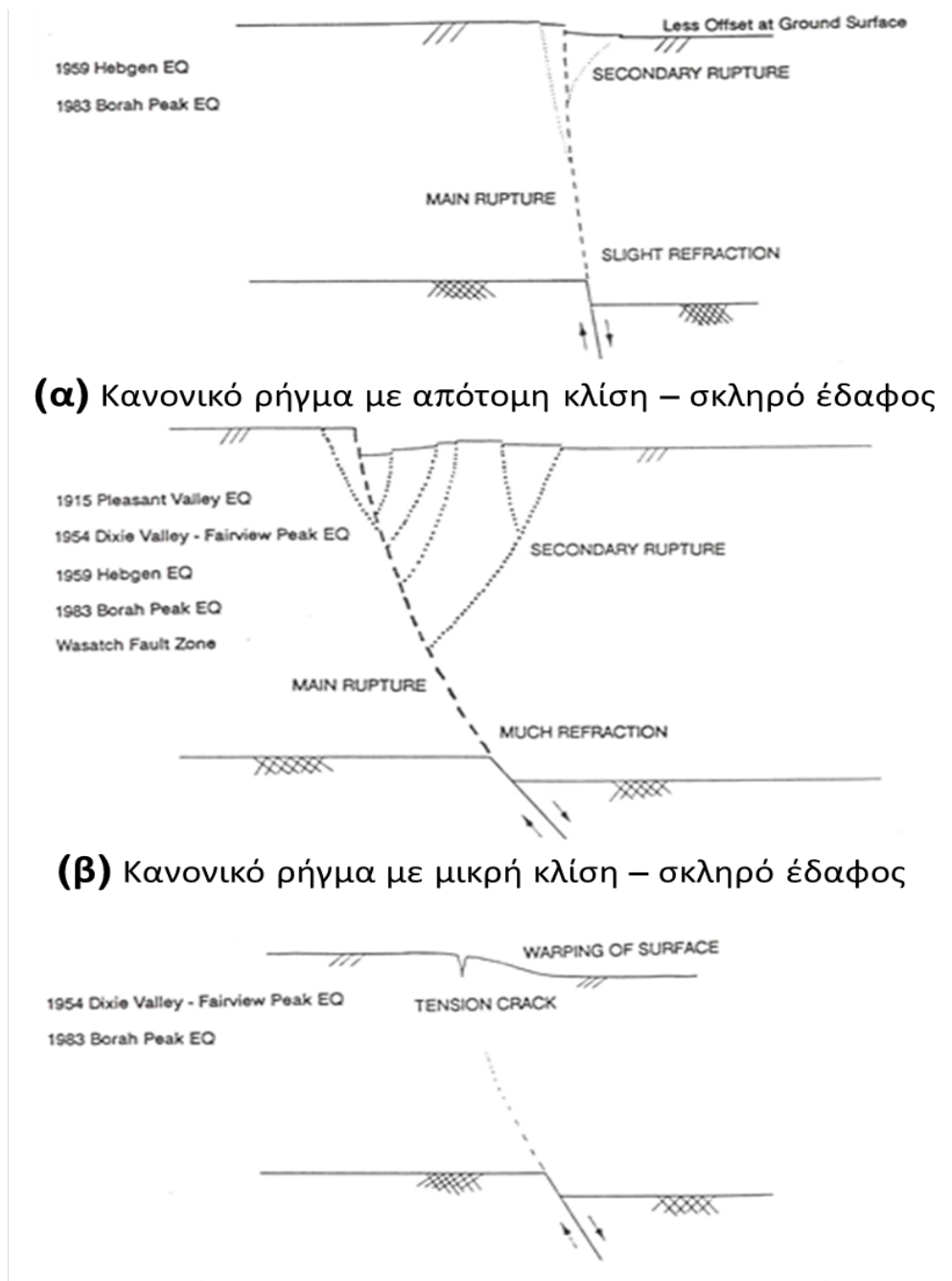


(β) Ανάστροφο ρήγμα επωθητικού χαρακτήρα – σκληρό έδαφος



(γ) Ανάστροφο ρήγμα επωθητικού χαρακτήρα – έδαφος υψηλής πλαστιμότητας

Εικόνα 2.2: Συνηθισμένες μορφές διάδοσης τεκτονικής μετατόπισης λόγω ανάστροφου ρήματος, με βάση καταγραφές από σεισμούς: (α) ανάστροφο ρήγμα εφφιπτευτικού χαρακτήρα (γωνία διάδοσης μεγαλύτερη από 45°) σε σκληρό έδαφος (β) ανάστροφο ρήγμα επωθητικού χαρακτήρα (γωνία διάδοσης μικρότερη από 45°) σε σκληρό έδαφος (γ) ανάστροφο ρήγμα επωθητικού χαρακτήρα σε εδαφος υψηλής πλαστιμότητας. (από Bray et al, 1994a)



Εικόνα 2.3: Συνηθισμένες μορφές διάδοσης τεκτονικής μετατόπισης λόγω κανονικού ρήγματος, με βάση καταγραφές από σεισμούς: (α) κανονικό ρήγμα εφφιευτικού με απότομη γωνία διάδοσης σε σκληρό έδαφος (β) κανονικό ρήγμα με μικρή κλίση σε σκληρό έδαφος (γ) κανονική ρήγμα μικρής κλίσης σε εδαφος υψηλής πλαστιμότητας. (από Bray et al, 1994a)



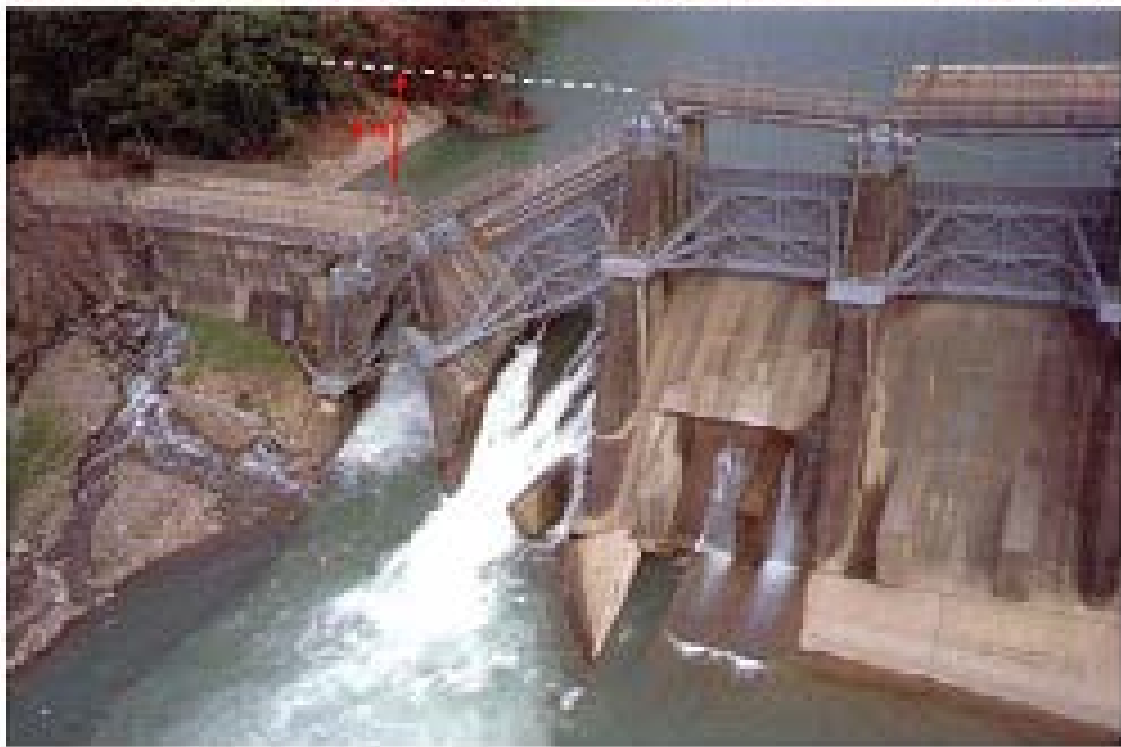
Εικόνα 2.4: Τετραώροφο κτίριο σε σχετικά εύκαμπτη θεμελίωση στην πόλη Fung-Yan, το οποίο επέζησε από ανύψωση του εδάφους ίση με 6 μέτρα, στο σεισμό του 1999 στο Chi-Chi της Taiwan, αλλά με σημαντικές δομικές ζημιές. Η ολόσωμη μετακίνηση του κτιρίου κυμάνθηκε από 4 έως 7 μοίρες. (από Faccioli et al., 2008)



Εικόνα 2.5: Σχολή kung-fu που κατέρρευσε λόγω τεκτονικής μετακίνησης, κατά το σεισμό του 1999 στο Chi-Chi της Taiwan. (φωτογραφία από το μουσείο 921 Earthquake Museum στο Taichung της Taiwan)



Εικόνα 2.6: Γέφυρα στον ποταμό Ta-Chia που κατέρρευσε, λόγω κατακόρυφης τεκτονικής μετατόπισης 5 μέτρων, κατά το σεισμό του 1999 στο Chi-Chi της Taiwan. (από Faccioli et al., 2008)



Εικόνα 2.7: Το φράγμα Shih-Kang, ίσως η πιο γνωστή αστοχία κατασκευής που προκλήθηκε από το σεισμό του 1999 στο Chi-Chi της Taiwan. Το ρήγμα διέσχισε το βόρειο κομμάτι του φράγματος, με κατακόρυφη μετατόπιση σχεδόν ίση με 8 μέτρα, καταστρέφοντας πύλες και υπερχειλιστές. (από Faccioli et al., 2008)

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως παρουσιάστηκε εκτενώς και στη βιβλιογραφική ανασκόπηση, προηγούμενες εργασίες έχουν δείξει πως είναι εφικτή η προσομοίωση με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, τόσο της διάδοσης ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο (Bray et al., 1994b, Anastasopoulos et al., 2007), όσο και της αλληλεπίδρασης του συστήματος Ρήγματος-Εδάφους-Θεμελίου-Κατασκευής (FR-SFSI) για τους περισσότερους τύπους θεμελιώσεων. Πιο συγκεκριμένα, για επιφανειακή θεμελίωση, όπως στην περίπτωση που εξετάζουμε, η εν λόγω μέθοδος έχει επικυρωθεί από αρκετές μελέτες στο παρελθόν (Anastasopoulos et al., 2008, Anastasopoulos et al., 2009, Anastasopoulos et al., 2010, Fadaee et al., 2013, Loli et al., 2015).

Στην παρούσα εργασία, επιχειρείται η εξέταση του φαινομένου της αλληλεπίδρασης FR-SFSI, λαμβάνοντας, επιπλέον, υπόψιν την παρουσία της ίδιας της ανωδομής, στη συγκεκριμένη περίπτωση του βάρου και του καταστρώματος της γέφυρας, η οποία θεμελιώνεται στο μέσο της επί του πεδίου.

Οι αντιξοότητες κατά την πειραματική προσομοίωση, έστω και σε μικρή κλίμακα, αυτού του φαινομένου, καθώς και περιορισμοί ως προς τον έλεγχο κάποιων παραμέτρων του προβλήματος (π.χ. πυκνότητα του εδάφους), οι οποίοι θέτουν προβληματισμούς όσον αφορά την επαναληψιμότητα του πειράματος, καθιστούν την πειραματική παραμετρική ανάλυση του προβλήματος ιδιαίτερα δυσχερή. Για το λόγο αυτό, στους στόχους της αναλυτικής προσομοίωσης περιλαμβάνεται, εκτός από την επικύρωση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, και η ανάλυση ευαισθησίας ως προς τη θέση της κατασκευής.

Πιο συγκεκριμένα, προσομοιώνεται πρώτα το ρήγμα στο ελεύθερο πεδίο και, στη συνέχεια, το μοντέλο της γέφυρας που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα με την Συσκευή Επιβολής Τεκτονικής

Διάρρηξης (ΣΕΤΔ) – και όχι η πρωτότυπη γέφυρα – με σκοπό τον περιορισμό των φαινομένων κλίμακας (βλ. [3.2.1](#)).

Αφού προσομοιώθηκε η διάδοση του ρήγματος σε ελεύθερο πεδίο για κανονική και ανάστροφη διάρρηξη, ακολούθησαν οι αναλύσεις με παρουσία του θεμελίου, χωρίς την ανωδομή, θεωρώντας τη συνολική μάζα της ανωδομής συγκεντρωμένη σημειακά στο κέντρο της θεμελίωσης. Αρχικά, πραγματοποιήθηκαν 2D αναλύσεις ([εικόνα 3.1 \(α\)](#)), λόγω του μειωμένου υπολογιστικού χρόνου και της μικρότερης υπολογιστικής ισχύος που απαιτούν, για δύο τιμές μήκους του θεμελίου και τρεις τιμές ύψους του εδαφικού στρώματος. Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν, επιλέχθηκε ο συνδυασμός μήκους-ύψους που θεωρήθηκε ως ο καταλληλότερος. Πραγματοποιήθηκε, δηλαδή, μια ανάλυση ευαισθησίας του προβλήματος σχετικά με το πάχος του εδαφικού στρώματος και τις διαστάσεις του θεμελίου, για δεδομένη μετακίνηση στη βάση.

Για το συνδυασμό που προέκυψε, κατασκευάστηκε το τριδιάστατο προσομοίωμα ([εικόνα 3.1 \(β\)](#)), πάλι θεωρώντας τη μάζα της ανωδομής συγκεντρωμένη στο μέσο του πεδίου. Αξίζει να σημειωθεί πως στη συγκεκριμένη μέθοδο μόνο το ήμισυ του μοντέλου προσομοιώνεται, δεδομένης της αξονικής συμμετρίας του μοντέλου.

Τέλος, στο 3D μοντέλο προστέθηκε η ανωδομή, δηλαδή το βάθρο και το κατάστρωμα ([εικόνα 3.1 \(γ\)](#)). Το κατάστρωμα είχε κατάλληλα διαμορφωμένα στοιχεία στα δύο του άκρα για να προσομοιώσουν τις στηρίξεις της πρωτότυπης γέφυρας.

3.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Πραγματοποιήθηκαν πειράματα τόσο σε δύο όσο και σε τρεις διαστάσεις, ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση των δυο μεθόδων και να εντοπισθούν τυχόν διαφορές στα αποτελέσματα. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων (Π.Σ.) ABAQUS.

Οι διαστάσεις του προσομοιώματος Π.Σ. επιλέχθηκαν να είναι ίσες με τις διαστάσεις του πειραματικού προσομοιώματος (2.6 x 1.1 x 1.0 m), όπως προαναφέρθηκε. Το πάχος του εδαφικού στρώματος για τις αριθμητικές αναλύσεις κυμάνθηκε από 0.40 έως 0.60 m, ικανοποιώντας, σε κάθε περίπτωση την απαίτηση $\mu\eta\kappa\omicron\varsigma = 4 \times \acute{\upsilon}\psi\omicron\varsigma$, η οποία εισήχθη από τον Bray et al., (1994b), για αποφυγή επίδρασης των συνόρων στην απόκριση του συστήματος.

Σε όλες τις περιπτώσεις η ανάλυση γίνεται σε επιμέρους βήματα. Τα πρώτα δύο βήματα αφορούν στην επιβολή των γεωστατικών τάσεων και των φορτίων της κατασκευής. Αρχικά, επιβάλλονται οι γεωστατικές τάσεις λόγω του βάρους του εδάφους. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v κυμαίνεται από 0 στην επιφάνεια μέχρι περίπου 10 kPa στον πυθμένα του εδαφικού στρώματος, ανάλογα με το ύψος του. Οι στατικές πιέσεις λόγω της κατασκευής επιβάλλονται στο δεύτερο βήμα. Η τεκτογενής μετακίνηση επιβάλλεται στα βήματα που ακολουθούν, μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης στους κόμβους των πεπερασμένων στοιχείων που αντιστοιχούν στη βάση και την ακραία πλευρά του κινούμενου τεμάχους.

Για να προσομοιωθεί η μετακίνηση στη βάση, αρχικά δεσμεύονται όλοι οι κόμβοι που βρίσκονται στις πλευρές, αριστερά και δεξιά, και στην κάτω πλευρά του προσομοιώματος, η οποία αντιστοιχεί στη διεπιφάνεια του εδαφικού στρώματος με τον υποκείμενο βράχο. Στους πλαϊνούς κόμβους επιβάλλεται περιορισμός για κίνηση στην οριζόντια διεύθυνση, ενώ στους κάτω κόμβους απαγορεύεται η κίνηση στον κατακόρυφο άξονα. Στη συνέχεια, ορίζονται τα δύο τεμάχια, το ακλόνητο και το κινούμενο, χωρίζοντας τη βάση με τους αντίστοιχους κόμβους. Η τεκτονική διάρρηξη προσομοιώνεται επιβάλλοντας στους πλαϊνούς και στους κόμβους στη βάση που αντιστοιχούν στο κινούμενο τεμάχιο, το αριστερά στο συγκεκριμένο προσομοίωμα, μετακίνηση στους άξονες x και y. Η μετατόπιση αυτή επιβάλλεται σε βήματα. Ανάλογα με την κατεύθυνση που επιλέγεται, προσομοιώνεται το ανάστροφο ή το κανονικό ρήγμα. Στις αναλύσεις που ακολουθούν η τελική μετατόπιση και στους δύο άξονες ισούται είτε με 10 cm είτε με -10 cm, για ανάστροφο και κανονικό ρήγμα, αντίστοιχα, που σημαίνει ότι η αρχική γωνία διάδοσης του ρήγματος στη βάση προκύπτει ίση με 45°. Συνήθως η μετατόπιση στη βάση προσδιορίζεται από την κατακόρυφη συνιστώσα της, h. Σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν το h φτάνει μέχρι τα 10 cm σε κλίμακα μοντέλου, που αντιστοιχεί σε 1.5 m σε πλήρη κλίμακα.

Η διαδικασία επιλογής των διαστάσεων του προσομοιώματος της γέφυρας αναλύεται στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου, παρόλο που οι εν λόγω διαστάσεις προέκυψαν με βάση την πειραματική προσομοίωση, η οποία και παρουσιάζεται εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο. Ο λόγος που οδήγησε σε αυτή τη σειρά παρουσίασης οφείλεται στο γεγονός πως οι αριθμητικές αναλύσεις προηγήθηκαν του πειράματος, επομένως, χρειαζόταν μια προκαταρκτική επιλογή της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Επιπλέον, παρατίθεται ο τρόπος προσομοίωσης των εδαφικών και δομικών στοιχείων του μοντέλου.

3.2.1 Φαινόμενα κλίμακας

Εφόσον το προσομοίωμα δεν είναι σε πλήρη κλίμακα, πρέπει να ορισθεί μια σχέση μεταξύ των μεγεθών στο πρωτότυπο πρόβλημα και στο μοντέλο, ώστε να περιορισθεί η επιρροή των αποτελεσμάτων λόγω φαινομένων κλίμακας και τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την ανάλυση να ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα. Εξαιτίας της μη γραμμικότητας στη συμπεριφορά, της διαφορετικής φύσης και αλληλεπίδρασης μεταξύ των υλικών που χρησιμοποιούνται στην πειραματική διαδικασία, είναι αναγκαίο να εφαρμοσθούν ορισμένοι κανόνες επικλιμάκας αναγωγής και να ορισθούν ορθά οι διάφορες παράμετροι του προβλήματος. Εν ολίγοις, για να παραχθεί ένα κατάλληλο προσομοίωμα, πρέπει να ληφθούν υπόψιν όλοι οι απαιτούμενοι κανόνες ομοιότητας.

Ορισμένοι από τους κανόνες που εφαρμόζονται για τη δημιουργία σωστών προσομοιωμάτων είναι ευρέως διαδεδομένοι στη βιβλιογραφία και εφαρμόζονται καθολικά. Οι κανόνες που ακολουθήθηκαν στην παρούσα εργασία, καθώς και η διαδικασία εξαγωγής τους, περιγράφονται σε βάθος από τον Muir Wood, 2004.

Στα πειράματα μικρής κλίμακας επιλέγεται μια τιμή του γραμμικού συντελεστή κλίμακας N , με βάση την οποία γίνεται η αναγωγή των μεγεθών του αρχικού προβλήματος στις ανάγκες του προβλήματος. Οι διαστάσεις της συσκευής, όπως αυτές περιγράφονται στην ενότητα [3.3.1](#), επιβάλλουν το κάτω όριο αυτού του συντελεστή, πέρα από το οποίο είναι στην ευχέρεια του πειραματιστή να επιλέξει κάποια τιμή. Με βάση την τιμή αυτήν, παράγονται οι σχέσεις που εφαρμόζονται για την επιλογή των υπόλοιπων διαστάσεων του μοντέλου.

$$\frac{\text{Μήκος στο πρωτότυπο}}{\text{Μήκος στο ομοίωμα}} = N \quad (3.1)$$

Για τον υπολογισμό της διατομής των μελών, λαμβάνεται υπόψιν η συσχέτιση μεταξύ της στιβαρότητας του συγκεκριμένου μέλους στο πρωτότυπο και στο ομοίωμα. Ο νόμος που διέπει αυτή τη σχέση φαίνεται παρακάτω (σχέση 3.2).

$$\frac{EI_{\text{πρωτότυπο}}}{EI_{\text{ομοίωμα}}} = N^5 \quad (3.2)$$

Με δεδομένα τα μέτρα ελαστικότητας E των υλικών κατασκευής τόσο σε επίπεδο πρωτοτύπου όσο και σε επίπεδο ομοιώματος, είναι δυνατόν να υπολογισθεί η απαραίτητη ροπή αδράνειας I του κάθε στοιχείου του μοντέλου, ώστε να ικανοποιείται η σχέση [\(7.2\)](#).

Όσον αφορά στην αναλογία των μαζών, αυτή προκύπτει από την θεώρηση των μαζών ως φορτία και υπολογίζεται ως εξής:

$$\frac{\text{Μάζα στο πρωτότυπο}}{\text{Μάζα στο ομοίωμα}} = N^3 \quad (3.3)$$

Κατά την παρούσα πειραματική διαδικασία λήφθηκε $N = 15$. Η πορεία επιλογής των επιμέρους διαστάσεων κάθε στοιχείου παρουσιάζεται στη συνέχεια.

3.2.2 Διαστάσεις μοντέλου

Η γέφυρα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα βασίστηκε σε μια πραγματική γέφυρα άνω διάβασης, το σκαρίφημα της οποίας φαίνεται στην [εικόνα 3.2](#). Πρόκειται για μία γέφυρα δύο ανοιγμάτων, ένα 19.5 μέτρων και ένα 15.3 μέτρων.. Το μέσοβαθρο έχει ύψος 8 m, διατομή από σκυρόδεμα C30/35 διαστάσεων 0.9 x 3.8 m και θεμελιώνεται επιφανειακά, πάνω από ένα στρώμα πυκνής άμμου. Το κατάστρωμα έχει διατομή 6.5 x 1.2 m και στηρίζεται στα δύο άκρα με κυλίσεις.

Η επιλογή των διαστάσεων των επί μέρους στοιχείων της γέφυρας παρουσιάζεται παρακάτω.

i. Κατάστρωμα

Το μήκος του καταστρώματος, που αντιστοιχεί στην απόσταση μεταξύ των δύο ακροβάθρων, με βάση τη σχέση [\(3.1\)](#) κανονικά προκύπτει ως εξής:

$$\frac{L}{L'} = N = 15 \Rightarrow L' = \frac{34.8}{15} = 2.32 \text{ m}$$

Τα δύο ανοίγματα της γέφυρας δεν έχουν το ίδιο μήκος, γεγονός που λόγω της εκκεντρότητας θα προκαλούσε επιπλέον φόρτιση, τόσο στο πειραματικό όσο και στο αναλυτικό προσομοίωμα, που πιθανώς να επηρέαζαν την εικόνα της καταπόνησης του συστήματος από την τεκτονική διάρρηξη. Για το λόγο αυτό, επιλέχθηκε το κατάστρωμα στο μοντέλο της γέφυρας να διαθέτει δύο ανοίγματα μήκους 1 m το καθένα.

Η διατομή του καταστρώματος επιλέγεται με βασικό κριτήριο τη σχέση [\(3.2\)](#).

$$\frac{E_{C30/37}I}{E_{al}I'} = N^5 = 15^5 \Rightarrow E_{al}I' = 32 \text{ kNm}^2$$

Επομένως, το πλάτος του καταστρώματος επιλέχθηκε ίσο με 14 cm, ενώ το πάχος της διατομής ίσο με 2.4 cm, ώστε να εξασφαλίζουν την απαιτούμενη ροπή αδράνειας.

Με δεδομένες τις διαστάσεις του καταστρώματος της πρωτότυπης γέφυρας και του ειδικού βάρους του σκυροδέματος, η συνολική μάζα του καταστρώματος υπολογίζεται πως ισούται με 290 tn.

Σύμφωνα με τη [σχέση 3.3](#), η μάζα του καταστρώματος στο προσομοίωμα της γέφυρας πρέπει να είναι ίση με 86 kg. Με δεδομένες τις διαστάσεις του καταστρώματος στο προσομοίωμα και το ειδικό βάρος του χάλυβα, η συνολική μάζα που προκύπτει από το τμήμα του καταστρώματος ισούται με 52.4 kg. Για να καλυφθεί η διαφορά, προστέθηκαν συνολικά 22 χαλύβδινες ράβδοι, βάρους 1.5 kg η καθεμία στην πάνω και κάτω μεριά του καταστρώματος, όπως φαίνεται στην [εικόνα 3.3](#). Αυτές προσομοιώνονται ως σημειακές μάζες στο αριθμητικό προσομοίωμα, οι οποίες τοποθετούνται στα ίδια ακριβώς σημεία.

ii. Βάθρο

Αρχικά, υπολογίστηκε το ύψος του βάθρου της γέφυρας για το πειραματικό προσομοίωμα, βάσει της σχέσης [\(3.1\)](#). Το ύψος στην πρωτότυπη γέφυρα είναι $H = 8 \text{ m}$, οπότε το αντίστοιχο ύψος στο ομοίωμα προκύπτει ως εξής:

$$\frac{H}{H'} = N = 15 \Rightarrow H' = \frac{8}{15} = 0.53 \text{ m}$$

Αυτό το μήκος αναφέρεται στην απόσταση από την άνω παρειά του θεμελίου μέχρι την κάτω παρειά του καταστρώματος. Ενώ στην πρωτότυπη γέφυρα το συγκεκριμένο τμήμα είναι κατασκευασμένο εξ ολοκλήρου από σκυρόδεμα, στην περίπτωση του προσομοιώματος μέσα σε αυτό το μήκος περιλαμβάνεται το «σώμα» του βάθρου, φτιαγμένο από αλουμίνιου, καθώς και οι δύο πλαστικές αρθρώσεις, οι οποίες είναι κατασκευές στο πειραματικό προσομοίωμα για την προσομοίωση της μη γραμμικής απόκρισης της διατομής του υποστυλώματος, επομένως, η συνολική αυτή απόσταση ισούται με 60 cm.

Η διατομή του βάρου επιλέχθηκε με τον τρόπο που περιγράφεται στα παραπάνω, έτσι ώστε να πληρούται η συνθήκη της σχέσης (3.2). Με δεδομένα τα μέτρα ελαστικότητας του σκυροδέματος C30/37, $E_{C30/37} = 33 \text{ GPa}$, και του αλουμινίου, $E_{al} = 69 \text{ GPa}$, υπολογίζεται, σε πρώτη φάση, η απαιτούμενη στιβαρότητα EI για το βάρου του μοντέλου και, εν συνεχεία, προσδιορίζεται η ροπή αδράνειας που χρειάζεται για να επιτευχθεί η συγκεκριμένη τιμή.

$$\frac{E_{C30/37} I}{E_{al} I'} = N^5 = 15^5 \Rightarrow E_{al} I' = 9.12 \text{ kNm}^2$$

Εφόσον προτεραιότητα είναι η δυσκαμψία του μοντέλου να υπακούει στους νόμους των πειραμάτων μικρής κλίμακας, η διατήρηση του σχήματος της διατομής δεν αποτελεί πρωταρχικό στόχο. Επομένως, η πρωτότυπη διατομή σχήματος ορθογωνίου προσομοιώνεται με μία τετραγωνική διατομή, διαστάσεων $0.03 \times 0.03 \text{ m}$, η οποία διαθέτει τη ροπή αδράνειας που απαιτείται.

Η συνολική μάζα του βάρου υπολογίζεται βάσει των διαστάσεων του και του ειδικού βάρους του αλουμινίου, ίση με 1.9 kg .

iii. Θεμέλιο

Εφαρμόζοντας το συντελεστή κλίμακας $N = 15$ για την εύρεση των διαστάσεων του

$$\frac{L}{L'} = 15 \Rightarrow L' = 0.23 \text{ m} \quad \frac{B}{B'} = 15 \Rightarrow B' = 0.119 \text{ m} \quad \frac{h}{h'} = 15 \Rightarrow h' = 0.017 \text{ m}$$

προ
σομ
ιώ
ματ

ος, τότε οι διαστάσεις που θα προέκυπταν θα ήταν:

Για τις συγκεκριμένες τιμές, όμως, των διαστάσεων, ο συντελεστής ασφαλείας που προκύπτει σε συνθήκες στατικής φόρτισης για συνδυασμό φόρτισης M , Q , N είναι αρκετά χαμηλός. Επομένως, η επιλογή των διαστάσεων του θεμελίου για το προσομοίωμα γίνεται με βασική απαίτηση τη διατήρηση του στατικού και του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας της πρωτότυπης γέφυρας και στο μοντέλο μας. Με βάση τις διαστάσεις του και το βάρος της ανωδομής που καλείται να φέρει, το οποίο προσεγγιστικά λαμβάνεται ίσο με $N_{\text{stat}} = 2850 \text{ kN}$, το πέδιλο στο μεσόβαθρο της πρωτότυπης

γέφυρας υπολογίζεται πως λειτουργεί με στατικό συντελεστή ασφαλείας ίσο με 4.61, ενώ σε περίπτωση σεισμικού σεναρίου με επιτάχυνση εδάφους $A_E = 0.16$ g, ο συντελεστής ασφαλείας που προκύπτει είναι 1.18.

Η ευστάθεια πεδιλοδοκών θεμελιωμένων σε άμμο υπό συνδυασμό αξονικής, τέμνουσας και ροπής έχει ερευνηθεί εις βάθος στο παρελθόν, με σκοπό τον προσδιορισμό μιας περιβάλλουσας αστοχίας, συναρτήσει του συνδυασμού φόρτισης της θεμελίωσης [12-14, 17, 24-27]. Ο προσδιορισμός του στατικού συντελεστή ασφαλείας μιας τέτοιας θεμελίωσης προκύπτει από διαγράμματα αλληλεπίδρασης, λαμβάνοντας υπόψιν και τις διαστάσεις της εξεταζόμενης θεμελίωσης.

Βασιζόμενοι σε πληθώρα πειραμάτων σε πυκνή άμμο, οι Butterfield & Gottardi, 1994 παρουσίασαν μια έκφραση του χώρου N-Q-M, ο οποίος περιγράφει το συνδυασμό φόρτισης που οδηγεί σε αστοχία:

$$\left(\frac{Q}{t_h}\right)^2 + \left(\frac{M}{L \cdot t_m}\right)^2 + 2C \frac{MQ}{L t_h t_m} = \left\{ \frac{N}{N_u} (N_u - N) \right\}^2 \quad (3.4)$$

όπου τα t_h , t_m , και C είναι παράμετροι που λαμβάνονται ίσες με 0.52, 0.35 και 0.22, αντίστοιχα.

Η εξίσωση 3.4 χρησιμοποιείται μέσω κατάλληλου λογισμικού, για την παραγωγή διαγραμμάτων παρόμοιων με αυτό της εικόνας 3.9. Με δεδομένα το μήκος και το πλάτος του θεμελίου και το ύψος του βάθρου, δηλαδή το μοχλοβραχίονα της ροπής που προκύπτει από την τέμνουσα στο κατάστρωμα, προκύπτει το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης. Στο διάγραμμα σημειώνεται ο στατικός συντελεστής ασφαλείας 8.16 που προκύπτει για το συνδυασμό φόρτισης που δέχεται η θεμελίωση, για διαστάσεις κάτοψης πεδίου 0.2 x 0.5 m και μοχλοβραχίονα 0.6 m., οι οποίες είναι και οι τελικές διαστάσεις του πεδίου στο προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε κατά την πειραματική διαδικασία, όπως θα παρουσιαστεί και στη συνέχεια.

3.2.3 Προσομοίωση επί μέρους στοιχείων

i. Έδαφος

Κατά τη διδιάστατη ανάλυση, το έδαφος προσομοιώθηκε με τετραγωνικά (4 κόμβων) στοιχεία τύπου CPE4 με πλευρά $d_m = 2.5$ cm. Ο συνολικός αριθμός των στοιχείων κυμάνθηκε από 2398 για ύψος αμμόδους στρώματος 0.40 m έως 3597 για $H = 0.60$ m.

Στις 3D αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν οκταεδρικά (κυβικά – 8 κόμβων) στοιχεία C3D8, επίσης πλευράς $d_m = 2.5$ cm, για την προσομοίωση του εδάφους, ενώ, συνολικά, απαιτήθηκαν 43491 στοιχεία.

Και για τις δύο μεθόδους ανάλυσης, το ειδικό βάρος της άμμου θεωρήθηκε ίσο με 16 kN/m^3 , τιμή αντιπροσωπευτική για πυκνή άμμο. Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους προσομοιώθηκε με μια ελαστοπλαστική σχέση Mohr-Coulomb με ισοτροπική χαλάρωση, η οποία περιγράφεται σε επόμενη ενότητα (βλ. [3.3](#))

ii. Θεμέλιο

Χρησιμοποιήθηκαν 51 ορθογωνικά στοιχεία τύπου CPE4, διαστάσεων 2.5×1.0 cm, κατά τη 2D ανάλυση, για την προσομοίωση του πεδίλου. Στην περίπτωση των 3D αναλύσεων, χρειάστηκαν 315 οκταεδρικά στοιχεία C3D8 για τη μοντελοποίηση του θεμελίου. Οι διαστάσεις αυτών των στοιχείων ήταν $(2.5 \times 1) \times 2.5$ cm (εμπρόσθια όψη x βάθος).

Τα στοιχεία του θεμελίου είχαν τις ελαστικές ιδιότητες και το ειδικό βάρος του αλουμινίου, υλικό κατασκευής του πεδίλου στο πειραματικό προσομοίωμα.

iii. Ανωδομή

Όπως προαναφέρθηκε, στο πρώτο τμήμα των αναλύσεων, η παρουσία της ανωδομής (βάθρο και κατάστρωμα) ελήφθη υπόψιν μόνο ως προς το μεταβιβαζόμενο προς τη θεμελίωση φορτίο, δηλαδή η μάζα της ανωδομής τοποθετήθηκε ως σημειακή στο κέντρο του θεμελίου. Η συνολική μάζα της ανωδομής λήφθηκε ίση με 0.082 τόνους, δηλαδή 82 kg. Στην 2D ανάλυση η σημειακή μάζα ισούταν με αυτήν την τιμή, ενώ στην τριδιάστατη ανάλυση η σημειακή μάζα ήταν 41 kg, δηλαδή το μισό της συνολικής, αφού προσομοιώθηκε το μισό μοντέλο, λόγω συμμετρίας.

❖ Κατάστρωμα

Το κατάστρωμα μήκους δύο μέτρων προσομοιώθηκε με τη χρήση συνολικά 200 στοιχεία beam μήκους, μήκους 1 cm το καθένα. Ως δεδομένα στο πρόγραμμα εισάγονται οι διαστάσεις της διατομής του καταστρώματος, $7 \text{ cm} \times 2.5 \text{ cm}$, καθώς και οι ιδιότητες του υλικού κατασκευής,

δηλαδή του χάλυβα. Η πυκνότητα του χάλυβα δόθηκε ίση με 79 kN/m^3 και το μέτρο ελαστικότητας ίσο με $E_{\text{steel}} = 210 \text{ GPa}$.

Στο κατάστρωμα προστέθηκαν σημειακές μάζες στα ίδια σημεία που έχουν τοποθετηθεί οι χαλύβδινες ράβδοι στο μοντέλο της γέφυρας. Η μάζα τους ελήφθη ίση με 0.75 kg , ίσο με τη μισή της κάθε ράβδου, επειδή προσομοιώνεται το μισό μοντέλο.

Με σκοπό την προσομοίωση των εφεδράνων στα ακρόβαθρα της γέφυρας στην πραγματική γέφυρα και των στηρίξεων του προσομοιώματος στην πειραματική συσκευή, χρησιμοποιήθηκαν ειδικά στοιχεία *gap* στα δύο άκρα του καταστρώματος. Πιο συγκεκριμένα, τα στοιχεία αυτά τοποθετήθηκαν ώστε να δεσμεύουν μόνο την κατακόρυφη μετακίνηση προς τα κάτω των δύο εκατέρωθεν ακραίων κόμβων του καταστρώματος, αφήνοντας τους ελεύθερους να κινηθούν προς τα πάνω, ενώ, εισάγοντας κατάλληλο συντελεστή τριβής, προσομοιώθηκε η αντίσταση που προβάλλουν τα εφέδρανα στην οριζόντια μετακίνηση των άκρων της γέφυρας. Ορίστηκε, επιπλέον, ένα μικρό αρχικό περιθώριο στην δέσμευση της κατακόρυφης μετατόπισης, ούτως ώστε να ληφθεί υπόψιν η αρχική καθίζηση κατά την τοποθέτηση του μοντέλου της γέφυρας στην πειραματική συσκευή.

Έγιναν αναλύσεις για να βρεθεί, αρχικά, το περιθώριο που θα επιτρέπεται στην καθοδική κίνηση των άκρων του καταστρώματος. Αφού ορίστηκε το περιθώριο στα 1.4 cm , στη συνέχεια, έγιναν αναλύσεις ευαισθησίας για δύο τιμές του συντελεστή οριζόντιας τριβής των ακροβάθρων, 0.6 και 1 . Με κριτήριο τη στροφή του κέντρου της θεμελίωσης και την αναπτυσσόμενη ροπή στις συνδέσεις του βάθρου με το κατάστρωμα και το θεμέλιο, προέκυψε πως ο συντελεστής 0.6 έδινε ελαφρώς δυσμενέστερα αποτελέσματα, επομένως, υιοθετήθηκε η συγκεκριμένη τιμή για τη συνέχεια των αναλύσεων.

❖ Υποστύλωμα

Το βάθρο, ύψους 60 εκατοστών, προσομοιώθηκε με 60 στοιχεία *beam general section* μήκους 1 cm . Τα στοιχεία αυτά είναι επίσης *beam*, όπως αυτά που χρησιμοποιήθηκαν για το κατάστρωμα, με τη διαφορά ότι είναι δυνατό να επιτελέσουν ειδικό σκοπό, εισάγοντας τους επιπλέον ιδιότητες. Οι ιδιότητες που εισάγονται ως δεδομένα στα στοιχεία του βάθρου προκύπτουν ως εξής:

Με πλευρές 1.5 cm και 3 cm , το εμβαδό της διατομής προκύπτει ίσο με $4.5 \text{ cm}^2 = 0.00045 \text{ m}^2$.

Η ροπή αδράνειας περί τον τοπικό άξονα 1 που ταυτίζεται με τον καθολικό άξονα y ισούται με $3.4 \times 10^{-8} \text{ m}^4$ και η ροπή αδράνειας περί τον τοπικό άξονα 2 και καθολικό άξονα x ισούται με $8.4 \times 10^{-9} \text{ m}^4$.

Η αξονική στιβαρότητα της κολόνας ισούται με $EA = 31050 \text{ kN}$, η διατμητική στιβαρότητα με 11250 kNm/m και η στρεπτική στιβαρότητα με 1.27 kNm^3 .

Τα στοιχεία του βάρου υπακούουν στη σχέση ροπής – καμπυλότητας που φαίνεται στο διάγραμμα της εικόνας 3.4, η οποία εισάγεται με κατάλληλη εντολή. Η συγκεκριμένη καμπύλη έχει προκύψει από δοκιμές που έγιναν για τη βαθμονόμηση της Τεχνητής Πλαστικής Άρθρωσης, η οποία τοποθετείται στη σύνδεση της κολόνας με το πέδιλο και με το κατάστρωμα.

3.3 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΕΛΑΦΟΥΣ

Τα μεγέθη για το έδαφος υπολογίζονται βάσει βασικών τύπων εδαφομηχανικής και τύπων που υπάρχουν στη βιβλιογραφία. Πιο συγκεκριμένα, η ολική γεωστατική τάση για κάθε στοιχείο υπολογίζεται συναρτήσει του βάθους του, με δεδομένο το ειδικό βάρος της άμμου (σχέση 3.5). Εφόσον η άμμος στο πρόβλημα που εξετάζεται είναι ξηρή, η ολική τάση ταυτίζεται με την ενεργό τάση, $\sigma_v(z) = \sigma'_v(z)$.

$$\sigma_v(z) = \rho \cdot z \cdot g \quad (3.5)$$

Το μέτρο διάτμησης σε συνθήκες μηδενικής διατμητικής παραμόρφωσης, $G_0(z)$, υπολογίζεται βάσει της σχέσης 3.6, συναρτήσει της ενεργού τάσης του στοιχείου. Ακολούθως, το τέμνον μέτρο διάτμησης, $G'(z)$, προκύπτει από τη σχέση 3.7, όπου ν είναι ο λόγος Poisson, που λαμβάνεται ίσος με 0.3.

$$G_0(z) = 20000 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \sigma'_v(z)}{3}} \quad (3.6)$$

$$G'(z) = G_0(z) \cdot \nu \quad (3.7)$$

Επειδή το προσομοίωμα είναι υπό κλίμακα, πρέπει να αναχθή υπό κλίμακα και το μέτρο διάτμησης και το μέτρο ελαστικότητας. Αυτό γίνεται με χρήση της σχέσης 3.8, όπως προτείνεται από τον Muir Wood, 2004. Σε αυτή τη σχέση, το N είναι το συντελεστής κλίμακας και το a

εξαρτάται από το είδος του εδάφους και από την ύπαρξη ή μη εξάρτησης του μέτρου διάτμησης από την ενεργό τάση. Εφόσον γίνεται αυτή η θεώρηση και από τη στιγμή που το εδαφικό υλικό που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία είναι άμμος, είναι $\alpha = 0.5$. Με βάση το μέτρο διάτμησης του προσομοιώματος, $G_m(z)$, υπολογίζεται και το αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας, $E_m(z)$, σύμφωνα με τη [σχέση 3.9](#), όπου $\nu = 0.3$, όπως έχει αναφερθεί.

$$G_m(z) = \frac{G'(z)}{N^\alpha} \quad (3.8)$$

$$E_m(z) = G_m(z) \cdot 2 \cdot (1 + \nu) \quad (3.9)$$

Η αρχική γωνία τριβής για το κάθε εδαφικό στοιχείο προκύπτει, τέλος, βάσει της ενεργού τάσης του, σύμφωνα με τη [σχέση 3.10](#), και όπως φαίνεται στο διάγραμμα της [εικόνας 3.5](#).

$$\varphi(z) = 60 - 12 \cdot \log[\sigma'_v(z)] \quad (3.10)$$

Η συμπεριφορά του εδάφους υπό φόρτιση προσομοιώνεται με ένα μη-γραμμικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb και ισοτροπική χαλάρωση, η οποία εισάγεται στον κώδικα μέσω ειδικής υπορουτίνας, το οποίο προτάθηκε από τον Anastasopoulos et al., 2007c. Η χαλάρωση εφαρμόζεται στη γωνία τριβής φ_{mob} και τη διαστολικότητα ψ_{mob} σε συνάρτηση με την πλαστική οκταεδρική παραμόρφωση:

$$\varphi_{mob} = \begin{cases} \varphi_p - \frac{\varphi_p - \varphi_{cs}}{\gamma_f^{pl}} \gamma_{oct}^{pl}, & 0 \leq \gamma_{oct}^{pl} \leq \gamma_f^{pl} \\ \varphi_{cs}, & \gamma_{oct}^{pl} \geq \gamma_f^{pl} \end{cases} \quad (3.11)$$

$$\psi_{mob} = \begin{cases} \psi_p \left(1 - \frac{\gamma_{oct}^{pl}}{\gamma_f^{pl}}\right), & 0 \leq \gamma_{oct}^{pl} \leq \gamma_f^{pl} \\ 0, & \gamma_{oct}^{pl} \geq \gamma_f^{pl} \end{cases} \quad (3.12)$$

όπου φ_p και φ_{cs} είναι η μέγιστη και η κρίσιμη, αντίστοιχα, τιμή της γωνίας τριβής του εδάφους, ψ_p είναι η μέγιστη γωνία διαστολής και γ_{oct}^{pl} είναι η οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση στο τέλος της χαλάρωσης. Αυτή η συμπεριφορά παρουσιάζεται και στο διάγραμμα της [εικόνας 3.6](#).

Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομούνται με βάση τα αποτελέσματα πειραμάτων άμεσης διάτμησης. Η άμμος που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις έχει καλιμπραριστεί σε παλαιότερες εργασίες, επομένως, δε χρειάστηκε εκ νέου βαθμονόμηση.

Ουσιαστικά, η συμπεριφορά του εδάφους προσεγγίζεται θεωρώντας πως διαιρείται σε τέσσερα στάδια:

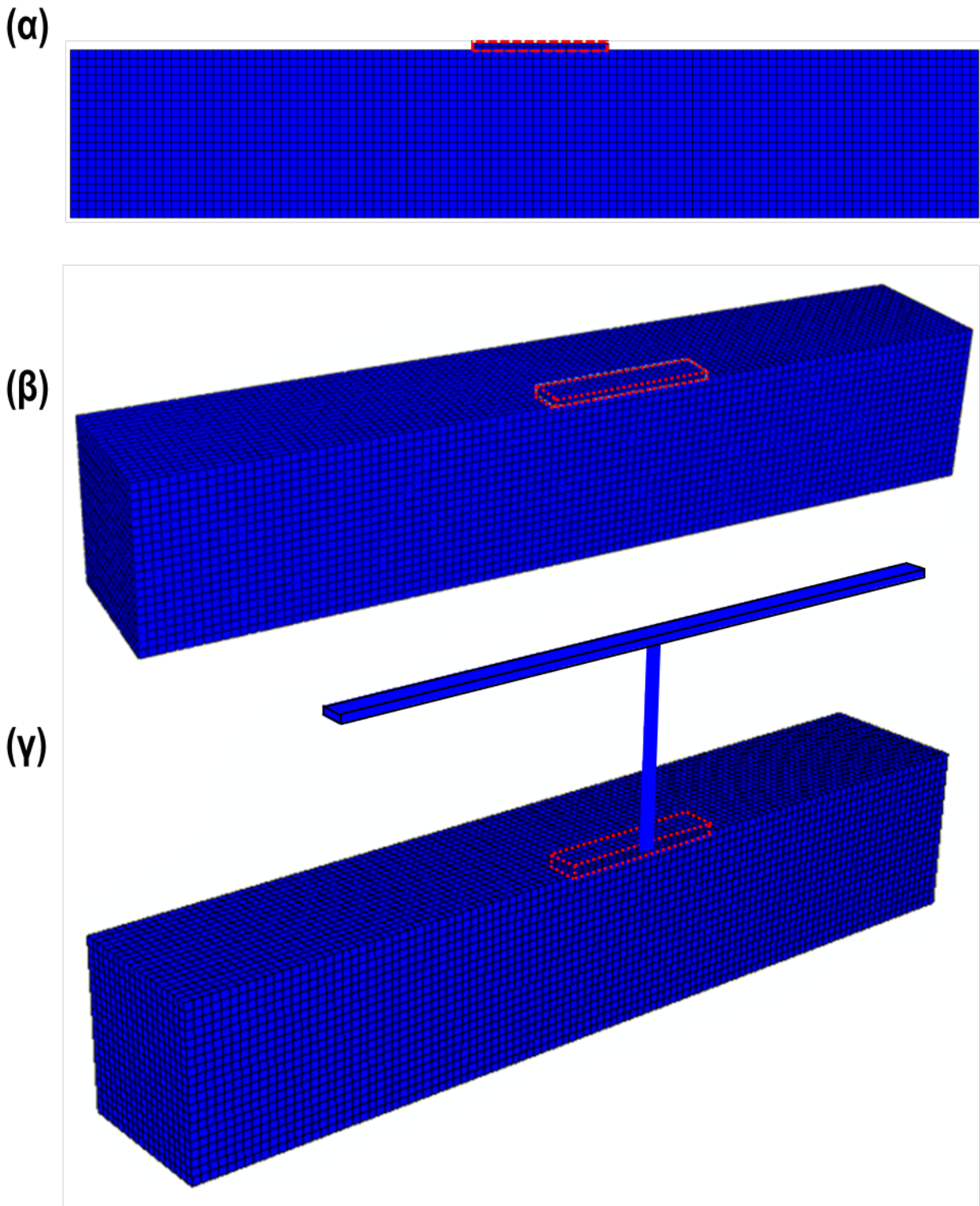
- Ψευδο-ελαστική συμπεριφορά, μέχρι την παραμόρφωση διαρροής (y_{yield})
- Πλαστική συμπεριφορά, από το σημείο διαρροής του εδάφους μέχρι τη μέγιστη αντοχή του (y_{peak})
- Χαλάρωση από τη μέγιστη αντοχή μέχρι την κρίσιμη κατάσταση (critical state), όπου το έδαφος δέχεται διάτμηση υπό σταθερό όγκο (για διατμητική παραμόρφωση y_{res})
- Παραμένουσα συμπεριφορά για τιμές διατμητικής παραμόρφωσης μεγαλύτερες από y_{res}

Η εγκυρότητα της εν λόγω μεθοδολογίας έχει επιβεβαιωθεί ποιοτικά με σύγκριση με δημοσιευμένα ιστορικά περιστατικά και εργαστηριακές έρευνες και ποσοτικά μέσω τυφλών και μη προβλέψεων πειραμάτων σε διάφορες πειραματικές διατάξεις, όπως έχει αναλυθεί σε βάθος στο [2^ο κεφάλαιο](#).

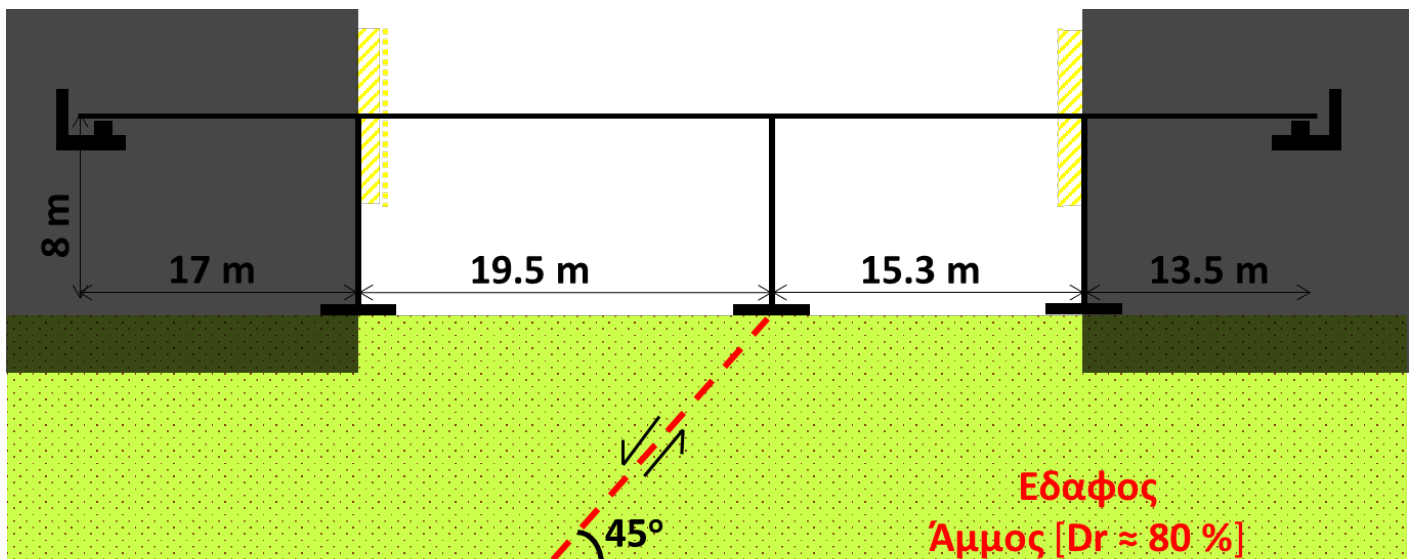
3.4 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ

Στη διεπιφάνεια του θεμελίου και του εδάφους στην πειραματική προσομοίωση, υπάρχει από τη μια μεριά γυαλόχαρτο ([εικόνα 3.7](#)) και από την άλλη άμμος. Μεταξύ αυτών των δύο επιφανειών, ο συντελεστής τριβής λαμβάνεται ίσος με 0.8, με βάση προηγούμενες εργασίες όπου χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια υλικά. Μέσω κατάλληλης εντολής, ορίζονται στο αριθμητικό προσομοίωμα δύο επιφάνειες οι οποίες βρίσκονται ή ενδέχεται να έρθουν σε επαφή. Στη συνέχεια εισάγονται οι παράμετροι που καθορίζουν τη φύση της αλληλεπίδρασής τους. Με τον τρόπο αυτό καθίσταται δυνατό για το θεμέλιο να ολισθήσει ή να αποκολληθεί από το υποκείμενο έδαφος.

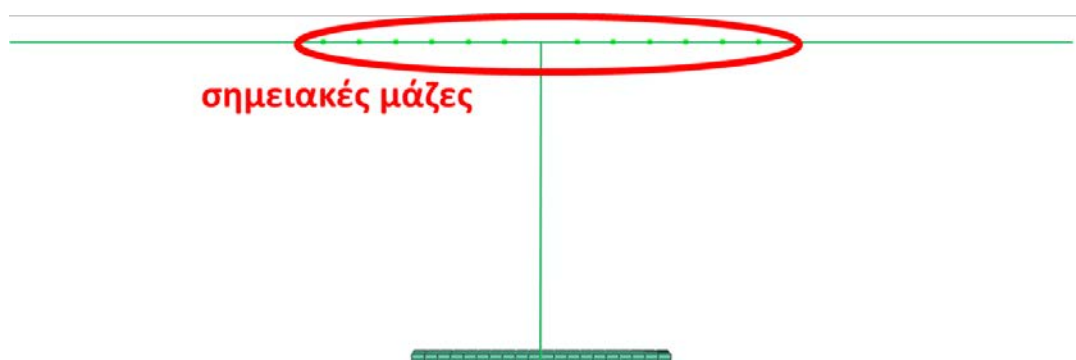
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ



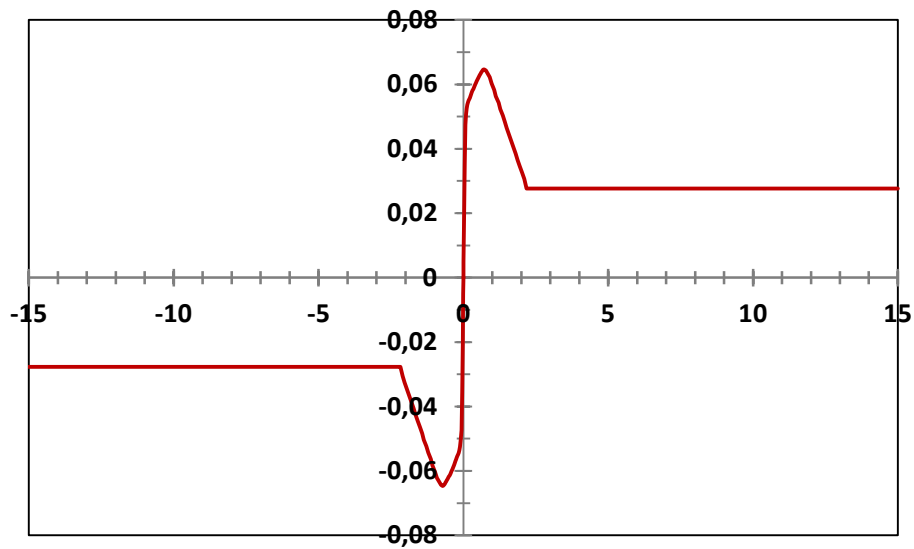
Εικόνα 3.1: Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις. (α) το 2D προσομοίωμα και (β) το 3D προσομοίωμα που περιέχουν μόνο το θεμέλιο με τη μάζα της ανωδομής συγκεντρωμένη στο μέσο του και (γ) το 3D προσομοίωμα που περιλαμβάνει και την ανωδομή της γέφυρας.



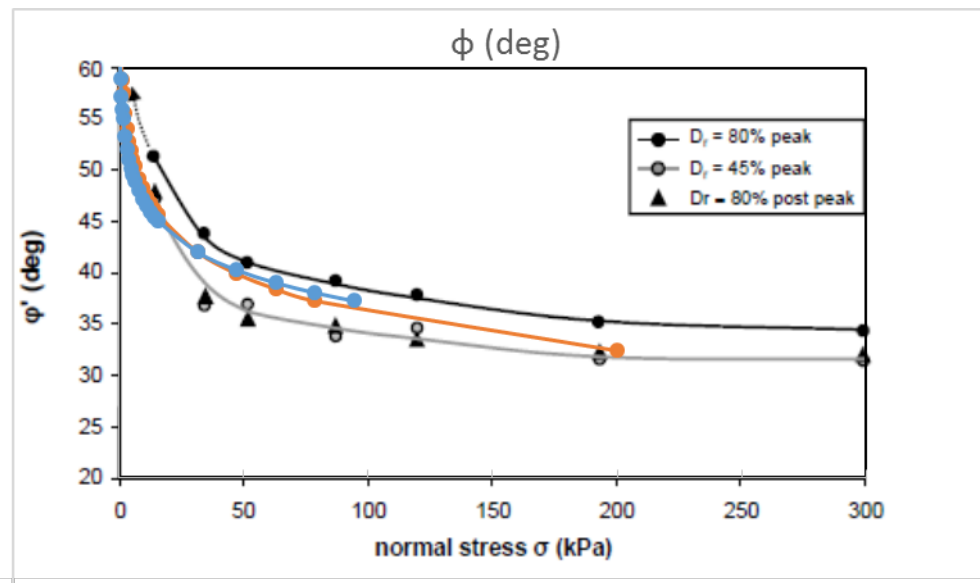
Εικόνα 3.2: Σκαρίφημα πρωτότυπης γέφυρας δύο ανοιγμάτων διαφορετικού μήκους, από την οποία εμπνεύστηκε το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα. Το μεσόβαθρο θεμελιώνεται σε μεμονωμένο πέδιλο, ενώ τα ακρόβαθρα στηρίζονται πάνω σε εφέδρανα. (Εικόνα από Διπλωματική εργασία Α.Κλαδή, 2016)



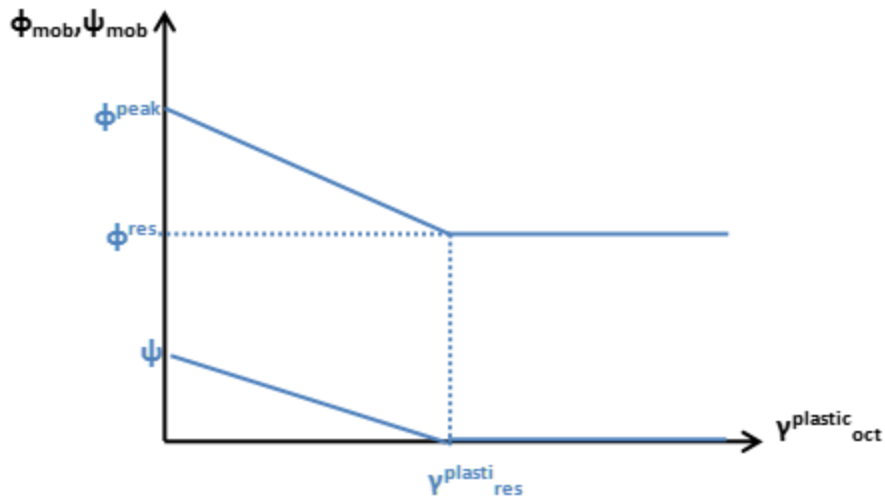
Εικόνα 3.3: Οι χαλύβδινες ράβδοι που τοποθετήθηκαν στο προσομοίωμα για να επιτευχθεί η επιθυμητή μάζα στο πειραματικό προσομοίωμα και η προσομοίωσή τους ως σημειακές μάζες στο αριθμητικό προσομοίωμα.



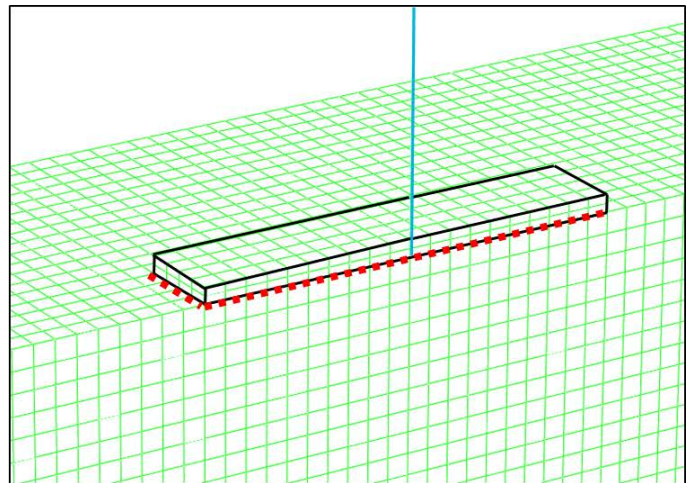
Εικόνα 3.4: Διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων για το προσομοίωμα του υποστυλώματος. Οι ροπές ισούνται με το μισό των αντίστοιχων που υπολογίστηκαν για την τεχνητή πλαστική άρθρωση, καθώς το διάγραμμα αναφέρεται στη μισή διατομή, αφού προσομοιώνεται το μισό μοντέλο.



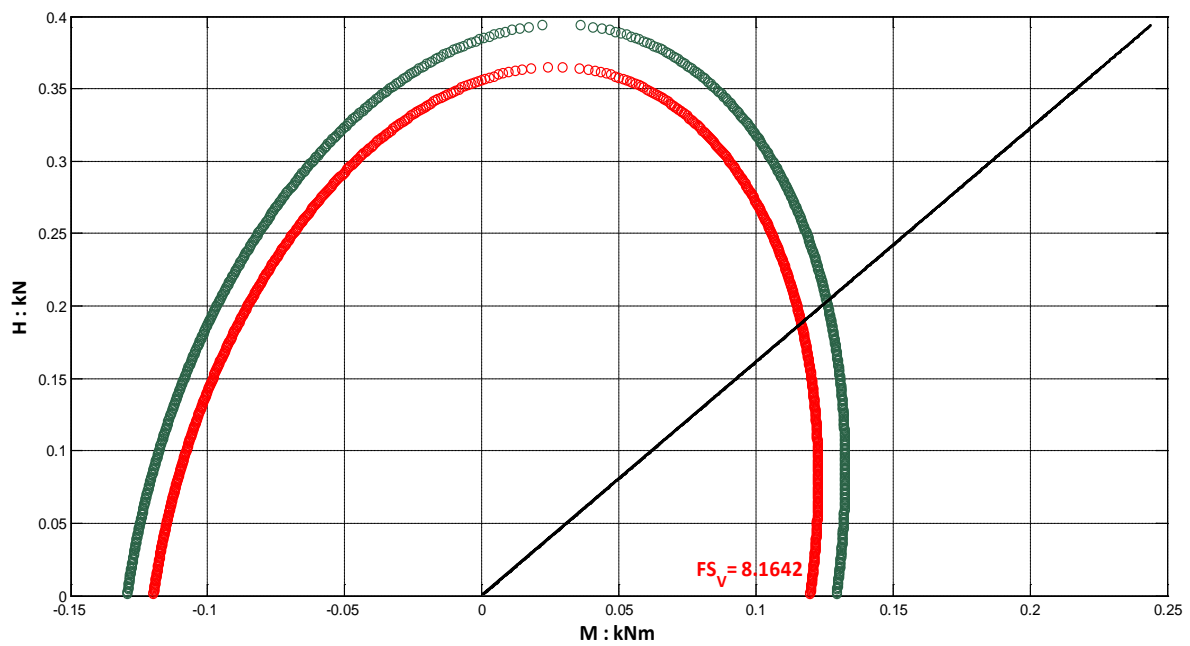
Εικόνα 3.5: Διάγραμμα απομείωσης της γωνίας τριβής συναρτήσει της ορθής τάσης. Η γαλάζια καμπύλη αντιστοιχεί στη σχέση ϕ - σ_v του καταστατικού προσομοιώματος του εδάφους που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις.



Εικόνα 3.6: Διάγραμμα απομείωσης της γωνίας τριβής και της διαστολικότητας συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης του εδαφικού στοιχείου. Με τον τρόπο αυτό προσομοιώνεται η ιστροπική χαλάρωση του εδάφους κατά τη διάδοση του ρήγματος.



Εικόνα 3.7: Αριστερά: το γυαλόχαρτο που κολλήθηκε στην κάτω μεριά του θεμελίου του πειραματικού προσομοιώματος, ώστε να προκύψει γνωστός συντελεστής τριβής μεταξύ του θεμελίου και της άμμου. Δεξιά: η διεπιφάνεια μεταξύ του θεμελίου και του εδάφους στο πειραματικό προσομοίωμα που ρυθμίστηκε να επιτρέπει την ολίσθηση και το ανασήκωμα του πεδύλου.



Εικόνα 3.8: Διάγραμμα αλληλεπίδρασης για τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας επιφανειακής θεμελίωσης συγκεκριμένων διαστάσεων υπό συνδυασμό φορτίσεως. Οι περιβάλλουσες συντελεστή ασφαλείας του διαγράμματος προέκυψαν για διαστάσεις κάτοψης πεδίου 0.2 x 0.5 m και μοχλοβραχίονα 0.6 m.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΕ ΔΥΟ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Πραγματοποιήθηκε μια σειρά αναλύσεων του προβλήματος σε δύο διαστάσεις, με τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στο [3ο κεφάλαιο](#), ώστε να βρεθεί το «καταλληλότερο σενάριο» για προσομοίωση σε τρεις διαστάσεις καθώς και στην πειραματική διάταξη. Ως «καταλληλότερο», θεωρήθηκε το σενάριο με το συνδυασμό ύψους στρώματος άμμου Η-μήκους θεμελίου Β για τον οποίο παρατηρούνται οι περισσότεροι διαφορετικοί μηχανισμοί διάδοσης της ρηξιγενούς μετατόπισης και για τους δύο τύπους ρήγματος και απόκρισης της κατασκευής, δεδομένων των περιορισμών που επιβάλλονται στη γεωμετρία του προβλήματος από τις διαστάσεις της πειραματικής διάταξης και τα φαινόμενα κλίμακας (βλ. [3.2](#)).

Το μήκος θεμελίου Β στις αναλύσεις ήταν 40 και 50 cm. Για μήκος θεμελίου 40 cm, το πάχος στρώματος άμμου ήταν 40, 50 ή 60 cm. Αντίστοιχα, για μήκος θεμελίου ίσο με 50 cm, το πάχος στρώματος άμμου ήταν είτε 50 είτε 60 cm. Οι διάφοροι συνδυασμοί που τέθηκαν υπό εξέταση παρουσιάζονται συνοπτικά στον [πίνακα 4.1](#).

Το θεμέλιο τοποθετήθηκε σε διαδοχικές θέσεις ανά 10 cm, ξεκινώντας από τη θέση $x = 0$ για το ανάστροφο ρήγμα και από τη θέση $x = - 0.30$ m για την περίπτωση του κανονικού ρήγματος, όπου ως x ορίζεται η οριζόντια απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από το σημείο έναρξης της τεκτονικής διάρρηξης στον πυθμένα του εδαφικού στρώματος ([εικόνα 4.1](#)). Η ακραία θέση της θεμελίωσης προς τα δεξιά ήταν τέτοια, ώστε το δεξί άκρο του θεμελίου να απέχει τουλάχιστον ένα μήκος θεμελίου από το άκρο του εδαφικού προφίλ, ήτοι το τοίχωμα της πειραματικής διάταξης. Δεδομένου ότι το σημείο $x = 0$ βρίσκεται σε απόσταση 100 cm από το αριστερό τοίχωμα και 170 cm

από το δεξί τοίχωμα, για μήκος θεμελίου ίσο με 40 cm, η ακραία θέση ήταν η $x = 0.90$ m, ενώ για μήκος θεμελίου 50 cm, η ακραία θέση θεωρήθηκε η $x = 0.70$ m. Σε όλες τις περιπτώσεις, η οριζόντια συνιστώσα της μετακίνησης του κινούμενου τμήματος φτάνει τα 10 cm, ενώ η γωνία διάδοσης στη βάση είναι 45° . Πραγματοποιήθηκαν εξήντα μία αναλύσεις σε δύο διαστάσεις για κανονικό ρήγμα (πίνακας 4.2) και σαράντα έξι για ανάστροφο ρήγμα (πίνακας 4.3), σύνολο 107.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στις επόμενες παραγράφους, σε όρους περιστροφής και κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζηση ή ανύψωση) του μέσου της θεμελίωσης (εικόνα 4.1).

4.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Από τα τέσσερα συγκεντρωτικά διαγράμματα $\Delta\theta - x$ (διαγράμματα (i), εικόνες 4.2, 4.3, 4.4 και 4.5) γίνεται φανερό ότι όλες οι καμπύλες σε κάθε διάγραμμα εμφανίζουν παρόμοια μορφή, ενώ σε όλα εμφανίζεται μια σημαντική περιστροφή του θεμελίου στη δυσμενέστερη θέση, η οποία πιθανώς να συνοδεύεται από μεγάλη καταπόνηση στην ανωδομή.

Είναι φανερό ότι, για δεδομένες διαστάσεις θεμελίου, μεγαλύτερο πάχος αμμώδους στρώματος συνεπάγεται ελαφρώς χαμηλότερη περιστροφή στο μέσο της θεμελίωσης, τουλάχιστον για τη δυσμενέστερη θέση κάθε καμπύλης, στην οποία εστιάζεται και το περισσότερο ενδιαφέρον. Το φαινόμενο αυτό εξηγείται απλώς από το γεγονός ότι η μετακίνηση στη βάση είναι σταθερή για όλες τις αναλύσεις. Όπως έχει προκύψει από τη βιβλιογραφία, αλλά αιτιολογείται και με τη χρήση κοινής λογικής, η εκδήλωση του ρήγματος είναι πιο έντονη όσο μεγαλώνει ο λόγος (κατακόρυφης) μετακίνησης στη βάση προς το ύψος του εδαφικού στρώματος h/H . Επομένως, όσο μικραίνει το H και το h παραμένει σταθερό, είναι εύλογο να γίνονται εντονότερες οι επιπτώσεις του ρήγματος. Για να είναι πιο «δίκαιη» η σύγκριση μεταξύ των διαφορετικών σεναρίων, θα έπρεπε ο λόγος h/H να διατηρείται σταθερός, αλλά στο συγκεκριμένο στάδιο της εργασίας μας ενδιαφέρει η σύγκριση σε απόλυτους όρους, ώστε να διαπιστωθούν οι δυνατότητες του προσομοιώματος.

Για παράδειγμα, παρουσιάζεται το διάγραμμα $\Delta\theta-x$ για ανάστροφο ρήγμα και μήκος θεμελίου 40 cm (διάγραμμα (i), εικόνα 4.2) και οι δυσμενέστερες θέσεις των καμπυλών $H = 40$ cm και $H = 50$ cm (εικόνες (α) και (β), αντίστοιχα). Μετά το τέλος της μετατόπισης των 10 cm στη βάση, βλέπουμε ότι η εικόνα που προκύπτει και από τις δύο περιπτώσεις είναι παρόμοια: το ρήγμα κατευθύνεται αρχικά προς το δεξί άκρο του θεμελίου με σταθερή κλίση, ακολουθώντας την πορεία

ελεύθερου πεδίου, ενώ περίπου από το μέσο του ύψους H σχηματίζεται ένας δευτερεύων κλάδος που διαδίδεται προς την αριστερή μεριά της θεμελίωσης. Η περιστροφή του κέντρου του πεδίου είναι κατά 1° περίπου μεγαλύτερη στην περίπτωση του $H=40$ cm. Αυτό το φαινόμενο εμφανίζεται στα τρία από τα τέσσερα διαγράμματα, με μοναδική εξαίρεση να είναι το διάγραμμα $\Delta\theta-x$ για κανονικό ρήγμα και μήκος θεμελίου 50 cm.

Σε αυτό το διάγραμμα, βλέπουμε ότι οι μηχανισμοί διάδοσης του ρήγματος που εμφανίζονται στις δυσμενέστερες θέσεις για τα ύψη $H=0.5$ και $H=0.6$ m διαφέρουν, παρόλο που οι θέσεις αυτές προκύπτουν και οι δύο για $x = 0$. Πιο συγκεκριμένα, για πάχος στρώματος $H=0.5$ m (7.5 m σε πλήρη κλίμακα), το ρήγμα έχει δύο κύριους κλάδους, έναν που αναπτύσσεται σχεδόν κατακόρυφα, χτυπώντας το θεμέλιο στο αριστερό του άκρο και προκαλώντας αποκόλληση από το έδαφος κι έναν που κατευθύνεται στο δεξί άκρο της θεμελίωσης. Στην άλλη περίπτωση, ενώ εκ πρώτης όψεως η εικόνα είναι παρόμοια, φαίνεται ότι υπάρχει ένας κύριος κλάδος, ο οποίος χτυπάει τη θεμελίωση στη δεξιά της μεριά, ενώ σχηματίζεται και ένας δευτερεύων κλάδος, που φτάνει στα δεξιά του θεμελίου. Αποτέλεσμα όλων αυτών είναι στην περίπτωση του $H=60$ cm η περιστροφή να προκύπτει ελαφρώς μεγαλύτερη.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται ενδεικτικά η περίπτωση ανάστροφου ρήγματος και μήκους θεμελίου 40 cm, όπου εξετάζονται τα σενάρια για $H = 40, 50$ και 60 cm, καθώς και η περίπτωση κανονικού ρήγματος για μήκος θεμελίου 50 cm, με πάχη $H = 50$ και 60 cm.

4.2.1 Ανάστροφο ρήγμα, μήκος θεμελίου 0.40 m

Συνολικά τριάντα αναλύσεις, δέκα για κάθε έναν από τους τρεις συνδυασμούς ύψους H με μήκος $B = 40$ cm, έλαβαν χώρα. Στο διάγραμμα (i) της [εικόνας 4.2](#), απεικονίζονται οι γωνίες περιστροφής σε μοίρες του κέντρου της θεμελίωσης για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος και μήκους θεμελίου $B = 40$ εκατοστά, σε σχέση με τη θέση x του πεδίου. Οι καμπύλες του σχήματος αντιστοιχούν σε πάχη αμμόδους στρώματος 0.40, 0.50 και 0.60 μέτρων, και δείχνουν την στροφή $\Delta\theta$ σε σχέση με τη θέση του θεμελίου. Το [διάγραμμα \(ii\)](#) της ίδιας εικόνας, παρουσιάζει τη διακύμανση της καθίζησης w σε m του κέντρου της θεμελίωσης για τους ίδιους συνδυασμούς. Αξίζει να σημειωθεί πως δεδομένου ότι η καθίζηση w έχει προσημανθεί ως θετική προς τα κάτω και στην περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος το θεμέλιο, κατά κύριο λόγο, ανυψώνεται, είναι εύλογο το w να εμφανίζεται αρνητικό στα αντίστοιχα διαγράμματα.

Οι τρεις δυσμενέστερες θέσεις για τα τρία διαφορετικά πάχη εδαφικού στρώματος φαίνονται στις εικόνες (α) έως (γ) του σχήματος. Στις εικόνες σημειώνεται με μαύρη διακεκομμένη γραμμή η πορεία διάδοσης του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο, για το αντίστοιχο πάχος H και ανάστροφο ρήγμα. Είναι χαρακτηριστικό πως και στις τρεις περιπτώσεις εμφανίζεται ο ίδιος μηχανισμός διάδοσης του ρήγματος, αλλά για $H = 60$ cm το ρήγμα δεν εκτρέπεται καθόλου από την πορεία διάδοσής του στο ελεύθερο πεδίο. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται εκτροπή του ρήγματος προς τη δεξιά πλευρά του θεμελίου, η οποία αναγκάζει το θεμέλιο να παραμείνει στο κινούμενο τέμαχος και να κινηθεί μαζί του. Παράλληλα, σημαντικό τμήμα του εδάφους υπό του θεμελίου πλαστικοποιείται, ωθώντας το σε σημαντική στροφή.

Είναι εμφανές πως το πάχος του εδαφικού στρώματος επηρεάζει τη μορφή των τριών καμπυλών. Πιο συγκεκριμένα, για μικρότερο πάχος H η καμπύλη φτάνει το μέγιστό της για μικρότερο x , σε λόγο x/H , όμως που κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα. Επίσης, μικρότερο H σημαίνει και μεγαλύτερο μέγιστο στο διάγραμμα $\Delta\theta - x$, δηλαδή μεγαλύτερη περιστροφή της θεμελίωσης και, άρα, δυσμενέστερη περίπτωση καταπόνησης.

Όπως προαναφέρθηκε, ο λόγος που αιτιολογεί, εν πολλοίς, τις διαφορές στα μέγιστα των τριών καμπυλών, είναι η διαφορά του λόγου της οριζόντιας συνιστώσας της επιβαλλόμενης μετακίνησης στη βάση προς το πάχος της άμμου, h/H . Εφόσον, όπως έχει αναπτυχθεί στα προηγούμενα, το h που εφαρμόζεται σε κάθε περίπτωση στις αναλύσεις ισούται με 10 cm, ο λόγος h/H για τη συνολική μετατόπιση είναι υψηλότερος, όσο μικρότερο είναι το H . Επομένως, για $H = 0.40$ m και $h/H = 0.25$, η καταπόνηση της θεμελίωσης, όπως αναμενόταν, προκύπτει πιο ισχυρή.

Τα παραπάνω αποτελούν μια ενδιαφέρουσα πρώτη ένδειξη της σημαντικής αλληλεπίδρασης που λαμβάνει χώρα μεταξύ του συστήματος ρήγματος – εδάφους και θεμελίωσης, με σημαντικές παραμέτρους τα χαρακτηριστικά και των τριών στοιχείων.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για $H = 0.40$ m, $H = 0.50$ m και $H = 0.60$ m και συγκρίνονται μεταξύ τους.

i. $H = 0.40$ m

Έγιναν αναλύσεις για δέκα διαφορετικές θέσεις του θεμελίου. Ξεκινώντας από τη θέση $x = 0$, δηλαδή στη θέση όπου η αριστερή άκρη του πεδίου βρίσκεται ακριβώς πάνω από το σημείο έναρξης της διάρρηξης στο βράχο, σε κάθε επόμενη θέση το θεμέλιο τοποθετείται όλο και

δεξιότερα, ανά 10 cm, μέχρι τη θέση $x = 0.90$ m. Οι κυριότεροι μηχανισμοί που παρατηρούνται αναφέρονται στη συνέχεια, ενώ στο διάγραμμα της [εικόνας 4.6](#) απεικονίζεται η διακύμανση της περιστροφής του κέντρου της θεμελίωσης για όλα τα x , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, για οριζόντια μετατόπιση στη βάση $h = 0.05$ m και $h = 0.10$ m. Στις εικόνες (α) έως και (δ) φαίνονται χαρακτηριστικά στιγμιότυπα για διάφορες θέσεις, όπου με διακεκομμένη μαύρη γραμμή φαίνεται η πορεία διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο.

❖ $x \leq 0.20$ m

Για $x \leq 0.20$ m, το θεμέλιο παραμένει εξ'ολοκλήρου στο κινούμενο τέμαχος και ακολουθεί την κίνηση του. Παράλληλα, το ρήγμα εκτρέπεται περίπου 10 cm (1.5 m σε πλήρη κλίμακα) σε σχέση με την πορεία διάδοσής του στο ελεύθερο πεδίο, όταν το πέδιλο βρίσκεται στη θέση $x = 20$ cm. Αυτή η εκτροπή είναι ικανή να βοηθήσει το θεμέλιο να επιβιώσει σχετικά άνετα. Πιο συγκεκριμένα, εμφανίζει ανύψωση ίση με αυτήν στη βάση, δηλαδή περίπου 10 cm, ενώ η στροφή που παρατηρείται είναι σχετικά μικρή (0° για $x = 0$ m, 4° για $x = 0.20$ m). Αυτή η συμπεριφορά αποτελεί χαρακτηριστικό των σημείων στην μωβ περιοχή του διαγράμματος, ενώ στην [εικόνα \(α\)](#) απεικονίζεται το στιγμιότυπο της πλαστικής παραμόρφωσης για τη θέση $x = 0.20$ m, μετά το πέρας της μετακίνησης στη βάση.

❖ $x = 0.30$ m

Η δυσμενέστερη περίπτωση αλληλεπίδρασης για το συγκεκριμένο συνδυασμό ύψους στρώματος – μήκους θεμελίου εμφανίζεται στη θέση $x = 0.30$ m, όπου έχουμε εκτροπή του ρήγματος προς τη δεξιά πλευρά του θεμελίου. Σε αυτή τη θέση, το ρήγμα θα «χτυπούσε» το θεμέλιο σχεδόν στο κέντρο του. Η περιστροφή του θεμελίου φτάνει σχεδόν στις 11 μοίρες, η οποία είναι και η μέγιστη τιμή που παρατηρείται για την ανάλυση ανάστροφου ρήγματος.

Στην [εικόνα 4.6](#), εμφανίζεται η συγκεκριμένη περίπτωση πιο λεπτομερώς. Στο διάγραμμα φαίνεται η εξέλιξη της γωνίας περιστροφής του κέντρου της θεμελίωσης κατά την επιβολή της τεκτονικής μετατόπισης στη βάση. Στην εικόνα (α) εμφανίζεται το θεμέλιο αμέσως μετά την επιβολή των γεωστατικών και δομικών φορτιών.

Στην [εικόνα \(β\)](#), για $h = 0.025$ m, ενώ το ρήγμα ακόμα δεν έχει εμφανιστεί στην επιφάνεια, φαίνεται πως αρχίζει να συσσωρεύεται η παραμόρφωση κατά μήκος μια συγκεκριμένης λωρίδας που καταλήγει δεξιά του θεμελίου, το οποίο ακόμα δεν έχει επηρεαστεί. Η πορεία διάδοσης του ρήγματος προς την επιφάνεια μέχρι ένα ύψος ταυτίζεται με την αντίστοιχη στο ελεύθερο πεδίο. Αφού πλησιάσει, όμως, προς το θεμέλιο, αναγκάζεται να εκτραπεί προς τα δεξιά.

Καθώς η επιβαλλόμενη μετακίνηση στη βάση φτάνει στο 50% ([εικόνα \(γ\)](#)), το κύριο τμήμα του ρήγματος έχει εκτραπεί προς τα δεξιά του θεμελίου, με τη γωνία διάδοσής του να μειώνεται αισθητά όσο πλησιάζει προς την επιφάνεια, όπου, τελικά, εμφανίζεται 35 εκατοστά δεξιότερα από το σημείο εμφάνισής του στο ελεύθερο πεδίο, δηλαδή κάτι παραπάνω από 5 μέτρα σε πλήρη κλίμακα. Παράλληλα, σχηματίζεται μια δευτερεύουσα διακλάδωση του ρήγματος προς τα αριστερά του θεμελίου. Γίνεται εμφανές πως η παρουσία του πεδύλου επηρεάζει την πορεία διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης.

Για $h = 7.5$ cm, όπως φαίνεται και στην [εικόνα \(δ\)](#), εμφανίζεται διάχυση της παραμόρφωσης σε όλη σχεδόν την περιοχή κάτω από το πέδιλο. Η εμφάνιση του ρήγματος στα δεξιά του θεμελίου γίνεται εντονότερη, καθώς σχηματίζεται αναβαθμός, και η περιστροφή του πεδύλου προκύπτει λίγο μικρότερη από 8° .

Το στιγμιότυπο που προκύπτει τη στιγμή που έχει επιβληθεί η τεκτονική μετατόπιση στη βάση στο σύνολο της, δηλαδή $h = 0.10$ m που αντιστοιχεί σε λόγο $h/H = 0.25$, φαίνεται στην [εικόνα \(ε\)](#). Γίνεται ξεκάθαρη πλέον η επιρροή της παρουσίας της θεμελίωσης στην πορεία διάδοσης του ρήγματος, το οποίο αναγκάζεται να συνεχίσει σχεδόν οριζοντίως, καταλήγοντας, τελικά, στον αναβαθμό που είχε ήδη εμφανιστεί προηγουμένως, δεξιά του θεμελίου. Η δευτερεύουσα διακλάδωση που είχε κάνει την εμφάνισή της για $h = 0.05$ m δεν καταλήγει στην επιφάνεια του εδάφους.

Η περιστροφή του κέντρου της θεμελίωσης ισούται με 10.8 μοίρες, η μεγαλύτερη που προέκυψε από τις αναλύσεις σε ανάστροφο ρήγμα για μήκος θεμελίου ίσο με 40 cm και όλους τους συνδυασμούς ύψους στρώματος άμμου.

❖ **$x = 0.40$ m**

Διαφορετικός μηχανισμός παρατηρείται στη θέση $x = 0.40$ m, όπου το ρήγμα φαίνεται να διαχέεται εξ' ολοκλήρου στην περιοχή κάτω από τη θεμελίωση, στα αριστερά του θεμελίου, όμως, εμφανίζεται αναβαθμός. Δεν υπάρχει εμφανής κύριος κλάδος του ρήγματος. Αυτή η περίπτωση φαίνεται στην [εικόνα \(γ\)](#) της [εικόνας 4.2](#). Στη συγκεκριμένη θέση παρατηρείται σημαντική στροφή του πεδύλου, που ξεπερνάει τις 8 μοίρες. Συγκρίνοντας αυτή τη θέση με την αμέσως προηγούμενη, $x = 0.30$ m, είναι εμφανές πως η μετακίνηση της θεμελίωσης κατά μόλις 1.5 μέτρο σε πλήρη κλίμακα είναι ικανή να προκαλέσει τόσο μεγάλη διαφορά στην απόκριση του συστήματος, ειδικά στον τρόπο διάδοσης του ρήγματος.

❖ $x \geq 0.50 \text{ m}$

Σε οριζόντια απόσταση μεγαλύτερη ή ίση των 50 cm από το σημείο της διάρρηξης στο βράχο ($x \geq 0.50 \text{ m}$), το πέδιλο εκτρέπει το ρήγμα προς τα αριστερά, αναγκάζοντάς το να εμφανιστεί στην επιφάνεια εκτός της περιμέτρου του. Το ρήγμα εκτρέπεται κατά περίπου 10 εκατοστά, δηλαδή 1.5 m σε πλήρη κλίμακα, αλλά ακόμα και αυτή η μικρή διαφοροποίηση στην πορεία διάδοσής του είναι αρκετή για να σώσει το πέδιλο από σημαντική περιστροφή και μετακίνηση. Το θεμέλιο παραμένει στο ακλόνητο τέμαχος. Χαρακτηριστική περίπτωση αυτή της συμπεριφοράς είναι αυτή της θέσης $x = 0.50 \text{ m}$, η οποία φαίνεται στην [εικόνα \(β\)](#) και αντιπροσωπεύει όλες τις θέσεις στην κίτρινη περιοχή του διαγράμματος.

ii. $H = 0.50 \text{ m}$

Παρόμοια συμπεριφορά στην περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος παρατηρείται όταν το εδαφικό στρώμα έχει πάχος 0.50 m. Το διάγραμμα $\Delta\theta - x$ της [εικόνας 4.8](#) χωρίζεται σε περιοχές με την ίδια λογική όπως στην προηγούμενη ενότητα. Η αριστερή μωβ περιοχή αντιστοιχεί σε θέσεις όπου εμφανίζεται εκτροπή του ρήγματος προς τα δεξιά του θεμελίου, το οποίο δεν περιστρέφεται σημαντικά. Η μεσαία πράσινη περιοχή περιλαμβάνει τις δυσμενέστερες - βάσει στροφής $\Delta\theta$ - θέσεις, όπου τα φαινόμενα που λαμβάνουν χώρα γίνονται πιο πολύπλοκα, αφού παρατηρείται εκτροπή του ρήγματος, διάχυση της πλαστικής παραμόρφωσης και σχηματισμός δεύτερου κλάδου του ρήγματος. Τέλος, στην κίτρινη περιοχή περιέχονται οι θέσεις όπου το ρήγμα εμφανίζεται επιφανειακά στα αριστερά του πεδίου, επιβάλλοντάς του περιορισμένη περιστροφή. Οι πιο χαρακτηριστικές θέσεις αναλύονται παρακάτω.

❖ $x \leq 0.40 \text{ m}$

Για τις θέσεις από $x = 0$ έως $x = 0.30 \text{ m}$, η εδαφική παραμόρφωση λόγω του ρήγματος εκτρέπεται πλήρως δεξιά του θεμελίου, αφήνοντάς το να κινηθεί με το κινούμενο τέμαχος, χωρίς να υποβληθεί σε σημαντική περιστροφή. Πιο συγκεκριμένα, αυτή η στροφή μετά βίας ξεπερνάει τις 2° στη θέση $x = 0.30 \text{ m}$.

Στην αμέσως επόμενη προς τα δεξιά θέση που εξετάστηκε ($x = 0.40 \text{ m}$), ενώ πάλι το ρήγμα εμφανίζεται στα δεξιά του πεδίου, η στροφή του θεμελίου ξεπερνάει τις 6 μοίρες.

❖ $x = 0.50 \text{ m}$

Η θέση $x = 0.50 \text{ m}$ είναι η δυσμενέστερη, καθώς η παραμόρφωση διαχέεται σε όλη την περιοχή κάτω από το πέδιλο, δημιουργούνται αναβαθμοί εκατέρωθεν του θεμελίου και η περιστροφή του κέντρου της θεμελίωσης φτάνει σχεδόν τις 10° . Το διάγραμμα $\Delta\theta - x$ για τη συγκεκριμένη περίπτωση περιλαμβάνεται στην [εικόνα 4.9](#), μαζί με στιγμιότυπα κατά την επιβολή της τεκτονικής μετατόπισης στη βάση.

Όπως επισημάνθηκε, οι ομοιότητες με την αντίστοιχη δυσμενέστερη θέση για το συνδυασμό B40/40 είναι αρκετά εμφανείς. Το ρήγμα και σε αυτήν την περίπτωση θα εμφανιζόταν στο μέσο του θεμελίου, αλλά τελικά εκτρέπεται προς τα δεξιά κατά 35 cm , δηλαδή 5.25 μέτρα σε πλήρη κλίμακα. Συγκρίνοντας τα στιγμιότυπα της [εικόνας 4.9](#) με αυτά της [εικόνας 4.7](#), η κυριότερη διαφορά εντοπίζεται στη διάχυση της πλαστικής παραμόρφωσης, η οποία είναι εντονότερη στην περίπτωση με το πάχος $H = 50 \text{ cm}$, κάτι που γίνεται αντιληπτό από $h = 0.075 \text{ m}$ και μετά. Επίσης, ο δευτερεύων κλάδος του ρήγματος που σχηματίζεται για $h = 5 \text{ cm}$, στην προκειμένη περίπτωση, δηλαδή για $H = 50 \text{ cm}$, καταφέρνει να φτάσει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους, χωρίς, όμως, να σχηματίσει σημαντικό αναβαθμό.

❖ $x = 0.60 \text{ m}$

Η αλληλεπίδραση που παρατηρείται στη συγκεκριμένη περίπτωση εμφανίζει αρκετές ομοιότητες με τη θέση $x = 0.40 \text{ m}$, για μήκος θεμελίου και πάχος εδαφικού στρώματος 40 cm , δηλαδή αμέσως δεξιά από τη δυσμενέστερη θέση. Εμφανίζεται πλήρης διάχυση της παραμόρφωσης στην περιοχή ακριβώς κάτω από τη θεμελίωση, με ένα μικρό αναβαθμό να σχηματίζεται αριστερά του θεμελίου. Ως εκ τούτου, η περιστροφή στο κέντρο του πεδίου είναι αρκετά σημαντική, καθώς πλησιάζει τις 7 μοίρες.

❖ $x \geq 0.70 \text{ m}$

Από τη θέση $x = 0.70 \text{ m}$ και δεξιότερα, το θεμέλιο παραμένει στο ακλόνητο τέμαχος, αγνοώντας τη μετακίνηση του κινούμενου τεμάχους. Η εκτροπή που προκαλείται στο ρήγμα από την παρουσία του θεμελίου ξεπερνά τα 10 cm , καταδεικνύοντας την επίδραση της θεμελίωσης στον τρόπο διάδοσης της παραμόρφωσης. Η στροφή και η κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου προκύπτουν πρακτικά μηδενικές.

iii. $H = 0.60 \text{ m}$

Η εικόνα της καμπύλης για μήκος θεμελίου και $H = 60 \text{ cm}$, για την περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος μοιάζει στη μορφή με τις καμπύλες για $H = 40$ και 50 cm , με τη διαφορά ότι είναι ελαφρώς μετατοπισμένη προς τα δεξιά, ενώ τα μέγιστα της είναι χαμηλότερα. Ορίζονται με την ίδια λογική τρεις περιοχές του διαγράμματος ([εικόνα 4.10](#)), οι δύο ακραίες όπου το θεμέλιο εκτρέπει το ρήγμα εκτός των ορίων του και δεν περιστρέφεται σημαντικά και η μεσαία, όπου περιέχονται οι δυσμενέστερες για τη θεμελίωση θέσεις.

Πιο συγκεκριμένα, η μεσαία περιοχή περιλαμβάνει τις θέσεις από $x = 0.50 \text{ m}$, έως και $x = 0.80 \text{ m}$, ενώ οι δύο χειρότερες θέσεις είναι οι $x = 0.6$ και $x = 0.7 \text{ m}$, καθώς εκεί η περιστροφή του κέντρου της θεμελίωσης φτάνει τις 8° . Παρόλο που η στροφή προκύπτει ίση και στις δύο θέσεις, η διάδοση του ρήγματος διαφέρει στις δύο περιπτώσεις, ήδη για πολύ μικρό h .

Όπως φαίνεται και στις σχετικές εικόνες, στη θέση $x = 60 \text{ cm}$, για $h = 2 \text{ cm}$, το ρήγμα κατευθύνεται προς το δεξί άκρο του θεμελίου, παρουσιάζοντας μικρή εκτροπή σε σχέση με την πορεία του στο ελεύθερο πεδίο, χωρίς να φτάσει στην επιφάνεια, ενώ στην έτερη θέση, για ίδια μετατόπιση στη βάση, το ρήγμα έχει ήδη φτάσει στην επιφάνεια, αριστερά από τη θεμελίωση.

Καθώς το h γίνεται 5 cm , το ρήγμα στη θέση $x = 50 \text{ cm}$ τελικά εμφανίζεται στην επιφάνεια, αναπτυσσόμενο με σταθερή γωνία για περίπου 50 cm , αλλά στα τελευταία 10 εκατοστά πριν την επιφάνεια η γωνία αλλάζει απότομα, ώστε το ρήγμα να εμφανιστεί επιφανειακά δίπλα από το ρήγμα. Στη θέση $x = 0.7 \text{ m}$, την ίδια στιγμή, έχει σχηματισθεί και δεύτερος κλάδος του ρήγματος, και, με αυτόν τον τρόπο, το ρήγμα εμφανίζεται στην επιφάνεια εκατέρωθεν του θεμελίου, δημιουργώντας αναβαθμούς.

Περαιτέρω αύξηση της μετακίνησης στη βάση οδηγεί στο σχηματισμό δευτερεύοντος κλάδου στη θέση $x = 0.6 \text{ m}$, ο οποίος κατευθύνεται προς τα αριστερά του θεμελίου, χωρίς να φτάσει, όμως, στην επιφάνεια, ακόμα και για $h = 10 \text{ cm}$. Παράλληλα, στη θέση $x = 0.7 \text{ m}$, το ρήγμα συνεχίζει να αναπτύσσεται μέσω των δύο κύριων κλάδων, ενώ η εμφανής διάχυση της παραμόρφωσης αφήνει μόνο ένα μικρό τμήμα πάνω στο οποίο στηρίζεται το πέδιλο χωρίς να πλαστικοποιηθεί.

Παρά τις εμφανείς διαφορές, καθόλη τη διάρκεια επιβολής της μετακίνησης στη βάση, η περιστροφή της θεμελίωσης στις δύο θέσεις ταυτίζεται, παραμένει, όμως, μικρότερη από τις μέγιστες τιμές που εμφανίζονται για $H = 40$ και 50 cm .

4.2.2 Κανονικό ρήγμα, μήκος θεμελίου 0.50 m

Για μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πραγματοποιήθηκαν συνολικά είκοσι δύο αναλύσεις, έντεκα για ύψος $H = 50$ cm και έντεκα για $H = 60$ cm. Στο διάγραμμα (i) της [εικόνας 4.5](#), απεικονίζονται οι γωνίες περιστροφής σε μοίρες του κέντρου της θεμελίωσης για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος και μήκους θεμελίου $B = 40$ εκατοστά, σε σχέση με τη θέση x του πεδύλου. Οι καμπύλες του σχήματος αντιστοιχούν σε πάχη αμμώδους στρώματος 0.50 και 0.60 μέτρων, και δείχνουν την στροφή $\Delta\theta$ σε σχέση με τη θέση του θεμελίου. Η στροφή έχει προσημανθεί ώστε η ωρολογιακή περιστροφή να είναι θετική, επομένως, στο συγκεκριμένο διάγραμμα οι τιμές εμφανίζονται αρνητικές. Επιπλέον, το [διάγραμμα \(ii\)](#) της ίδιας εικόνας, παρουσιάζει τη διακύμανση της καθίζησης w σε m του κέντρου της θεμελίωσης για τους ίδιους συνδυασμούς.

Η δυσμενέστερη θέση για το κάθε H φαίνεται στις εικόνες (α) και (β) του σχήματος, όπου σημειώνεται με μαύρη διακεκομμένη γραμμή η πορεία διάδοσης του ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο, για το αντίστοιχο πάχος H και κανονικό ρήγμα.

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η συγκεκριμένη περίπτωση εξετάζεται ξεχωριστά επειδή αποτελεί εξαίρεση στο μοτίβο που έχει παρατηρηθεί στις άλλες περιπτώσεις, σύμφωνα με το οποίο μεγαλύτερο H αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη στροφή $\Delta\theta$ στη δυσμενέστερη θέση, καθώς και η εικόνα του ρήγματος στις ίδιες θέσεις είναι παρόμοια. Είναι εμφανές και στις εικόνες (α) και (β) πως οι μηχανισμοί που παρατηρούνται σε αυτές τις θέσεις διαφέρουν αρκετά.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για $H = 0.50$ m και $H = 0.60$ m και συγκρίνονται μεταξύ τους.

i. $H = 0.50$ m

Έγιναν αναλύσεις για δέκα διαφορετικές θέσεις του θεμελίου. Με αρχική θέση $x = -30$ cm, δηλαδή εκεί όπου η αριστερή άκρη του πεδύλου βρίσκεται πιο αριστερά από το σημείο έναρξης της διάρρηξης στο βράχο, σε κάθε επόμενη θέση το θεμέλιο τοποθετείται όλο και δεξιότερα, ανά 10 cm, μέχρι τη θέση $x = 0.70$ m. Οι κυριότεροι μηχανισμοί που παρατηρούνται αναφέρονται στη συνέχεια, ενώ στο διάγραμμα της [εικόνας 4.11](#) απεικονίζεται η διακύμανση της περιστροφής του κέντρου της θεμελίωσης για όλα τα x , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, για οριζόντια μετατόπιση στη βάση $h = 0.05$ m και $h = 0.10$ m. Το διάγραμμα χωρίζεται σε τρεις περιοχές, με την ίδια λογική που ακολουθήθηκε στις προηγούμενες περιπτώσεις. Στις εικόνες (α) έως και (δ) φαίνονται

χαρακτηριστικά στιγμιότυπα για διάφορες θέσεις, όπου με διακεκομμένη μαύρη γραμμή φαίνεται η πορεία διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο.

❖ $x \leq -0.30 \text{ m}$

Η θέση της εικόνας (α), που αντιστοιχεί σε $x = -0.3 \text{ m}$, αποτελεί χαρακτηριστική περίπτωση των θέσεων που ανήκουν στην αριστερή, μωβ περιοχή. Σε αυτήν την περιοχή θέσεων, το ρήγμα φαίνεται να μην επηρεάζεται από την παρουσία της θεμελίωσης, καθώς ακολουθεί την ίδια πορεία με αυτήν που εμφάνισε στο ελεύθερο πεδίο. Ως εκ τούτου, το θεμέλιο κινείται προς τα κάτω μαζί με το κινούμενο τμήμα, περιστρεφόμενο ελάχιστα. Αξίζει να σημειωθεί, όμως, πως, ακολουθώντας την καθοδική αυτή κίνηση, η καθίζηση του κέντρου της θεμελίωσης σχεδόν ισούται με τη μετακίνηση στη βάση, δηλαδή 10 cm ή 1.5 m σε πλήρη κλίμακα. Με δεδομένο ότι η θεμελίωση που εξετάζεται ανήκει σε μεσόβαθρο γέφυρας, γίνεται αντιληπτό ότι θα αναπτυχθούν διαφορικές μετατοπίσεις, οι οποίες θα μεταφερθούν και στην ανωδομή, προκαλώντας σημαντική καταπόνηση.

❖ $x = -0.10 \text{ m}$

Η συγκεκριμένη θέση που βρίσκεται στην κίτρινη περιοχή, ανήκει στις δύο δυσμενέστερες θέσεις που εξετάστηκαν, από άποψη περιστροφής της θεμελίωσης. Η εικόνα μετά το τέλος της ανάλυσης φαίνεται στην [εικόνα 4.11\(β\)](#). Βλέπουμε ότι, ενώ το ρήγμα θα χτυπούσε τη θεμελίωση στο μέσο της, τελικά εκτρέπεται προς τα δεξιά και εμφανίζεται στην επιφάνεια εκτός των ορίων της θεμελίωσης. Παρ'όλα αυτά, η εκτροπή αυτή δεν είναι επαρκής ώστε να βοηθήσει τη θεμελίωση, αφού το αριστερό μέρος της ακολουθεί την καθοδική κίνηση του κινούμενου τμήματος. Επιπλέον, εμφανίζεται μια διακλάδωση του ρήματος, η οποία ξεκινάει από τον κύριο κλάδο και κατευθύνεται προς το αριστερό άκρο του θεμελίου, χωρίς να καταφέρει να φτάσει, όμως, στην επιφάνεια του εδάφους. Στη συγκεκριμένη θέση, η αλληλεπίδραση μεταξύ ρήματος και θεμελίου δε λειτουργεί προς όφελος της κατασκευής, η οποία περιστρέφεται κατά 8° ,

❖ $x = 0 \text{ m}$

Αποτελεί τη δυσμενέστερη θέση για το συγκεκριμένο συνδυασμό B και H, για κανονικό ρήγμα, έστω και κατά πολύ λίγο, γι'αυτό και θα παρουσιαστεί εκτενώς. Όπως φαίνεται και στην [εικόνα 4.12](#), το ρήγμα θα χτυπούσε τη θεμελίωση λίγο πιο αριστερά από το μέσο της. Φαινομενικά, η συγκεκριμένη θέση δε θα έπρεπε να διαφέρει σημαντικά σε σχέση με την αμέσως προηγούμενη θέση, τουλάχιστον όσον αφορά την πορεία διάδοσης του ρήματος.

Ήδη για $h = 2 \text{ cm}$ (εικόνα (β)), βλέπουμε πως το ρήγμα εκτρέπεται από την πορεία στο ελεύθερο πεδίο και αναπτύσσεται σχεδόν κατακόρυφα, προς το αριστερό άκρο της θεμελίωσης. Παράλληλα, εμφανίζεται ένας δευτερεύων κλάδος, ο οποίος κατευθύνεται προς τη δεξιά πλευρά του θεμελίου. Η στροφή $\Delta\theta$ έχει ξεπεράσει κιόλας τις 2 μοίρες.

Καθώς η μετακίνηση στη βάση φτάνει τα 5 cm (0.75 μέτρα σε πλήρη κλίμακα), φαίνεται (εικόνα (γ)) πως η παραμόρφωση συγκεντρώνεται επί των δύο κλάδων που είχαν προηγουμένως σχηματιστεί. Πλέον, το ρήγμα αποτελείται από δύο κύριους κλάδους. Την ίδια στιγμή, ένα μικρό τμήμα στο αριστερό άκρο του θεμελίου χάνει επαφή με το έδαφος, γεγονός που προκαλεί καταπόνηση στο πέδιλο, το οποίο καλείται να λειτουργήσει σαν πρόβολος, άρα κάμπτεται. Η περιστροφή φτάνει τις 4° .

Η εικόνα δεν αλλάζει σημαντικά για $h = 7.5 \text{ cm}$: το ρήγμα συνεχίζει να αναπτύσσεται κατά μήκος των δύο κλάδων, εκ των οποίων ο κατακόρυφος συγκεντρώνει μεγαλύτερη παραμόρφωση, η αποκόλληση στο αριστερό μέρος του θεμελίου γίνεται πιο εμφανής, ενώ η $\Delta\theta$ μεγαλώνει, ξεπερνώντας, πλέον, τις 6 μοίρες. Επιπλέον, η διάχυση της παραμόρφωσης στην περιοχή μεταξύ των δύο κλάδων γίνεται αρκετά έντονη.

Μετά το πέρας της μετακίνησης στη βάση, δεν έχει εμφανιστεί κάποιο καινούριο φαινόμενο. Η περιστροφή του μέσου του θεμελίου φτάνει τις 8° , ενώ η αποκόλληση έχει φτάσει στο $1/6$ περίπου του συνολικού μήκους του θεμελίου.

❖ $x \geq 0.10 \text{ m}$

Καθώς το θεμέλιο τοποθετείται πιο δεξιά από τις δυσμενείς περιοχές, φαίνεται ότι η περιστροφή του κέντρου του μειώνεται σημαντικά, πρακτικά μηδενίζεται. Χαρακτηριστική είναι η θέση $x = 0.10 \text{ m}$, η οποία παρουσιάζεται στην [εικόνα 4.11\(δ\)](#). Όπως φαίνεται, το ρήγμα ακολουθεί την πορεία διάδοσης ελεύθερου πεδίου, αφήνοντας το θεμέλιο στο ακλόνητο τέμαχος. Ως εκ τούτου, η καθίζηση του θεμελίου είναι μηδενική, ενώ και η $\Delta\theta$ τείνει στο μηδέν. Η μόνη καταπόνηση στο θεμέλιο προκύπτει από την απώλεια επαφής με το έδαφος, κάτω από το αριστερό του άκρο, η οποία προκαλεί κάμψη. Αυτή η αποκόλληση εμφανίζεται, όμως, μόνο όταν το πέδιλο βρίσκεται αρκετά κοντά στο σημείο εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια στο ελεύθερο πεδίο. Η αλληλεπίδραση του συστήματος δεν είναι αρκετά έντονη, εξασφαλίζοντας, με αυτόν τον τρόπο, την επιβίωση της θεμελίωσης και της κατασκευής.

ii. $H = 0.60 \text{ m}$

Η απόκριση του συστήματος μελετήθηκε στις ίδιες ακριβώς θέσεις με την περίπτωση όπου το πάχος του στρώματος ήταν 50 cm. Εν αντιθέσει με το προηγούμενο σενάριο, όπου η καμπύλη $\Delta\theta - x$ πρακτικά εμφάνιζε δύο μέγιστα σε διπλανές θέσεις, το μέγιστο (σε απόλυτη τιμή) της συγκεκριμένης καμπύλης είναι μοναδικό και αρκετά μεγαλύτερο από τιμές που προκύπτουν για τις υπόλοιπες θέσεις.

Οι κυριότεροι μηχανισμοί που παρατηρούνται αναφέρονται στη συνέχεια, ενώ στο διάγραμμα της [εικόνας 4.13](#) απεικονίζεται η διακύμανση της περιστροφής του κέντρου της θεμελίωσης για όλα τα x , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, για οριζόντια μετατόπιση στη βάση $h = 0.05 \text{ m}$ και $h = 0.10 \text{ m}$. Το διάγραμμα χωρίζεται κι εδώ σε τρεις περιοχές. Στις εικόνες (α) έως και (στ) φαίνονται χαρακτηριστικά στιγμιότυπα για διάφορες θέσεις με το πέρας της ανάλυσης, όπου με διακεκομμένη μαύρη γραμμή φαίνεται η πορεία διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης στο ελεύθερο πεδίο.

❖ $x \leq -0.30 \text{ m}$

Όπως προηγουμένως, στα αριστερά βρίσκεται η περιοχή όπου το ρήγμα διαδίδεται όπως στο ελεύθερο πεδίο. Το θεμέλιο παραμένει στα αριστερά του ρήγματος και κινείται προς τα κάτω, μαζί με το κινούμενο τμήμα, χωρίς να περιστρέφεται σημαντικά. Χαρακτηριστική για αυτήν την περιοχή είναι η θέση $x = -0.3 \text{ m}$, η οποία φαίνεται στην εικόνα (α). Αξίζει να σημειωθεί πως στην εν λόγω θέση σχηματίζεται διακλάδωση του ρήγματος, η οποία εμφανίζεται επιφανειακά αριστερά του θεμελίου. Αυτή η διακλάδωση αποτελεί χαρακτηριστικό των κανονικών ρηγμάτων.

❖ $x = 0 \text{ m}$

Η θέση $x = 0$ ανήκει στη μεσαία περιοχή του διαγράμματος, η εικόνα που εμφανίζεται, όμως, είναι διαφορετική από αυτήν που προκύπτει για τις υπόλοιπες θέσεις της κίτρινης περιοχής. Στη συγκεκριμένη θέση, ενώ το ρήγμα θα χτυπούσε τη θεμελίωση στο μέσο της, τελικά εκτρέπεται προς τα δεξιά, όπου και εμφανίζεται στην επιφάνεια. Τα στιγμιότυπα σε διάφορα στάδια της επιβολής της μετακίνησης στη βάση φαίνονται στις υποεικόνες της [εικόνας 4.14](#).

Η απόκριση του συστήματος στη συγκεκριμένη θέση εμφανίζει αρκετές ομοιότητες με τη θέση [\$x = -0.10 \text{ m}\$](#) , για πάχος στρώματος άμμου ίσο με 0.5 m, όπου κι εκεί το ρήγμα θα χτυπούσε το θεμέλιο ακριβώς στο κέντρο του. Παρά την ομοιότητα, η περιστροφή για $H = 0.5 \text{ m}$ προκύπτει ελαφρώς μεγαλύτερη, αντιβαίνοντας στο γενικό μοτίβο που έχει αναφερθεί.

❖ $x \geq 0.10 \text{ m}$

Η πράσινη περιοχή στα δεξιά περιλαμβάνει τις θέσεις όπου το ρήγμα δεν εκτρέπεται από την πορεία του, όπως αυτή εμφανίστηκε στο ελεύθερο πεδίο, αφήνοντας το θεμέλιο στα δεξιά του. Είναι χαρακτηριστικό πως η τελική μορφή του ρήγματος περιλαμβάνει και τον δευτερεύοντα κλάδο προς τα αριστερά, ο οποίος εμφανίζεται και στο ελεύθερο πεδίο. Σε αυτήν την περιοχή, όμως, η εικόνα του ρήγματος και του θεμελίου αλλάζει, ανάλογα με το πόσο κοντά βρίσκεται η θεμελίωση στην περιοχή εμφάνισης του ρήγματος.

Πιο συγκεκριμένα, στη θέση $x = 0.10 \text{ m}$ (εικόνα (δ)), το ρήγμα εκτρέπεται ελάχιστα από την πορεία ε.π. και το θεμέλιο παραμένει στο ακλόνητο τέμαχος. Την ίδια στιγμή εμφανίζεται ένας δευτερεύων κλάδος του ρήγματος, ο οποίος χτυπάει το θεμέλιο στο δεξί του άκρο. Στα αριστερά, όπου εμφανίζεται το ρήγμα, το έδαφος χάνει επαφή με το έδαφος, γεγονός που του προκαλεί καμπτική καταπόνηση. Η αλληλεπίδραση του συστήματος έχει ως αποτέλεσμα η περιστροφή $\Delta\theta$ να ξεπεράσει τις 4 μοίρες.

Σε θέσεις πιο δεξιά, ο δευτερεύων προς τα δεξιά κλάδος του ρήγματος δεν εμφανίζεται. Αντ'αυτού, η εικόνα του ρήγματος είναι σχεδόν πανομοιότυπη με την αντίστοιχη στο ελεύθερο πεδίο. Η περιστροφή και η καθίζηση του θεμελίου είναι μηδενικές. Η μόνη καταπόνηση προκύπτει από την απώλεια επαφής του αριστερού άκρου της θεμελίωσης (θέση $x = 0.2 \text{ m}$ – εικόνα (ε)), η οποία, όμως, πιο δεξιά δεν εμφανίζεται (θέση $x = 0.3 \text{ m}$ – εικόνα (στ)).

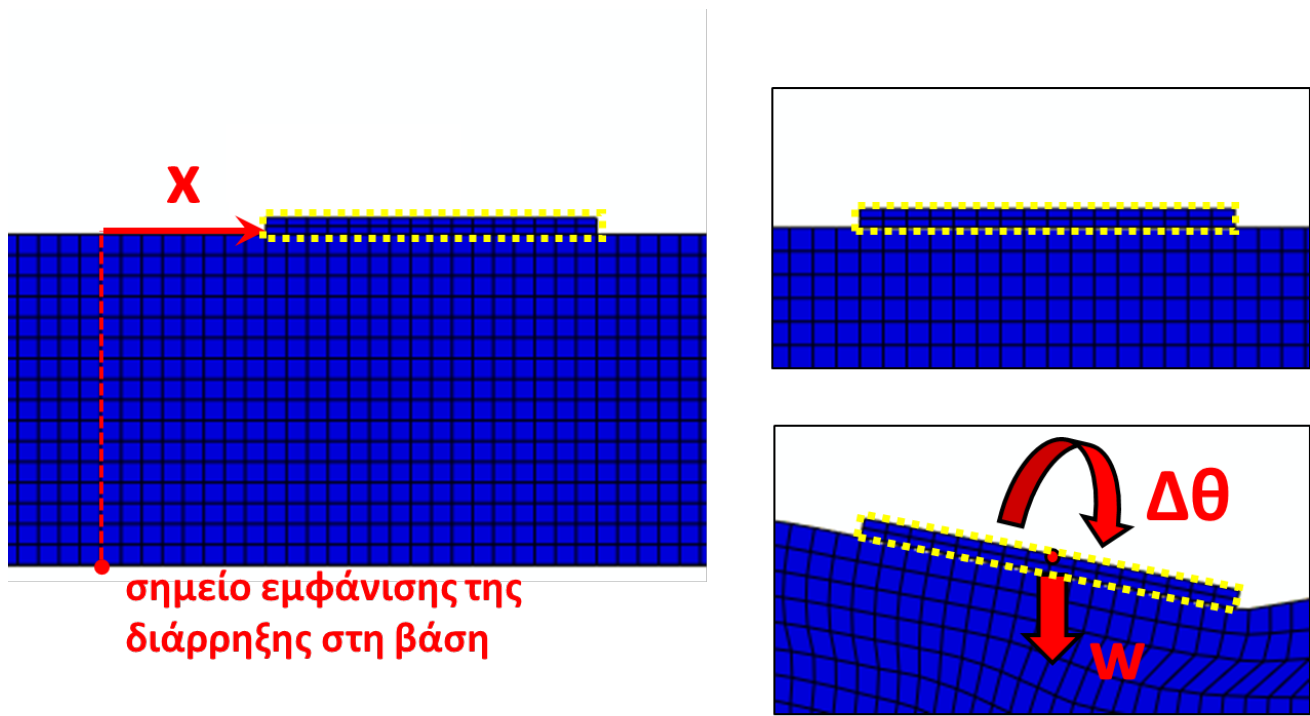
4.3 ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΕΛΙΚΗΣ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Από όσα αναλύθηκαν στο παρόν κεφάλαιο, προκύπτει πως η απόκριση του συστήματος όσον αφορά την μετακίνηση του θεμελίου και τη μορφή διάδοσης του ρήγματος, δεν εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από το ύψος H του αμμώδους στρώματος. Ακόμη, οι διαφορές που προκύπτουν όταν το θεμέλιο έχει διαφορετικό μήκος δεν είναι ικανές να επηρεάσουν το τελικό αποτέλεσμα, κυρίως ως προς τη μετακίνηση και τη στροφή της θεμελίωσης.

Με βάση, λοιπόν, τα παραπάνω, αποφασίστηκε το τελικό προσομοίωμα, το οποίο θα προσομοιωθεί αριθμητικά σε τρεις διαστάσεις και πειραματικά, να αποτελείται από εδαφικό στρώμα

πάχους 50 cm και θεμέλιο κάτοψης 20 x 50 cm. Σε πλήρη κλίμακα, προκύπτει $H = 7.5$ m, ενώ το θεμέλιο έχει διαστάσεις 3 x 7.5 m.

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ



Εικόνα 4.1: Ορισμός της απόστασης x του αριστερού άκρου του θεμελίου από το σημείο έναρξης της μετακίνησης στο έδαφος, της ωρολογιακής περιστροφής $\Delta\theta$ και της καθίζησης w του κέντρου της θεμελίωσης. Η περιστροφή έχει οριστεί ως θετική ωρολογιακά και η καθίζηση w έχει οριστεί παντού ως θετική προς τα κάτω,

		B (m)	
		0.4	0.5
H (m)	0.4		
	0.5		
	0.6		
	0.6		

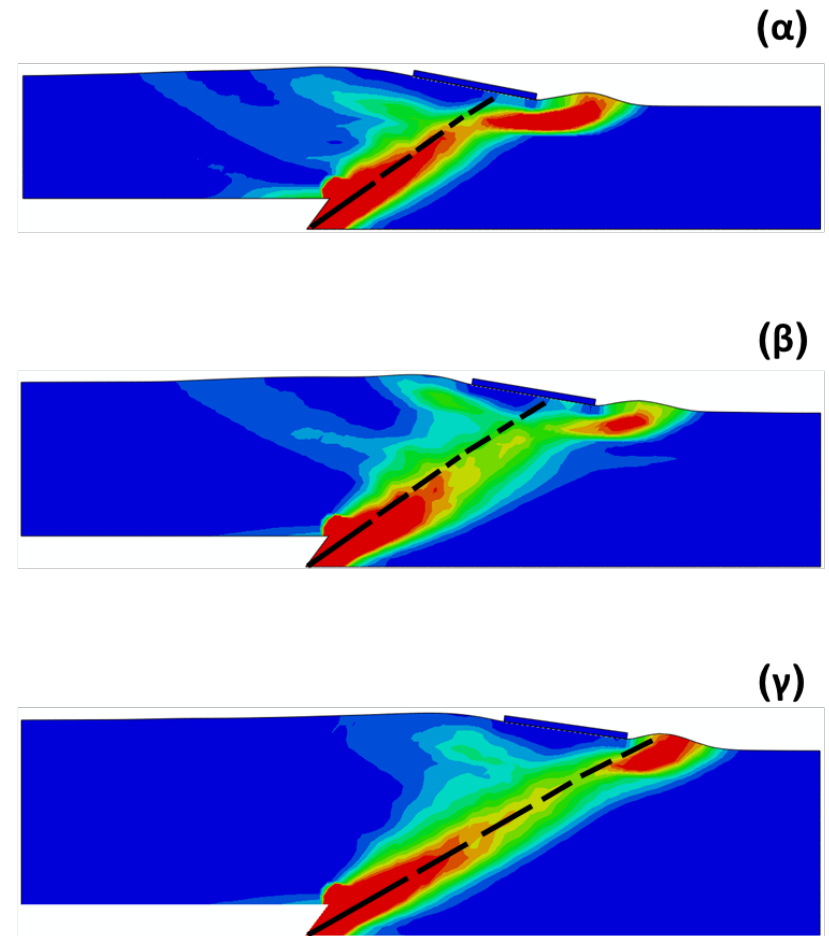
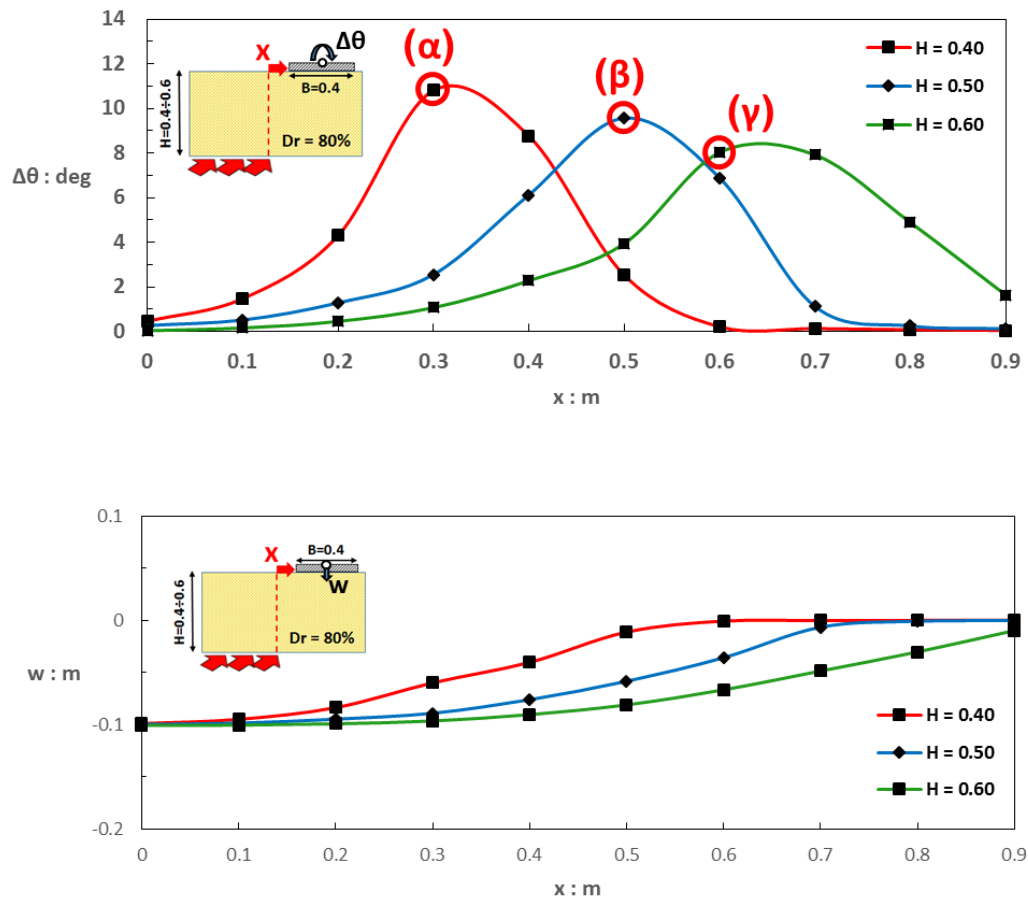
Πίνακας 4.1: Συνδυασμοί μήκους θεμελίου B και πάχους εδαφικού στρώματος που δοκιμάστηκαν ώστε να βρεθεί ο καταλληλότερος που θα χρησιμοποιηθεί στη συνέχεια της εργασίας.

B (m)		0.4			0.5	
H (m)		0.4	0.5	0.6	0.5	0.6
X (m)	-0.3	✓	✓	✓	✓	✓
	-0.2	✓	✓	✓	✓	✓
	-0.1	✓	✓	✓	✓	✓
	0	✓	✓	✓	✓	✓
	0.1	✓	✓	✓	✓	✓
	0.2	✓	✓	✓	✓	✓
	0.3	✓	✓	✓	✓	✓
	0.4	✓	✓	✓	✓	✓
	0.5	✓	✓	✓	✓	✓
	0.6	✓	✓	✓	✓	✓
	0.7	✓	✓	✓	✓	✓
	0.8	✓	✓	✓	-	-
	0.9	✓	✓	✓	-	-

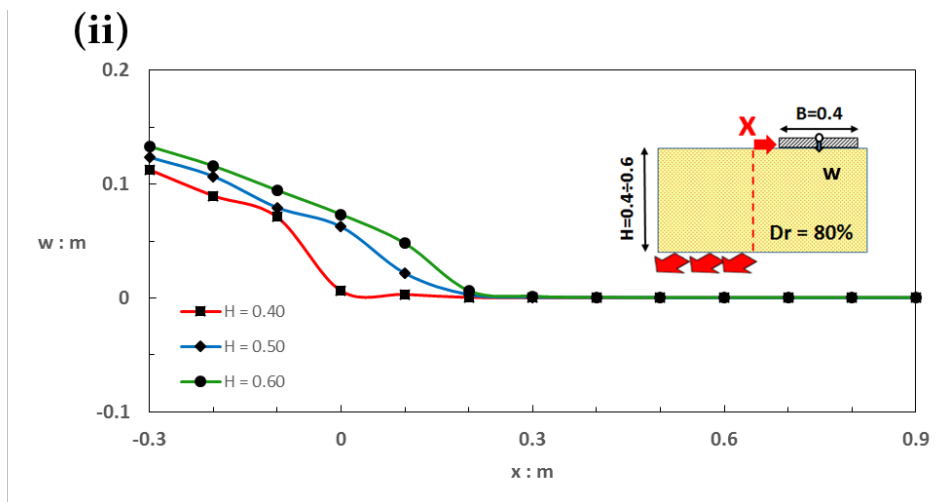
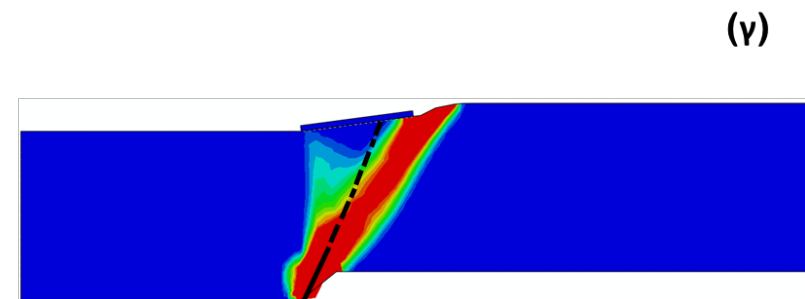
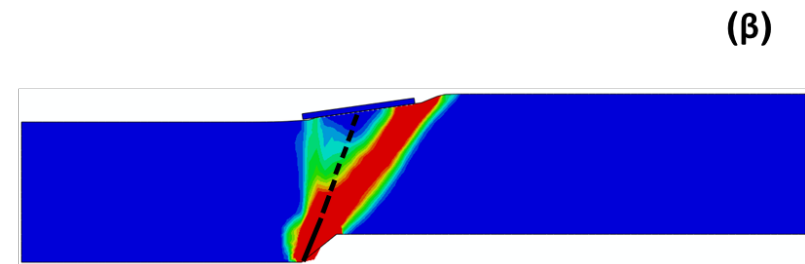
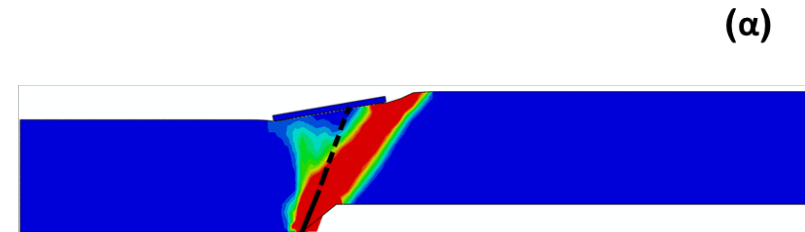
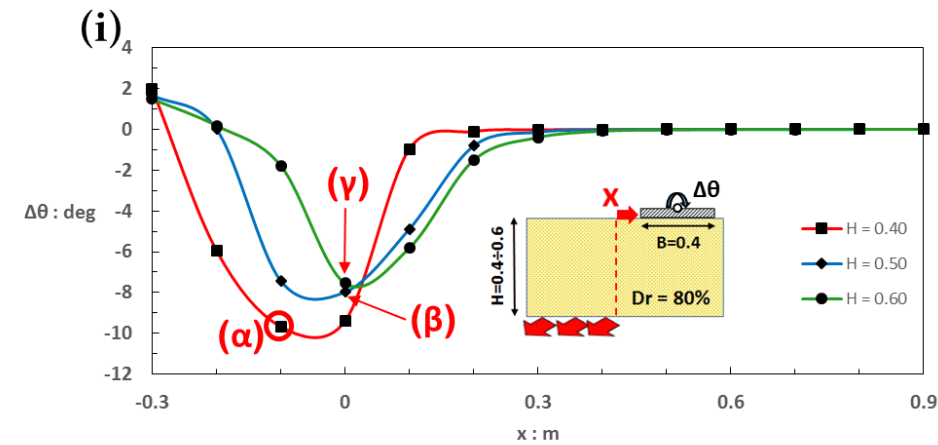
Πίνακας 4.2: Σύνολο αναλύσεων για τους διάφορους συνδυασμούς μήκους θεμελίου B, πάχους εδαφικού στρώματος H και θέση θεμελίωσης x που πραγματοποιήθηκαν σε δύο διαστάσεις για κανονικό ρήγμα.

B (m)		0.4			0.5	
H (m)		0.4	0.5	0.6	0.5	0.6
X (m)	0	✓	✓	✓	✓	✓
	0.1	✓	✓	✓	✓	✓
	0.2	✓	✓	✓	✓	✓
	0.3	✓	✓	✓	✓	✓
	0.4	✓	✓	✓	✓	✓
	0.5	✓	✓	✓	✓	✓
	0.6	✓	✓	✓	✓	✓
	0.7	✓	✓	✓	✓	✓
	0.8	✓	✓	✓	-	-
	0.9	✓	✓	✓	-	-

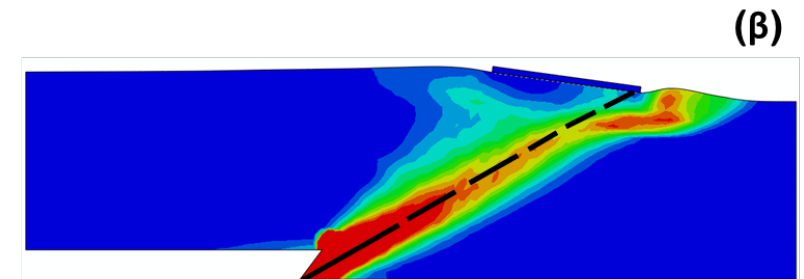
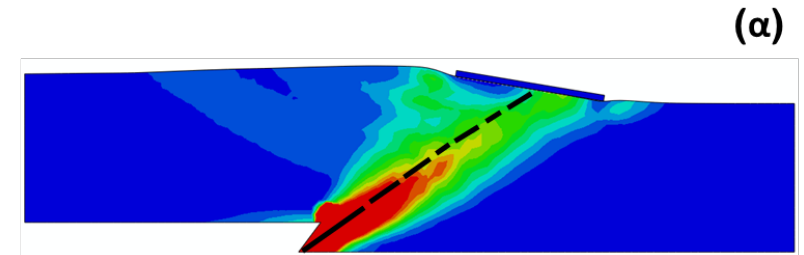
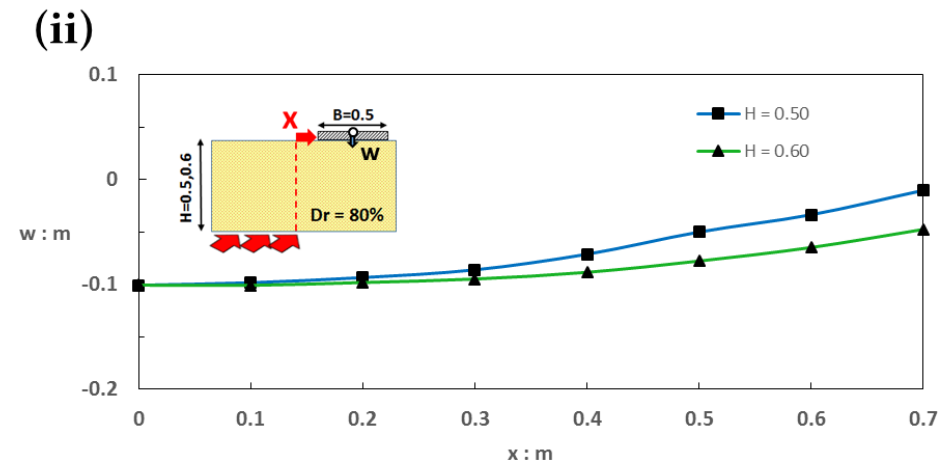
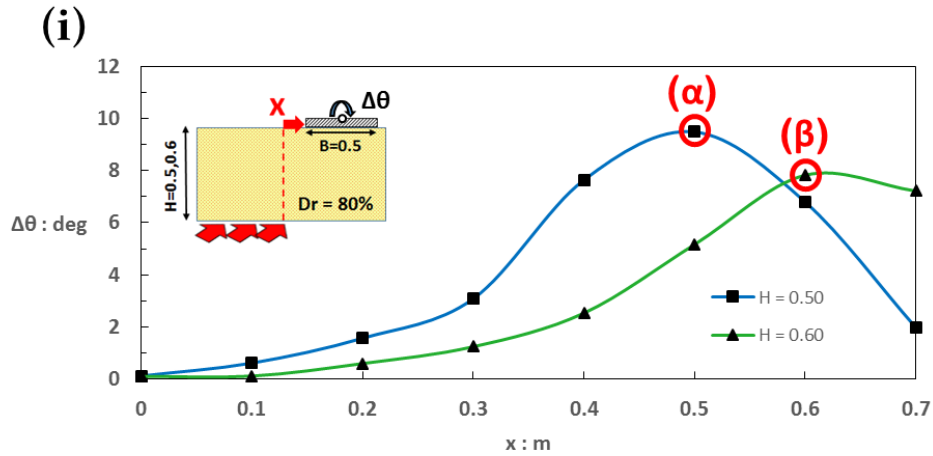
Πίνακας 4.3: Σύνολο αναλύσεων για τους διάφορους συνδυασμούς μήκους θεμελίου B, πάχους εδαφικού στρώματος H και θέση θεμελίωσης x που πραγματοποιήθηκαν σε δύο διαστάσεις για ανάστροφο ρήγμα.



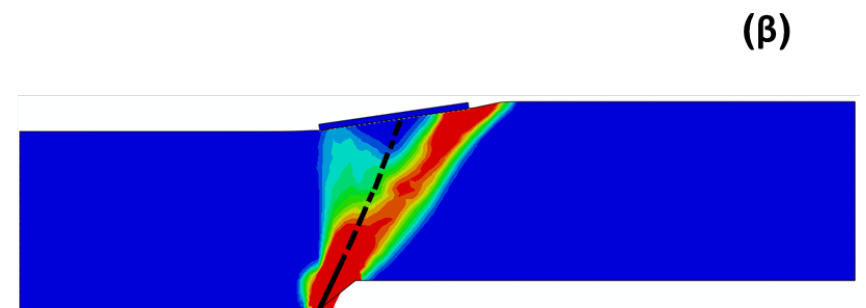
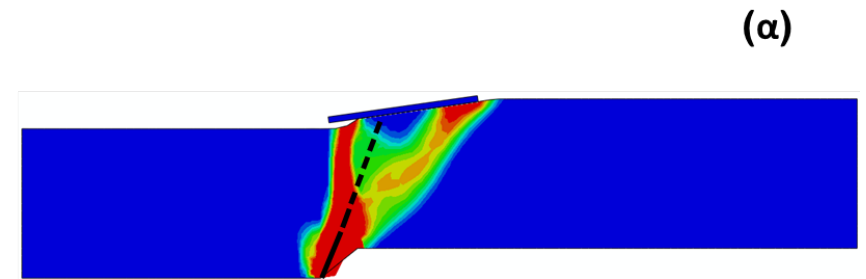
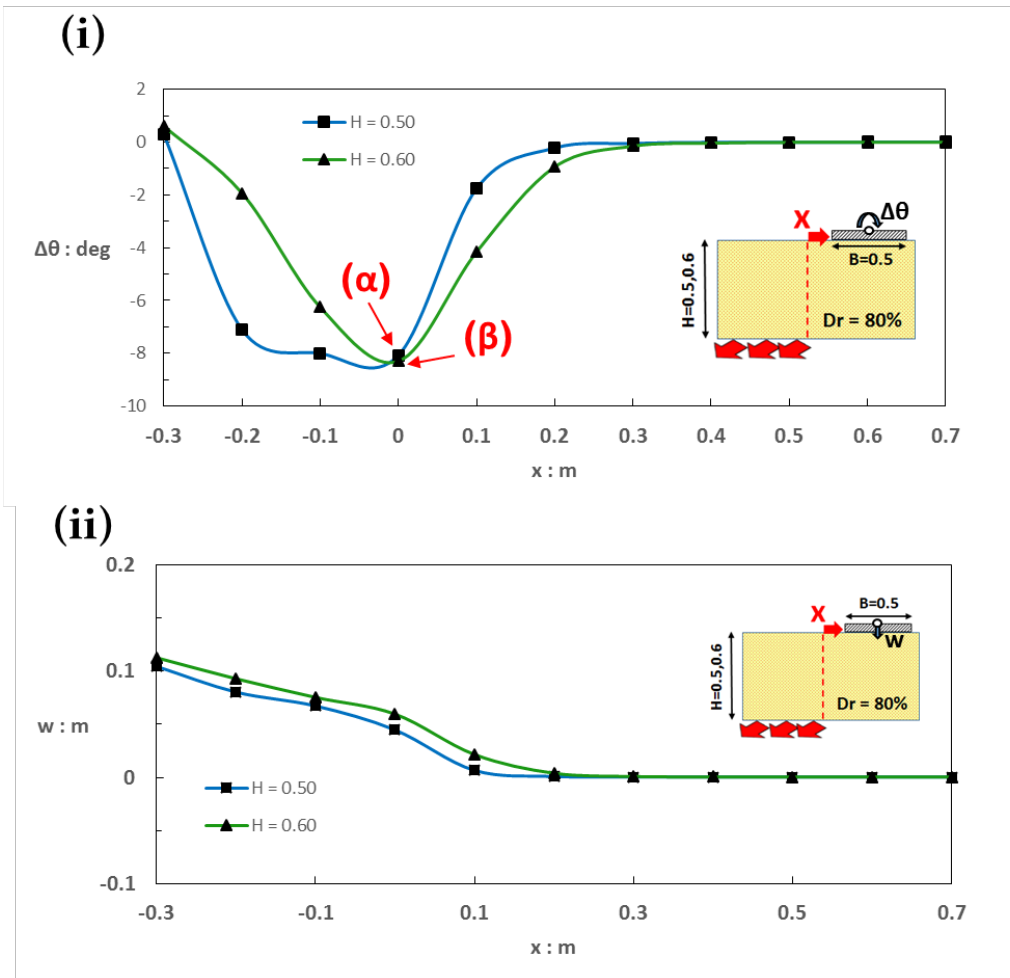
Εικόνα 4.2: Ανάστροφο ρήγμα, κατακόρυφη συνιστώσα μετακίνησης στη βάση 10 cm. (i) Διάγραμμα $\Delta\theta - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.40$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $H = 0.40, 0.50$ και 0.60 m και (ii) διάγραμμα καθίζησης $w - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.40$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $0.40, 0.50$ και 0.60 m. Στις εικόνες (α), (β) και (γ) απεικονίζονται οι δυσμενέστερες θέσεις, βάσει $\Delta\theta$, για $H = 40$ cm, $H = 50$ cm και $H = 60$ cm, αντίστοιχα. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



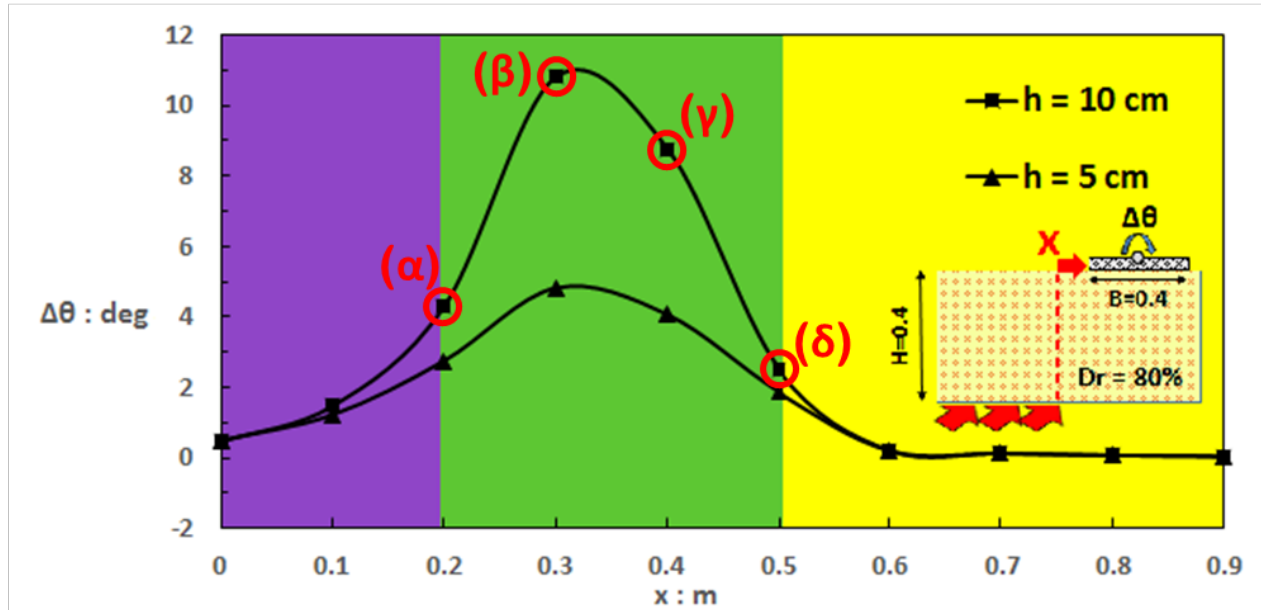
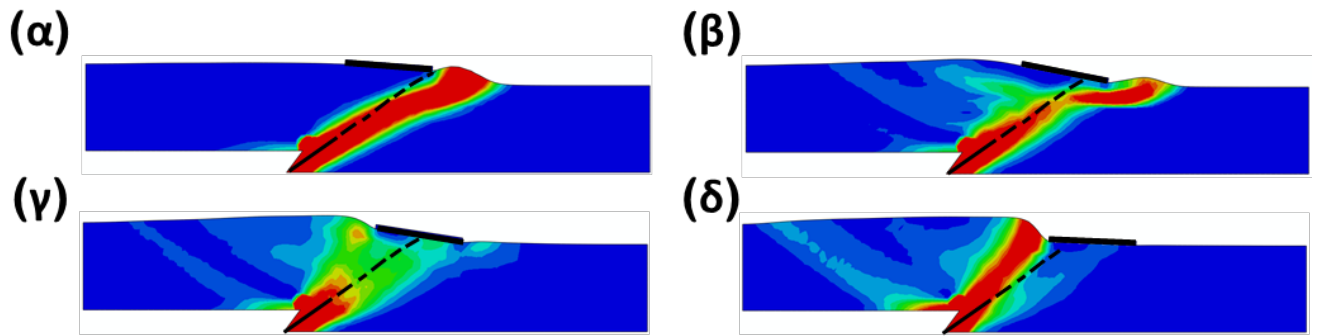
Εικόνα 4.3: Κανονικό ρήγμα, κατακόρυφη συνιστώσα μετακίνησης στη βάση 10 cm. (i) Διάγραμμα $\Delta\theta - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.40$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $H = 0.40, 0.50$ και 0.60 m και (ii) διάγραμμα καθίζησης $w - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.40$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $0.40, 0.50$ και 0.60 m. Στις εικόνες (α), (β) και (γ) απεικονίζονται οι δυσμενέστερες θέσεις, βάσει $\Delta\theta$, για $H = 40$ cm, $H = 50$ cm και $H = 60$ cm, αντίστοιχα. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



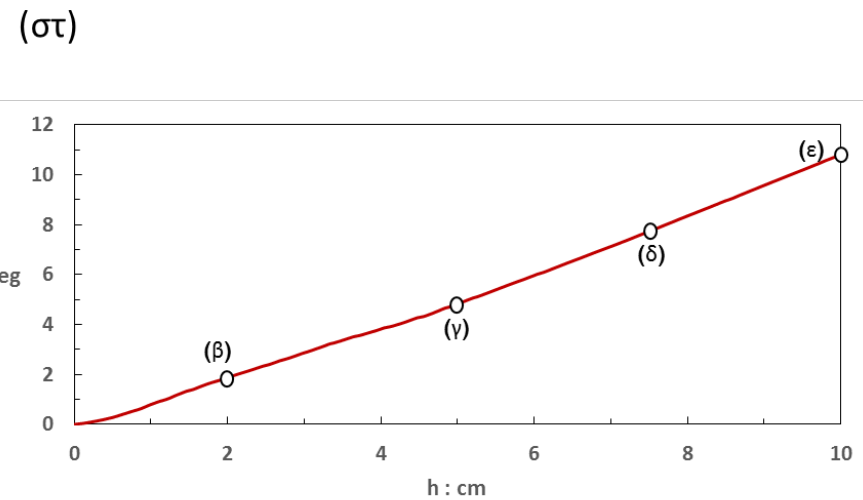
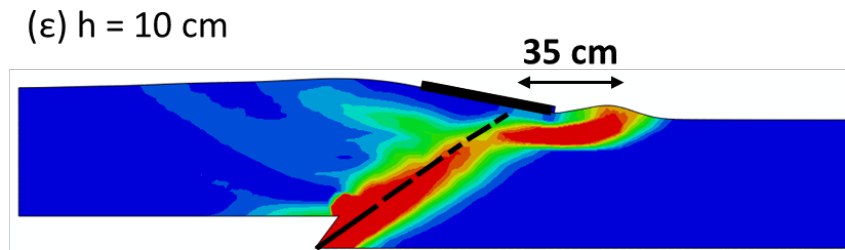
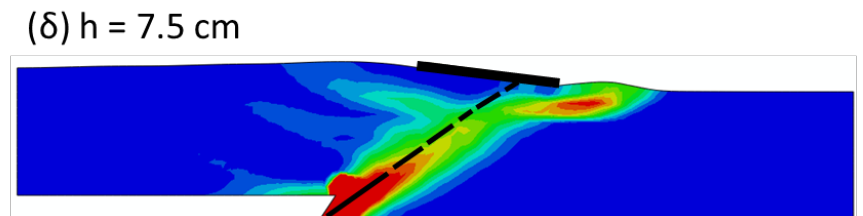
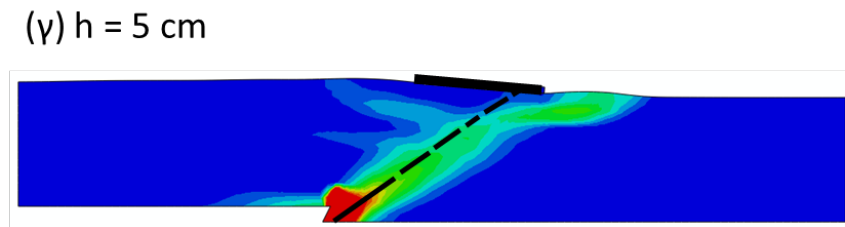
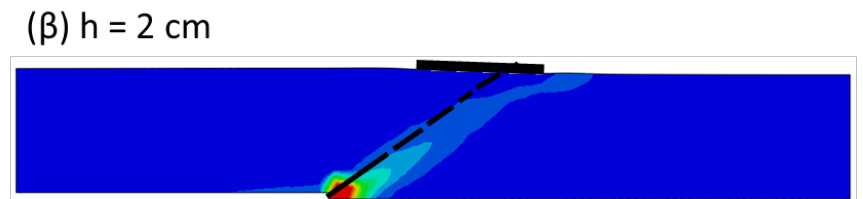
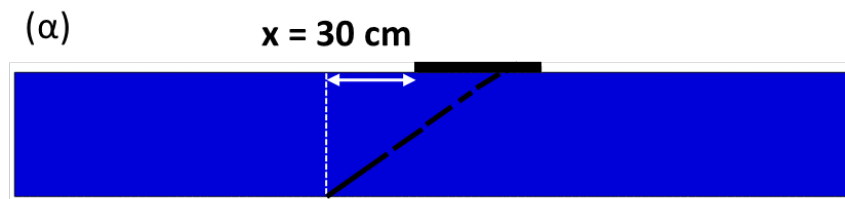
Εικόνα 4.4: Ανάστροφο ρήγμα, κατακόρυφη συνιστώσα μετακίνησης στη βάση 10 cm. (i) Διάγραμμα $\Delta\theta - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.50$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $H = 0.50$ και 0.60 m και (ii) διάγραμμα καθίζησης $w - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.50$ m και πάχος εδαφικού στρώματος 0.50 και 0.60 m. Στις εικόνες (α), (β) απεικονίζονται οι δυσμενέστερες θέσεις, βάσει $\Delta\theta$, για $H = 50$ cm και $H = 60$ cm, αντίστοιχα. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



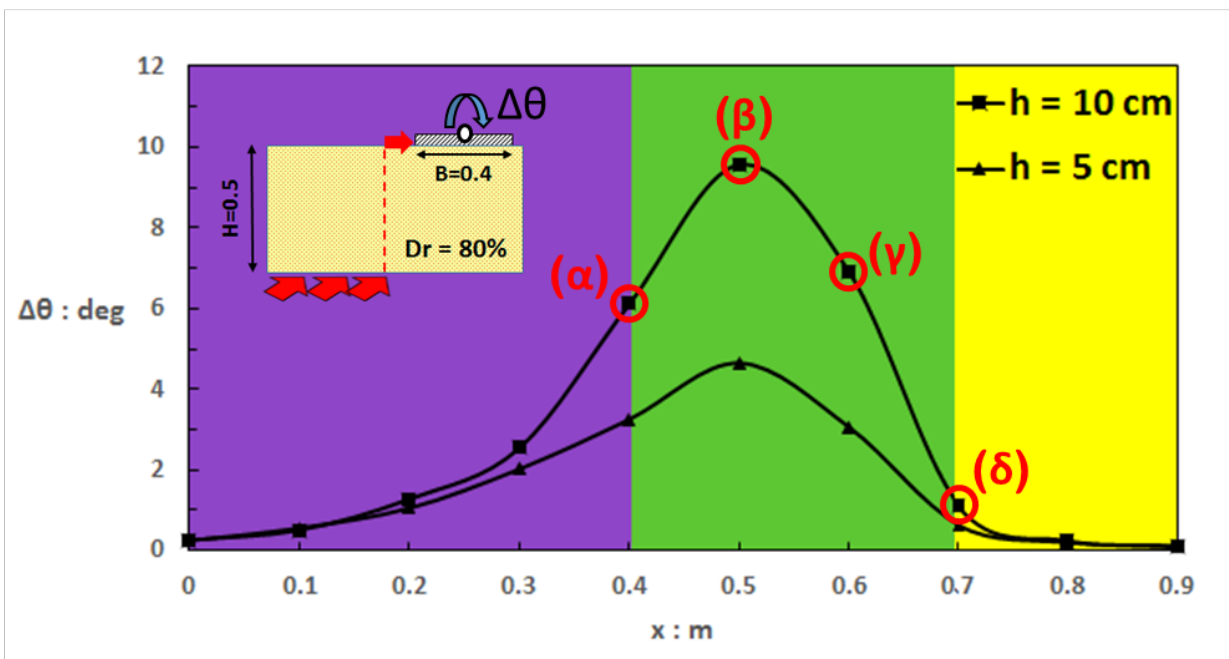
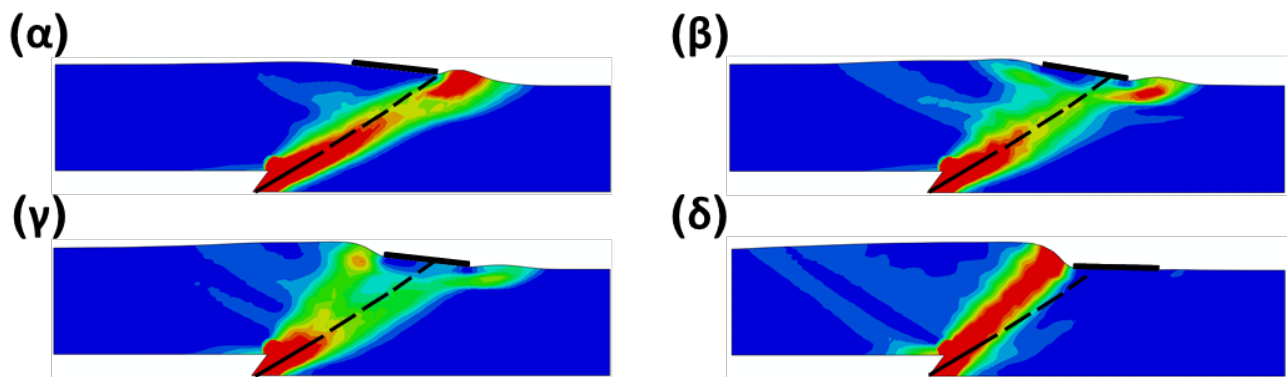
Εικόνα 4.5: Κανονικό ρήγμα, κατακόρυφη συνιστώσα μετακίνησης στη βάση 10 cm. (i) Διάγραμμα $\Delta\theta - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.50$ m και πάχος εδαφικού στρώματος $H = 0.50$ και 0.60 m και (ii) διάγραμμα καθίζησης $w - x$ για μήκος θεμελίου $B = 0.50$ m και πάχος εδαφικού στρώματος 0.50 και 0.60 m. Στις εικόνες (α), (β) απεικονίζονται οι δυσμενέστερες θέσεις, βάσει $\Delta\theta$, για $H = 50$ cm και $H = 60$ cm, αντίστοιχα. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



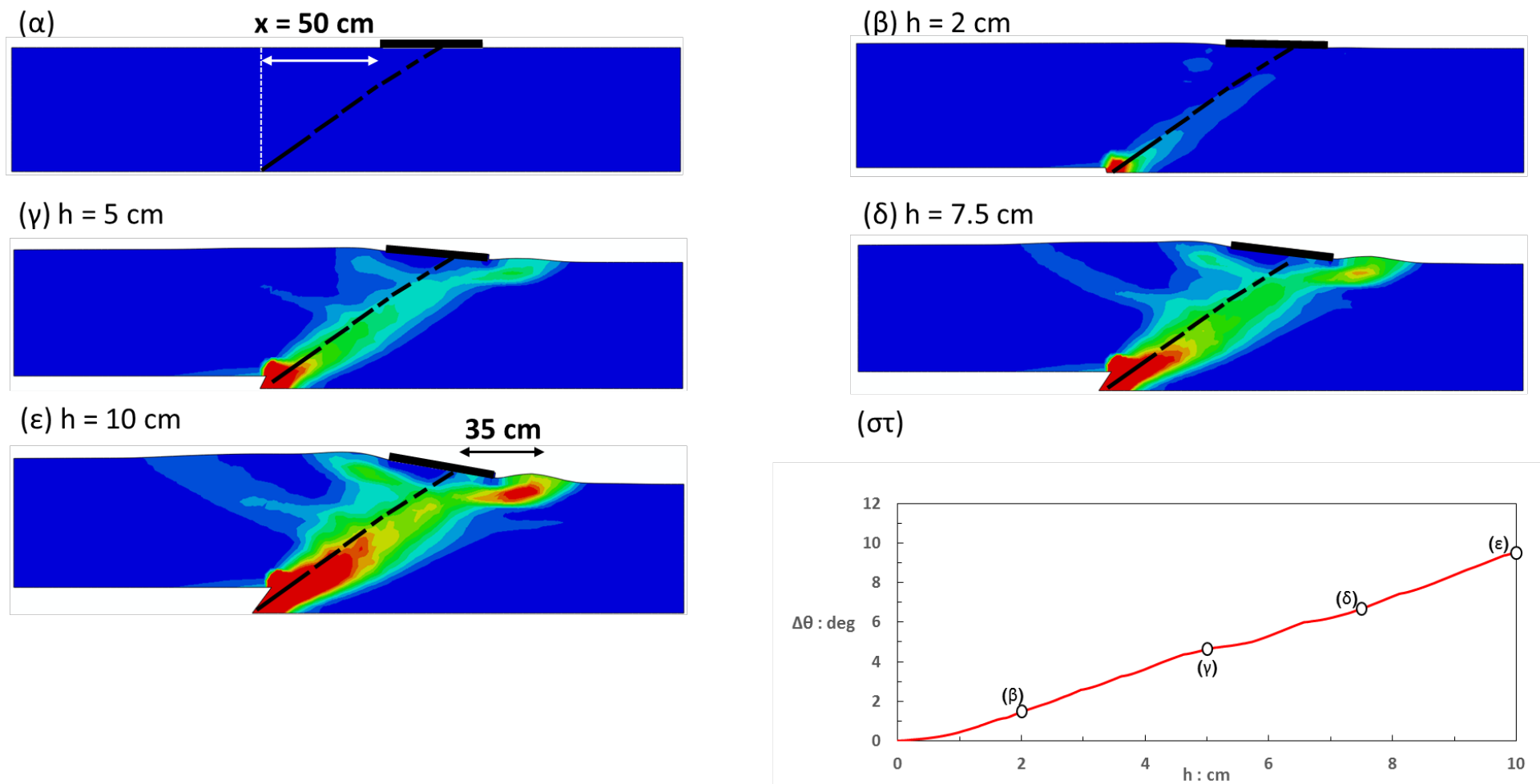
Εικόνα 4.6: Διάγραμμα περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου της θεμελίωσης ως προς τη θέση του αριστερού άκρου του πεδύλου, από αποτελέσματα αναλύσεων 2D για ανάστροφο ρήγμα, $B = 0.40$ m, $H = 0.40$ m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



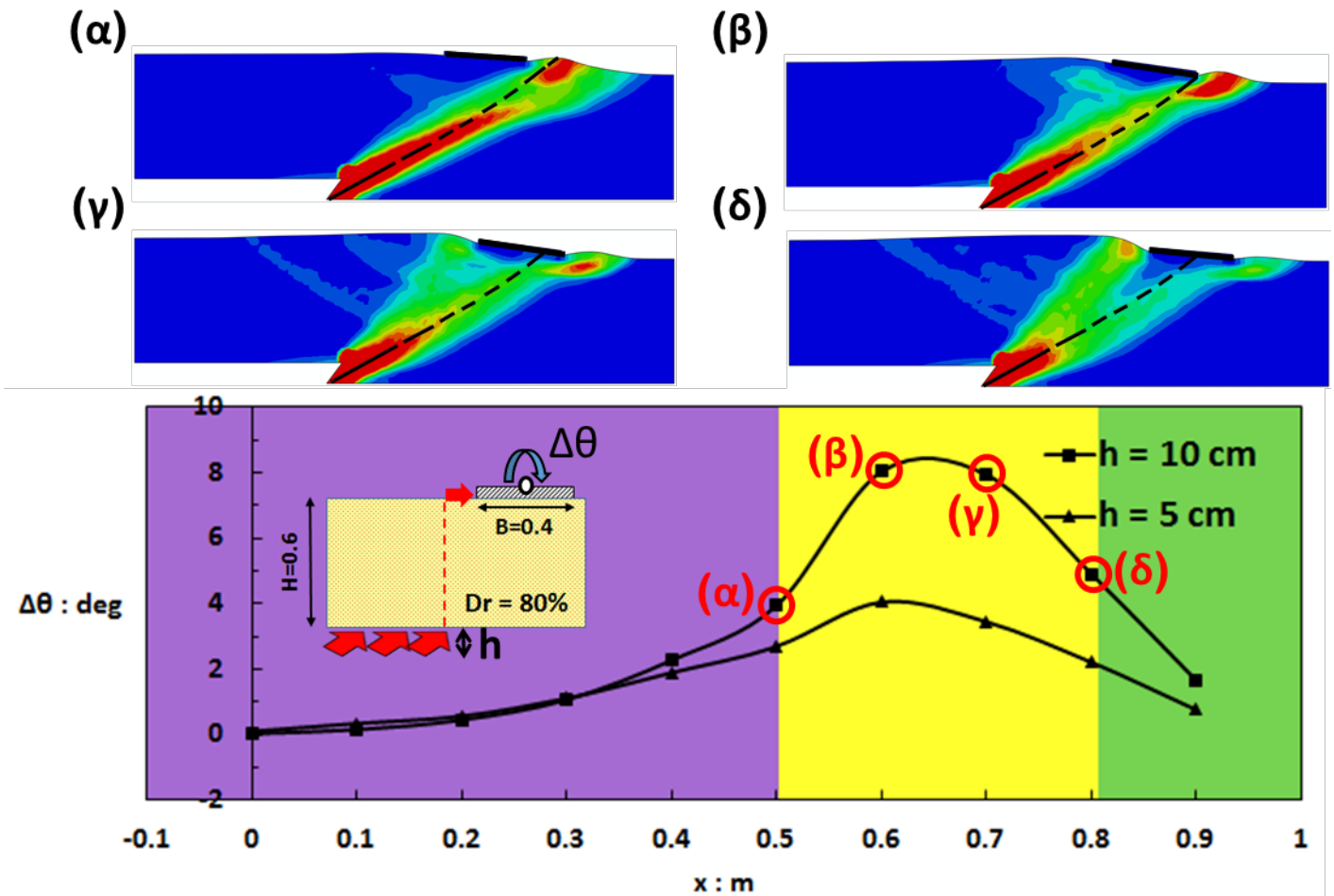
Εικόνα 4.7: Ανάστροφο ρήγμα. Πάχος στρώματος 0.40 m, μήκος θεμελίου 0.40 m. Θέση $x = 0.30 \text{ m}$. Στιγμιότυπα πλαστικής παραμόρφωσης για μετακίνηση στη βάση ίση με (β) 0.02 m, (γ) 0.05 m, (δ) 0.075 m και (ε) 0.10 m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



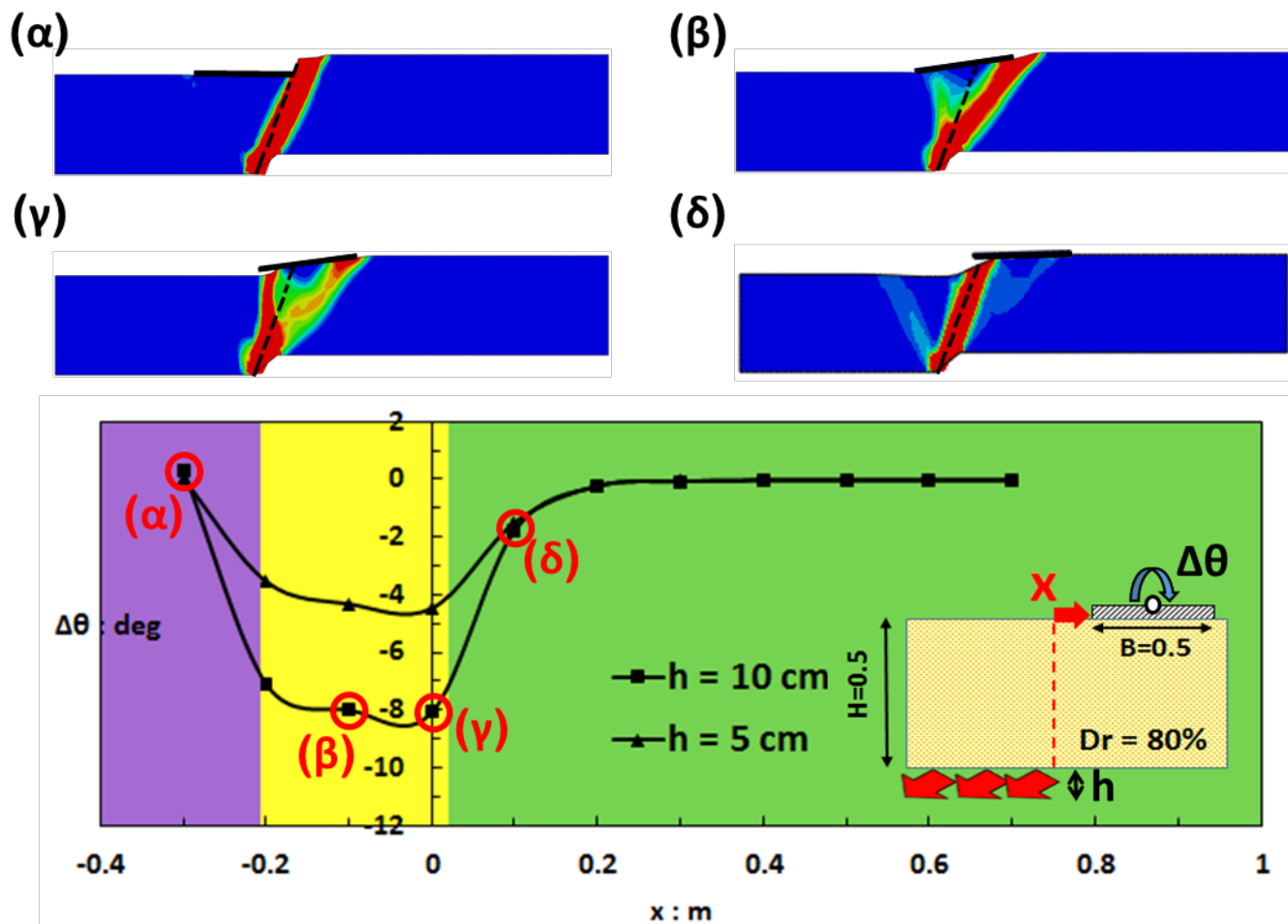
Εικόνα 4.8: Διάγραμμα περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου της θεμελίωσης ως προς τη θέση του αριστερού άκρου του πεδύλου, από αποτελέσματα αναλύσεων 2D για ανάστροφο ρήγμα, $B = 0.40$ m, $H = 0.50$ m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



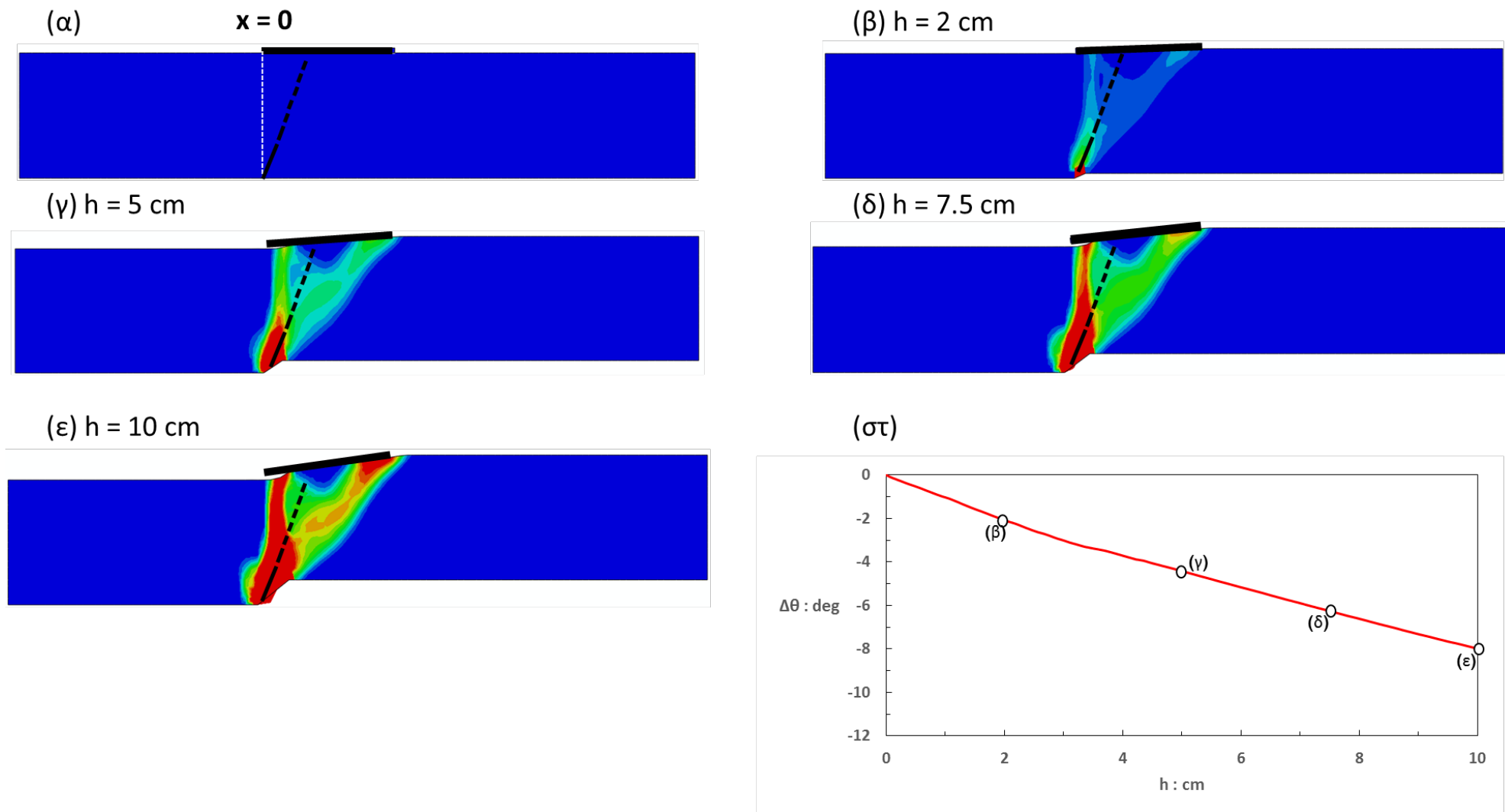
Εικόνα 4.9: Ανάστροφο ρήγμα. Πάχος στρώματος 0.50 m, μήκος θεμελίου 0.40 m. Θέση $x = 0.50 \text{ m}$. Στιγμιότυπα πλαστικής παραμόρφωσης για μετακίνηση στη βάση ίση με (β) 0.02 m, (γ) 0.05 m, (δ) 0.075 m και (ε) 0.10 m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



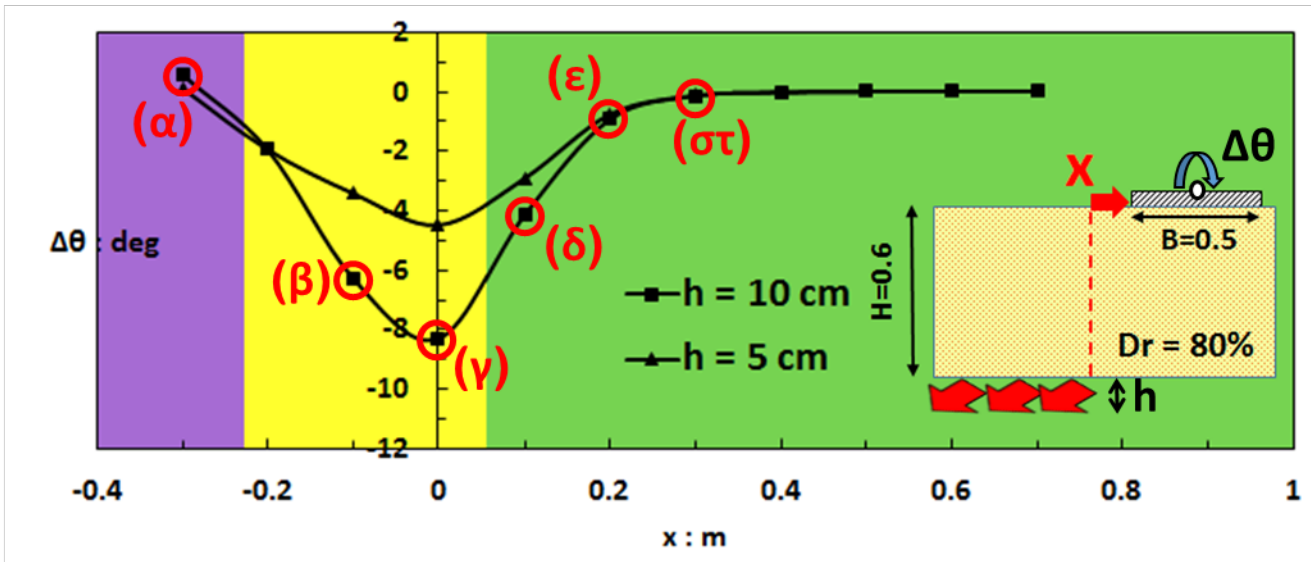
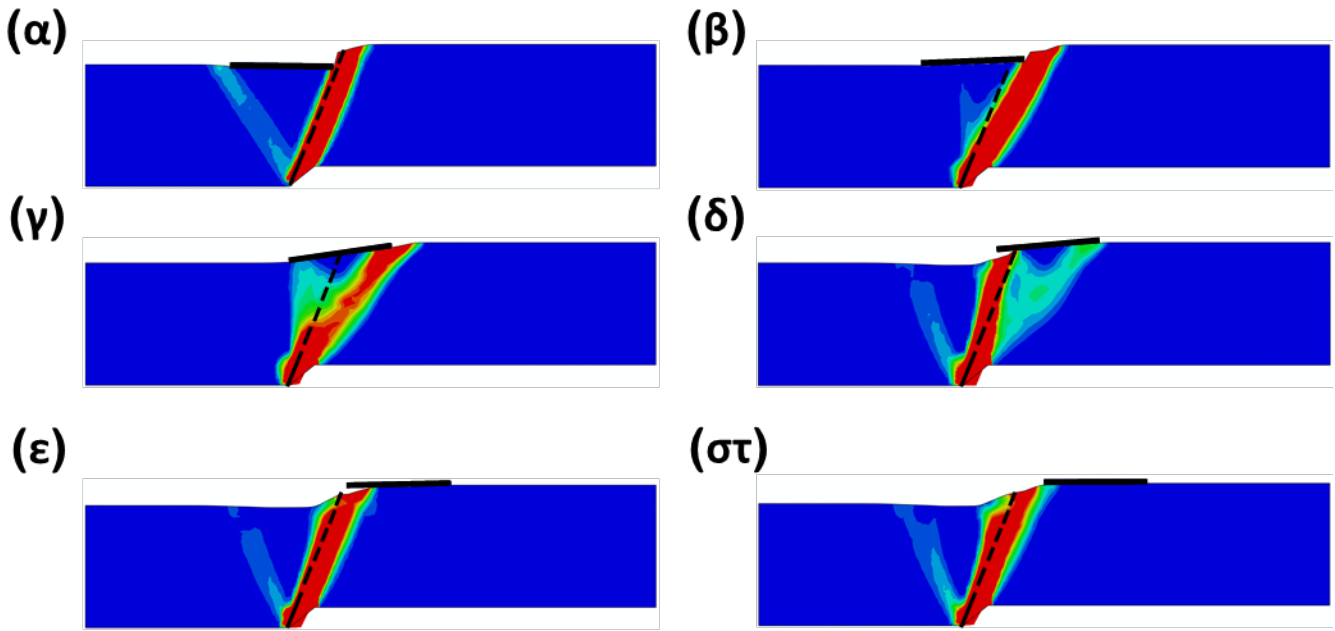
Εικόνα 4.10: Διάγραμμα περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου της θεμελίωσης ως προς τη θέση του αριστερού άκρου του πεδύλου, από αποτελέσματα αναλύσεων 2D για ανάστροφο ρήγμα, $B = 0.40$ m, $H = 0.60$ m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



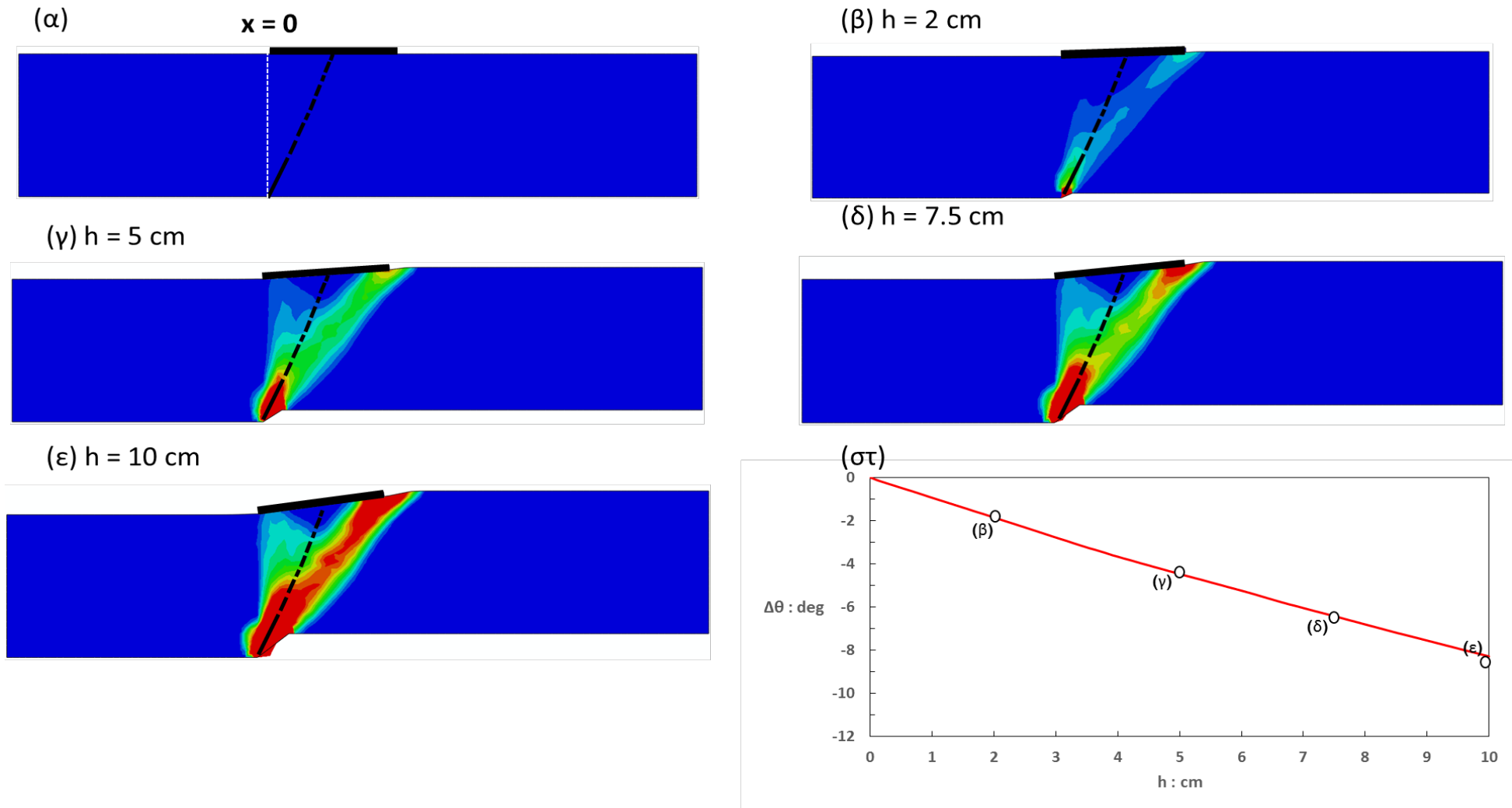
Εικόνα 4.11: Διάγραμμα περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου της θεμελίωσης ως προς τη θέση του αριστερού άκρου του πεδίου, από αποτελέσματα αναλύσεων 2D για κανονικό ρήγμα, $B = 0.50$ m, $H = 0.50$ m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



Εικόνα 4.12: Κανονικό ρήγμα. Πάχος στρώματος 0.50 m, μήκος θεμελίου 0.50 m. Θέση $x = 0$ m. Στιγμιότυπα πλαστικής παραμόρφωσης για μετακίνηση στη βάση ίση με (β) 0.02 m, (γ) 0.05 m, (δ) 0.075 m και (ε) 0.10 m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



Εικόνα 4.13: Διάγραμμα περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου της θεμελίωσης ως προς τη θέση του αριστερού άκρου του πεδίου, από αποτελέσματα αναλύσεων 2D για κανονικό ρήγμα, $B = 0.50$ m, $H = 0.60$ m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.



Εικόνα 4.14: Κανονικό ρήγμα. Πάχος στρώματος 0.50 m, μήκος θεμελίου 0.50 m. Θέση $x = -0.10$ m. Στιγμιότυπα πλαστικής παραμόρφωσης για μετακίνηση στη βάση ίση με (β) 0.02 m, (γ) 0.05 m, (δ) 0.075 m και (ε) 0.10 m. Με διακεκομμένη γραμμή σημειώνεται η πορεία διάδοσης στο ελεύθερο πεδίο.

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΣΕ ΤΡΕΙΣ ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Αφού επιλέχθηκε ο συνδυασμός μήκος $B = 50 \text{ cm}$ και $H = 50 \text{ cm}$ (7.5 και 7.5 m σε πλήρη κλίμακα), με τον τρόπο που αναλύθηκε εκτενώς στο προηγούμενο κεφάλαιο, ακολούθησε μια σειρά αναλύσεων σε 3D προσομοίωμα (εικόνα 5.1). Το συγκεκριμένο προσομοίωμα, η λογική σχεδιασμού του και η επιλογή των παραμέτρων και καταστατικών μοντέλων έχουν παρουσιασθεί εκτενώς σε προηγούμενα κεφάλαια. Σημειώνεται ότι προσομοιώνεται μόνο το μισό πρόβλημα, καθώς το επίπεδο που ορίζεται από τους άξονες x και z λαμβάνεται ως επίπεδο συμμετρίας. Το έδαφος και το θεμέλιο προσομοιώνονται με οκταεδρικά στοιχεία C3D8, ενώ το φορτίο της ανωδομής λαμβάνεται ως σημειακή μάζα στο μέσο του θεμελίου, δηλαδή επί του άξονα x .

Σκοπός είναι να εξεταστεί κατά πόσο διαφέρουν τα αποτελέσματα των αναλύσεων όταν λαμβάνεται υπόψιν και η τρίτη διάσταση του προβλήματος, σε όρους μετακίνησης του θεμελίου (στροφή και καθίζηση) και διαφοροποίησης των μηχανισμών διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης. Από εκεί και πέρα θα καθορισθεί εάν είναι αναγκαίο παρόμοια προβλήματα να αναλύονται σε τριδιάστατο μοντέλο αντί για 2D, παρά τον κατά δεκάδες φορές μεγαλύτερο υπολογιστικό χρόνο που απαιτείται

Στη συνέχεια, από το υπάρχον προσομοίωμα αφαιρείται η σημειακή μάζα που παίζει το ρόλο της ανωδομής και στη θέση της τοποθετείται το υποστύλωμα και το κατάστρωμα. Ο τρόπος προσομοίωσης των ειδικών χαρακτηριστικών των νέων τμημάτων έχει παρουσιασθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Με την προσθήκη της ανωδομής στο αλληλεπιδρών σύστημα, η απόκριση των επί μέρους στοιχείων του εξαρτάται από έναν επιπλέον παράγοντα. Στο

δεύτερο μέρος του κεφαλαίου διερευνάται η επίδραση αυτού του παράγοντα, καθώς και με ποιο τρόπο αντιλαμβάνονται την τεκτονική μετακίνηση τα μέλη της ανωδομής.

5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΧΩΡΙΣ ΑΝΩΔΟΜΗ

5.2.1 Εισαγωγή

Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε τρεις διαστάσεις για την περίπτωση που εξετάζεται μόνο το θεμέλιο και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα που προέκυψαν από τις 2D αναλύσεις..

Ακολουθώντας την ίδια λογική με το προηγούμενο κεφάλαιο, το θεμέλιο τοποθετήθηκε σε διαδοχικές θέσεις ανά 10 cm (1.5 m σε πλήρη κλίμακα), ξεκινώντας από τη θέση $x = 0$ για το ανάστροφο ρήγμα και από τη θέση $x = -0.30$ m για την περίπτωση του κανονικού ρήγματος, ώστε τα αποτελέσματα να είναι άμεσα συγκρίσιμα με αυτά της 2D ανάλυσης. Ως πρωτεύον κριτήριο σύγκρισης θεωρείται η γωνία περιστροφής $\Delta\theta$ του κέντρου του θεμελίου και, κατ' επέκτασιν, το εύρος των θέσεων στο οποίο η θεμελίωση στρέφεται σημαντικά εξαιτίας της τεκτονικής διάρρηξης.

Στη συνέχεια, αναλύονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις του 3D προσομοιώματος, συγκρινόμενα με αυτά της διδιάστατης ανάλυσης, πρώτα για ανάστροφο και μετά για κανονικό ρήγμα. Ακόμα, παρουσιάζονται λεπτομερώς οι δυσμενέστερες περιπτώσεις αλληλεπίδρασης του συστήματος ρήγματος – θεμελίου κατά τη διάρκεια επιβολής της μετακίνησης στη βάση, καθώς και οι θέσεις στις οποίες παρατηρήθηκαν οι μεγαλύτερες αποκλίσεις στα αποτελέσματα.

5.2.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

i. Ανάστροφο ρήγμα

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων στροφής θεμελίου-απόστασης που προέκυψαν από τις διδιάστατες και τις τριδιάστατες αναλύσεις για ανάστροφο ρήγμα φαίνεται στο διάγραμμα της [εικόνας 5.2](#). Στο περιθώριο του διαγράμματος υπάρχουν στιγμιότυπα τομής στο μέσο του

θεμελίου, για την 2D ανάλυση, και πανοραμικής όψης, για την 3D ανάλυση, σε κάποιες χαρακτηριστικές θέσεις.

Για μετατόπιση στη βάση ίση με 0.05 m ή 10% του πάχους της άμμου, βλέπουμε ότι τα αποτελέσματα συγκρίνονται ικανοποιητικά. Η μεγαλύτερη απόκλιση μεταξύ της υπολογισθείσας τιμής της στροφής του θεμελίου εμφανίζεται στην ακραία προς τα δεξιά θέση, δηλαδή για $x = 0.70$ m και είναι ίση με σχεδόν δύο μοίρες. Η αμέσως επόμενη μεγαλύτερη διαφορά εμφανίζεται στη θέση $x = 0.30$ m, ίση με 1.3 μοίρες. Και στις δύο περιπτώσεις, μεγαλύτερη στροφή προκύπτει από την 3D ανάλυση.

Παρατηρώντας την εικόνα των καμπυλών για $h = 0.10$ m, ήτοι $0.2H$, είναι εμφανές ότι μέχρι και τη θέση $x = 0.5$ m τα αποτελέσματα των αναλύσεων για την περιστροφή του θεμελίου σχεδόν ταυτίζονται. Στις δύο ακραίες θέσεις, όμως, εμφανίζεται σημαντική απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων.

Στη συνέχεια, σχολιάζεται η σύγκριση των δύο μεθόδων για κάποιες χαρακτηριστικές θέσεις.

❖ $x \leq 0.3$ m

Μέχρι και τη θέση $x = 0.30$ m, οι καμπύλες ταυτίζονται τόσο για $h = 0.05$ m όσο και για $h = 0.10$ m. Όπως είναι χαρακτηριστικό και στην [εικόνα \(α\)](#) της εικόνας 5.1, όπου εμφανίζονται τα στιγμιότυπα στο πέρας της μετακίνησης στη θέση $x = 0.20$ m για 2D και 3D ανάλυση, ενώ η στροφή του θεμελίου είναι παρόμοια, παρατηρούνται ελαφρώς διαφορετικοί μηχανισμοί διάδοσης του ρήγματος στις δύο μεθόδους.

Στη διδιάστατη ανάλυση, το ρήγμα εκτρέπεται πλήρως στα δεξιά του θεμελίου, το οποίο κινείται με το κινούμενο τέμαχος, ενώ δημιουργείται αναβαθμός στο σημείο εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια. Στην περίπτωση της 3D ανάλυσης, το ρήγμα εκτρέπεται, πάλι, προς τα δεξιά, αλλά η πλαστική παραμόρφωση διαχέεται κάτω από το δεξί άκρο της θεμελίωσης. Αυτή η διαφορά στο εύρος της ζώνης διάτμησης είναι ικανή για να προκαλέσει στροφή 1,5 φορά μεγαλύτερη στο θεμέλιο της 3D ανάλυσης από ότι σε αυτό της 2D στη θέση $x = 0.30$ m. Πιο αριστερά από τη θέση αυτή, η στροφή του πεδίου και στις δύο μεθόδους είναι σχεδόν μηδενική.

❖ $x = 0.40\text{m}$

Στην [εικόνα 5.2\(β\)](#) φαίνονται τα στιγμιότυπα για τη θέση $x = 0.40\text{ m}$. Η στροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου προκύπτει ελαφρώς υψηλότερη στην τριδιάστατη ανάλυση, αλλά η διάδοση του ρήγματος εμφανίζει και σε αυτή την περίπτωση διαφορές ανάμεσα στις δύο μεθόδους.

Στη διδιάστατη ανάλυση, το ρήγμα διαδίδεται με αρκετά μικρότερη γωνία, αφού εκτρέπεται προς τα δεξιά του θεμελίου. Επιπροσθέτως, εμφανίζεται μια διακλάδωση του ρήγματος προς την αριστερή πλευρά του θεμελίου, η οποία, όμως, δεν φθάνει στην επιφάνεια, οπότε η σχηματιζόμενη σφήνα δεν ολοκληρώνεται. Από την 3D ανάλυση προκύπτει πως το ρήγμα αναπτύσσεται προς την επιφάνεια με σταθερή γωνία, εμφανίζοντας σημαντική διάχυση της παραμόρφωσης και χτυπώντας το θεμέλιο κάτω από το δεξί του άκρο. Παρά τη διαφορά στον τρόπο διάδοσης της ρηξιγενούς μετατόπισης, η περιστροφή του θεμελίου και στις δύο μεθόδους είναι σχεδόν ίση.

❖ $x = 0.5\text{m}$

Αξίζει να σημειωθεί πως όσον αφορά στο μέγεθος της περιστροφής του θεμελίου οι αναλύσεις συμφωνούν για τη δυσμενέστερη περίπτωση, που προκύπτει για οριζόντια απόσταση της αριστερής άκρης του θεμελίου από την έναρξη της διάρρηξης ίση με 0.50m , αλλά η χρονοϊστορία ανάπτυξης του ρήγματος και η τελική εικόνα του παραμορφωμένου εδάφους δεν ταυτίζονται ([εικόνα 5.2\(γ\)](#) και [εικόνα 5.3](#)).

Για μετατόπιση στη βάση ίση με 2.5 cm ([εικόνα 5.3\(α\)](#)), στην τριδιάστατη ανάλυση έχει αρχίσει να σχηματίζεται το ρήγμα επί του κλάδου K1, το οποίο φαίνεται να συναντά το πέδιλο στο δεξί του τμήμα, ενώ εκτός των συνόρων της θεμελίωσης η παραμόρφωση έχει φτάσει μέχρι την επιφάνεια. Αντιθέτως, από τη 2D ανάλυση προκύπτει πως το ρήγμα, ενώ αρχικά αναπτύσσεται προς την επιφάνεια του εδάφους με την ίδια γωνία όπως και στο 3D μοντέλο, περίπου 10 εκατοστά πριν συναντήσει το θεμέλιο σταματά. Η περιστροφή $\Delta\theta$ του πεδίου και στις δύο περιπτώσεις είναι λίγο μικρότερη από 2° .

Όταν η μετατόπιση στη βάση έχει φτάσει στο 50% της συνολικής, δηλαδή τα 5 cm , όπως φαίνεται και στην [εικόνα 5.3\(β\)](#), το ρήγμα στο 3D προσομοίωμα συνεχίζει στην πορεία του πάνω στον κλάδο K1, «χτυπώντας» το θεμέλιο στο δεξί κομμάτι και δημιουργώντας επιφανειακό αναβαθμό στην περιοχή όπισθεν του θεμελίου. Παράλληλα, η διάχυση της παραμόρφωσης αρχίζει να γίνεται εμφανής. Στη διδιάστατη ανάλυση, από την άλλη μεριά, ο κύριος κλάδος του ρήγματος φθάνει τελικά στην επιφάνεια όπου και συναντά το θεμέλιο

στην περιοχή από το κέντρο και προς το δεξί του άκρο. Ο δευτερεύων κλάδος που είχε σχηματιστεί προς τα αριστερά φτάνει ως την επιφάνεια του εδάφους, δίπλα από το πέδιλο. Η γωνία περιστροφής του θεμελίου στο 3D μοντέλο φτάνει περίπου τις 4.5° , μισή μοίρα περισσότερο από την αντίστοιχη τιμή που προκύπτει στη διδιάστατη ανάλυση, ενώ η ανύψωση και στις δύο μεθόδους ξεπερνά τα 3 εκατοστά.

Καθώς αυξάνεται η μετακίνηση στη βάση και το h ισούται με 7.5 εκατοστά ([εικόνα 5.3\(γ\)](#)), στο 3D μοντέλο η παραμόρφωση επί του ρήγματος αυξάνεται, η διάχυση επεκτείνεται, καλύπτοντας σχεδόν όλη την περιοχή κάτω από το ρήγμα, και η επιφανειακή εμφάνιση του ρήγματος πίσω από το θεμέλιο γίνεται εντονότερη. Στη διδιάστατη ανάλυση, ο κύριος κλάδος του ρήγματος που καταλήγει στο δεξί τμήμα του πεδίου γίνεται πιο ευρύς, καθώς η διάχυση της παραμόρφωσης γίνεται πιο εμφανής, ενώ αριστερά από το θεμέλιο σχηματίζεται αναβαθμός εξαιτίας του δεύτερου κλάδου του ρήγματος. Η γωνία $\Delta\theta$ από την τριδιάστατη ανάλυση προκύπτει 7.2 μοίρες, ενώ λίγο μικρότερη είναι η γωνία της 2D ανάλυσης.

Με την ολοκλήρωση της επιβολής της μετακίνησης στη βάση, η εικόνα του παραμορφωμένου εδάφους και του πεδίου για τις δύο μεθόδους φαίνεται στην [εικόνα 5.3\(δ\)](#). Στην τριδιάστατη ανάλυση, ο κύριος κλάδος έχει διαχυθεί σχεδόν σε όλη την περιοχή κάτω από το πέδιλο, το οποίο πλέον στηρίζεται εξ'ολοκλήρου σε πλαστικοποιημένο έδαφος. Παράλληλα, ο αναβαθμός που είχε εμφανισθεί όπισθεν του ρήγματος έχει επεκταθεί. Στο 2D μοντέλο, η διάχυση της παραμόρφωσης είναι επίσης κυρίαρχη, καλύπτοντας πλέον μεγαλύτερη περιοχή από ότι στην τριδιάστατη ανάλυση. Ακόμη, ο αναβαθμός που έχει σχηματισθεί αριστερά του πεδίου γίνεται εντονότερος. Η 3D ανάλυση δίνει στροφή της θεμελίωσης ίση με 10 μοίρες, ενώ στη διδιάστατη ανάλυση η στροφή φτάνει τις 9.5 μοίρες, καθιστώντας τη συγκεκριμένη θέση τη δυσχερέστερη για τη συμπεριφορά του θεμελίου.

❖ $x = 0.6\text{m}$

Όπως φαίνεται στην [εικόνα 5.2\(δ\)](#), η συμπεριφορά του θεμελίου και ο τρόπος διάδοσης του ρήγματος στη θέση $x = 0.60\text{ m}$ είναι παρόμοιος με τη θέση $x = 0.50\text{ m}$, όσον αφορά στην τριδιάστατη ανάλυση, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από την ταύτιση στην περιστροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου στις δύο αυτές θέσεις. Στο τριδιάστατο μοντέλο, το θεμέλιο βρίσκεται εξ'ολοκλήρου επάνω σε πλαστικοποιημένο έδαφος, αφού το ρήγμα έχει διαχυθεί καθ' όλο το μήκος του. Αντίθετα, στη διδιάστατη ανάλυση, προκύπτει αρκετά διαφορετική μορφή αλληλεπίδρασης του συστήματος, καθώς διακρίνονται δύο κλάδοι του ρήγματος. Ο κύριος

κλάδος αφήνει τη θεμελίωση στο ακλόνητο τέμαχος, η οποία στηρίζεται στο δεξί της τμήμα σε πλαστικοποιημένο από τον δευτερεύοντα κλάδο του ρήγματος έδαφος. Κάτω από το αριστερό άκρο του θεμελίου σχηματίζεται μια σφήνα, ικανή να το περιστρέψει σημαντικά. Αυτή η διαφορά στους μηχανισμούς που εμφανίζονται έχει ως συνέπεια η στροφή της θεμελίωσης στην 3D ανάλυση να εμφανίζεται ίση με 10° , κατά 3 περίπου μοίρες μεγαλύτερη από αυτήν της 2D ανάλυσης.

❖ $x = 0.7\text{m}$

Στη συγκεκριμένη θέση προκύπτει η μεγαλύτερη απόκλιση στη στροφή του κέντρου του θεμελίου μεταξύ των δύο μεθόδων ανάλυσης, όπως είναι εμφανές και στο διάγραμμα της [εικόνας 5.2](#). Πρακτικά, αυτό οφείλεται στη διαφορά που εμφανίζεται ως προς την πορεία διάδοσης του κύριου κλάδου του ρήγματος, κάτι που είχε εμφανιστεί ήδη από τη θέση $x = 0.60\text{ m}$.

Στα στιγμιότυπα της [εικόνας 5.4](#), και συγκεκριμένα στην εικόνα (α), φαίνεται πως, αρχικά, για $h = 2.5\text{ cm}$, η εικόνα του ρήγματος στην περιοχή του θεμελίου δεν είναι διαφορετική στις δύο μεθόδους. Πιο συγκεκριμένα, το ρήγμα αναπτύσσεται με σταθερή γωνία κατά μήκος του κλάδου K1 και φτάνει μέχρι την επιφάνεια, δίπλα από το αριστερό άκρο του θεμελίου, το οποίο δεν επηρεάζεται καθόλου από την τεκτονική μετακίνηση. Στην τριδιάστατη ανάλυση, η παραμόρφωση όπισθεν του θεμελίου έχει εμφανιστεί στην επιφάνεια σε μεγαλύτερη έκταση.

Αμέσως μετά την επιβολή της μισής μετατόπισης, στην [εικόνα 5.4\(β\)](#) είναι εμφανές ότι στη διδιάστατη ανάλυση η παραμόρφωση συγκεντρώνεται επί του αρχικού ρήγματος, ενώ το θεμέλιο πλέον εμφανώς παραμένει ανεπηρέαστο στο ακλόνητο τέμαχος. Αντιθέτως, στο 3D μοντέλο, εμφανίζεται ένα δεύτερος κλάδος του ρήγματος, ο K2, ο οποίος συναντά το πέδιλο στο μέσο του. Παράλληλα, η ανάπτυξη του ρήγματος μέσω του κλάδου K1 συνεχίζεται και η περιστροφή του θεμελίου ξεπερνά τις 2.5 μοίρες. Πίσω από το θεμέλιο, η επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος γίνεται εντονότερη και αρχίζει να σχηματίζεται αναβαθμός.

Για $h = 7.5\text{ cm}$, η εικόνα που προκύπτει από τη διδιάστατη ανάλυση αλλάζει ελάχιστα. Ο αναβαθμός που σχηματίζεται μεγαλώνει, η παραμόρφωση διαχέεται γύρω από το ρήγμα και η περιστροφή του θεμελίου είναι λίγο μεγαλύτερη από 1° . Από την άλλη πλευρά, στην τριδιάστατη ανάλυση, η κατάσταση για το θεμέλιο επιδεινώνεται, αφού η ανάπτυξη του ρήγματος μέσω των κλάδων K1 και K2 συνοδεύεται από διάχυση της παραμόρφωσης.

Πλέον, όλη η θεμελίωση, εκτός από ένα μικρό τμήμα στην αριστερή της πλευρά, στηρίζεται σε πλαστικοποιημένο έδαφος, ενώ ο αναβαθμός πίσω από το θεμέλιο μεγαλώνει. Η περιστροφή της θεμελίωσης φτάνει τις 5 μοίρες.

Στην [εικόνα \(δ\)](#) απεικονίζονται τα στιγμιότυπα με το πέρας της επιβολής της μετακίνησης στη βάση, όπου είναι εμφανείς πλέον οι διαφορετικές μορφές αλληλεπίδρασης του συστήματος σε κάθε μέθοδο. Στη διδιάστατη ανάλυση, το ρήγμα έχει εκτραπεί φανερά εκτός των ορίων του θεμελίου, το οποίο δεν κινδυνεύει από περιστροφή μεγαλύτερη των 2 μοιρών, ακόμα και για μετακίνηση στη βάση ίση με 10 εκατοστά. Αντιθέτως, στο τριδιάστατο μοντέλο, η αλληλεπίδραση που λαμβάνει χώρα είναι αρκετά δυσμενής για το θεμέλιο, καθώς δεν επιτυγχάνεται εκτροπή του ρήγματος. Η διάχυση είναι, πλέον, τόσο έντονη που οι δύο κλάδοι K1 και K2 δεν ξεχωρίζουν από το υπόλοιπο «σώμα» της παραμόρφωσης, ενώ ο αναβαθμός πίσω από το ρήγμα έχει εξαπλωθεί ακόμα περισσότερο. Το κέντρο της θεμελίωσης στο 3D προσομοίωμα περιστρέφεται με 7.5° , τιμή τριπλάσια από την αντίστοιχη που προκύπτει από τη διδιάστατη ανάλυση.

Όπως προκύπτει, κυρίως από την εξέταση των θέσεων $x = 0.60$ και $x = 0.70$ m, στην περίπτωση του αναστρόφου ρήγματος, εμφανίζεται σημαντική διαφορά ανάμεσα στις δύο μεθόδους, όσον αφορά το εύρος θέσεων για το οποίο η θεμελίωση κινδυνεύει με μεγάλη περιστροφή. Ενώ από τη διδιάστατη ανάλυση προκύπτει ότι σε απόσταση λίγο μεγαλύτερη από ένα μήκος θεμελίου B από την έναρξη της μετατόπισης στη βάση, η θεμελίωση είναι δυνατόν να αποφύγει σημαντική περιστροφή, κάτι τέτοιο δεν επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα των 3D αναλύσεων, όπου ακόμα και στη θέση $X = 0.70$ m το θεμέλιο μπορεί να περιστραφεί κατά 7 μοίρες. Με βάση τη μορφή των καμπυλών, εύλογα προκύπτει πως η εν λόγω «περιοχή κινδύνου» στην περίπτωση της τριδιάστατης ανάλυσης επεκτείνεται ακόμα πιο δεξιά. Από τα παραπάνω, συνάγεται το συμπέρασμα πως, όσον αφορά την περίπτωση του αναστρόφου ρήγματος, τα αποτελέσματα της διδιάστατης ανάλυσης είναι λιγότερο συντηρητικά σε σχέση τα αντίστοιχα της 3D μεθόδου, γεγονός που αναδεικνύει τη σημασία του συνυπολογισμού της τρίτης διάστασης σε παρόμοια προβλήματα.

ii. Κανονικό ρήγμα

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων στροφής θεμελίου-απόστασης από το ρήγμα που προέκυψαν από τις διασδιάστατες και τις τριδιάστατες αναλύσεις φαίνεται στο διάγραμμα της [εικόνας 5.5](#). Στο περιθώριο του διαγράμματος υπάρχουν στιγμιότυπα τομής στο μέσο του θεμελίου, για την 2D ανάλυση, και πανοραμικής όψης, για την 3D ανάλυση, σε κάποιες χαρακτηριστικές θέσεις.

Για μετατόπιση στη βάση ίση με 0.05 m ή 10% του πάχους της άμμου, βλέπουμε ότι οι καμπύλες που αντιστοιχούν στις δύο μεθόδους σχεδόν ταυτίζονται, με τη μεγαλύτερη απόκλιση, περίπου 2 μοιρών να εμφανίζεται στη θέση $x = -0.1$ m, όπου από την 2D ανάλυση προκύπτει $\Delta\theta = 4^\circ$, ενώ στην τριδιάστατη ανάλυση η περιστροφή είναι η μισή. Στις υπόλοιπες θέσεις, η διαφορά στην $\Delta\theta$ δεν υπερβαίνει τη μία μοίρα. Αξίζει να σημειωθεί πως η μεγαλύτερη περιστροφή προκύπτει από την 3D ανάλυση, στη θέση $x = 0$ και είναι ίση με περίπου 5° .

Παρατηρώντας την εικόνα των καμπυλών για $h = 0.10$ m, ήτοι $0.2H$, υπάρχει σχετική ταύτιση των καμπυλών. Μέχρι και για $x = -10$ cm, η 2D ανάλυση φαίνεται να δίνει μεγαλύτερη στροφή του θεμελίου, αλλά, στη συνέχεια, από το τριδιάστατο μοντέλο φαίνεται να προκύπτουν δυσμενέστερα αποτελέσματα. Από τη θέση $x = 0.4$ m και δεξιά, όμως, η εικόνα των δύο αναλύσεων ταυτίζεται, αφού το θεμέλιο δεν περιστρέφεται καθόλου από το ρήγμα.

❖ $x \leq -0.3$ m

Η θέση $x = -0.30$ m ([εικόνα 5.5\(α\)](#)) αποτελεί το «σύνορο» της περιοχής στην οποία το ρήγμα εμφανίζεται στα δεξιά της θεμελίωσης, η οποία παραμένει στο κινούμενο τμήμα και κινείται με αυτό προς τα κάτω, με σχεδόν μηδενική περιστροφή. Όταν η αριστερή άκρη του θεμελίου βρίσκεται 30 cm πιο αριστερά από το σημείο έναρξης της τεκτονικής διάρρηξης στη βάση ή και αριστερότερα, τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων φαίνονται να συμφωνούν ως προς τη μορφή αλληλεπίδρασης του συστήματος, η οποία αποδεικνύεται ευεργετική για το θεμέλιο.

❖ $x = -0.2 \text{ m}$

Όπως φαίνεται στην [εικόνα 5.5\(β\)](#), αλλά και στην [εικόνα 5.6](#), παρατηρούμε διαφορετικούς μηχανισμούς διάδοσης του ρήγματος στις δύο μεθόδους, για τη συγκεκριμένη θέση, στην οποία εμφανίζεται και η μεγαλύτερη απόκλιση στη στροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου.

Για $h = 2.5 \text{ cm}$, η εικόνα που προκύπτει από τις δύο μεθόδους είναι παρόμοια: το ρήγμα αναπτύσσεται προς τα δεξιά κατά μήκος του κλάδου K1, ενώ δημιουργείται μια ελάχιστη διακλάδωση $\Delta 1$ του ρήγματος, η οποία οδεύει προς το κέντρο του θεμελίου. Στην τριδιάστατη ανάλυση, η εικόνα του ρήγματος όπισθεν του θεμελίου καταδεικνύει τη συμβολή της θεμελίωσης στην εκτροπή του ρήγματος. Η γωνία $\Delta\theta$ στο 2D μοντέλο είναι σχεδόν 2° , ενώ στο 3D μοντέλο λιγότερο από μια μοίρα.

Η εικόνα του ρήγματος δεν αλλάζει πολύ όταν η μετακίνηση στη βάση φτάσει στα 5 εκατοστά. Η παραμόρφωση συγκεντρώνεται επί του κλάδου K1, ενώ ο δευτερεύων κλάδος $\Delta 1$ που είχε αρχίσει να σχηματίζεται είναι πλέον πιο ευδιάκριτος. Η κυριότερη διαφορά εμφανίζεται στη διάχυση της παραμόρφωσης, η οποία είναι πιο έντονη στο 3D προσομοίωμα. Παρά την ομοιότητα στη μορφή του ρήγματος, οι στροφές $\Delta\theta$ προκύπτουν αρκετά διαφορετικές: στην τριδιάστατη ανάλυση δεν έχει φτάσει τις 2 μοίρες, ενώ στο διδιάστατο μοντέλο έχουν ξεπεραστεί οι 3.5° .

Στην [εικόνα \(γ\)](#), για $h = 7.5 \text{ cm}$, φαίνεται πως το ρήγμα συνεχίζει να αναπτύσσεται μέσω του κλάδου K1. Στο τριδιάστατο μοντέλο, η διάχυση πλέον είναι ακόμα πιο εμφανής, ο κλάδος $\Delta 1$ φτάνει σχεδόν στο μέσο του θεμελίου, ενώ όπισθεν της θεμελίωσης σχηματίζεται αναβαθμός. Παρόμοια είναι η εικόνα και στο 2D προσομοίωμα, με τη διαφορά ότι η διάχυση είναι λιγότερο έντονη, ο δευτερεύων κλάδος, παρόλο που είναι πιο ευρύς, δεν καταφέρνει να φτάσει στο θεμέλιο και, επιπλέον, σχηματίζεται ένας τρίτος κλάδος πιο αριστερά, που καταλήγει στην επιφάνεια, δίπλα από το αριστερό άκρο του θεμελίου. Το κέντρο του θεμελίου στη λύση με τις δύο διαστάσεις περιστρέφεται με σχεδόν 5.5° , ενώ στο τριδιάστατο μοντέλο με μόλις 2.5° .

Πλέον, με την επιβολή ολόκληρης της μετατόπισης στη βάση, όπως φαίνεται και στην [εικόνα \(δ\)](#), είναι εμφανής η διαφορά στον τρόπο διάδοσης του ρήγματος, όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων. Ενώ παρουσιάζονται ομοιότητες και στα δύο μοντέλα, από τη μία η διάχυση που είναι εντονότερη στις τρεις διαστάσεις και από την άλλη η εμφάνιση του τρίτου κλάδου στο 2D μοντέλο, είναι φαινόμενα ικανά να επηρεάσουν σε

μεγάλο βαθμό την απόκριση του θεμελίου. Ως αποτέλεσμα, στο 2D μοντέλο, εμφανίζεται σημαντική στροφή του θεμελίου, μεγαλύτερη από 7°. Αντίθετα, στην 3D ανάλυση, η περιστροφή φτάνει τις 3 μοίρες, μικρότερη από τη μισή της διδιάστατης ανάλυσης.

Μπορεί να θεωρηθεί, όσον αφορά στην τριδιάστατη ανάλυση, πως και αυτή η θέση είναι δυνατόν να ενταχθεί στην περιοχή που ορίστηκε προηγουμένως, στην οποία το ρήγμα κινείται προς τα δεξιά και το θεμέλιο περιστρέφεται ελάχιστα ή καθόλου. Από την άλλη μεριά, η θέση $x = -0.20$ m, στη διδιάστατη ανάλυση, ανήκει στη μεσαία περιοχή του διαγράμματος, η οποία περιλαμβάνει τις δυσμενέστερες θέσεις.

❖ $x = -0.1$ m

Στη θέση $x = -0.10$ m, στιγμιότυπα της οποίας φαίνονται και στην [εικόνα 5.5\(γ\)](#), εμφανίζεται ταύτιση των δύο μεθόδων όσον αφορά στην περιστροφή της θεμελίωσης, η οποία κυμαίνεται γύρω στις 8°.

Όσον αφορά στο μηχανισμό διάδοσης του ρήγματος, η 2D ανάλυση δείχνει παρόμοια μορφή με αυτήν που εμφανίστηκε στη θέση $x = -0.20$ m, δηλαδή εκτροπή του κυρίως ρήγματος στα δεξιά της θεμελίωσης και σχηματισμό δευτερεύουσας διακλάδωσης προς το κέντρο και αριστερά του θεμελίου. Η μόνη διαφορά είναι ότι δεν εμφανίζεται σε κανένα σημείο ο κλάδος του ρήγματος που έφτασε μέχρι την επιφάνεια κοντά στο αριστερό άκρο του πεδίου, δημιουργώντας αναβαθμό.

Στην τριδιάστατη ανάλυση, το ρήγμα αναπτύσσεται προς το δεξί άκρο του θεμελίου, όπου και εμφανίζεται στην επιφάνεια, χωρίς το σχηματισμό αναβαθμού. Κατά την πορεία διάδοσής του, το ρήγμα διαχέεται σε μεγάλο βαθμό, ενώ σχηματίζεται ένας δευτερεύων κλάδος προς την αριστερή πλευρά του πεδίου, παρόμοιος με αυτόν που σχηματίστηκε στη διδιάστατη ανάλυση, χωρίς να φτάσει στην επιφάνεια. Ακόμα, στο αριστερό άκρο του θεμελίου εμφανίζεται ένα βύθισμα του εδάφους, το οποίο φαίνεται να δημιουργείται δευτερογενώς από την περιστροφή του θεμελίου και να μην οφείλεται στη ρηξιγενή μετακίνηση του εδάφους.

❖ $x = 0$

Πρόκειται για τη δυσμενέστερη θέση από άποψη περιστροφής του θεμελίου, όπως προκύπτει τόσο από την 2D όσο και από την 3D ανάλυση. Στη συγκεκριμένη θέση ([εικόνα 5.7](#)), έχουμε σχετική συμφωνία ως προς το μέγεθος της στροφής $\Delta\theta$, αλλά και ως προς τον τρόπο που διαδίδεται το ρήγμα προς την επιφάνεια.

Πιο συγκεκριμένα, για $h = 2.5 \text{ cm}$, και οι δύο αναλύσεις δείχνουν σχηματισμό δύο κλάδων, K1 και K2. Ο K1 είναι σχεδόν κατακόρυφος, ενώ ο K2 χτυπάει το θεμέλιο στο δεξί του άκρο. Η διαφορά μεταξύ των δύο μεθόδων είναι πώς στο 2D προσομοίωμα ο κατακόρυφος κλάδος ξεχωρίζει ως πρωτεύων. Η στροφή και στις δύο αναλύσεις ισούται με περίπου 2.5° .

Για $h = 0.05 \text{ m}$, στην τριδιάστατη ανάλυση διαφαίνεται μια διάχυση της παραμόρφωσης στο χώρο ανάμεσα από τους κλάδους K1 και K2, καθώς και δεξιά του κλάδου K2, ήδη από τη βάση του αμμόδους στρώματος. Το ρήγμα εμφανίζεται επιφανειακά μέσω του κλάδου K2 δεξιά από το θεμέλιο, ενώ όπισθεν του θεμελίου συγκεντρώνεται παραμόρφωση στην επιφάνεια. Στο 2D μοντέλο, η εικόνα είναι παρόμοια, με τη διαφορά ότι η διάχυση ανάμεσα στους δύο κλάδους δεν είναι τόσο έντονη. Το θεμέλιο περιστρέφεται κατά 5.5° στο τριδιάστατο μοντέλο και κατά περίπου 5° στο διδιάστατο.

Το ρήγμα συνεχίσει να αναπτύσσεται με τον ίδιο τρόπο μέχρι και το 75% της μετακίνησης στη βάση, όπως φαίνεται στην [εικόνα \(γ\)](#). Το θεμέλιο στηρίζεται και στα δύο του άκρα σε πλαστικοποιημένο έδαφος, όπως προκύπτει και από τις δύο μεθόδους, ενώ στο τριδιάστατο προσομοίωμα πίσω από το θεμέλιο έχει σχηματιστεί εμφανής αναβαθμός. Η περιστροφή $\Delta\theta$ έχει ξεπεράσει τις 7 μοίρες στη 3D ανάλυση, μία μοίρα περισσότερο από την τιμή που προκύπτει από τη διδιάστατη ανάλυση.

Μετά το πέρας της επιβολής της τεκτονικής μετακίνησης, τα στιγμιότυπα που προκύπτουν από τις δύο αναλύσεις είναι παρόμοια ([εικόνα \(δ\)](#)). Υπάρχουν δύο κύρια ρήγματα, που χτυπάνε τη θεμελίωση στα δύο της άκρα. Στην τριδιάστατη ανάλυση είναι αρκετά πιο έντονη η διάχυση της παραμόρφωσης, ενώ ο δεξιά κλάδος του ρήγματος εμφανίζεται επιφανειακά. Ακόμα, στη διδιάστατη ανάλυση παρατηρείται αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος σε ένα μικρό τμήμα στο αριστερό του άκρο, κάτι που εμφανίζεται και στο 3D μοντέλο, αλλά σε πολύ μικρότερο τμήμα. Με αυτόν τον τρόπο το θεμέλιο στην τριδιάστατη ανάλυση ακολουθεί την καθοδική κίνηση του κινούμενου τεμάχους, με την αντιωρολογιακή του περιστροφή να φτάνει τις 9.5° . Η απώλεια επαφής της θεμελίωσης από το έδαφος στο 2D προσομοίωμα μπορεί να θεωρηθεί ευεργετική για το πέδιλο σε αυτήν την περίπτωση, καθώς η στροφή $\Delta\theta$ είναι 1.5 μοίρα μικρότερη από την αντίστοιχη στο 3D, δηλαδή 8° .

❖ $x = 0.1, 0.2 \text{ m}$

Στις συγκεκριμένες θέσεις, η εικόνα που προκύπτει από τις δύο μεθόδους δε διαφέρει σε σημαντικό βαθμό. Στην [εικόνα 5.8](#) φαίνονται τα στιγμιότυπα για τη θέση $x = 0.10 \text{ m}$, που είναι αντιπροσωπευτική της συμπεριφοράς του συστήματος και στις δύο θέσεις. Το ρήγμα «χτυπάει» το θεμέλιο κάτω από το αριστερό άκρο, αφήνοντας το στο ακλόνητο τέμαχος και προκαλώντας απώλεια στήριξης στο $\frac{1}{4}$ περίπου του συνολικού μήκους του θεμελίου. Η αποκόλληση εμφανίζεται για σχετικά μικρό h (μικρότερο από το ήμισυ του συνολικού που επιβάλλεται) και δε μεγαλώνει όσο αυξάνεται η μετακίνηση στη βάση. Αξίζει να σημειωθεί πως και στις δύο μεθόδους το ακραίο τμήμα λειτουργεί σαν πρόβολος, άρα κάμπτεται.

Η διαφορά στη συμπεριφορά του μοντέλου στις δύο μεθόδους προκύπτει από τη διαφοροποίηση της δράσης του μηχανισμού της διάχυσης. Για $h = 5 \text{ cm}$, η εικόνα των δύο μεθόδων δε διαφέρει σημαντικά, καθώς η διάδοση του ρήγματος γίνεται εμφανώς μέσω του κλάδου 1, ο οποίος καταλήγει στο αριστερό άκρο του θεμελίου. Το θεμέλιο σε εκείνο το σημείο χάνει την επαφή του με το έδαφος, αλλά παραμένει σταθερά στο ακλόνητο τέμαχος. Και στις δύο αναλύσεις το θεμέλιο περιστρέφεται αντίθετα των δεικτών του ρολογιού, μόλις κατά περίπου 1 μοίρα.

Για $h = 0.05 \text{ m}$, η εικόνα παραμένει περίπου ίδια, με το κινούμενο τέμαχος να κινείται προς τα κάτω χωρίς να συμπαρασύρει το πέδιλο. Η μόνη διαφορά που προκύπτει είναι ότι στην τριδιάστατη ανάλυση αρχίζει να εμφανίζεται διάχυση της παραμόρφωσης δεξιά από το ρήγμα, δηλαδή στο χώρο κάτω από το θεμέλιο. Η στροφή στο 3D μοντέλο πλέον ξεπερνά τις 2° , ενώ το θεμέλιο στη διδιάστατη ανάλυση περιστρέφεται κατά 1.5° . Οι καμπύλες $\Delta\theta$ των δύο αναλύσεων ήδη έχουν αρχίσει να αποκλίνουν (διάγραμμα i).

Όταν η βάση έχει μετακινηθεί κατά 7.5 cm , είναι εμφανής η διαφορά που παρουσιάζουν οι δύο μέθοδοι στη συγκεκριμένη θέση. Η διάχυση της παραμόρφωσης στο τριδιάστατο μοντέλο έχει εξαπλωθεί σχεδόν σε όλο το χώρο κάτω από το θεμέλιο, το οποίο, ενώ βρίσκεται στο ακλόνητο τέμαχος, ακολουθεί με την αριστερή πλευρά του την καθοδική κίνηση του άλλου τεμάχους. Για το λόγο αυτό, η περιστροφή του κέντρου της θεμελίωσης φτάνει τις 3.2° , διπλάσια από την αντίστοιχη του 2D μοντέλου. Ταυτόχρονα, έχει σχηματιστεί αναβαθμός μπροστα από το θεμέλιο σε όλο το πλάτος της επιφάνειας του εδάφους.

Καθώς αυξάνεται η μετακίνηση στη βάση, δεν αλλάζει κάτι σημαντικά. Στην 3D ανάλυση, το θεμέλιο συνεχίζει να ακολουθεί την κίνηση του κινούμενου τεμάχου και φτάνει να περιστρέφεται κατά πάνω από 4° , την ώρα που στη 2D ανάλυση το πέδιλο στρέφεται με 1.8° .

Η συμπεριφορά του συστήματος και στις δύο αναλύσεις εμφανίζει πολλές ομοιότητες με την παραπάνω περίπτωση, στη θέση $x = 0.20$ m, όπου στο 3D μοντέλο το θεμέλιο στρέφεται με 1.7° και στο 2D με σχεδόν 0.

Από την ανάλυση των δύο αυτών θέσεων γίνεται εμφανής η αδυναμία της 2D ανάλυσης να προβλέψει σωστά τη συμπεριφορά του ίδιου του θεμελίου, παρόλο που σχεδόν ταυτίζεται με την τριδιάστατη ανάλυση, όσον αφορά τον τρόπο διάδοσης του ρήγματος, καταλήγοντας, με αυτόν τον τρόπο, σε μη συντηρητική εκτίμηση.

❖ $x \geq 0.3$ m

Για θέσεις όπου το αριστερό άκρο του πεδίου απέχει 30 εκατοστά ή περισσότερο από την έναρξη της διάρρηξης στη βάση, οι δύο μέθοδοι, σε γενικές γραμμές, συμφωνούν. Το θεμέλιο βρίσκεται δεξιότερα από το σημείο εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια, και στους δύο τύπους αναλύσεων, γεγονός που το οδηγεί σε σχεδόν μηδενική περιστροφή. Η διαφορά των δύο μεθόδων περιορίζεται μόνο στη διάχυση της παραμόρφωσης, που είναι εντονότερη όταν υπεισέρχεται και η τρίτη διάσταση στη μελέτη του προβλήματος. Μπορεί, επομένως, να ορισθεί και εδώ μια περιοχή αντίστοιχη με αυτήν για $x \leq -0.30$ m, στην οποία το θεμέλιο παραμένει πρακτικά ανεπηρέαστο από τη διάδοση της τεκτονικής διάρρηξης.

5.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΜΕ ΑΝΩΔΟΜΗ

5.3.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις με τριδιάστατο προσομοίωμα, στο οποίο είχε προστεθεί ολόκληρη η ανωδομή. Τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα του προηγούμενου κεφαλαίου, όπου η

ανωδομή συμμετείχε μόνο ως προς το μεταβιβαζόμενο φορτίο, το οποίο τοποθετούνταν ως σημειακή μάζα στο κέντρο της θεμελίωσης.

Σε πρώτη φάση, βαθμονομήθηκαν μέσω δοκιμαστικών αναλύσεων ορισμένες παράμετροι του μοντέλου, που αφορούν κυρίως τις στηρίξεις στα δύο άκρα του καταστρώματος. Πιο συγκεκριμένα, καθορίστηκε ο συντελεστής τριβής κατά την οριζόντια διεύθυνση των στοιχείων gap, ο οποίος αντιστοιχεί στην αντίσταση των εφεδράνων σε οριζόντια μετακίνηση. Δοκιμάστηκαν οι τιμές 0.6 και 1, χωρίς να παρουσιάσουν σημαντικές διαφορές μεταξύ τους, οπότε επιλέχθηκε η τιμή 0.6 για τη συνέχεια των αναλύσεων. Επίσης, βρέθηκε η κατάλληλη τιμή της ανοχής σε καθίζηση των δύο άκρων του καταστρώματος, μέσω των στοιχείων gap και πάλι. Η διαδικασία προσδιορισμού της συγκεκριμένης παραμέτρου περιελάμβανε τα πρώτα μόνο στάδια της ανάλυσης, δηλαδή την τοποθέτηση των στοιχείων και την επιβολή των γεωστατικών φορτίων και των φορτίων της ανωδομής, αγνοώντας την ύπαρξη αντίστασης στην κατακόρυφη μετακίνηση από τα άκρα του καταστρώματος, δηλαδή όλη η κατασκευή στηριζόταν στο μεσόβαθρο. Με τον τρόπο αυτό, προέκυψε η αρχική καθίζηση των άκρων, η οποία αποτελεί και την τιμή της ανοχής.

Επιπλέον, εξετάστηκε η χρήση οριζόντων ελατηρίων στα δύο άκρα του καταστρώματος, για καλύτερο έλεγχο των συνθηκών στήριξης. Η παρουσία τους, όμως, δεν οδήγησε σε κάποια σημαντική διαφορά στα αποτελέσματα. Αποφασίστηκε, επομένως, και για λόγους ευκολίας στην προετοιμασία του πειραματικού μοντέλου, να μην τοποθετηθούν ελατήρια ούτε στις αναλύσεις ούτε στα πειράματα και η οριζόντια κίνηση να ελέγχεται μόνο από την τριβή των στοιχείων gap.

Αφού προσδιορίστηκαν όλες οι παράμετροι και το μοντέλο ήταν πλέον ολοκληρωμένο, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από αναλύσεις. Αρχικός στόχος ήταν να ελεγχθεί η επάρκεια του μοντέλου να προσομοιώσει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης του συστήματος, τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα. Για το λόγο αυτό, στις πρώτες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, η κατασκευή τοποθετήθηκε στις δυσμενέστερες θέσεις, από άποψη πειροστροφής θεμελίου, όπως αυτές προέκυψαν από τις αναλύσεις με το θεμέλιο μόνο (βλ. [5.2](#)), και για τους δύο τύπους τεκτονικής μετακίνησης.

Όπως προέκυψε από τις προκαταρκτικές αναλύσεις, η συγκεκριμένη μέθοδος δεν επαρκεί για την προσομοίωση του φαινομένου στην περίπτωση που το αναπτυσσόμενο ρήγμα είναι κανονικό. Αυτό φαίνεται να οφείλεται στο γεγονός ότι η απόκριση του συστήματος καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από τη δυσκαμψία – στιβαρότητα του

καταστρώματος. Το κατάστρωμα, όπως προκύπτει, δεν κάμπτεται αρκετά, οδηγώντας μεγάλο τμήμα του θεμελίου σε αποκόλληση από το έδαφος, καθιστώντας τα αποτελέσματα μη ρεαλιστικά.

Επομένως, σε αυτήν την ενότητα θα παρουσιαστούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις με την παρουσία της γέφυρας, μόνο για την περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος. Λόγω περιορισμού στο χρόνο και με δεδομένη την υψηλή απαίτηση σε υπολογιστικό χρόνο για το τριδιάστατο μοντέλο, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για περιορισμένο αριθμό θέσεων της κατασκευής, ξεκινώντας από τη θέση $x = 0.20$ m στο μοντέλο ή $x = 3$ m στο πρωτότυπο. Υπενθυμίζεται ότι η τιμή x αναφέρεται στην οριζόντια απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από το σημείο έναρξης της διάρρηξης στο βράχο. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους στροφής της θεμελίωσης, οριζόντιας μετακίνησης στη σύνδεση βάρου-καταστρώματος (drift), αλλά και ροπής-καμπυλότητας στις συνδέσεις του υποστηλώματος με το κατάστρωμα και το πέδιλο. Τα μεγέθη μήκους αναφέρονται είτε σε όρους προσομοιώματος είτε σε όρους πλήρους κλίμακας. Σε κάθε περίπτωση, αυτό αναφέρεται ξεκάθαρα.

Καθώς το υποστυλώμα φορτίζεται τόσο αξονικά όσο και καμπτικά, είναι λογικό να μετατοπισθεί από την αρχική του θέση. Η μετατόπιση αυτή θα αυξήσει τη ροπή σε οποιοδήποτε σημείο του στοιχείου κατά ένα ποσό ίσο με το γινόμενο του φορτίου επί τη μετατόπιση στο σημείο αυτό. Η επιπρόσθετη αυτή ροπή θα προκαλέσει τη μείωση της αντοχής του στοιχείου σε τιμή μικρότερη από αυτή που έχει υπολογισθεί αγνοώντας τις μετατοπίσεις. Τα επιπλέον φορτία που προκύπτουν καλούνται φαινόμενα $2^{α5}$ τάξεως ή φαινόμενα P-δ και στην περίπτωση που εξετάζουμε συνδέονται άμεσα με το drift του καταστρώματος. Τα στοιχεία beam που επιλέχθηκαν για την προσομοίωση της ανωδομής δε μπορούν να προγραμματιστούν ώστε να παραλαμβάνουν τα φορτία $2^{η5}$ τάξεως που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της οριζόντιας μετακίνησης του καταστρώματος. Επομένως, τα αποτελέσματα που προκύπτουν είναι μη συντηρητικά. Για το λόγο αυτό, στα αποτελέσματα αναφέρεται το drift που προκύπτει στο τέλος κάθε ανάλυσης, καθώς αποτελεί σημαντική ένδειξη της πιθανής επιπλέον καταπόνησης ολόκληρης της κατασκευής και, ιδιαίτερος, του υποστυλώματος.

5.3.2 Αποτελέσματα αναλύσεων

Όπως φαίνεται και στο διάγραμμα της εικόνας 5.9, η παρουσία της ανωδομής οδηγεί σε σαφή μείωση της περιστροφής του κέντρου της θεμελίωσης σε σχέση με την περίπτωση που απουσίαζε. Εκ πρώτης όψεως, η απομείωση αυτή μπορεί να θεωρηθεί ευεργετική για τη βιωσιμότητα της κατασκευής. Η ολοκληρωμένη αποτίμηση της απόκρισης του συστήματος, όμως, απαιτεί και το συνυπολογισμό της μετακίνησης στην κορυφή του βάρου, αλλά και την εξέταση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων στις συνδέσεις του υποστυλώματος, άνω και κάτω.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε θέση, από $x = 0.20$ m έως $x = 0.70$ m, με βήμα 10 εκατοστά, δηλαδή 1.5 m σε πλήρη κλίμακα, και συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα, για τις ίδιες θέσεις, χωρίς την παρουσία της ανωδομής.

❖ $x = 0.2$ m (3 m)

Η εικόνα που προκύπτει από το μοντέλο με και χωρίς την παρουσία της ανωδομής είναι παρόμοια (εικόνα 5.10). Το ρήγμα εμφανίζεται επιφανειακά στην περιοχή δεξιά από το θεμέλιο, το οποίο ακολουθεί την ανοδική κίνηση του κινούμενου τεμάχους. Η στροφή του θεμελίου στην περίπτωση που εξετάζεται όλη η γέφυρα είναι λίγο μεγαλύτερη από 1 μοίρα, την ώρα που στην ανάλυση χωρίς γέφυρα φτάνει σχεδόν τις 2°. Η καταπόνηση των στηρίξεων του υποστυλώματος, άνω και κάτω, δεν είναι αρκετή για να προκαλέσει μόνιμες βλάβες. Η οριζόντια μετακίνηση προς τα δεξιά της κορυφής του υποστυλώματος, δηλαδή το drift, στην πρώτη περίπτωση, φτάνει το 1.5 m, σε όρους πλήρους κλίμακας.

Συμπερασματικά, η συγκεκριμένη θέση δεν ελλοχεύει σημαντικό άμεσο κίνδυνο για την επιβίωση της κατασκευής, όπως προκύπτει και από τις δύο μεθόδους ανάλυσης.

❖ $x = 0.3$ m (4.5 m)

Η συμπεριφορά που προκύπτει από τις δύο μεθόδους είναι παρόμοια με την παραπάνω θέση, όπου οι δύο μέθοδοι είναι σε σχετικά καλή συμφωνία (εικόνα 5.11). Το ρήγμα και εδώ εμφανίζεται στην επιφάνεια δεξιά από το πέδιλο, η πλαστικοποιημένη περιοχή, όμως, επεκτείνεται και κάτω από το δεξί άκρο του θεμελίου, περίπου στο $\frac{1}{4}$ του συνολικού του μήκους. Αυτή η διαφορά στην εικόνα του ρήγματος είναι ικανή να προκαλέσει αρκετά μεγαλύτερη στροφή στο μέσο της θεμελίωσης από ότι στην προηγούμενη θέση. Συγκεκριμένα, όταν εξετάζεται μόνο το θεμέλιο, η $\Delta\theta$ ισούται με 4.5°, ενώ όταν προστίθεται

και η υπόλοιπη γέφυρα η περιστροφή ξεπερνά τις 3.5° , δηλαδή μικρότερη κατά μια μοίρα. Η παρουσία της γέφυρας φαίνεται να δρα ευεργετικά για την απόκριση του συστήματος, το drift, όμως, φτάνει τα 2 μέτρα, σε πλήρη κλίμακα. Παρόλο που η καταπόνηση στις συνδέσεις του υποστυλώματος, όπως προκύπτει από τα διαγράμματα ροπής-καμπυλότητας, εμφανίζεται αμελητέα, τα φαινόμενα 2^{ns} τάξεως που δημιουργούνται από ένα τόσο μεγάλο drift ίσως είναι ικανά να προκαλέσουν ανεπανόρθωτες βλάβες στην ανωδομή.

❖ $x = 0.4 \text{ m}$ (6 m)

Στη συγκεκριμένη θέση, το ρήγμα χτυπάει το θεμέλιο κάτω από το δεξί του άκρο, προκαλώντας σημαντική περιστροφή (εικόνα 5.12).

Στην περίπτωση χωρίς τη θεώρηση ολόκληρης της γέφυρας, ήδη για $h = 0.75 \text{ m}$ (σε πλήρη κλίμακα), έχει δημιουργηθεί μια διακλάδωση του ρήγματος προς τα αριστερά, η οποία δε φτάνει, όμως, στην επιφάνεια, ακόμα και μετά την επιβολή ολόκληρης της μετακίνησης στη βάση. Η περιστροφή του κέντρου της θεμελίωσης φτάνει τις 8° , κάνοντας τη συγκεκριμένη θέση μία από τις δυσμενέστερες, κατά αυτόν τον τύπο ανάλυσης.

Όταν προστίθεται και η ανωδομή στην εξέταση της απόκρισης του συστήματος, είναι εμφανές ότι η ύπαρξή της περιορίζει σημαντικά τη στροφή του πεδίου. Επίσης, βλέπουμε ότι η εδαφική παραμόρφωση συγκεντρώνεται αποκλειστικά επί του κύριου κλάδου του ρήγματος, σε αντίθεση με την άλλη μέθοδο. Εκεί που καταλήγει το ρήγμα, έχουμε αποκόλληση ενός πολύ μικρού τμήματος του θεμελίου από το έδαφος. Η $\Delta\theta$ μόλις που ξεπερνάει τις 5.5 μοίρες, παρουσιάζοντας σημαντική απομείωση σε σύγκριση με τη μέθοδο χωρίς την παρουσία της ανωδομής.

Η ύπαρξη ολόκληρης της γέφυρας αποδεικνύεται ευεργετική γενικότερα, αφού και η πάκτωση στη βάση, που όπως προκύπτει είναι η κρισιμότερη για αστοχία, φτάνει μόλις στο μισό της αντοχής της και στη συνέχεια αποφορτίζεται, χωρίς παραμένονσα παραμόρφωση. Παρόλα αυτά, στη συγκεκριμένη θέση, η οριζόντια προς τα δεξιά μετακίνηση της κορυφής του βάθρου λαμβάνει την υψηλότερη τιμή. Μια τόσο μεγάλη μετακίνηση είναι ικανή να δημιουργήσει επιπλέον καταπόνηση στο βάθρο και, άρα, στις δύο συνδέσεις του βάθρου, οδηγώντας στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων ή, δυσμενέστερα, και σε κατάρρευση της γέφυρας.

❖ $x = 0.5 \text{ m}$ (7.5 m)

Η εικόνα που δίνουν οι δύο αναλύσεις στη θέση $x = 0.50 \text{ m}$ (εικόνα 5.13) δε διαφέρει σημαντικά από αυτή που προέκυψε για την προηγούμενη θέση, $x = 0.40 \text{ m}$, καθώς, όπως φαίνεται, κι εδώ το ρήγμα χτυπάει τη δεξιά μεριά του θεμελίου. Ειδικά όταν έχει επιβληθεί η μισή μετατόπιση στη βάση, δηλαδή 0.75 μέτρα σε πλήρη κλίμακα, οι δύο αναλύσεις δίνουν πρακτικά την ίδια εικόνα: το ρήγμα κατευθύνεται στα δεξιά του θεμελίου. Η διαφορά έγκειται στη διάχυση της παραμόρφωσης, η οποία είναι αρκετά εντονότερη στην περίπτωση που υπάρχει μόνο το θεμέλιο, όπου η περιστροφή του φτάνει τις 4.5° , ενώ στην άλλη περίπτωση προκύπτει κατά μια μοίρα μικρότερη. Αξίζει να σημειωθεί πως εμφανίζεται αποκόλληση της θεμελίωσης από το έδαφος σε ένα μικρό τμήμα στο δεξί της άκρο, υπό την παρουσία της ανωδομής.

Με το πέρας της μετακίνησης στη βάση, στην περίπτωση που εξετάζεται το θεμέλιο μεμονωμένα, η παραμόρφωση του εδάφους έχει διαχυθεί σε ολόκληρη την περιοχή κάτω από τη θεμελίωση, η οποία στηρίζεται εξ ολοκλήρου σε πλαστικοποιημένο έδαφος. Η στροφή στο κέντρο του πεδίου φτάνει ακριβώς τις 10 μοίρες, καθιστώντας αυτή τη θέση ως τη δυσμενέστερη σε αυτό το είδος ανάλυσης.

Αντιθέτως, όταν προστίθεται η ανωδομή, το ρήγμα διαδίδεται αποκλειστικά επί του κυρίου κλάδου, με ελάχιστη διάχυση, χτυπώντας το θεμέλιο στο τμήμα του από το κέντρο και προς τα δεξιά. Η απώλεια επαφής του θεμελίου με το έδαφος επεκτείνεται σε ένα κομμάτι που ισούται, πλέον, με το 20% περίπου της επιφάνειάς του. Η στροφή που προκύπτει από αυτή τη μέθοδο είναι λίγο μικρότερη από 6° , σχεδόν μισή από την αντίστοιχη τιμή που δίνει η άλλη μέθοδος.

Εκ πρώτης όψεως, φαίνεται πως η παρουσία της ανωδομής είναι ευεργετική για την απόκριση του συστήματος. Το drift, όμως, που καταγράφεται στην κορυφή του βάρους είναι αρκετά μεγάλο, ενώ, παρατηρώντας το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων, είναι εμφανές ότι η κάτω πάκτωση αστοχεί και δημιουργείται πλαστική άρθρωση.

Συμπεραίνεται, επομένως, πως αν η κατασκευή βρίσκεται σε αυτή τη θέση, δηλαδή σε απόσταση περίπου 8 μέτρων από το σημείο έναρξης της διάρρηξης στη βάση, είναι αρκετά πιθανό να υποστεί ζημιές που δεν επιδιορθώνονται εύκολα.

❖ $x = 0.6 \text{ m}$ (9 m)

Οι εικόνες που προκύπτουν σε αυτή τη θέση (εικόνα 5.14) και από τις δύο αναλύσεις είναι παρόμοια με αυτές που εμφανίστηκαν στη θέση $x = 0.50 \text{ m}$, με κάποιες μικρές διαφορές, οι οποίες αναλύονται στη συνέχεια.

Ξεκινώντας από την περίπτωση που εξετάζεται η απόκριση μόνο του θεμελίου, η διάχυση είναι εντονότερη και η παραμόρφωση εκτός από τον κύριο κλάδο συγκεντρώνεται και προς την αριστερή πλευρά του θεμελίου, φτάνοντας μέχρι την επιφάνεια. Η περιστροφή του κέντρου του θεμελίου ξεπερνάει τις 9 μοίρες.

Στην άλλη περίπτωση, όπου έχει προστεθεί η ανωδομή, η παραμόρφωση συγκεντρώνεται επί του κύριου κλάδου, με μια μικρή διακλάδωση να δημιουργείται προς τα αριστερά, αλλά να μην αναπτύσσεται μέχρι την επιφάνεια. Η $\Delta\theta$ παίρνει τη μέγιστη τιμή της, σε αυτόν τον τύπο αναλύσεων, φτάνοντας τις 6.3° , ενώ η οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος προκύπτει ίση με 0.6 m , προς τα δεξιά. Το διάγραμμα ροπών-καμπυλοτήτων δείχνει πως η κάτω πάκτωση έχει πλαστικοποιηθεί, ενώ και στη σύνδεση βάρου-καταστρώματος αναπτύσσεται σημαντική ροπή, που φτάνει κοντά στο όριο αντοχής της πάκτωσης.

Όπισθεν του θεμελίου, η εικόνα του ρήγματος είναι παρόμοια και στις δύο περιπτώσεις, με τον αναβαθμό που σχηματίζεται να είναι αρκετά ευρύς, εκτεινόμενος σχεδόν καθ' όλο το μήκος του θεμελίου.

❖ $x = 0.7 \text{ m}$ (10.5 m)

Η δημιουργία του καθοδικού κλάδου στην καμπύλη $\Delta\theta - x$ που εμφανίζεται στην περίπτωση που δεν υπάρχει η ανωδομή, προκύπτει και στην περίπτωση που έχουμε ολόκληρη τη γέφυρα, σηματοδοτώντας, την «έξοδο» από την πλέον δυσμενή περιοχή. Αυτό δε σημαίνει, όμως, πως η κατασκευή δεν κινδυνεύει, ούτε πως τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων ταυτίζονται.

Στην περίπτωση που εξετάζεται μόνο το θεμέλιο, ουσιαστικά δημιουργούνται δύο κύριοι κλάδοι του ρήγματος, ήδη από $h = 5 \text{ cm}$ (0.75 m). Ο ένας κλάδος καταλήγει στην επιφάνεια στα αριστερά του θεμελίου, ενώ ο δεύτερος χτυπά τη θεμελίωση στο δεξί της άκρο. Όπισθεν του θεμελίου, οι δύο κλάδοι ενώνονται, σχηματίζοντας έναν αρκετά ευρύ αναβαθμό.

Πρακτικά, μόνο ένα μικρό τμήμα στο αριστερό άκρο του πεδίου στηρίζεται σε μη πλαστικοποιημένο έδαφος. Η περιστροφή του θεμελίου φτάνει τις 7.5° .

Όταν προστίθεται η ανωδομή (εικόνα 5.15), η απόκριση ολόκληρου του συστήματος διαφέρει. Ενώ πάλι σχηματίζονται δύο κλάδοι του ρήγματος, είναι εμφανές ότι ο ένας είναι ο κύριος, αυτός που χτυπάει το θεμέλιο στα δεξιά, και ο άλλος, που εμφανίζεται στην επιφάνεια στα αριστερά, ήδη για τη μισή μετακίνηση στη βάση, είναι ο δευτερεύων. Σε αυτή τη θέση, η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος αφήνει λίγο περισσότερο από το μισό πέδιλο σε επαφή με το υποκείμενο έδαφος, ενώ το υπόλοιπο αιωρείται. Η περιστροφή του θεμελίου μόλις που ξεπερνά τις 4.5° και το drift τα 0.5 m, αλλά σχηματίζεται πλαστική άρθρωση στη βάση και σε αυτή την περίπτωση. Περαιτέρω καταπόνηση της κατασκευής, για παράδειγμα σε περίπτωση μετασεισμού, μπορεί να οδηγήσει στην κατάρρευση.

5.3 ΣΥΝΟΨΗ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Συνοψίζοντας, είναι γεγονός πως η διδιάστατη ανάλυση υποεκτιμά τη μέγιστη γωνία περιστροφής του ρήγματος και για τους δύο τύπους ρήγματος. Ακόμα, το εύρος δυσμενών για το θεμέλιο θέσεων που προκύπτει από το 2D μοντέλο είναι πιο περιορισμένο από το αντίστοιχο της 3D ανάλυσης. Στο διδιάστατο προσομοίωμα, επίσης, είναι εμφανής η ανεπάρκεια, ειδικά στο κανονικό ρήγμα, της σωστής πρόβλεψης της απόκρισης του πεδίου σε ορισμένες θέσεις, που οδηγεί σε υποεκτίμηση της επικινδυνότητας. Εντούτοις, όσον αφορά τη δυσμενέστερη θέση, για ανάστροφο και για κανονικό ρήγμα, τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων συγκρίνονται ικανοποιητικά.

Όσον αφορά το ανάστροφο ρήγμα, στις περισσότερες θέσεις, στη 3D ανάλυση εμφανίζεται μεγαλύτερη διάχυση της παραμόρφωσης σε σχέση με τη διδιάστατη ανάλυση. Παρόλα αυτά, οι δύο μέθοδοι εμφανίζουν καλή ταύτιση ως προς τις τιμές της $\Delta\theta$ μέχρι και τη θέση $x = 0.50\text{m}$, η οποία προκύπτει ως η δυσμενέστερη και από τις δύο μεθόδους. Καθώς, όμως, το θεμέλιο μετακινείται κι άλλο προς τα δεξιά, δηλαδή απομακρύνεται περαιτέρω από την αρχή της διάρρηξης στο βράχο, η διαφορά των αποτελεσμάτων μεγαλώνει ραγδαία, με τη τριδιάστατη ανάλυση να δίνει αρκετά υψηλότερες τιμές της περιστροφής.

Από την άλλη μεριά, για το κανονικό ρήγμα, οι δύο μέθοδοι εμφανίζουν καλή ταύτιση, με εξαίρεση ορισμένες θέσεις. Είναι χαρακτηριστικό πως τα δύο προσομοιώματα συμφωνούν

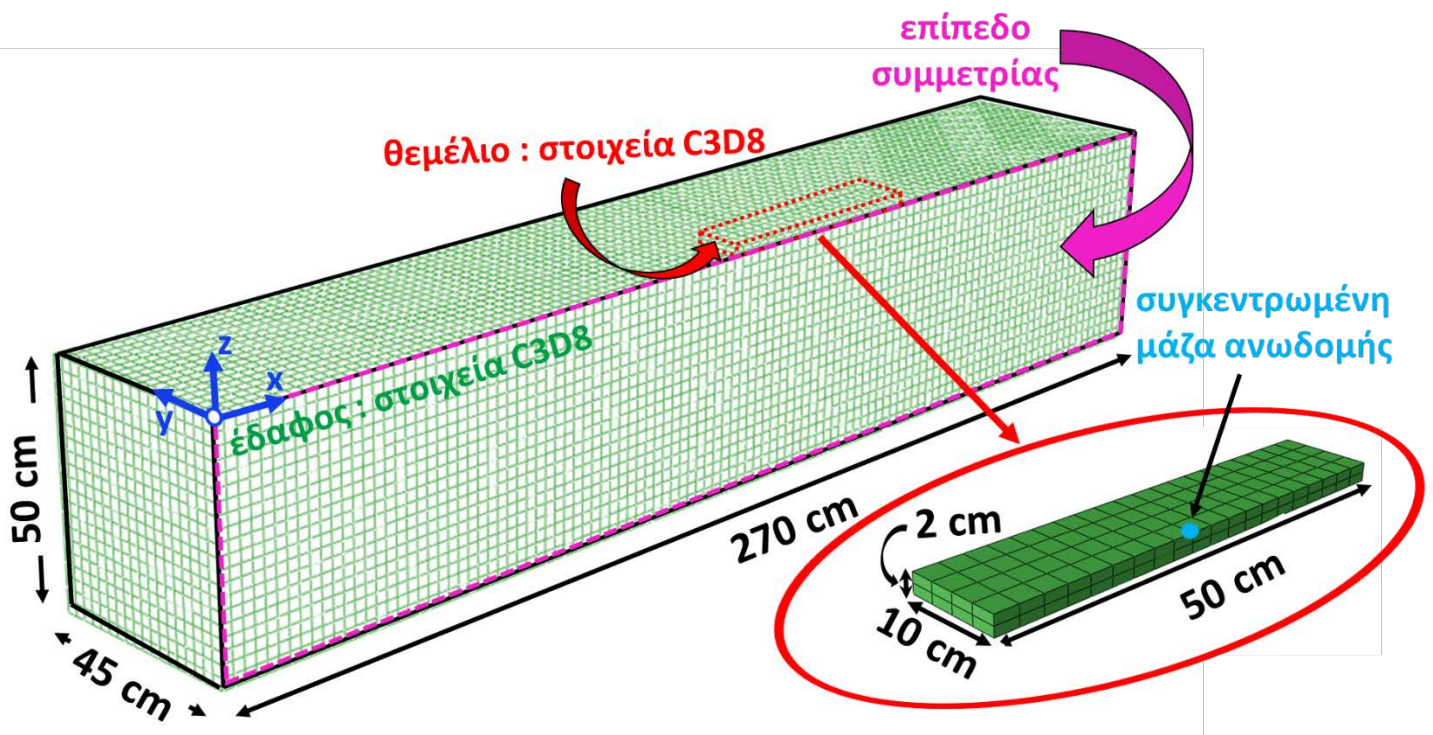
σε όλες τις θέσεις σχετικά με τη μορφή του ρήγματος και οι διαφορές που εμφανίζονται προκύπτουν από τη διαφορετική συμπεριφορά του θεμελίου, κάτι που δεν είναι τόσο έντονο στην περίπτωση του ανάστροφου ρήγματος.

Το συμπέρασμα του πρώτου μέρους του κεφαλαίου είναι πως, παρά τον υψηλότερο υπολογιστικό χρόνο και τη μεγαλύτερη υπολογιστική ισχύ που απαιτείται, είναι υπέρ της ασφαλείας και της καλύτερης εποπτείας να χρησιμοποιείται τριδιάστατο μοντέλο για τη λύση προβλημάτων αλληλεπίδρασης ρήγματος-εδάφους-θεμελίου.

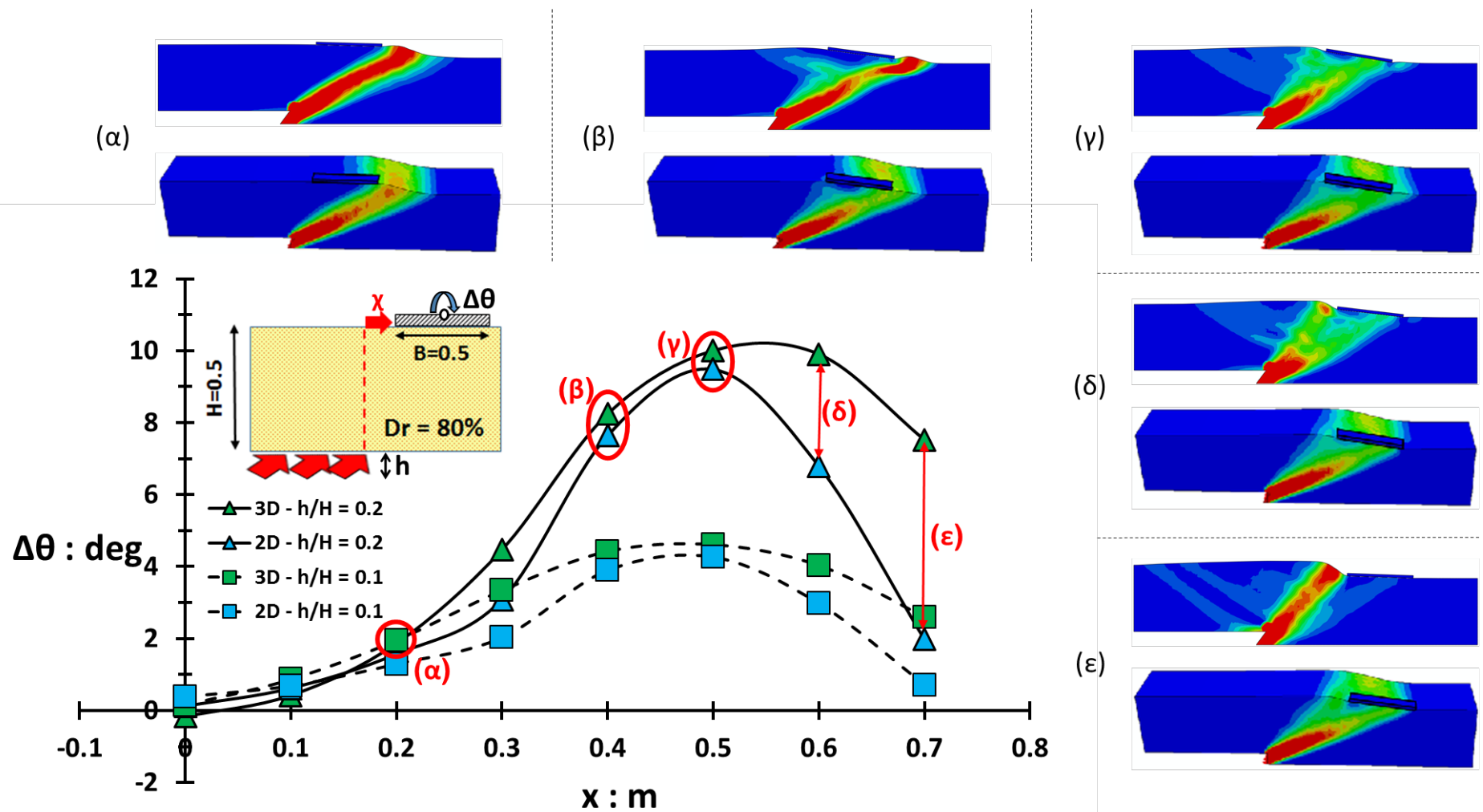
Όσον αφορά στην παρουσία της ανωδομής, από τη θέση $x = 6$ m και δεξιότερα, μέχρι εκεί που επιτρέπουν οι διαστάσεις της πειραματικής διάταξης να τοποθετηθεί η γέφυρα, βλέπουμε ότι οι δύο μέθοδοι συμφωνούν ως προς τη σοβαρότητα των επιπτώσεων της αλληλεπίδρασης του συστήματος στην κατασκευή. Είναι εμφανές, όμως, πως στην περίπτωση που προστίθεται και η υπόλοιπη γέφυρα η καταπόνηση της κατασκευής δεν περιορίζεται στην περιστροφή του θεμελίου, αλλά επεκτείνεται και στην ανωδομή. Οι βλάβες που προκαλούνται είναι πιθανό να απαιτούν σημαντικό χρόνο και κεφάλαιο για να επιδιορθωθούν, εμποδίζοντας τη λειτουργία τόσο της ίδιας της γέφυρας, όσο και των υποδομών που βρίσκονται στην περιοχή.

Επομένως, η προσέγγιση του προβλήματος της αλληλεπίδρασης ρήγματος-κατασκευής θα πρέπει να λαμβάνει υπόψιν της ολόκληρη την ανωδομή. Αγνοώντας την επίδραση της ανωδομής στην απόκριση του συστήματος μπορεί να οδηγήσει σε υποτίμηση των καταστροφικών συνεπειών του ρήγματος. Προτείνεται, λοιπόν, η πλήρης και λεπτομερής προσομοίωση του προβλήματος, για την ολοκληρωμένη αποτίμηση διακινδύνευσης της υπό εξέταση κατασκευής.

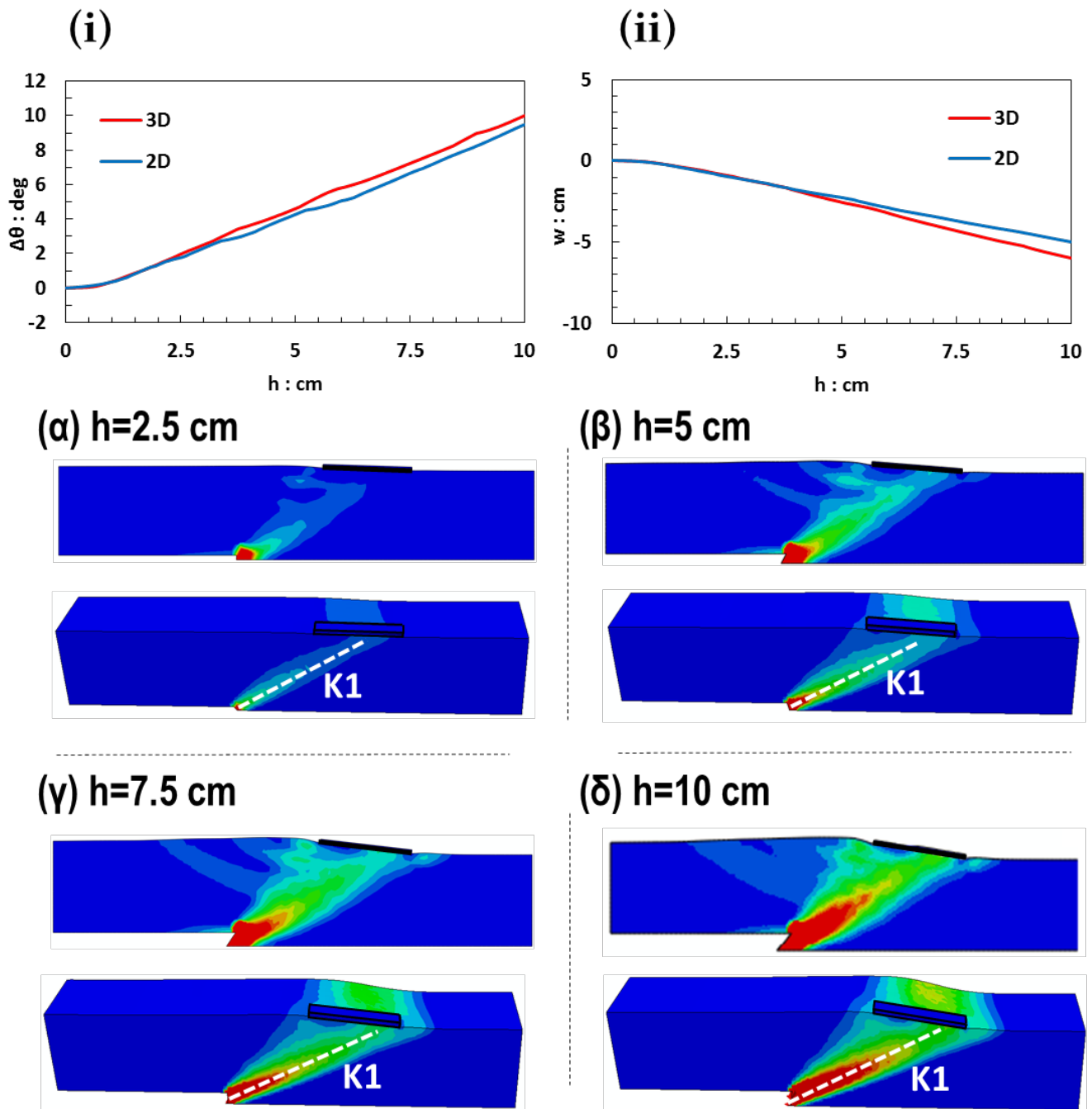
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ



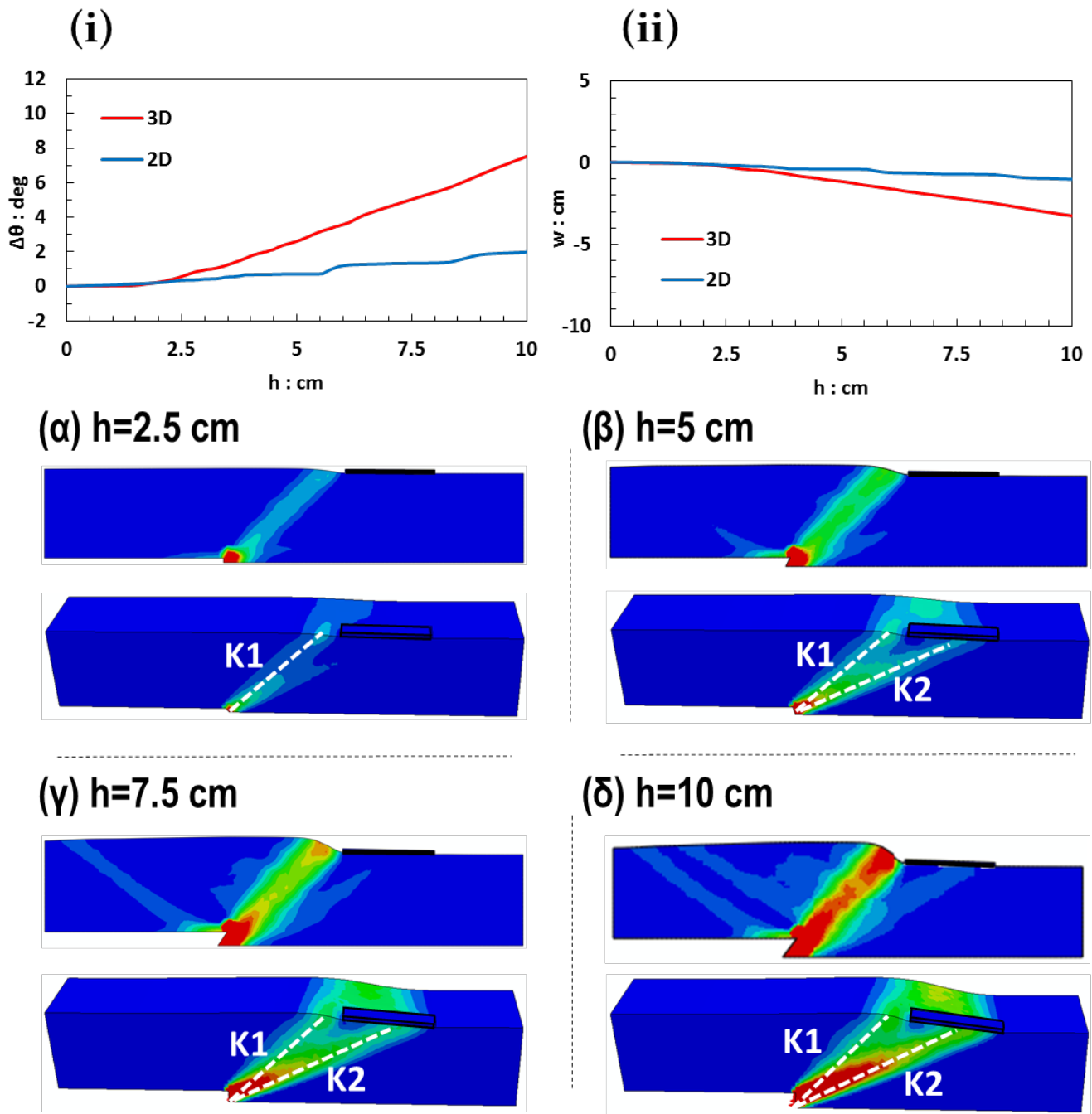
Εικόνα 5.1: Το τριδιάστατο προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις. Αναγράφονται οι επί μέρους διαστάσεις του εδάφους και του πεδύλου, τα οποία προσομοιώθηκαν με οκταεδρικά στοιχεία C3D8.



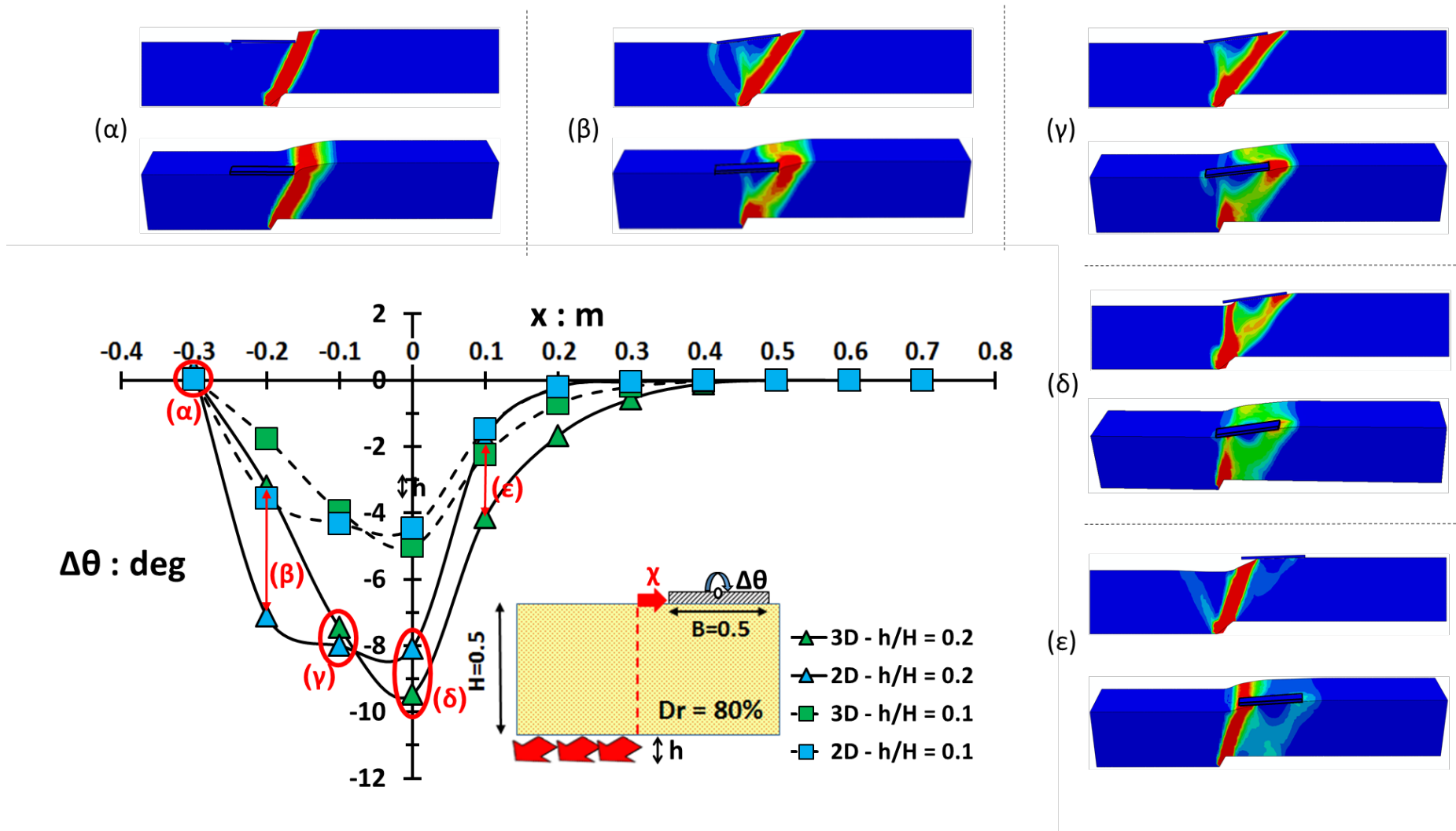
Εικόνα 5.2: Σύγκριση αποτελεσμάτων 2D και 3D αναλύσεων, για στροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου ως προς τη θέση του θεμελίου. Ανάστροφο ρήγμα, πλάτος θεμελίου 0.50m και πάχος στρώματος άμμου 0.50m. Δίνονται οι καμπύλες για οριζόντια συνιστώσα h της μετακίνησης στη βάση ίση με 0.05m και 0.10m, καθώς και στιγμιότυπα για διάφορες χαρακτηριστικές θέσεις.



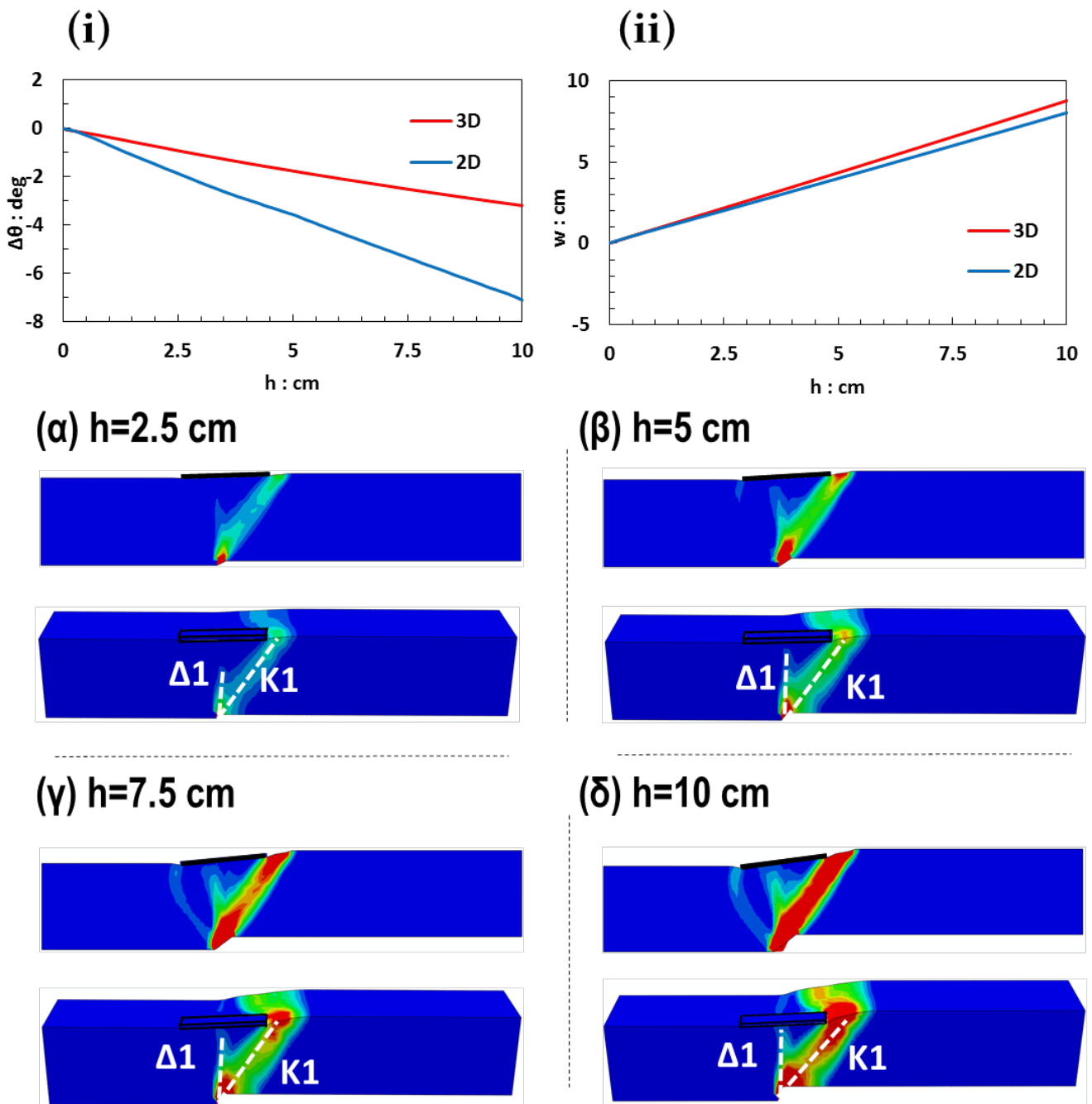
Εικόνα 5.3: Διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D $\Delta\theta$ συναρτήσει της μετατόπισης h της βάσης και (ii) διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D της καθίζησης w κατά την επιβολή της μετακίνησης, για ανάστροφο ρήγμα, μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πάχος στρώματος άμμου $H = 50$ cm, $X = 50$ cm και στιγμιότυπα για διάφορες φάσεις της προσομοίωσης ((α) έως (δ)).



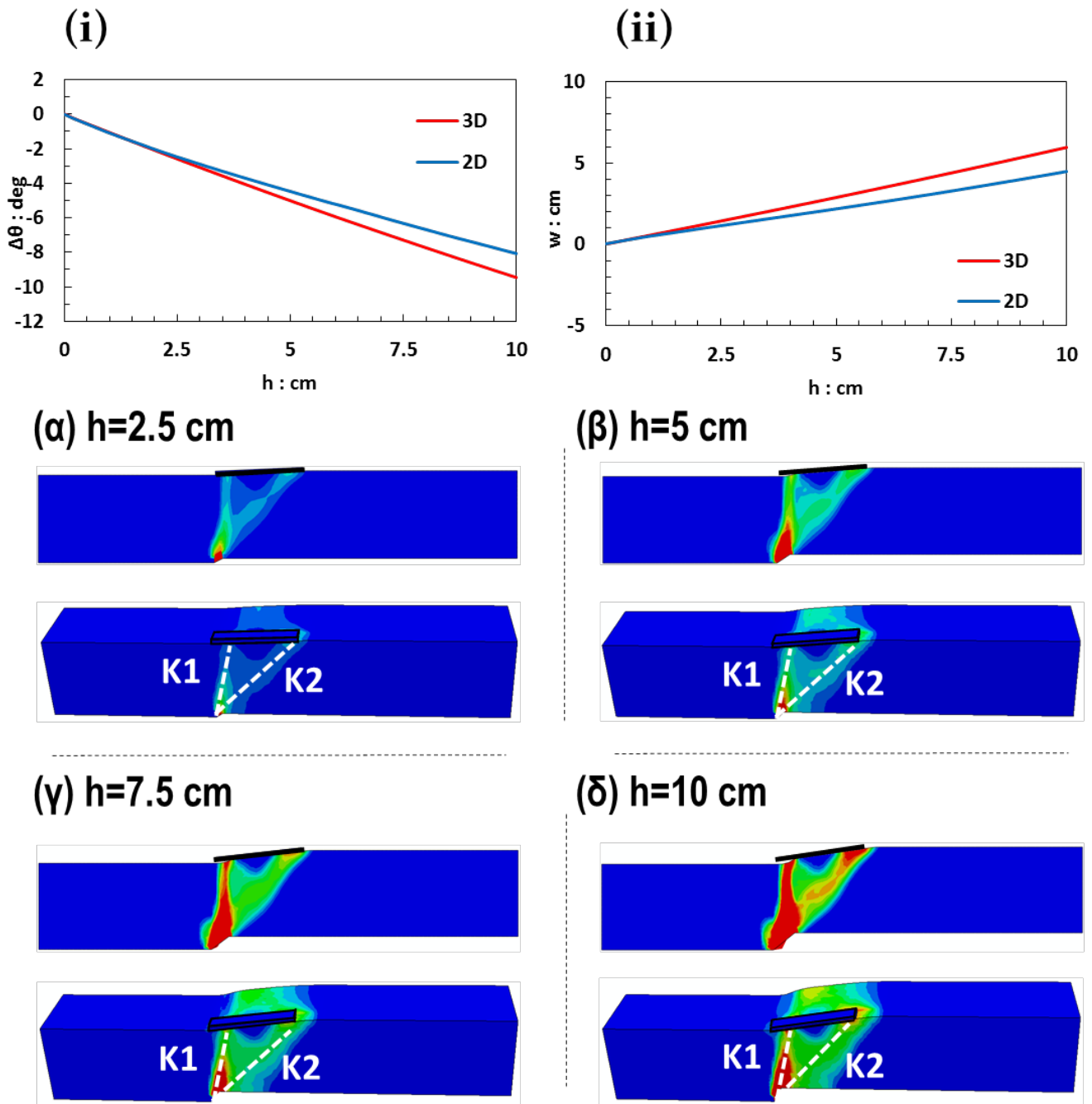
Εικόνα 5.4: Διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D $\Delta\theta$ συναρτήσει της μετατόπισης h της βάσης και (ii) διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D της καθίζησης w κατά την επιβολή της μετακίνησης, για ανάστροφο ρήγμα, μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πάχος στρώματος άμμου $H = 50$ cm, $X = 70$ cm και στιγμιότυπα για διάφορες φάσεις της προσομοίωσης ((α) έως (δ)).



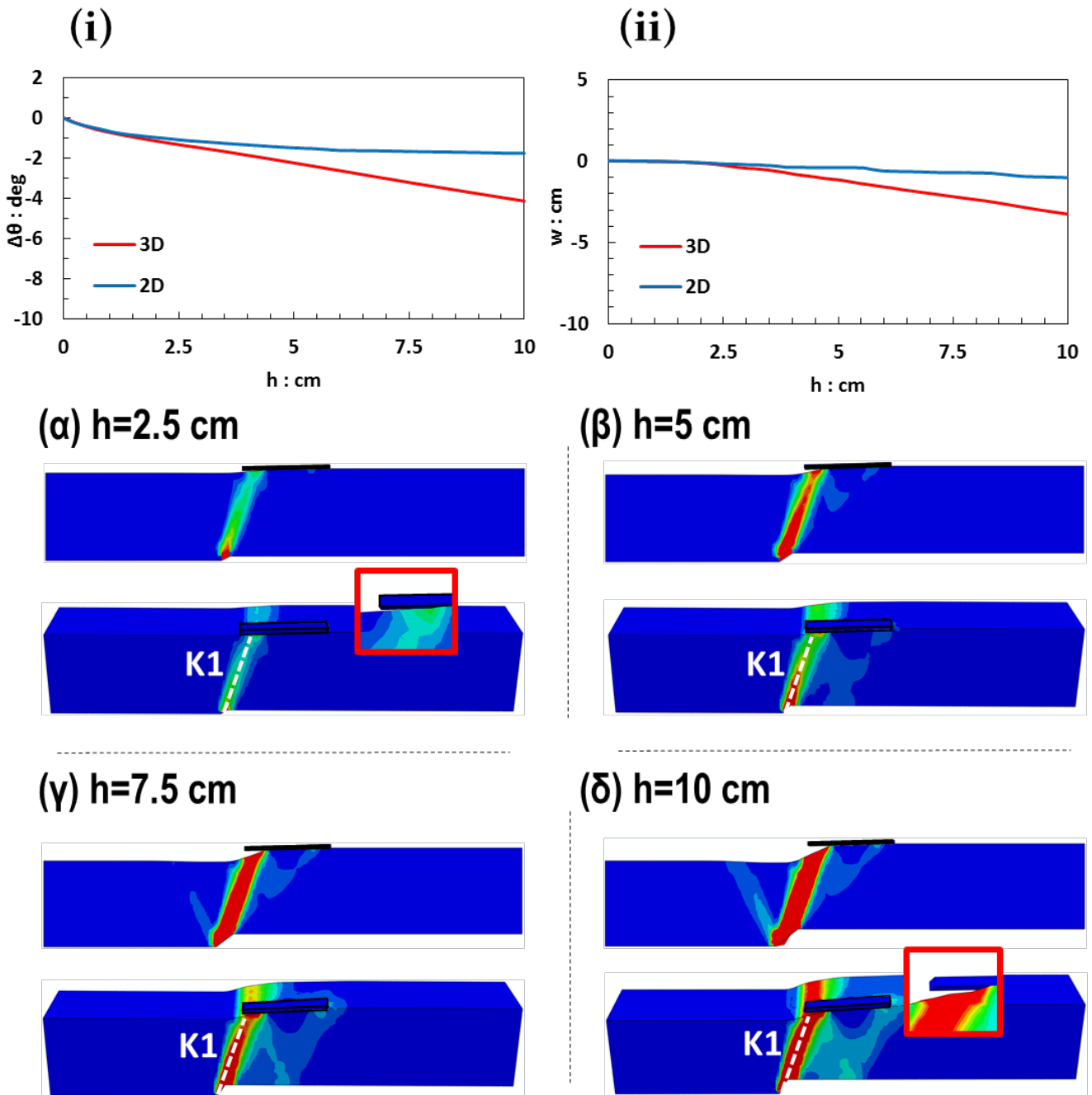
Εικόνα 5.5: Σύγκριση αποτελεσμάτων 2D και 3D αναλύσεων, για στροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου ως προς τη θέση του θεμελίου. Κανονικό ρήγμα, πλάτος θεμελίου 0.50m και πάχος στρώματος άμμου 0.50m. Δίνονται οι καμπύλες για οριζόντια συνιστώσα h της μετακίνησης στη βάση ίση με 0.05m και 0.10m, καθώς και στιγμιότυπα για διάφορες χαρακτηριστικές θέσεις.



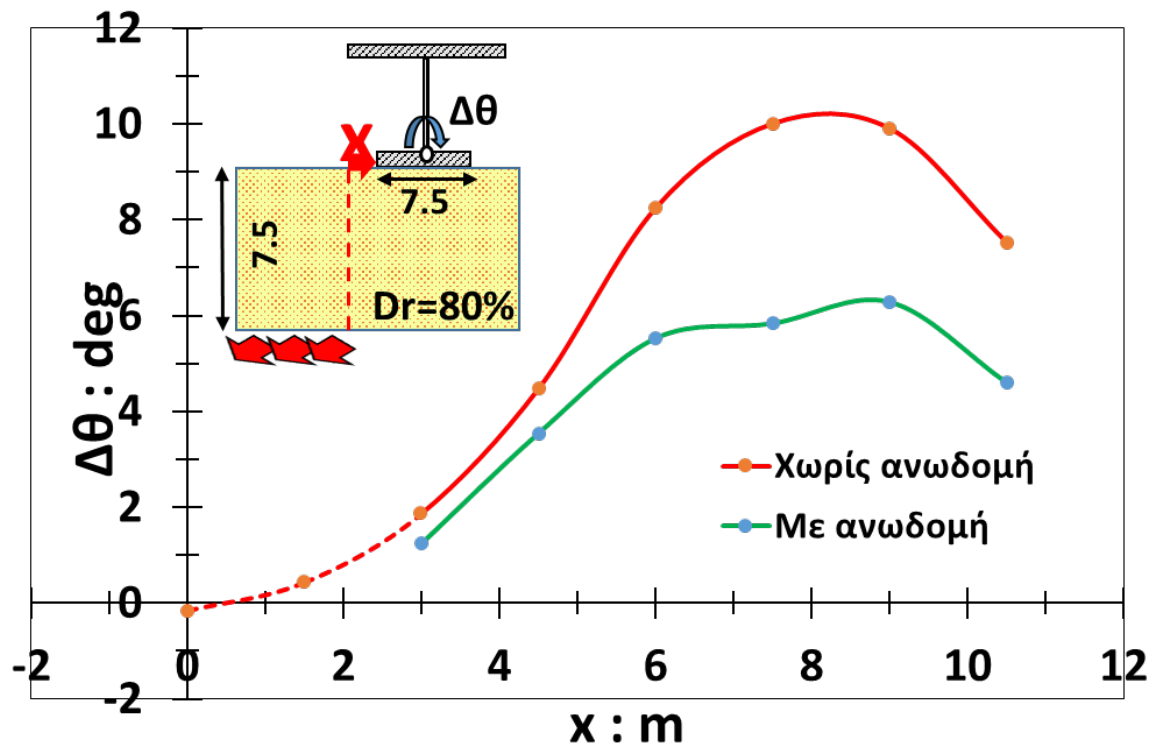
Εικόνα 5.6: Διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D $\Delta\theta$ συναρτήσει της μετατόπισης h της βάσης και (ii) διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D της καθίζησης w κατά την επιβολή της μετακίνησης, για κανονικό ρήγμα, μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πάχος στρώματος άμμου $H = 50$ cm, $X = -20$ cm και στιγμιότυπα για διάφορες φάσεις της προσομοίωσης ((α) έως (δ)).



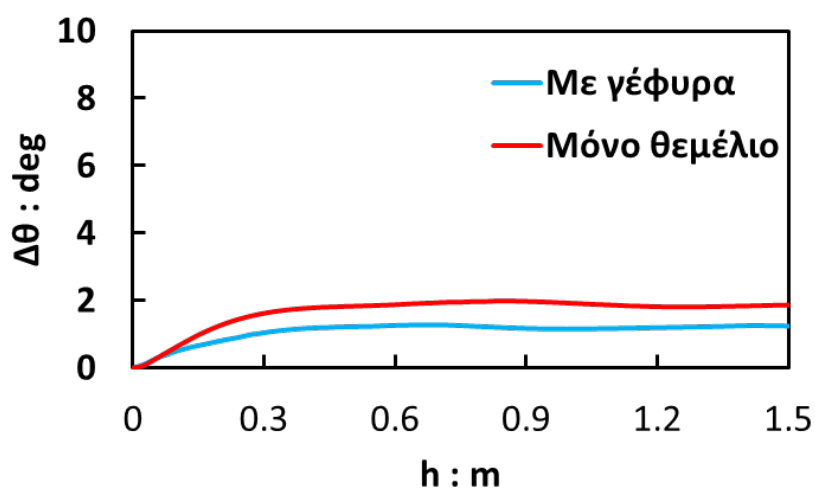
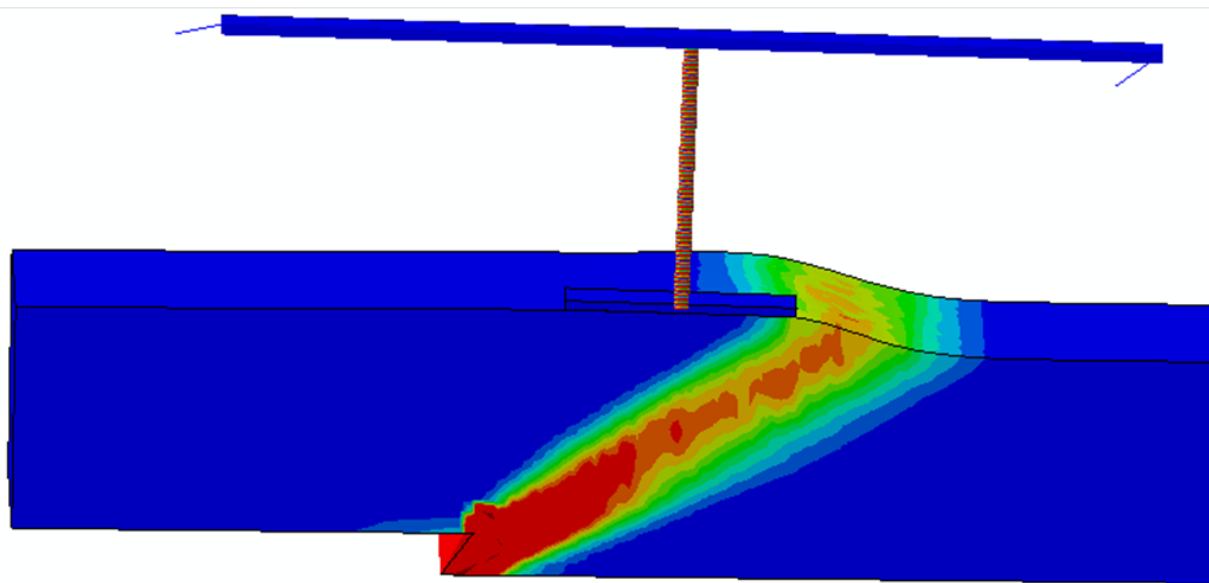
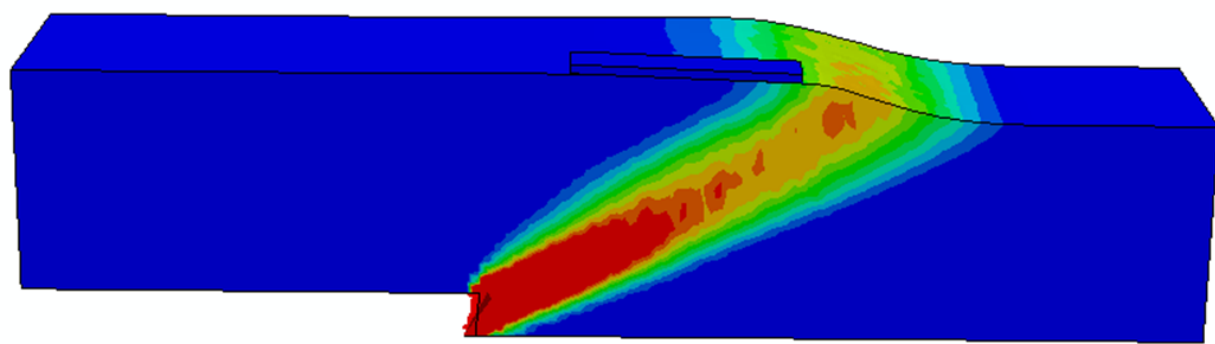
Εικόνα 5.7: Διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D $\Delta\theta$ συναρτήσει της μετατόπισης h της βάσης και (ii) διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D της καθίζησης w κατά την επιβολή της μετακίνησης, για κανονικό ρήγμα, μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πάχος στρώματος άμμου $H = 50$ cm, $X = 0$ cm και στιγμιότυπα για διάφορες φάσεις της προσομοίωσης ((α) έως (δ)).



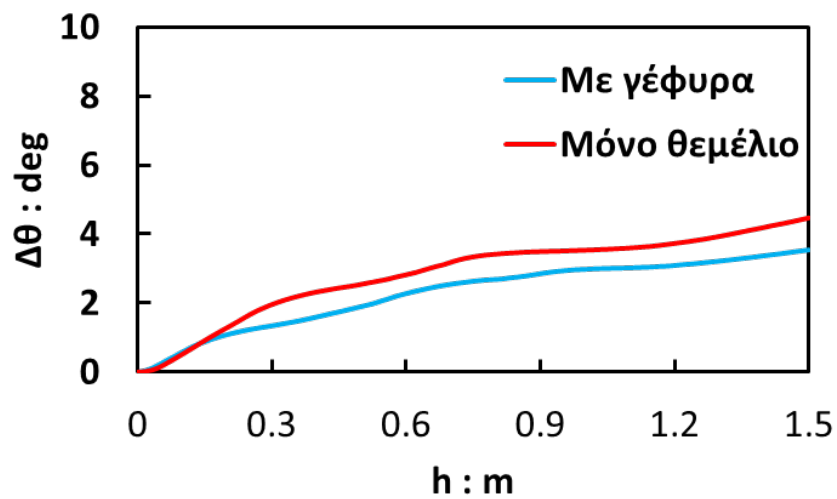
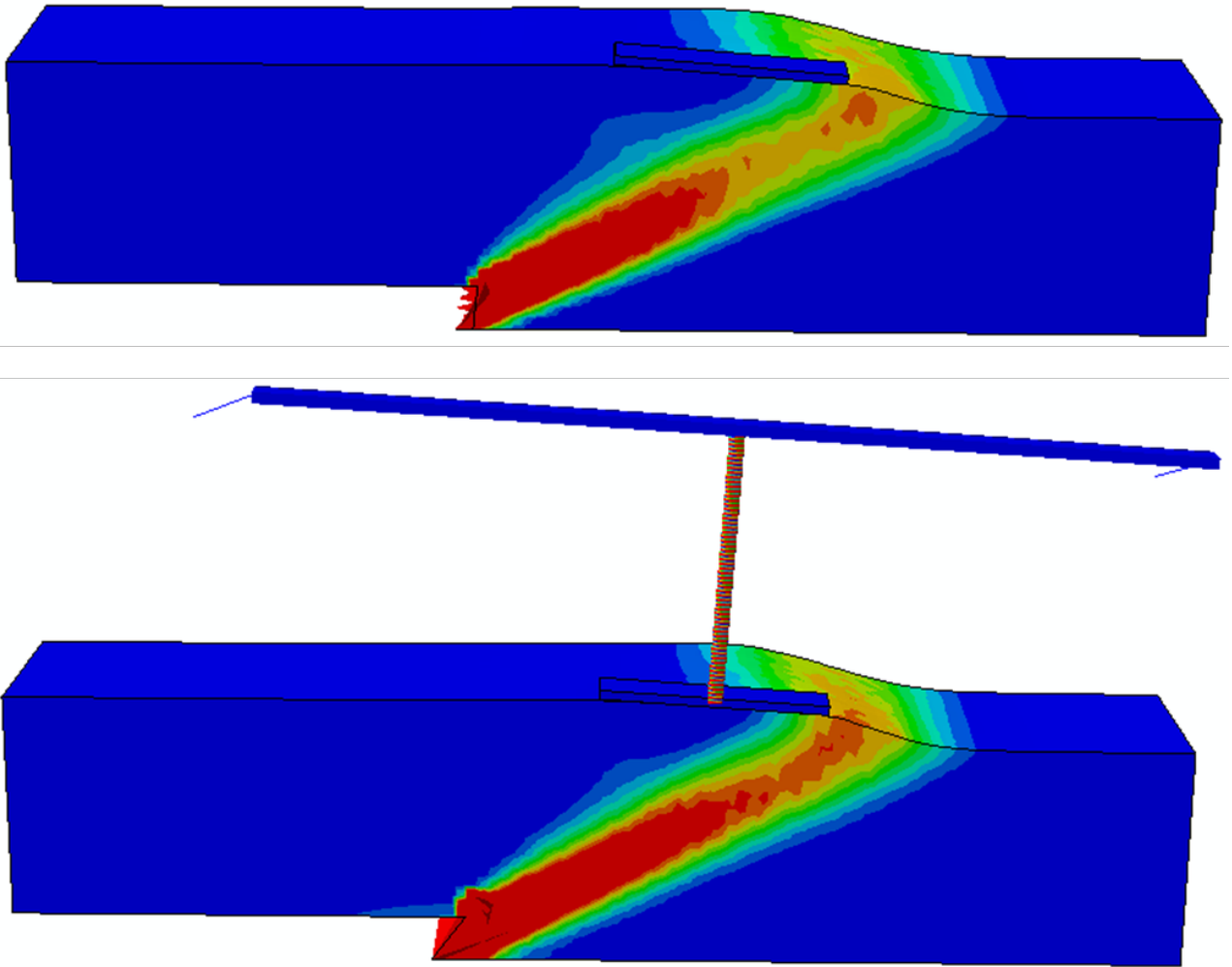
Εικόνα 5.8: Διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D $\Delta\theta$ συναρτήσει της μετατόπισης h της βάσης και (ii) διάγραμμα σύγκρισης 2D-3D της καθίζησης w κατά την επιβολή της μετακίνησης, για κανονικό ρήγμα, μήκος θεμελίου $B = 50$ cm, πάχος στρώματος άμμου $H = 50$ cm, $X = 10$ cm και στιγμιότυπα για διάφορες φάσεις της προσομοίωσης. ((α) έως (δ)).



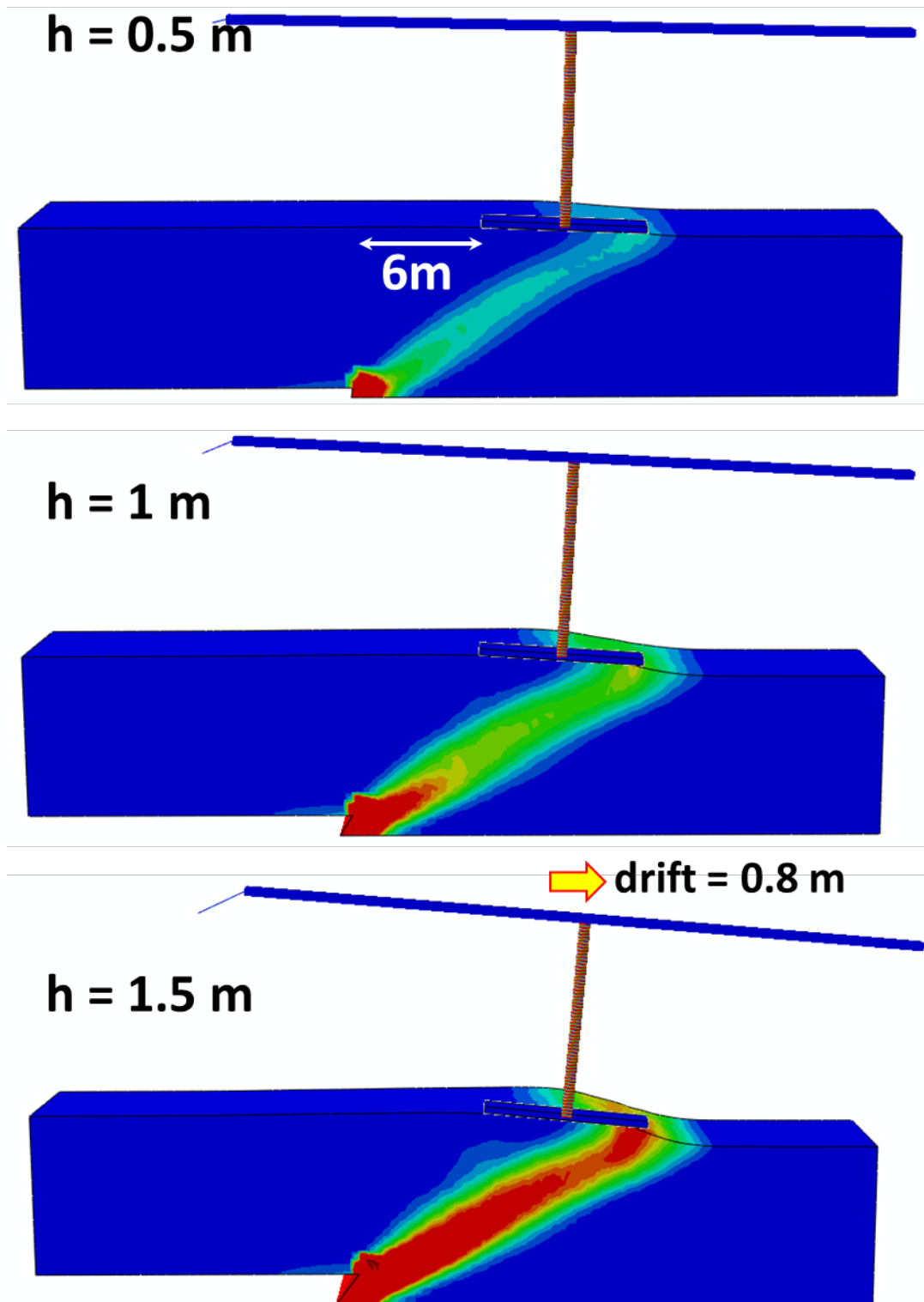
Εικόνα 5.9: Σύγκριση αποτελεσμάτων 3D αναλύσεων, για στροφή $\Delta\theta$ του θεμελίου ως προς τη θέση του θεμελίου, με και χωρίς την παρουσία της ανωδομής. Ανάστροφο ρήγμα, πλάτος θεμελίου 7.50m και πάχος στρώματος άμμου 7.50m, μετακίνηση στη βάση 1.5 m (μήκη σε πλήρη κλίμακα).



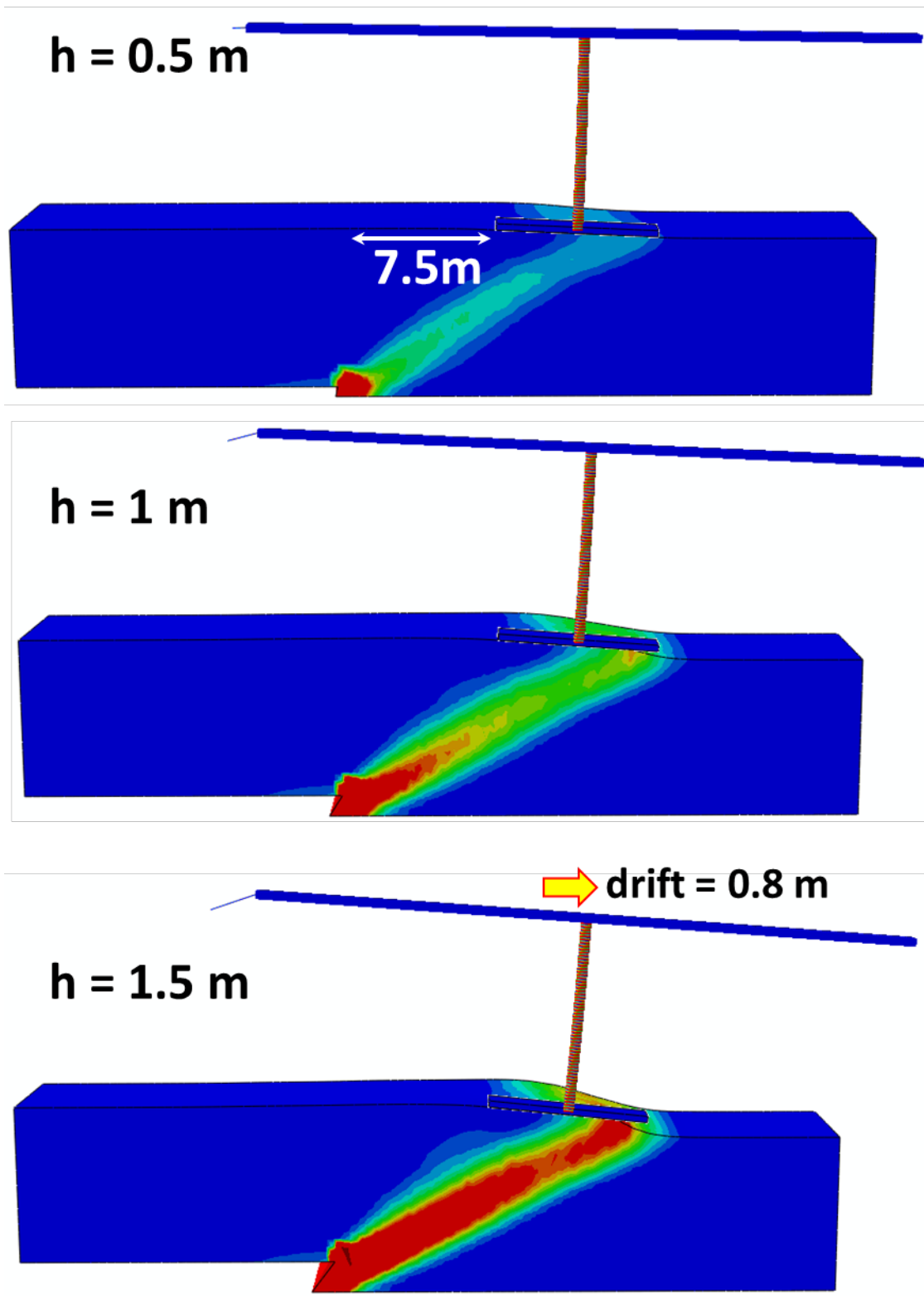
Εικόνα 5.10: Σύγκριση 3D αναλύσεων με και χωρίς ολόκληρη τη γέφυρα, μετά το τέλος της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 3 m (πλήρης κλίμακα). Στο διάγραμμα φαίνεται η μεταβολή της στροφής του κέντρου της θεμελίωσης συναρτήσει της μετακίνησης στη βάση.



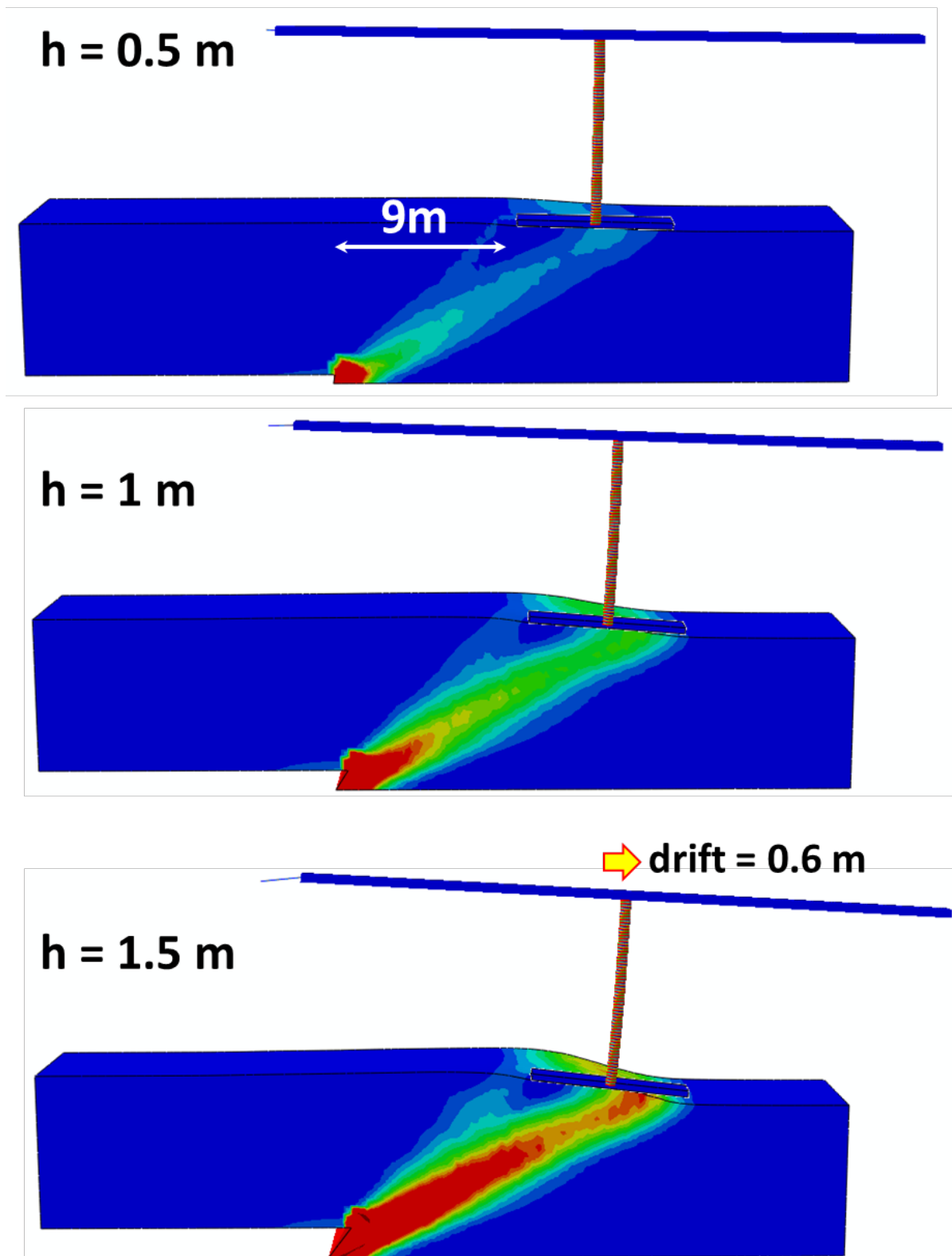
Εικόνα 5.11: Σύγκριση 3D αναλύσεων με και χωρίς ολόκληρη τη γέφυρα, μετά το τέλος της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 4.5 m (πλήρης κλίμακα). Στο διάγραμμα φαίνεται η μεταβολή της στροφής του κέντρου της θεμελίωσης συναρτήσεις της μετακίνησης στη βάση.



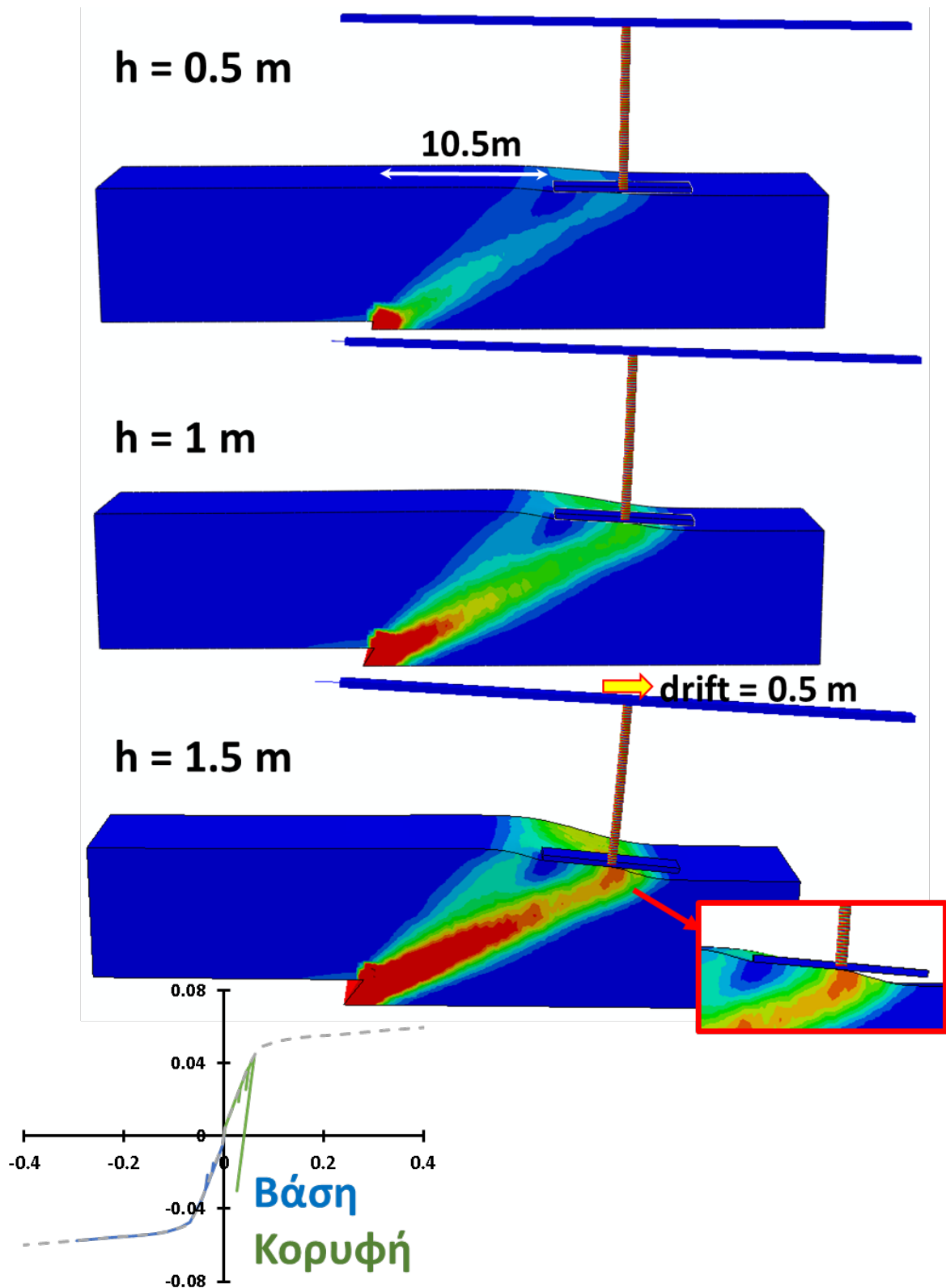
Εικόνα 5.12: Στιγμιότυπα 3D αναλύσεων με ολόκληρη τη γέφυρα, σε διάφορα στάδια της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 6 m (πλήρης κλίμακα).



Εικόνα 5.13: Στιγμιότυπα 3D αναλύσεων με ολόκληρη τη γέφυρα, σε διάφορα στάδια της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 7.5 m (πλήρης κλίμακα).



Εικόνα 5.14: Στιγμιότυπα 3D αναλύσεων με ολόκληρη τη γέφυρα, σε διάφορα στάδια της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 9 m (πλήρης κλίμακα).



Εικόνα 5.15: Στιγμιότυπα 3D αναλύσεων με ολόκληρη τη γέφυρα, σε διάφορα στάδια της μετακίνησης στη βάση. Απόσταση του αριστερού άκρου του θεμελίου από την αρχή της διάρρηξης 10.5 m (πλήρης κλίμακα). Κάτω αριστερά: διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων (σε κλίμακα μοντέλου) για την πάνω και την κάτω σύνδεση του υποστυλώματος, για $h = 1.5 \text{ m}$.

ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η φυσική προσομοίωση πραγματοποιείται για να μελετηθούν ορισμένα στοιχεία της συμπεριφοράς του πρωτότυπου προβλήματος. Ένα μοντέλο πλήρους κλίμακας διατηρεί όλα τα χαρακτηριστικά του ίδια με αυτά του πρωτότυπου προβλήματος. Εντούτοις, τα περισσότερα φυσικά προσομοιώματα κατασκευάζονται σε μικρότερη κλίμακα από τα πρωτότυπα, ακριβώς επειδή επιδιώκεται η απόκτηση πληροφοριών σχετικά με την εξεταζόμενη απόκριση σε σχετικά σύντομο χρονικό διάστημα και με τη δυνατότητα ελέγχου κάποιων παραμέτρων του προβλήματος με περισσότερη λεπτομέρεια από ότι στην πραγματικότητα. Συνεπάγεται, επομένως, ότι απαιτείται πλήθος πειραμάτων προσομοίωσης του ίδιου συστήματος, με αλλαγή ορισμένων παραμέτρων κάθε φορά, για να κατανοηθεί σε βάθος το υπό μελέτη φαινόμενο.

Οι Cole & Lade, 1984 ήταν από τους πρώτους που χρησιμοποίησαν συσκευή προσομοίωσης τεκτονικής διάρρηξης για να μελετήσουν τη διάδοση ενός ρήγματος διαμέσου κοκκώδους εδάφους σε ελεύθερο πεδίο, με μια σειρά από πειράματα μικρής κλίμακας. Η χρήση τους είναι αρκετά διαδεδομένη, καθώς εμφανίζουν κάποια σημαντικά πλεονεκτήματα:

- (1) Οι συνοριακές συνθήκες ορίζονται και ελέγχονται σχετικά εύκολα. Η μοντελοποίηση υπό μικρή κλίμακα αποτελεί μια αξιόπιστη πηγή δεδομένων για την υποστήριξη αναλυτικών προσομοιώσεων και back-analysis.
- (2) Το μέγεθος του προσομοιώματος γίνεται να είναι αρκετά μεγάλο, καθώς οι περιορισμοί που επιβάλλονται προκύπτουν μόνο από τον διαθέσιμο χώρο και την ισχύ των συσκευών που χρησιμοποιούνται. Με τον τρόπο αυτό, ο γραμμικός συντελεστής κλίμακας N μεταξύ μοντέλου και πρωτότυπου

παραμένει μικρός. Παράλληλα, αποφεύγονται σε σημαντικό βαθμό ανεπιθύμητα φαινόμενα που μπορεί να σχετίζονται με τις διαστάσεις του προσομοιώματος, όπως, για παράδειγμα, το μέγεθος των κόκκων.

- (3) Λόγω των μεγάλων διαστάσεων της συσκευής και του μοντέλου, υπάρχει αρκετός διαθέσιμος χώρος για τοποθέτηση των συστημάτων ελέγχου, καθώς και μεγαλύτερη ευχέρεια ελέγχου και παρακολούθησης του πειράματος. Η όχληση που προκαλούν τα όργανα στο εδαφικό σχηματισμό είναι, αντιστοίχως, μικρότερη.

Επομένως, χάρη και στη διαθεσιμότητα συσκευής παρόμοιου τύπου στις εγκαταστάσεις της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ, επιλέχθηκε η προσομοίωση του φαινομένου διάδοσης ρήγματος κατακόρυφης μετατόπισης με πειράματα μικρής κλίμακας.

Μια σειρά από δοκιμές πραγματοποιήθηκαν στη Πειραματική Διάταξη Προσομοίωσης Σεισμικής Διάρρηξης του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής του ΕΜΠ. Προσομοιώθηκε το ανάστροφο ρήγμα χωρίς την παρουσία κατασκευής (συνθήκες ελεύθερου πεδίου).

6.2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Το πειραματικό μέρος της εργασίας είχε ως στόχο την πειραματική επαλήθευση της αριθμητικής μεθοδολογίας πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στην εργασία. Το υποκείμενο εδαφικό στρώμα αποτελούνταν από ξηρή, πυκνή άμμο,

Τα κύρια γεωμετρικά χαρακτηριστικά του εξεταζόμενου προβλήματος, οι λεπτομέρειες του προσομοιώματος, η συσκευή, η διαδικασία προετοιμασίας του μοντέλου, οι συνθήκες διεξαγωγής των πειραμάτων και τα αποτελέσματα παρατίθενται στις επόμενες ενότητες.

6.3 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ

6.3.1 Πειραματική διάταξη

Η πειραματική διάταξη (εικόνα [6.1](#)) αποτελείται από: (α) το κιβώτιο εντός του οποίου γίνεται η διάστρωση του εδαφικού δοκιμίου, (β) το μηχανισμό επιβολής της μετακίνησης

([εικόνα 6.2](#)), και (γ) το σύστημα ελέγχου και συλλογής δεδομένων ([εικόνα 6.3](#)). Με εσωτερικές διαστάσεις 2.6 x 1.1 x 1.0 m (μήκος x πλάτος x ύψος), η συσκευή έχει τη δυνατότητα να προσομοιώσει εδαφικά στρώματα πάχους έως και ενός μέτρου, με μέγιστη δυνατή μετακίνηση της βάσης στα ± 0.20 m (το οποίο αντιστοιχεί σε αναλογία επιβαλλόμενης μετατόπισης προς πάχους στρώματος ίση με 20%).

Αποτελείται από δύο τμήματα, ένα σταθερό και ένα κινητό, στο οποίο και μπορεί να κινηθεί υπό κλίση, ανοδικά ή καθοδικά, μέσω κατάλληλου μηχανισμού, προσομοιώντας, με αυτόν τον τρόπο, την τεκτονική διάρρηξη στον υποκείμενο βράχο. Η γωνία επιβολής της διαρρήξεως είναι ρυθμιζόμενη από 45° έως 60°.

Στις δύο μεγάλες πλευρές της συσκευής τα όρια είναι διάφανα, το οποίο καθιστά εφικτή την παρακολούθηση του πειράματος και την παρατήρηση των παραμορφώσεων του εδάφους. Στην εξωτερική πλευρά υπάρχει Plexiglass, το οποίο προσφέρει δυσκαμψία και ανθεκτικότητα, ενώ από την εσωτερική πλευρά υπάρχει γυαλί για προστασία από γρατζουνιές και ελαχιστοποίηση της τριβής με το έδαφος.

Η επιβολή της μετακίνησης επιτυγχάνεται με χρήση ηλεκτρικού εμβόλου τύπου ατέρμωνα κοχλία (screw jack) ικανότητας επιβολής δύναμης 50 kN, το οποίο κινείται με τη βοήθεια ηλεκτροκινητήρα ([εικόνα 6.3](#)). Προκειμένου να επιτυγχάνεται η επιθυμητή σχέση επιβαλλόμενης δύναμης – ταχύτητας μετατόπισης, ανάμεσα στο έμβολο και τον κινητήρα παρεμβάλλεται κατάλληλα διαστασιοποιημένος μειωτήρας.

6.3.2 Συσκευή ελεγχόμενης διάστρωσης άμμου

Η διάστρωση του εδαφικού υλικού εντός του κιβωτίου γίνεται με χρήση της Διάταξης Ελεγχόμενης Διάστρωσης Άμμου ([εικόνα 6.4](#)). Με τη διάταξη αυτή είναι δυνατή η δημιουργία δοκιμίων άμμου με ελεγχόμενες ιδιότητες, εξασφαλίζοντας, επομένως, την επιθυμητή πυκνότητα και επαναληψιμότητα. Η πυκνότητα της παραγόμενης άμμου εξαρτάται αφενός μεν από το ύψος ρήψης, αφετέρου δε από την ταχύτητα κίνησης του κάδου και το άνοιγμα του κλείστρου. Για κάθε τύπο άμμου είναι δυνατή η βαθμονόμηση του συστήματος και η εξασφάλιση ελεγχόμενων ιδιοτήτων. Στο διάγραμμα της [εικόνας 6.5](#) φαίνεται η βαθμονόμηση της συσκευής διάστρωσης άμμου, αμέσως μετά την ολοκλήρωση της συναρμολόγησής της, όπου για δεδομένο πάχος σχισμής και ταχύτητα διάστρωσης

υπολογίζεται η σχετική πυκνότητα του διαστρωθέντος αμμώδους υλικού συναρτήσει του ύψους διάστρωσης.

6.3.3 Βαθμονόμηση εδάφους

Για τη βαθμονόμηση του εδάφους που τοποθετήθηκε στη διάταξη πραγματοποιήθηκαν δοκιμές απευθείας διάτμησης (shearbox) στο Εργαστήριο Θεμελιώσεων του ΕΜΠ. Πραγματοποιήθηκαν οχτώ δοκιμές, τέσσερις για πυκνή άμμο, για διαφορετικές τιμές της κατακόρυφης τάσης σ_v και τέσσερις για άμμο μέτριας πυκνότητας.

Τα αποτελέσματα των δοκιμών σε όρους διατμητικής τάσης-οριζόντιας παραμόρφωσης φαίνονται στο διάγραμμα (i) της [εικόνας 6.6](#). Στο διάγραμμα (ii) της ίδιας εικόνας βλέπουμε τις ευθείες Coulomb που προκύπτουν για την πυκνή άμμο και για την άμμο μέτριας πυκνότητας. Από αυτές τις καμπύλες προκύπτουν οι τιμές της γωνίας τριβής ϕ και της συνοχής C για τους δύο τύπους εδάφους. Για την πυκνή άμμο έχουμε $\phi = 52^\circ$ και $C = 12$ kPa, ενώ για τη μετρίως πυκνή άμμο είναι $\phi = 40^\circ$ και $C = 7$ kPa.

Επειδή η συσκευή ελεγχόμενης διάστρωσης άμμου (βλ 6.3.2) δεν έχει καλιμπραριστεί για το καινούριο αυτό έδαφος, δε μπορούμε να είμαστε σίγουροι για την ακριβή πυκνότητα του εδάφους που διαστρώθηκε στη συσκευή για το πείραμα. Επομένως, οι ακριβείς παράμετροι του εδάφους δε μπορούν να προσδιορισθούν επακριβώς.

6.4 ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

6.4.1 GeoPIV

Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων περιλαμβάνει τη λήψη φωτογραφιών υψηλής ευκρίνειας σε διάφορα στάδια της επιβολής της μετατόπισης στη κινούμενο τμήμα. Ακολούθως, οι φωτογραφίες επεξεργάζονται με χρήση του κώδικα επεξεργασίας εικόνων GeoPIV, που έχει αναπτυχθεί από τον Dave White.

Στον κώδικα αυτό, αρχικά ορίζεται μια επιφάνεια στην αρχική φωτογραφία, δηλαδή πριν ξεκινήσει το πείραμα. Στη συνέχεια, το πρόγραμμα επεξεργάζεται τις υπόλοιπες φωτογραφίες, και υπολογίζει τη μετακίνηση και τη διατμητική παραμόρφωση του κάθε στοιχείου της επιφάνειας. Με τον τρόπο αυτό τα αποτελέσματα του πειράματος είναι άμεσα συγκρίσιμα με αριθμητικές αναλύσεις.

6.4.2 Βαθμονόμηση προσομοιώματος νέου εδάφους

Εφόσον η άμμος που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα είναι καινούρια, απαιτείται βαθμονόμηση της τόσο ως προς τις γενικές παραμέτρους της (βλ 6.3.3), όσο και για τη χρήση στα αριθμητικά μας προσομοιώματα. Μέσω αυτής της διαδικασίας θα επαληθευθεί και η αξιοπιστία της μεθοδολογίας που ακολουθήσαμε στην εργασία. Για το λόγο αυτό, μετά την πειραματική προσομοίωση του ρήγματος, ακολουθεί η διαδικασία βαθμονόμησης του καταστατικού προσομοιώματος.

Βάσει των δοκιμών απευθείας διάτμησης που πραγματοποιήθηκαν και με χρήση των σχέσεων που έχουν προτείνουν οι Anastasopoulos et al., γίνεται ο αρχικός προσδιορισμός των παραμέτρων του προσομοιώματος. Επειδή η συσκευή ελεγχόμενης διάστρωσης άμμου (βλ 6.3.2) δεν έχει καλιμπραριστεί για το καινούριο αυτό έδαφος, δε μπορούμε να είμαστε σίγουροι για την ακριβή πυκνότητα του εδάφους που διαστρώθηκε στη συσκευή για το πείραμα. Επομένως, οι ακριβείς παράμετροι του εδάφους δε μπορούν να προσδιορισθούν επακριβώς.

Με βάση τα παραπάνω, πρέπει να πραγματοποιηθεί παραμετρική ανάλυση και να καταλήξουμε στην τελική μορφή του προσομοιώματος, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων με την εικόνα του πειράματος. Στην επόμενη ενότητα παρουσιάζεται η σύγκριση του πειράματος με το μοντέλο που εμφάνισε την πιο ικανοποιητική ταύτιση, το οποίο ήταν και αυτό στο οποίο καταλήξαμε.

6.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στην [εικόνα 6.7](#) φαίνονται στιγμιότυπα κατά την πραγματοποίηση της πειραματικής δοκιμής για ανάστροφο ρήγμα σε ελεύθερο πεδίο. Η απόκριση του εδάφους στην τεκτονική διάρρηξη παρουσιάζεται και υπό μορφή ισοϋψών διατμητικής παραμόρφωσης, τα οποία προκύπτουν από την ανάλυση στο ABAQUS (μέση) και από την επεξεργασία με το GeoPIV (δεξιά). Σημειώνεται πως στα διαγράμματα με τις ισοϋψείς του GeoPIV δεν περιλαμβάνονται το κατώτερο και το ανώτερο 1/5 του εδαφικού στρώματος. Σε όλα τα σχήματα ο οριζόντιος άξονας των x έχει οριστεί ώστε το σημείο 0 να αντιστοιχεί στη θέση που ξεκινάει η μετακίνηση στη βάση. Επίσης, στο διάγραμμα $dy-x$ της [εικόνας 6.8](#) φαίνεται η οριζόντια μετακίνηση μιας «λωρίδας» σε βάθος 10 εκατοστών (1.5 μέτρο σε πλήρη κλίμακα), όπως προκύπτει από το ABAQUS και από το GeoPIV.

Για $h = 0.5$ m σε πλήρη κλίμακα, εμφανίζεται μια μικρή διαταραχή στις χρωματισμένες γραμμές, μια εκδήλωση του ρήγματος στο εδαφικό δείγμα, ενώ και από τις διατμητικές παραμορφώσεις φαίνεται ότι το ρήγμα ακόμα δεν έχει φτάσει στην επιφάνεια. Η συμφωνία μεταξύ του πειράματος και της ανάλυσης είναι ικανοποιητική σε αυτό το στάδιο, όπως φαίνεται στο διάγραμμα $dy-x$, στην εικόνα του ρήγματος και στη διατμητική παραμόρφωση.

Καθώς αυξάνεται η μετακίνηση στη βάση κατά επιπλέον 0.5 m, φτάνοντας το 1 m (7 cm υπό κλίμακα), η ζώνη διάτμησης είναι εμφανής πλέον στην εικόνα του δοκιμίου. Από τις διατμητικές παραμορφώσεις προκύπτει πως η αστοχία δεν περιορίζεται σε μια συγκεκριμένη επιφάνεια, αλλά σε μια ευρύτερη εδαφική ζώνη. Παράλληλα, στην επιφάνεια έχει σχηματιστεί αναβαθμός, δηλαδή ασυνέχεια παραμορφώσεων. Βλέπουμε ότι οι δύο μέθοδοι συμφωνούν με καλή προσέγγιση ως προς το σημείο εμφάνισης του ρήγματος στην επιφάνεια. Αυτό είναι ενθαρρυντικό για την περίπτωση που εξετάζουμε, γιατί ασχολούμαστε με επιφανειακές θεμελιώσεις. Η κυριότερη διαφορά εντοπίζεται στην αδυναμία της αριθμητικής μεθόδου να «πιάσει» το «ξάπλωμα» του ρήγματος προς το ακλόνητο τέμαχος, δηλαδή την απομείωση της γωνίας διάδοσης του ρήγματος, όσο πλησιάζει προς την επιφάνεια.

Με το πέρας της επιβολής ολόκληρης της μετατόπισης στη βάση, δηλαδή 1.5 m, βλέπουμε ότι η παραμόρφωση συγκεντρώνεται επί μιας πιο στενής ζώνης, η οποία επισημαίνεται με τις διακεκομμένες καμπύλες. Η συμφωνία μεταξύ των δύο μεθόδων παραμένει ικανοποιητική. Παραμένει, όμως, και η ανεπάρκεια της μεθόδου να προσομοιώσει

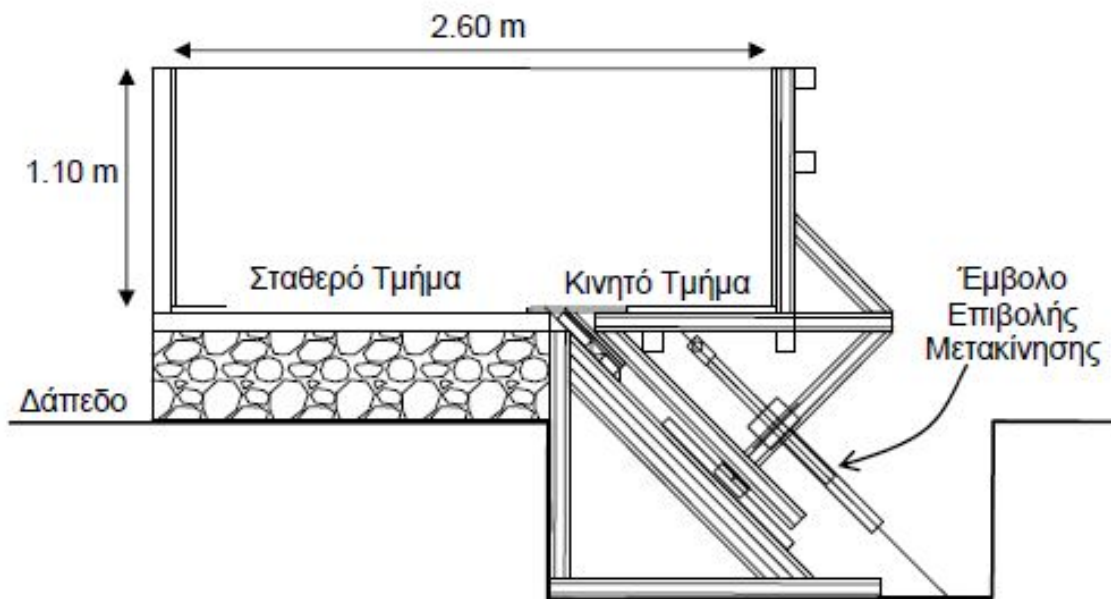
το «ξάπλωμα», όπως είπαμε, του ρήγματος. Επίσης, παρατηρείται ότι η αριθμητική μέθοδος εμφανίζει ελαφρώς μικρότερη διατμητική παραμόρφωση επί του ρήγματος σε σχέση με το GeoPIV. Η συγκεκριμένη απόκλιση μπορεί να αποδοθεί τόσο στην αβεβαιότητα που υπάρχει στο προσομοίωμα όσον αφορά στη συμπεριφορά του εδάφους κοντά στην επιφάνεια, όπου οι τάσεις είναι πολύ μικρές, όσο και στο γεγονός ότι το GeoPIV μας δίνει μόνο μια προσεγγιστική εικόνα των αποτελεσμάτων και δε μπορούμε σε καμία περίπτωση να τη θεωρήσουμε πλήρως ρεαλιστική.

Όσον αφορά στο διάγραμμα της εικόνας 6.8, μπορούμε να πούμε ότι η σύγκριση μεταξύ των δύο μεθόδων σε όρους κατακόρυφης μετακίνησης του εδάφους παραμένει καλή και για τις τρεις τιμές μετακίνησης στη βάση. Δεδομένων των αβεβαιοτήτων που, όπως είπαμε, διέπουν την περιοχή κοντά στην επιφάνεια, το γεγονός ότι επιτυγχάνεται ταύτιση ως προς το σημείο εμφάνισης του ρήγματος (απότομη αλλαγή κλίσης) αποτελεί ένδειξη ικανοποιητικής σύγκρισης των δύο μεθόδων.

Η εικόνα του ρήγματος, βλέπουμε ότι συμφωνεί ποιοτικά τόσο με τη συνήθη μορφή αστοχίας για ανάστροφο ρήγμα (Bray et al., 1994a) όσο και με δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα (Loli et al., 2011). Η απομείωση της γωνίας διάδοσης του ρήγματος όσο ανεβαίνει προς την επιφάνεια αποτελεί χαρακτηριστικό για το ανάστροφο ρήγμα, φαινόμενο υπαρκτό, αλλά όχι τόσο έντονο ούτε στο πείραμα, ούτε, όπως είπαμε, στην ανάλυση επαλήθευσης της αριθμητικής μεθόδου.

Με βάση τα παραπάνω, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήσαμε καθ'όλη τη διάρκεια της εργασίας μας είναι αρκετά ρεαλιστικό. Επιπλέον, γίνεται εμφανές ότι με κατάλληλο καλιμπράρισμα του εδάφους, είναι δυνατόν να πετύχουμε αρκετά ικανοποιητική προσομοίωση της –πειραματικής, έστω-πραγματικότητας. Με τη σιγουριά για την αποτελεσματικότητα της μεθόδου, μπορούμε να προχωρήσουμε στο μέλλον με την εξέταση και άλλων προβλημάτων που περιλαμβάνουν διάδοση ρήγματος.

ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ



Εικόνα 6.1: Σχηματική απεικόνιση των κυριότερων χαρακτηριστικών της Πειραματικής διάταξης προσομοίωσης σεισμικής διάρρηξης.



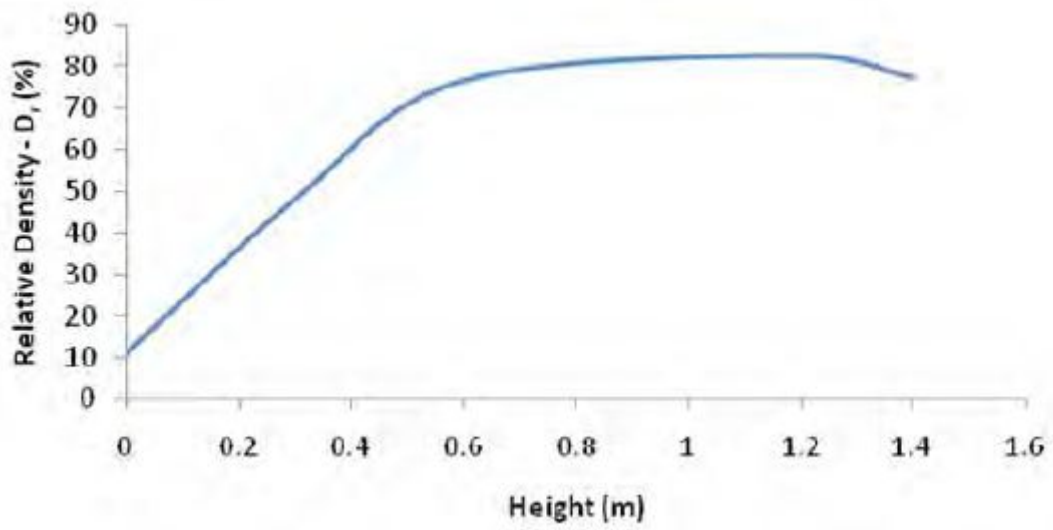
Εικόνα 6.2: Το ηλεκτρικό έμβολο (screw jack) της συσκευής, συνδεδεμένο με το κινητό μέρος της συσκευής προσομοίωσης διάρρηξης ρήγματος.



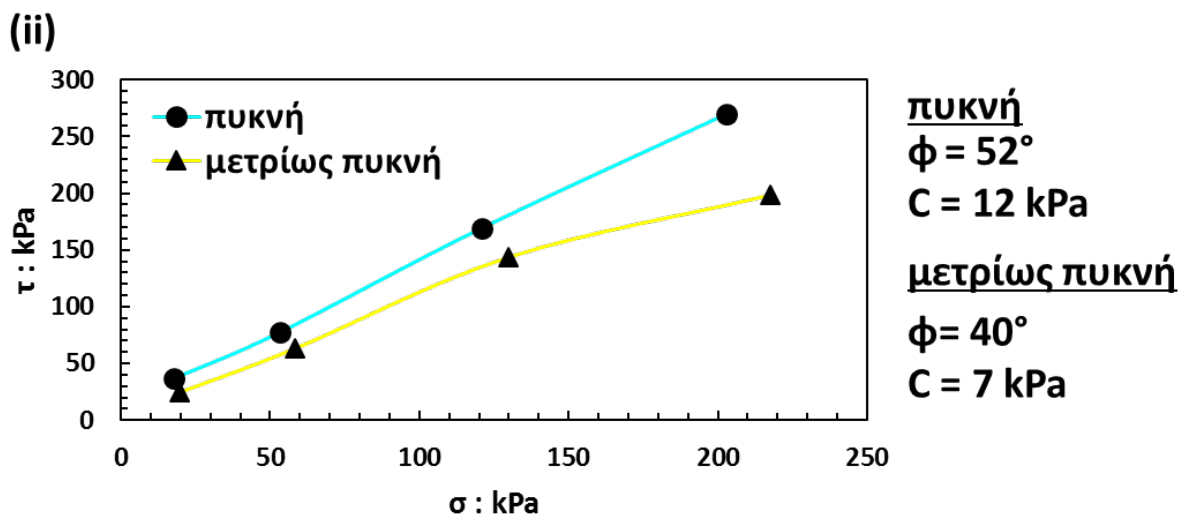
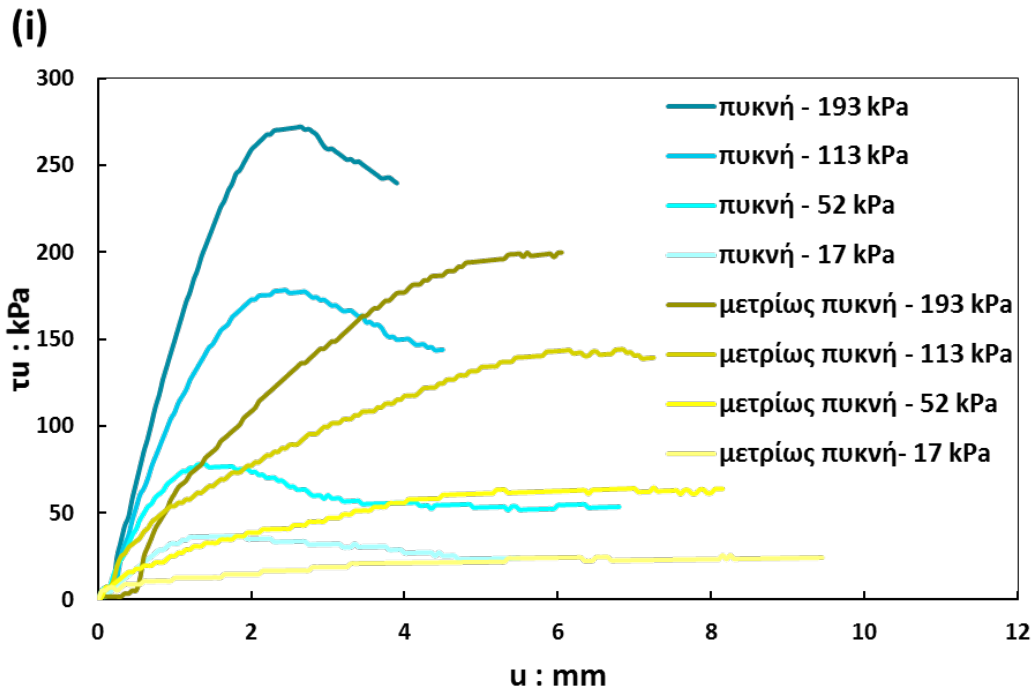
Εικόνα 6.3: Πίνακας ελέγχου της Πειραματικής Διάταξη Προσομοίωσης Σεισμικής Διάρρηξης. Διακρίνονται τα κουμπιά ελέγχου της φοράς της επιβαλλόμενης μετακίνησης, καθώς και ο ρυθμιστής επιβολής της μετακίνησης.



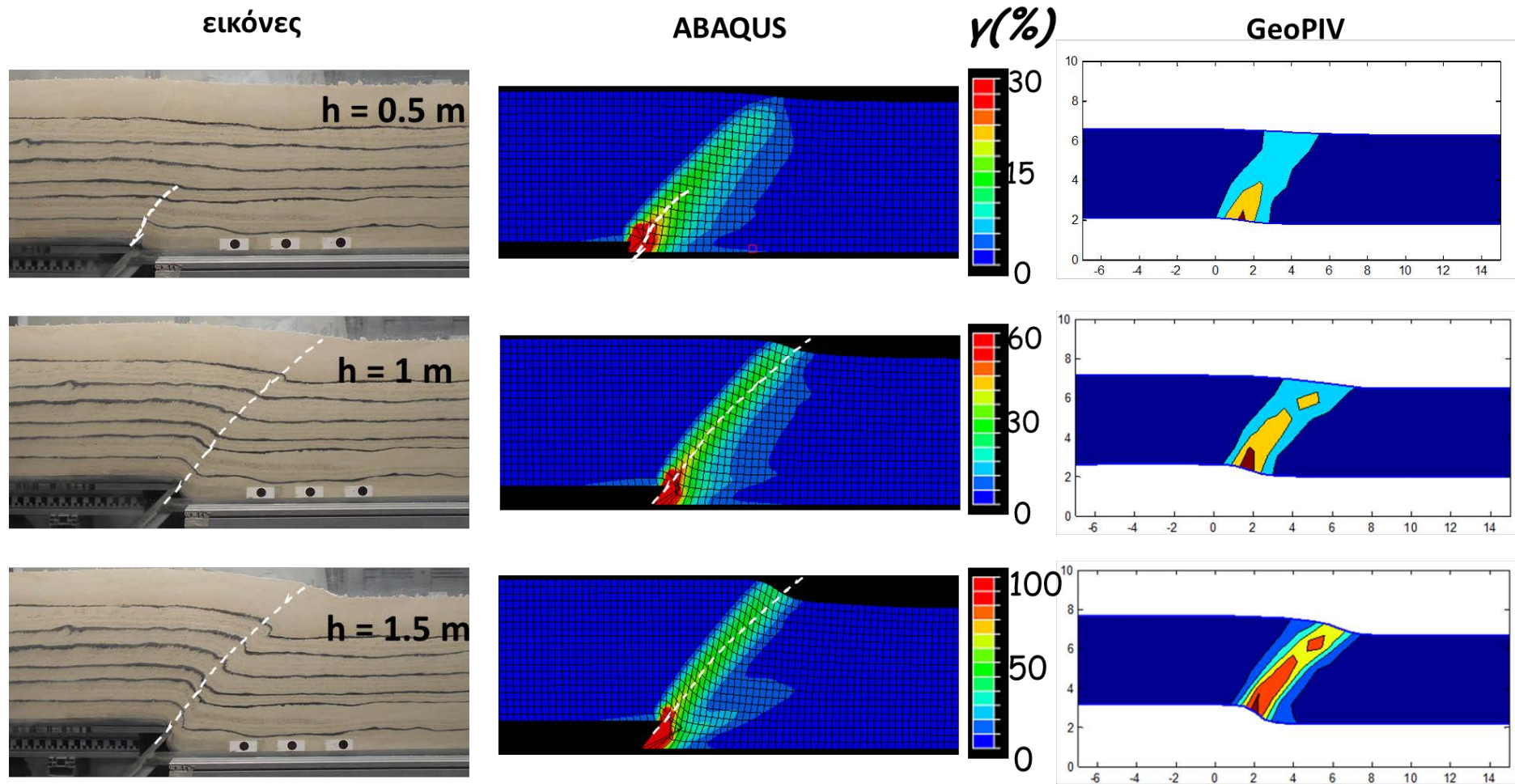
Εικόνα 6.4: Φωτογραφία της Συσκευής Ελεγχόμενης Διάστρωσης Άμμου εν λειτουργία, αμέσως μετά την έναρξη διάστρωσης εντός του κιβωτίου της Συσκευής Προσομοίωσης Σεισμικής Διάρρηξης.



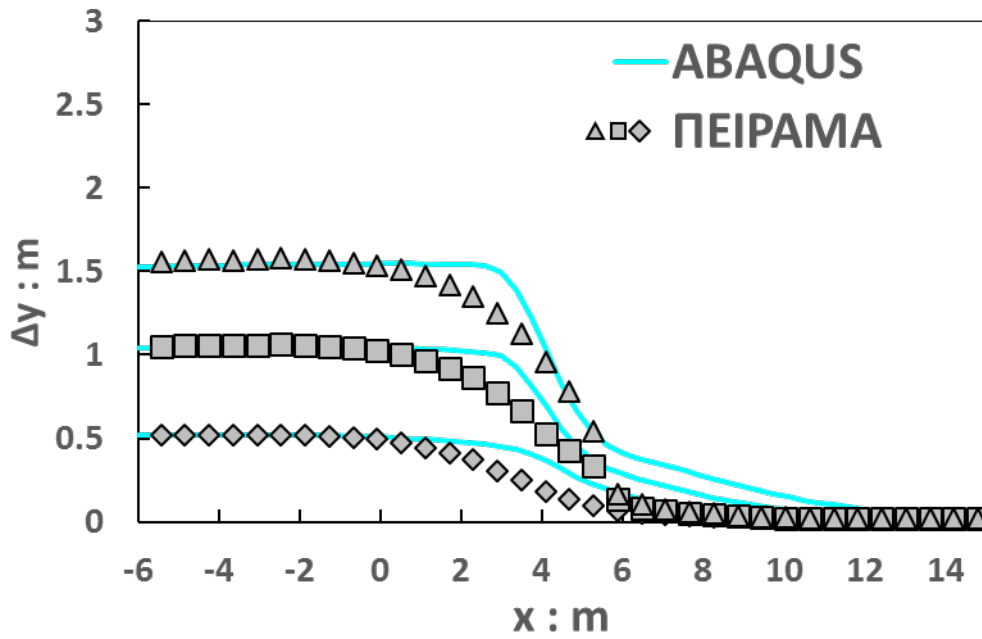
Εικόνα 6.5: Σχετική πυκνότητα διαστρωθέντος εδαφικού υλικού, D_R , για πάχος σχισμής 2 mm και ταχύτητα διάστρωσης 12 cm/sec, για διάφορες τιμές του ύψους διάστρωσης (από Gazetas et al., 2008b)



Εικόνα 6.6: (i): Αποτελέσματα δοκιμών απευθείας διάτμησης για πικνή και μετρίως πικνή άμμο, σε όρους διατμητικής τάσης-οριζόντιας μετακίνησης.
 (ii): Διάγραμμα κατακόρυφης-διατμητικής τάσης, για πικνή και μετρίως πικνή άμμο.



Εικόνα 6.7: Αποτελέσματα του πειράματος διάδοσης ανάστροφου ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο, για τρεις τιμές της μετακίνησης στη βάση. Αριστερά φωτογραφίες κατά τη διάρκεια του πειράματος, στη μέση και στα δεξιά ισούψεις διατμητικής παραμόρφωσης όπως προκύπτουν από το ABAQUS και από το GeoPIV, αντίστοιχα.



Εικόνα 6.8: Αποτελέσματα του πειράματος διάδοσης ανάστροφου ρήγματος στο ελεύθερο πεδίο: σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης του εδάφους σε βάθος 1.5 μέτρο (σε πλήρη κλίμακα) από την επιφάνεια του εδάφους, όπως προκύπτει από το ABAQUS και από το GeoPIV. Το σημείο 0 στον άξονα x συμπίπτει με το σημείο έναρξης της διάρρηξης στη βάση.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. *Anastasopoulos I., & Gazetas G., (2007a). "Foundation-Structure Systems over a Rupturing Normal Fault: I. Observations after the Kocaeli 1999 Earthquake", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 253-275.*
2. *Anastasopoulos I., Antonakos G., Gazetas G. (2010), "Slab-Foundation subjected to thrust faulting in dry sand. Parametric analysis and simplified design method", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 30, pp. 912-924.*
3. *Anastasopoulos I., Callerio A., Bransby M.F., Davies M.C.R., El. Nahas A., Faccioli E., Gazetas G., Masella A., Paolucci R., Pecker A., Rossignol E., (2008a). "Numerical Analyses of Fault-Foundation Interaction", Bulletin of Earthquake Engineering, Special Issue: Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, Vol. 6, pp. 645-676.*
4. *Anastasopoulos I., Drosos V., Antonaki N., (2015) "Three-storey building retrofit: rocking isolation versus conventional design", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Volume 44, Issue 8, 10 July 2015, Pages 1235–1254*
5. *Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby F., Davies M.C.R., and Nahas El. A., (2009). "Normal Fault Rupture Interaction with Strip Foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 135, No 3, pp. 359-370.*
6. *Anastasopoulos I., Gazetas G., Bransby M.F., Davies M.C.R., El Nahas A., (2007c), "Fault Rupture Propagation through Sand: Finite-Element Analysis and Validation through Centrifuge Experiments", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 133 (8), pp. 943-958*
7. *Anastasopoulos I., Gazetas G., Drosos V., Georgarakos T., and Kourkoulis R., (2008b). "Design of bridges against large tectonic deformation", Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol. 7, pp. 345-368.*
8. *Anastasopoulos I., Kourkoulis R., Gazetas G., Tsatsis A. (2013). "Interaction of Piled Foundation with a Rupturing Normal Fault", Géotechnique , Vol. 63(12), pp. 1042-1059.*
9. *Anastasopoulos I. & Gazetas G., (2007b). "Foundation-Structure Systems over a Rupturing Normal Fault: II. Analyses of the Kocaeli Case Histories", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 3, pp. 277-301.*
10. *Bray, J.D., Seed, R.B. and Seed, H.B. (1994b), "Analysis of earthquake fault rupture propagation through cohesive soil", J. Geotech. Engrg., ASCE ,Vol.120(3), pp.562-580*

11. Bray, J.D., Seed, R.B., duff, L.S. & Seed, H.B. 1994a. *Earthquake fault rupture propagation through soil*, *ASCE J. GeotechEngrgDiv.*, Vol.120(3), 543-561
12. Butterfield R., Gottardi G. (1994), "A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand", *Géotechnique*, Vol. 44(1), pp. 181-184
13. Butterfield R., Gottardi G. (1996), "Simplified Failure-Load Envelopes For Shallow Foundation On Dense Sand", *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 6(1), pp. 62-67
14. Butterfield R., Houlsby G.T., Gottardi G. (1997), "Standardized sign conventions and notation for generally loaded foundations", *Géotechnique*, Vol. 47(5), pp. 1051-1054
15. Chang K-C., Chang D-W., Tsai M-H., Sung Y-C. (2000), "Seismic performance of highway bridges", *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Volume 2, Number 1, pp. 55-77
16. Cole, D., Jr. and Lade, P. (1984). "Influence Zones in Alluvium Over Dip-Slip Faults." *J. Geotech. Engrg.*, 10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:5(599), pp. 599-615
17. Cremer C., Pecker A., Davenne L. (2001), "Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 25(13), pp. 1257-1359
18. David Muir Wood (2004), *Geotechnical Modelling*, CRC Press
19. Faccioli, E., Anastasopoulos, I., Callerio, A., and Gazetas, G., (2008). "Fault rupture foundation interaction: selected case histories", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue : Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, Vol. 6, pp. 557- 584.
20. Fadaee M., Anastasopoulos I., Gazetas G., Jafari M.K., Kamalian M. (2013). "Soil Bentonite Wall Protects Foundation from Thrust Faulting : Analyses and Experiment", *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 12(3), pp. 473-486.
21. Gazetas G., Pecker A., Faccioli E., Paolucci R., and Anastasopoulos I., (2008a). "Preliminary design recommendations for dip-slip fault-foundation interaction", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Special Issue: Integrated approach to fault rupture- and soil-foundation interaction, Vol.6(4), pp. 677-687.
22. Gazetas G., Zarzouras O., Drosos V., Anastasopoulos I. (2015). "Bridge-Pier Caisson Foundations subjected to Normal and Thrust: Physical Experiments versus numerical analysis", *Meccanica*, Vol. 50, pp. 341-354.
23. Gazetas G. Anastasopoulos I., Georgarakos T., Drosos V., (2008b) "Εργαστήριο Εδαφομηχανικής ΕΜΠ: Νέο Πειραματικό Τμήμα Σεισμικής Συμπεριφοράς

Συστημάτων Εδάφους Κατασκευής”, 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής & Μηχανικής Τεχνολογίας, Άρθρο 2023.

24. *Gottardi, G., Butterfield, R. (1993), "On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads", Soils and Foundations, 33(3), pp.68-79.*
25. *Gottardi G., Houlsby G.T., Butterfield R. (1999), "The Plastic Response of Circular Footings on Sand Under General Planar Loading", Géotechnique, Vol. 49(4), pp. 453-469*
26. *Gouvernec S. (2007a), "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", Géotechnique, Vol. 57(8), pp. 637-646*
27. *Gouvernec S. (2007b), "Failure envelopes for offshore shallow foundation under general loading", Géotechnique, Vol. 57(9), pp. 715-728*
28. *Kawashima K. (2001), "Damage of Bridges Resulting From Fault Rupture in The 1999 Kocaeli and Duzce, Turkey Earthquakes and The 1999 Chi-Chi, Taiwan Earthquake", Workshop on seismic fault-induced failures—possible remedies for damage to urban facilities. University of Tokyo Press, pp 171–190*
29. *Knappett, J., Reid, C., Kinmond, S., and O'Reilly, K. (2011). "Small-Scale Modeling of Reinforced Concrete Structural Elements for Use in a Geotechnical Centrifuge." J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000371, 1263-1271.*
30. *Kramer S.L. (1996) "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice-Hall, New Jersey*
31. *Liu, W., Hutchinson, T., Kutter, B., Hakhamaneshi, M., Aschheim, M., and Kunnath, S. (2013). "Demonstration of Compatible Yielding between Soil-Foundation and Superstructure Components." J. Struct. Eng., 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000637, 1408-1420.*
32. *Loli M., Anastasopoulos I., Bransby M.F., Waqas A., Gazetas G., (2011). "Caisson Foundations subjected to Reverse Fault Rupture : Centrifuge Testing and Numerical Analysis", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental, Engineering, Vol. 137(10), pp. 914-925.*
33. *Loli M., Anastasopoulos I. (2011), "Normal and Reverse Fault Rupture Interaction with Caisson Foundations : Centrifuge Modeling and Numerical Simulation", Proceedings of the 4th Japan-Greece Workshop on Seismic Design of Foundations and Innovations in Seismic Protection, 2-9 September, Kobe, Japan.*
34. *Loli M., Anastasopoulos I. Gazetas G. (2015). "Nonlinear Analysis of Earthquake Fault Rupture Interaction with Historic Masonry Buildings", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 13, pp. 83-95.*

35. *Loli M., Bransby M.F., Anastasopoulos I., Gazetas G., (2012), "Interaction of Caisson Foundations with a Seismically Rupturing Normal Fault: Centrifuge Testing versus Numerical Simulation", Géotechnique, Vol.62(1), pp. 29-43.*
36. *Loli M., Knappett J.M., Brown M.J., Anastasopoulos I. & Gazetas G (2014). "Centrifuge Modeling of Rocking-Isolated Inelastic RC Bridge Piers", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, DOI : 10.1002/eqe.2451*
37. *Pamuk A., Kalkan E., Ling Hi (2005), "Structural and geotechnical impacts of surface rupture on highway structures during recent earthquakes in Turkey", Soil Dyn Earthq Eng Vol.25, pp. 581-589*
38. *Trombetta, N., Mason, H., Hutchinson, T., Zupan, J., Bray, J., and Kutter, B. (2013). "Nonlinear Soil–Foundation–Structure and Structure–Soil–Structure Interaction: Centrifuge Test Observations." J. Geotech. Geoenviron. Eng., 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001074, 04013057.*
39. *Trombetta N.W., Mason H.B., Chenc Z., Hutchinson T.C., Braye J.D., Kutter B.L., (2013), "Nonlinear dynamic foundation and frame structure response observed in geotechnical centrifuge experiments", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.50, Pages 117–133.*
40. *Youd, T. L., Bardet, J-P, and Bray, J.D. (2000), "Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17,. 1999 Reconnaissance Report", Earthquake Spectra, Suppl. A to Vol. 16, Page 456*

