

1. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή

Η σεισμική διάρρηξη και η διάδοση της στην επιφάνεια του εδάφους έχει απασχολήσει μέχρι σήμερα πλήθος ερευνητών. Η προσέγγιση του εν λόγω προβλήματος έχει γίνει μέσα από : (i) την διερεύνηση και αξιολόγηση πραγματικών-ιστορικών περιστατικών, (ii) την διεξαγωγή πειραμάτων, και (iii) την αριθμητική προσομοίωση. Κάθε μια από τις ανωτέρω προσεγγίσεις διαθέτει πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα.

Κατ' αρχήν, η διερεύνηση πραγματικών ιστορικών περιστατικών είναι μεν η πλέον αξιόπιστη μέθοδος, καθότι απλά παρακολουθεί την πραγματικότητα, διαθέτει όμως σημαντική αβεβαιότητα ως προς τα εις βάθος τεκταινόμενα (προσδιορισμός εδαφικών ιδιοτήτων και γεωμετρίας επιφάνειας ολισθήσεως). Επιπλέον, η πραγματικότητα δεν είναι πάντα απλή, καθότι το εδαφικό μέσο διαδόσεως της διαρρήξεως σπανίως είναι ομοιόμορφο και ομοιογενές. Η ενδεχόμενη δε παρουσία παλαιότερων διαρρήξεων, ζωνών κατακερματισμού ή/και επιπτώσεων περιπλέκει πολλές φορές ακόμη περισσότερο την ερμηνεία των φυσικών παρατηρήσεων.

Η διεξαγωγή πειραμάτων μπορεί να προσφέρει χρήσιμες πληροφορίες για την μελέτη του φαινομένου. Όλες οι παράμετροι του προβλήματος είναι ελεγχόμενες και μπορούν να μεταβληθούν κατά το δοκούν. Παρά την φαινομενική απλότητα της, η πειραματική διαδικασία είναι πολλές φορές ιδιαίτερος πολύπλοκη. Δεδομένου ότι η αντοχή του εδάφους εξαρτάται από τις γεωστατικές τάσεις προκειμένου να προσομοιωθεί ρεαλιστικά η πραγματικότητα είναι απαραίτητη η χρήση φυγοκεντρική. Κάτι τέτοιο είναι και ιδιαίτερα χρονοβόρο και δαπανηρό.

Η μέθοδος της αριθμητικής προσομοίωσης διαθέτει προφανή πλεονεκτήματα. Με την σημερινή διαθέσιμη υπολογιστική ισχύ πλήθος αριθμητικών πειραμάτων μπορεί να διεξαχθεί σε μικρό σχετικά χρονικό διάστημα και με πολύ μικρότερο κόστος απ' ότι τα εργαστηριακά πειράματα. Επιπλέον, δεν τίθενται προβλήματα επαναληψιμότητας των πειραμάτων, και

άρα αξιοπιστίας, όπως συχνά συμβαίνει με τα εργαστηριακά. Παράλληλα τόσο οι εδαφικές ιδιότητες, όσο και η επιβαλλόμενη καταπόνηση είναι πλήρως ελέγξιμες. Από την άλλη όμως η όποια αριθμητική μέθοδος αποτελεί μια προσομοίωση της πραγματικότητας και άρα τα εξαγόμενα αποτελέσματα εξαρτώνται από την ρεαλιστικότητα των καταστατικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούνται για την περιγραφή της συμπεριφοράς του εδάφους.

Στην συνέχεια πραγματοποιείται μια σύντομη αναφορά σε υφιστάμενες εργασίες και έρευνες και των τριών προαναφερθεισών κατηγοριών.

1.2 Πραγματικά - Ιστορικά Περιστατικά

Για μια εκτενέστατη βιβλιογραφική ανασκόπηση πλήθους πραγματικών ιστορικών περιστατικών ο αναγνώστης παραπέμπεται στην εργασία του Bray [Bray, 1990]. Στο παρόν αναφέρονται τα κυριότερα ιστορικά περιστατικά, με χρονολογική κατάταξη.

1.2.1 Κανονικά Ρήγματα (Normal Faults)

Dixie Valley-Fairview Peak, Nevada, Η.Π.Α 1954

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 7.1$ στο Fairview Peak της Νεβάδα των Η.Π.Α. στις 16 Δεκεμβρίου του 1954 προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 7.5 km σε μια περιοχή μήκους 96 km και πλάτους 32 km (60 x 20 miles). Η κύρια μετακίνηση του ρήγματος ήταν κανονική (normal faulting), υπήρχε όμως και συνιστώσα οριζόντιας διάτμησης (strike slip). Η μέγιστη καταγραφείσα μετακίνηση ήταν 3.6 m και για τις δύο συνιστώσες της μετακίνησης. Η πλειοψηφία των διαρρήξεων έλαβε χώρα στην διεπιφάνεια του βραχώδους υποβάθρου με τις αλλούβιες αποθέσεις. Εκτενής περιγραφή του εν λόγω περιστατικού μπορεί να βρεθεί σε άρθρα του Slemmons [Slemmons, 1957] και του Oakeshott [Oakeshott, 1973]. Σύμφωνα με τον Gilbert [Gilbert, 1890] οι πιθανοί μηχανισμοί διαδόσεως της εδαφικής διαρρήξεως παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.1**. Στον συγκεκριμένο σεισμό παρατηρήθηκαν και οι τέσσερις ανωτέρω μηχανισμοί διαδόσεως.

Η διάρρηξη η οποία ανέρχονταν με κλίση 55° έως 65° στο βραχώδες υποβάθρο, εισερχόμενη στις αλλουβιακές αποθέσεις έτεινε να αυξήσει σημαντικά την κλίση της φτάνοντας τις 70° έως και 90° αναδυόμενη στην επιφάνεια. Λόγω του σχηματισμού των κατακρημνισμάτων, το ύψος του σχηματιζόμενου αναβαθμού το οποίο έφτανε και τα 3.6 m ήταν σημαντικά μεγαλύτερο από την μετρηθείσα μετακίνηση του βραχώδους υποβάθρου, η οποία ήταν της τάξεως των 2 m. Σύμφωνα με τον Slemmons [Slemmons, 1957] όπου δεν σχηματιζονταν κατακρήμνισμα ο παρατηρούμενος αναβαθμός στα αλλούβια ήταν μικρότερος από την μετακίνηση του υποβάθρου και δεν ξεπερνούσε τα 0.9 m – 1.2 m. Μάλιστα σε μήκος 400 m περίπου η επιφανειακή διάρρηξη δεν εμφανίστηκε στην επιφάνεια. Μια πιθανή εξήγηση είναι ότι τα πιθανώς τοπικά χαλαρότερα κοκκώδη εδαφικά υλικά "απορρόφησαν" την κατακόρυφη μετακίνηση μετατρέποντας την σε μια ομαλότερη διαφορική καταβύθιση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους.

Hebgen, Montana, Η.Π.Α 1959

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 7.1$ στην λίμνη Hebgen της Μοντάνα των Η.Π.Α. προκάλεσε μια ζώνη καταβύθισης μήκους 48 km και πλάτους 24 km (30 x 15 miles). Το συνολικό μήκος των επιφανειακών διαρρήξεων ήταν 35 km (22 miles), η δε κατακόρυφη μετακίνηση ξεπερνούσε τα 3 m. Σύμφωνα με τους Brune & Allen [Brune & Allen, 1967] η μέγιστη μετακίνηση του βραχώδους υποβάθρου υπολογίστηκε ίση με 12 m. Δεδομένου ότι η μέγιστη μετρηθείσα διαφορική μετακίνηση - αναβαθμός δεν ξεπερνούσε τα 6 m, συμπεραίνει κανείς ότι σημαντικό μέρος της διαφορικής μετακίνησης "απορροφήθηκε" από το μεγάλο βάθος (≥ 90 m) αμμώδες εδαφικό υλικό.

Σύμφωνα με δεδομένα των Witkind et al [Witkind et al, 1962], Steinbrugge & Cloud [Steinbrugge & Cloud, 1962], Hadley [Hadley, 1964], Meyers & Hamilton [Meyers & Hamilton, 1964] και Witkind [Witkind, 1964] και όπως παρουσιάζεται ενδεικτικά στο **Σχήμα 1.2**, η κύρια διάρρηξη συνοδεύτηκε από πλήθος δευτερευουσών διαρρήξεων. Η επιφανειακή διάρρηξη εμφανίζονταν να στέκεται σχεδόν κατακόρυφη όπου συναντούσε

συνεκτικά υλικά, σχημάτιζε δε γωνίες από 60° έως 85° σε λιγότερο συνεκτικά αμμώδη υλικά. Σε κάποιες περιπτώσεις, όπως σε αυτήν του **Σχήματος 1.2**, διακλαδίζονταν δημιουργώντας φαινομενικές ανάστροφες διαρρήξεις (mole track thrust). Η κατακόρυφη μετακίνηση στις φαινόμενες αυτές αντίστροφες διαρρήξεις έφτανε μέχρι και 1 m.

Αλκυονίδες, Κορινθία, Ελλάδα 1981

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 6.7$ των Αλκυονίδων, στις 24 Φεβρουαρίου του 1981, ακολουθήθηκε από δύο μετασεισμούς $M_s 6.4$ και $M_s 6.3$ στις 25 Φεβρουαρίου και στις 4 Μαρτίου, αντιστοίχως. Η όλη σεισμική ακολουθία προκάλεσε δύο επιφανειακές διαρρήξεις με διεύθυνση ανατολής-δύσης. Η μήκους 20 km νότια επιφανειακή διάρρηξη έφτασε στην επιφάνεια διαδιδόμενη μέσω χαλαρών αλλουβιακών αποθέσεων, με κλίση 80° και μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση 10 cm – 40 cm. Η μήκους 15 km βόρεια διάρρηξη εμφανίστηκε στην διεπιφάνεια των αλλουβιακών αποθέσεων με το ασβεστολιθικό υπόβαθρο και η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση έφτασε τα 1.2 m. Η κλίση της διαρρήξεως κυμαίνονταν από 70° έως 90° . Σύμφωνα με τις καταγραφές των μετασεισμών, το νότιο ρήγμα σχετίζεται με τον κύριο σεισμό, η δε βόρεια διάρρηξη με τους μετασεισμούς [Λουκίδης, 1999].

Borah Peak, Idaho, USA 1983

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 7.3$ της Borah Peak στο Idaho των Η.Π.Α., στις 28 Οκτωβρίου του 1983 προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 35 km (22 miles) [Taylor et al, 1985; Crone et al, 1987], με μέγιστη καταβύθιση η οποία ξεπέρασε τα 3 m. Στην επαφή του βραχώδους υποβάθρου με τα υπερκείμενα αλλούβια εκδηλώθηκαν κάθε λογής επιφανειακές διαρρήξεις, από κατακρημνίσματα μέχρι ανάστροφους αναβαθμούς, ενώ σε κάποιες περιοχές η διάρρηξη παρουσίαζε απόκλιση από την προαναφερθείσα διεπιφάνεια. Η κλίση του ρήγματος εις βάθος εκτιμήθηκε σε 45° – 60° [Barrientos et al, 1985] αν και σε κάποιες περιπτώσεις ήταν πιο απότομη φτάνοντας τις 60° – 90° . Η δε μετατόπιση του βραχώδους υποβάθρου υπολογίστηκε ίση με 1.4 m με την μέθοδο της

σεισμικής ροπής [Doser & Smith, 1988] και σε 2.2 m με βάση γεωδαιτική προσομοίωση [Stein & Barrientos, 1985].

Στο **Σχήμα 1.3** [Crone et al, 1987] παρουσιάζεται μια κάτοψη των επιφανειακών διαρρήξεων και μια πιθανή εξήγηση της στην τομή που ακολουθεί. Γενικώς υπήρξε μεγάλη ποικιλία στην απόκριση των εδαφικών υλικών. Υγρά συνεκτικά υλικά τα οποία παρουσίαζαν υψηλή πλασιμότητα παραμορφώνονταν σε ευρύτερες ζώνες παρουσιάζοντας εφελκυστικές ρωγμές, χωρίς όμως να εμφανίζεται συγκεκριμένη διάρρηξη. Αντιθέτως, άμμο-χαλικώδη μη-συνεκτικά εδαφικά υλικά τα οποία παρουσίαζαν ψαθυρή συμπεριφορά είχαν την τάση να αστοχούν σε μία συγκεκριμένη διάρρηξη, συγκεντρώνοντας εκεί όλη την διαφορική μετακίνηση. Ενδιαφέρον παρουσιάζουν και οι μαρτυρίες αυτόπτων [Taylor et al., 1985] σύμφωνα με τις οποίες η επιφανειακή διάρρηξη εμφανίστηκε μετά το πέρας της σεισμικής δονήσεως.

Izmit, Kocaeli, Turkey 1999

Ο σεισμός μεγέθους $M_w 7.4$ του Kocaeli της Τουρκίας, στις 17 Αυγούστου του 1999, προκλήθηκε από ενεργοποίηση του Βόρειου ρήγματος της Ανατολίας. Αν και το ρήγμα της Ανατολίας είναι ρήγμα οριζόντιας διάτμησης (strike slip), η αναφορά στον συγκεκριμένο σεισμό αφορά τμήμα της διαρρήξεως όπου η οριζόντια μετακίνηση μετετράπη σε κανονικού τύπου ολίσθηση. Εκτενής αναφορά στο συγκεκριμένο σεισμικό συμβάν πραγματοποιείται στο **Παράρτημα Α** και μπορεί επίσης να βρεθεί στις ερευνητικές εργασίες [Tutkun Z., Pavlides S., and Doğan B., 2001; Tutkun Z., and Pavlides S., 2001; Pavlides S., Chatzipetros A., Tutkun Z., Özaksoy V. & Doğan B., 2002; Pavlides S., Tutkun Z., Chatzipetros A., Özaksoy V. and Doğan B., 2003].

Ανατολικά της πόλης του Gölcük παρατηρήθηκε μία μεγάλη κανονική διάρρηξη μήκους 4 km με μικρή οριζόντια μετατόπιση παράταξης ΒΔ – ΝΑ (110°). Η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση έφτασε τα 2.3 m, ενώ η δεξιόστροφη συνιστώσα ήταν 1,3 m. Η γεωμετρία του συστήματος των διαρρήξεων σε συνδυασμό με το προϋπάρχον ευθύγραμμο πρηνές με κλίση προς τα ΒΑ, καθώς επίσης και η γεωμορφολογία της περιοχής,

δείχνουν ότι η διάρρηξη συνδέεται με τεκτονικό ρήγμα, και όχι με κάποια δευτερογενή ολίσθηση, κάτι το οποίο επιβεβαιώθηκε και από την παλαιοσεισμολογική έρευνα που διενεργήθηκε. Το κανονικό αυτό ρήγμα του Gölcük, προκάλεσε την καταβύθιση της ακτής σε μήκος 4 km κατά 2 m – 3 m.

1.2.2 Ανάστροφα Ρήγματα (Thrust Faults)

Mikawa, Japan 1945

Ο συγκεκριμένος σεισμός είχε μέγεθος $M_s 7.1$ και προκάλεσε μετακινήσεις της τάξεως των 2 m. Ενώ οι προσκληθείσες βλάβες στο ανερχόμενο τέμαχος ήταν εκτεταμένες, στο κατερχόμενο παρουσιάζονταν ιδιαίτερα περιορισμένες έως ασήμαντες [Bray, 1990]. Η διάδοση της διαρρήξεως μέσα από βραχώδη υλικά παρουσιάζονταν ως μια ξεκάθαρα συγκεντρωμένη ρηγμάτωση ανάμεσα σε δύο καλά εντοπισμένες βραχώμαζες [Department of Water Resources, 1974]. Η κλίση της διαρρήξεως κυμαίνονταν από 50° έως 70° , όπου όμως το βραχώδες υπόβαθρο καλύπτονταν από εδαφικό υλικό η κλίση μειώνονταν σημαντικά, φτάνοντας και τις 15° έως 20° .

White Wolf, California, USA 1952

Ο σεισμός του White Wolf, ή του Arvin-Tehachapi, είχε μέγεθος $M_s 7.7$ και προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 51 km (32 miles). Η επιφανειακή εκδήλωση της σεισμικής διαρρήξεως παρουσιάζονταν με ποικιλία μορφών : από έναν συγκεκριμένο απότομο αναβαθμό, μέχρι ένα σύστημα ρηγματώσεων πλάτους μεγαλύτερου του 1 km. Σύμφωνα με σεισμολογικούς υπολογισμούς [Oakeshott, 1973] η κλίση του ρήγματος εις βάθος ήταν $60^\circ - 66^\circ$. Η κλίση αυτή, καθώς η διάρρηξη πλησιάζει την επιφάνεια, μειώνεται στις 5° έως 20° , η δε προκαλούμενη κατακόρυφη μετακίνηση κυμαίνονταν από 1 έως 1.2 m.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η περίπτωση μιας σιδηροδρομικής σήραγγας η οποία υπέστη εκτεταμένες ρηγματώσεις [Buwalda & St.

Amand, 1955]. Σύμφωνα με τους Buwalda & St. Amand, ενώ οι εμφανισθείσες ρωγμές στην σήραγγα ήταν εύρους αρκετών ποδών, οι αντίστοιχες ρηγματώσεις στην υπερκείμενη επιφάνεια του εδάφους ήταν σημαντικά μικρότερες. Φαίνεται λοιπόν ότι η διάρρηξη “απορροφήθηκε” διερχόμενη διαμέσω των υπερκείμενων κατακερματισμένων και απσαρθωμένων βράχων. Αυτή ήταν μια από τις πρώτες ενδείξεις ότι μια τέτοιου είδους απορρόφηση της διαρρήξεως μπορεί να είναι δυνατή.

Montague Island, Alaska, 1967

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 8.4$ στην νήσο Montague της Αλάσκα, στις 27 Μαρτίου του 1964, ο οποίος ακολουθήθηκε από μετασεισμούς μεγέθους $M_s 6.0$ προκάλεσε πλήθος επιφανειακών διαρρήξεων. Παρότι η μέγιστη σχετική ανύψωση έφτασε τα 6 m, η μέγιστη διαφορική μετακίνηση κατά μήκος του ρήγματος του Patton Bay ήταν μόλις 1.8 m – 2.5 m. Η κύρια διάρρηξη συνοδεύονταν από πλήθος δευτερευουσών διαρρήξεων στο ανερχόμενο τέμαχος, λόγω της έντονης στρέβλωσης που αυτό υπέστη. Οι δευτερεύουσες αυτές εφελκυστικές διαρρήξεις ακολουθούσαν παλαιότερες ζώνες διαρρήξεως του βραχώδους υποβάθρου, απείχαν δε περίπου 120 m από την κύρια επιφανειακή διάρρηξη.

Το ρήγμα του Patton Bay εμφανιζόταν στην επιφάνεια σχεδόν κατακόρυφο, με κλίση 85° . Η κατακόρυφη μετακίνηση των 2.4 m ενώ ήταν εμφανής σε εδαφικές αποθέσεις πλησίον της ακτής, χάνονταν στην κορυφή ενός γκρεμού ύψους 150 m ο οποίος αποτελούνταν από κατακερματισμένο βράχο. Σύμφωνα με τον Bonilla [Bonilla, 1970] η κατακόρυφη μετακίνηση των 2.4 m “απορροφήθηκε” με κατανομή στις αμέτρητες ασυνέχειες του κατακερματισμένου βράχου. Το γεγονός αυτό έδωσε την υπόνοια ότι ένα κατακερματισμένο μέσο ή ένα κοκκώδες υλικό μπορεί να απορροφήσει την διάρρηξη [Bray, 1990].

Ο Plafker [Plafker, 1967] στην μελέτη του παρατήρησε ότι η κλίση του ρήγματος του Patton Bay γινόταν πιο απότομη καθώς αυτό διαδίδονταν καθ' ύψος του γκρεμού. Βαθύτερα η κλίση του ρήγματος ήταν $65^\circ - 85^\circ$, ενώ το ρήγμα του Hanning Bay είχε κλίση $50^\circ - 60^\circ$ στο Fault Cove, η οποία αυξάνονταν σε 80° πλησιάζοντας στην επιφάνεια, διαμέσω

κατακερματισμένου βράχου. Σε περιοχές όπου η σεισμική διάρρηξη αναδύονταν στην επιφάνεια διαμέσω άκαμπτων πλειστοκαινικών αποθέσεων εμφανίστηκαν επιφανειακές διαρρήξεις εύρους 1 m και κατακόρυφης βυθίσεως 1.5 m. Γενικά, όπου η διάρρηξη συναντούσε σκληρότερα υλικά η παραμόρφωση εντοπιζονταν σε στενές ζώνες με μεγαλύτερους σχηματιζόμενους αναβαθμούς. Αντιθέτως, η διάρρηξη αναδύομενη διαμέσω μαλακότερων και πιο πλάστιμων υλικών δεν παρουσιάζονταν στην επιφάνεια, αλλά κατανέμονταν σε μια ευρύτερη ζώνη παραμόρφωσης.

San Fernando, California, USA 1971

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 6.5$ στο San Fernando το οποίο βρίσκεται πλησίον του Los Angeles των Η.Π.Α., στις 9 Φεβρουαρίου του 1971, προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 22 km (16 miles). Σύμφωνα με γεωλογικά δεδομένα [Yerkes, 1973] το ρήγμα του San Fernando έχει κλίση 60° σε βάθη μεγαλύτερα των 300 m. Η εκτιμώμενη κλίση του στο εστιακό βάθος των 8 km του σεισμού είναι της τάξεως των 45° . Σύμφωνα με παρατηρήσεις η κλίση αυτή μειώνεται στις 30° , ή και ακόμη λιγότερο, καθώς η διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια του εδάφους. Σε ένα ερευνητικό όρυγμα η κλίση μετρήθηκε ίση με 32° , αλλά φτάνοντας στην επιφάνεια γίνονταν σχεδόν οριζόντιο. Παρότι η συμπεριφορά αυτή παρατηρήθηκε αρκετά συστηματικά, υπήρχαν κάποιες περιπτώσεις όπου η κλίση παρέμεινε πρακτικά σταθερή.

Ο συγκεκριμένος σεισμός απέδειξε πόσο περίπλοκη μπορεί να είναι η διάδοση της διαρρήξεως. Είναι αξιοσημείωτο ότι σε δύο ερευνητικά ορύγματα τα οποία απείχαν μεταξύ τους μόλις 26 m η διάδοση της διαρρήξεως παρουσιάζονταν σχεδόν τελείως διαφορετική. Ενώ στο πρώτο όρυγμα ήταν εμφανής ένας αναβαθμός ύψους 1 m, στο δεύτερο παρουσιάζονταν μόνον μια σταδιακή διαφορική μετακίνηση του ιδίου συνολικού ύψους η οποία κατανέμονταν σε ζώνη 18 m περίπου. Η μόνη διαφορά ήταν το μέσο διαδόσεως, το οποίο στο μεν πρώτο όρυγμα ήταν ιλυόλιθος και αμμόλιθος, στο δε δεύτερο όρυγμα το μέσο διαδόσεως περιελάμβανε χαλαρές αλλουβιακές αποθέσεις.

Algeria, 1980

Ο σεισμός της Αλγερίας προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις σε μια ευρεία ζώνη με κατακόρυφες μετακινήσεις οι οποίες κυμαίνονταν από 2.4 m έως 3.6 m. Σημαντικότερες όμως ήταν και οι δευτερεύουσες διαρρήξεις, οι οποίες εκτεινόταν σε μια ζώνη μέχρι και 1 km από την κύρια διάρρηξη. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.4** οι δευτερεύουσες αυτές διαρρήξεις, οι οποίες ήταν κανονικού τύπου, βρίσκονταν στην άκρη του ανερχομένου τεμάχους και εκτεινόταν σε απόσταση 1.3 km – 1.6 km (0.8 – 1.0 miles) από την κύρια διάρρηξη [Bray, 1990; Ambraseys & Jackson, 1984]. Καί σε αυτή την περίπτωση η κλίση του ρήγματος μειώνονταν καθώς αυτό πλησίαζε στην επιφάνεια.

Point Conception, California, USA

Στα πλαίσια της κατασκευής μιας τερματικής εγκατάστασης φυσικού αερίου (LNG), διενεργήθηκε μια ενδεδειγμένη γεωτεκτονική έρευνα στο Point Conception της California των ΗΠΑ. Η εν λόγω έρευνα περιελάμβανε την εκσκαφή 20 συνολικά ερευνητικών ορυγμάτων κατά μήκος σειράς αναστροφών ρηγμάτων, με σημαντικότερο το ρήγμα *Ango* το οποίο διαδίδονταν στην επιφάνεια του εδάφους διαμέσω 3 m – 6 m αλλουβιακών αποθέσεων [Dames & Moore, 1980]. Σε 12 εκ των 20 ερευνητικών ορυγμάτων, η κλίση της διαρρήξεως βρέθηκε να ελαττώνεται καθώς αυτή πλησίαζε στην επιφάνεια του εδάφους. Στις υπόλοιπες 8 περιπτώσεις η κλίση παρέμενε σταθερή, ενώ σε καμία δεν κατεγράφη κάποια αξιολογητή αύξηση της κλίσεως.

Γενικώς, όλες οι διαρρήξεις παρουσιάζονταν εντοπισμένες σε συγκεκριμένες επιφάνειες διατμήσεως, ή σε στενές ζώνες οι οποίες περιελάμβαναν συστήματα διατμητικών επιφανειών ολισθήσεως. Μοναδική εξαίρεση ήταν το ρήγμα *Ango*. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.5** η διάρρηξη στην περίπτωση αυτήν παρουσίαζε καί συνιστώσες κανονικού τύπου. Η διαφορεική μετακίνηση εκδηλώνονταν συγκεντρωμένη σε επιμέρους διατμητικές επιφάνειες ολισθήσεως. Δεν παρουσιάζονταν ευρείες ζώνες παραμόρφωσης, ενώ τόσο ο βράχος όσο και οι υπερκείμενες αλλουβιακές αποθέσεις παρουσιάζονταν πρακτικά ανέπαφες.

σε αρκετά μικρή απόσταση από την κυρίως διάρρηξη. Η κλίση της ανάστροφης διαρρήξεως μειώνονταν καθώς αυτή αναδύονταν στην επιφάνεια, ενώ αντιστρόφως η κλίση της κανονικής συνιστώσας της διαρρήξεως αυξάνονταν καθώς αυτή διέρχονταν από τις αλλουβιακές αποθέσεις. Μια πιθανή εξήγηση της περίπλοκης αυτής μορφολογίας είναι η πιθανή αντιστροφή της μετακινήσεως του ρήγματος, από ανάστροφο σε κανονικό, κατά την διάρκεια κάποιου παλαιού σεισμικού συμβάντος [Dames & Moore, 1980].

Wyoming, USA

Μια ενδελεχής έρευνα πεδίου εκτελέστηκε και στο Wyoming στην ζώνη παραμόρφωσης Laramide στα Βραχώδη Όρη (Rocky Mountains) των ΗΠΑ [Prucha, Graham & Nickelsen, 1965]. Τα αποτελέσματα της έρευνας πεδίου συσχετίστηκαν και συγκρίθηκαν με αποτελέσματα αναλύσεων τασικού πεδίου και πειραμάτων άμμο-κιβωτίου (sandbox tests). Το συμπέρασμα της εργασίας των Prucha, Graham & Nickelsen ήταν ότι μια κατακόρυφη ανάστροφη διάρρηξη διαδίδεται αρχικά πρακτικώς κατακόρυφα εντός των ιζηματογενών πετρωμάτων, μειώνοντας όμως την κλίση της πλησιάζοντας στην επιφάνεια. Όπως συνοψίζεται στο **Σχήμα 1.6**, αρχικά τα κατώτερα στρώματα της ιζηματογενούς βραχόμαζας κάμπτονται, χωρίς όμως να επέλθει διάρρηξη. Στην συνέχεια με την συσσώρευση πλαστικών παραμορφώσεων αυτά αστοχούν και η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, ενώ παράλληλα η κλίση μειώνεται όπως προστάζουν οι κινηματικοί περιορισμοί.

Στο **Σχήμα 1.7**, σύμφωνα με τους Prucha, Graham & Nickelsen, παρουσιάζεται η διαφοροποίηση της διαδόσεως της διαρρήξεως ανάλογα με το τεκτονικό γενεσιουργό αίτιο. Αν η διάρρηξη έχει προκληθεί από οριζόντια συμπίεση, τότε η μεν αρχική της κλίση είναι πολύ μικρή, ενώ δε αυτή διαδίδεται προς την επιφάνεια η κλίση της αυξάνεται στρέφοντας τα κοίλα προς τα άνω. Αντιθέτως, αν η διάρρηξη έχει προκληθεί από διαφορική κατακόρυφη ανύψωση, τότε η μεν αρχική της κλίση είναι πρακτικά κατακόρυφη, καθώς όμως αυτή διαδίδεται προς την επιφάνεια η κλίση της μειώνεται στρέφοντας τα κοίλα προς τα κάτω. Η λογική αυτή του

διαχωρισμού των τεκτονικών αιτίων της διαρρήξεως είναι αρκετά χρήσιμη και μπορεί ενδεχομένως να δώσει εξηγήσεις σε αρκετές πραγματικές παρατηρήσεις. Βέβαια, στην πραγματικότητα η ανάστροφη διάρρηξη μάλλον προκαλείται από συνδυασμό οριζοντίων συμπίεσεων και κατακόρυφων διαφορικών μετακινήσεων, παρά από έναν παράγοντα μεμονωμένα.

Η προαναφερθείσα λογική δεν χάνει την αξία της, αντιθέτως μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την ποιοτική τουλάχιστον εξήγηση της συνεισφοράς του κάθε αιτίου. Για παράδειγμα, μια διάρρηξη με αρχικά μεγάλη κλίση, κάτι που υπονοεί σημαντικότερη συνεισφορά της διαφορικής ανύψωσης, θα αναμένεται να στρέψει τα κοίλα προς τα κάτω με την κλίση να μειώνεται καθώς αυτή διαδίδεται προς τα άνω. Η περίπτωση αυτή, όπως ήδη έχει γίνει φανερό, είναι η πλέον συχνά παρατηρούμενη στην φύση. Αντιθέτως, μια διάρρηξη με αρχικά μικρή κλίση, κάτι που υπονοεί σημαντικότερη συνεισφορά της οριζόντιας συμπίεσης, θα αναμένεται να στρέψει τα κοίλα προς τα άνω με την κλίση να αυξάνεται καθώς αυτή διαδίδεται προς την επιφάνεια. Μια τέτοια λογική θα μπορούσε να δώσει εξήγηση στην περίπτωση του ρήγματος του Patton Bay της Αλάσκας, όπου όπως είδαμε η κλίση της διαρρήξεως αυξανόταν από τις 65° σε περίπου 85° , σε αντιδιαστολή με όλες τις άλλες περιπτώσεις ανάστροφων διαρρήξεων.

Spitak, Armenia, 1988

Ο σεισμός μεγέθους $M_s 6.8$ στο Spitak της Αρμενίας στις 7 Δεκεμβρίου του 1988, προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 21 km (16 miles), το δε συνολικό μήκος του ίχνους του ρήγματος έφτανε τα 35 km. Η διάρρηξη χωριζόταν σε τρία ξεχωριστά τμήματα περίπου 7 km μήκους το καθένα, ενώ ανάμεσα τους η διάρρηξη εξαφανίζονταν. Οι μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις παρατηρήθηκαν στο μεσαίο τμήμα, το οποίο και διασχίζει την πόλη Spitak, και έφταναν τα 2 m. Στο δυτικό και στο ανατολικό τμήμα της διαρρήξεως οι μέγιστες κατακόρυφες μετακινήσεις έφταναν τα 0.5 m και 1.4 m, αντιστοίχως. Το ρήγμα διέσχισε αλλουβιακές αποθέσεις βάθους από μερικά μέτρα μέχρι και 200 m κατά μήκος της κοιλάδας του Kirovakan, ενώ περνώντας βόρεια του

Leninakan συναντούσε αλλούβια πάχους 50 m τα οποία υπέρκεινταν λιμναίων αποθέσεων βάθους 400 m. Η κλίση του ρήγματος κυμαίνονταν από 50° έως 70°.

Chi-Chi, Taiwan, 1999

Ο σεισμός του Chi-Chi μεγέθους $M_s 8.0$ στις 21 Σεπτεμβρίου του 1999, έλαβε χώρα στο κεντρικό - δυτικό τμήμα της Taiwan. Ο κύριος σεισμός ακολουθήθηκε από περισσότερους των 10,000 μετασεισμών με μέγιστο μέγεθος $M_s 6.8$. Εκτενής αναφορά στον συγκεκριμένο σεισμό πραγματοποιείται στο **Παράρτημα Β** και μπορεί επίσης να βρεθεί στις ερευνητικές εργασίες [Kelson K. I., Kang K.-H., Page W. D., Lee C.-T., Cluff L. S., 2001; Lee C.-T., 1999; Lee J.-C., Chen Y.-G., Sieh K., Mueller K., Chen W.-S., Chu H.-T., Chan Y.-C., Rubin C., Yeats R., 2001; Ling H.-I., Leshchinsky D., Chou Nelson N.S., 2001].

Ο εν λόγω σεισμός προκλήθηκε από το ρήγμα Chelungpu, το οποίο χαρακτηρίζεται ως ανάστροφο ρήγμα εφίππευσης. Το ρήγμα αυτό, με διεύθυνση Β – Ν και παράταξη η οποία συμπίπτει με αυτήν των γειτονικών στρωμάτων, προκαλεί εφίππευση Μειοκαινικών στρωμάτων πάνω σε μέσο – Πλειστοκαινικά. Η κλίση των στρωμάτων αυτών κυμαίνεται από 20° έως 30°, αλλά κοντά στο ρήγμα φτάνει τις 40°. Η πτυχωμένη αυτή ζώνη διακόπτεται στα νότια από κάποια δευτερογενή ρήγματα. Ο σεισμός προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις σε μια περιοχή επιφάνειας 100 Km². Περισσότερα από 300 κατακόρυφα και 100 οριζόντια άλματα έχουν καταγραφεί κατά μήκος του ρήγματος. Το μεγαλύτερο κατακόρυφο άλμα έφτασε τα 15 m και συνδυάζει τρία συστήματα εφίππευσης. Κατά την κύρια διεύθυνση Β–Ν του ρήγματος, το μεγαλύτερο κατακόρυφο άλμα έχει ύψος 3,5 m. Από την γέφυρα Wufeng μέχρι το Nantou η κατακόρυφη μετακίνηση έχει ύψος 2 m – 3 m, αυξάνεται δε σταδιακά στα 3 m - 5 m. Νότια του Rueychu, οι κατακόρυφες μετακινήσεις είναι μικρότερες του 1 m.

Στο βόρειο τμήμα, μεταξύ της γέφυρας Pifeng και του Taichung, η κλίση της διαρρήξεως ήταν μεγαλύτερη και κυμαίνονταν από 60° έως 80°. Στο μεσαίο τμήμα, μεταξύ Wufeng και Tsao-tun, η κλίση είναι μικρότερη και δεν ξεπερνά τις 45°. Στο νότιο τμήμα η κλίση είναι 40° – 60°, γίνεται δε

μεγαλύτερη ξεπερνώντας τις 70° στα ΒΑ. Οι εδαφικές παραμορφώσεις ήταν συγκεντρωμένες στο ανερχόμενο τέμαχος, σε μια ζώνη παραμόρφωσης η οποία κυμαίνονταν από μερικά μέτρα έως και 100 m στο βόρειο τμήμα του ρήγματος. Εκτός όμως από την μεταβολή του πλάτους της ζώνης παραμόρφωσης παρατηρήθηκε μεγάλη ποικιλία μορφών διαδόσεως της διαρρήξεως προς την επιφάνεια. Γενικά, παρατηρήθηκαν οι 9 μορφές παραμόρφωσης του **Σχήματος 1.8**, οι οποίες έχουν ως εξής:

- (a) Καθαρή Επώθηση (pure thrust) : παραμόρφωση μόνον του άκρου της επώθησης. Το είδος αυτό παρατηρήθηκε στο Σχολείο Kuangfu.
- (b) Μονοκλινής Πτύχωση (monoclinial fold) : απλή επώθηση χωρίς όμως επιφανειακή εμφάνιση του ρήγματος. Στις περιπτώσεις αυτές η ρηγμάτωση του εδάφους ήταν περιορισμένη.
- (c) Καθαρή Κάμψη (pure warp) : απλή κάμψη του ανερχόμενου τεμάχους χωρίς επιφανειακή διάρρηξη, λόγω της αύξησης της κλίσης της διαρρήξεως καθώς αυτή πλησιάζει την επιφάνεια του εδάφους. Το είδος αυτής της παραμόρφωσης παρατηρήθηκε στην περιοχή Baowei.
- (d) Επώθηση και Κάμψη (thrust and warp) : εφελκυστική ρηγμάτωση του εδάφους στην κορυφή του καμπτόμενου τεμάχους. Καί αυτή η μορφή παραμόρφωσης συνδέεται με αύξηση της κλίσης της διαρρήξεως, παρατηρήθηκε δε στις περιοχές Fengyuan και Shihkang.
- (e) Εφίπτευση και Κατακρήμνισμα (thrust and graben) : εφίπτευση συνοδευόμενη από δευτερογενή κατακρημνίσματα λόγω ανάπτυξης εφελκυσμού στο ανερχόμενο τέμαχος.
- (f) Κάμψη και Κανονική Διάρρηξη (warping and normal fault) : το ανερχόμενο τέμαχος κάμπτεται, χωρίς όμως να εμφανίζεται η διάρρηξη στην επιφάνεια, ενώ δημιουργούνται δευτερογενής κανονικές διαρρήξεις. Το είδος αυτό παρατηρήθηκε στην περιοχή Wushuan.
- (g) Εφίπτευση και Πτύχωση (thrust and back-kink) : επώθηση η οποία προκαλεί γωνιώδεις πτυχώσεις στην πίσω πλευρά της κύριας διαρρήξεως. Το εν λόγω είδος παρατηρήθηκε στην περιοχή Tsaotun.
- (h) Επώθηση και Δευτερογενής Επώθηση (thrust and back-thrust) : ανάπτυξη δευτερογενούς ανάστροφης διαρρήξεως με αντίθετη

διεύθυνση την κύρια. Το είδος αυτό παρατηρήθηκε στις περιοχές Tsaolan , Tsaotun και Chungcheng Park.

- (i) Επώθηση με πολλαπλούς άξονες κάμψης (thrust with multiple bending axis) : προκαλείται από μείωση της κλίσης της διαρρήξεως κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Παρατηρήθηκε στις περιοχές Chungcheng Park, Chutseken, και Grape field side.

1.2.3 Ρήγματα Οριζόντιας Διατμήσεως (Strike-Slip Faults)

Hayward Fault, Oakland, USA 1868

Ο εν λόγω σεισμός μεγέθους $M_s 7.5$ προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις σε μήκος 48 km (30 miles). Αν και η τεκμηρίωση του συγκεκριμένου σεισμικού επεισοδίου είναι σχετικά περιορισμένη, παρόλαυτα αξίζει μια σύντομη αναφορά στα σημαντικότερα ευρήματα. Η μέγιστη οριζόντια διατμητική μετακίνηση έφτασε πιθανότατα το 1 m, συνοδεύονταν δε από άνοιγμα του ίχνους της διαρρήξεως πλάτους 30 cm περίπου. Οι ανοιχτές αυτές ρωγμές παρέμεναν ανοιχτές σε σημαντικά βάθη [Lawson et al, 1908], σύμφωνα δε με κάποιους ερευνητές έφταναν μέχρι το βραχώδες υπόβαθρο. Αν και το άνοιγμα τέτοιων ρωγμών θα μπορούσε να οφείλεται σε ανομοιομορφίες της διατμητικής διαρρήξεως, το γεγονός ότι το ρήγμα διέσχιζε τους λόφους του Oakland υπονοεί την πιθανότητα αυτές να οφείλονται σε κατολισθητικά συν-σεισμικά φαινόμενα.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει και η παρατήρηση ότι μέσα από κάποιες από αυτές τις ρωγμές είχε εκτιναχθεί στην επιφάνεια του εδάφους άμμος και νερό. Το γεγονός αυτό προφανώς μπορεί να συνδέσει το άνοιγμα των ρωγμών αυτών με αστοχία λόγω ρευστοποίησης και όχι λόγω της σεισμικής διαρρήξεως. Πιο πρόσφατες έρευνες οι οποίες περιελάμβαναν την διάνοιξη διερευνητικών ορυγμάτων έδειξαν ότι το πλάτος της ζώνης διαρρήξεως μεταβάλλονταν σημαντικά κατά μήκος της διαρρήξεως. Είναι χαρακτηριστικό ότι σε μια περιοχή μήκους 240 m το πλάτος της ζώνης αυτής κυμαίνονταν από 3 m έως 23 m [Bray, 1990]. Η κλίση των διατμητικών διαρρήξεων ήταν γενικά κατακόρυφη, κοντά όμως στην

επιφάνεια κάποιες φορές η κλίση αυξάνονταν παρουσιάζοντας φαινόμενα “flowering”.

San Francisco, California, USA 1906

Ο σεισμός του San Francisco, στις 18 Απριλίου του 1906, είχε μέγεθος $M_s 8.3$ και προκάλεσε την επιφανειακή διάρρηξη του εδάφους σε μήκους 400 km (250 miles). Η δεξιόστροφη διάρρηξη του ρήγματος του Αγίου Ανδρέα εκδηλώθηκε στην επιφάνεια με ποικιλία μορφών [Lawson et al, 1908] : (α) συγκεντρωμένη οριζόντια διάρρηξη (ridge), (β) σύστημα διαγώνιων προς την διεύθυνση του ρήγματος διατμητικών ρωγμών (echelon), και (γ) οριζόντια διάρρηξη συνοδευόμενη από δημιουργία τάφρου (trench). Η μέγιστη σχετική μετακίνηση έφτασε τα 6.3 m η οποία συνοδεύονταν και από κατακόρυφη συνιστώσα της τάξεως του 1 m. Η μέση οριζόντια μετακίνηση κατά μήκος του ρήγματος ήταν 3 m. Η επιφανειακή διάρρηξη διέσχισε πλήθος φραγμάτων, εξ' ου και υπάρχει ποικιλία δεδομένων για τον συγκεκριμένο σεισμό [Bray, 1990; Louderback, 1937; Sherard et al, 1974].

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι παρατηρήσεις των Lawson et al και του Reid [Reid, 1910]. Σύμφωνα με τους προαναφερθέντες ερευνητές αν και υπήρχαν διαφοροποιήσεις ως προς την εκδήλωση της επιφανειακής διαρρήξεως η όλη παραμόρφωση συγκεντρώνονταν σε μια ζώνη πλάτους 1 m – 3 m. Η επιφανειακή διάρρηξη ήταν ορατή παντού, εκτός από τις περιοχές απ' όπου διέρχονταν από λίμνες. Σε κάποιες περιπτώσεις η επιφανειακή παραμόρφωση διακλαδιζονταν σε πολλαπλά “αυλάκια” καταλαμβάνοντας ζώνη πλάτους 33 m. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.9**, στο Point Reyes μια ζώνη πολλαπλών διαρρήξεων πλάτους 20 m προκάλεσε μετακίνηση της τάξεως των 6 m.

Οι Lawson et al πέρα από την προαναφερθείσα κατηγοριοποίηση των μορφών της επιφανειακής διαρρήξεως προχώρησαν και στην συσχέτιση τους με τις εκάστοτε εδαφικές συνθήκες. Σύμφωνα με την συσχέτιση αυτήν, το ρήγμα αναδύονταν στην επιφάνεια του εδάφους με την μορφή οριζόντιας διάρρηξης σε περιοχές όπου διέσχιζε βράχο ή σκληρά εδαφικά υλικά. Στις περιπτώσεις υγρών αλλούβιων ή συνεκτικών εδαφικών υλικών

η διάρρηξη εμφανίζονταν με την μορφή συστήματος διαγώνιων διατμητικών ρωγμών, ενώ όπου το ρήγμα συναντούσε εδαφικό υλικό με κενά υπήρχε η τάση σχηματισμού τάφρων. Ο Reid έδωσε μια ποιοτική εξήγηση στις παρατηρηθείσες διαφορές στην επιφανειακή εμφάνιση του ρήγματος. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.10**, ενώ κοντά στο βραχώδες υπόβαθρο η διάρρηξη εμφανίζεται με την μορφή των γραμμών 0 ή 1, όσο απομακρυνόμαστε απ' αυτό η παραμόρφωση τείνει να ακολουθήσει τις γραμμές 2 και 3. Αν τα αλλούβια είναι ψαθυρά και με μικρή πλασιμότητα τότε τείνουν να ακολουθήσουν τον βράχο. Αν τα αλλούβια είναι είτε μεγάλου πάχους είτε υψηλής πλασιμότητας τότε τείνουν να παραμορφωθούν κατά τρόπο παρόμοιο με αυτόν της γραμμής 3.

Idu, Japan 1930

Ο σεισμός $M_s 6.9$ του 1930 στο Idu της Ιαπωνίας αποτελεί την πρώτη σημαντική ένδειξη απομείωσης της διαφορικής μετακίνησης της διάρρηξης με την διάδοσή της προς την επιφάνεια του εδάφους. Σε μια σήραγγα, η οποία είχε διανοιχθεί διαμέσω ηφαιστειακών πετρωμάτων σε βάθος 150 m, παρατηρήθηκαν διαφορικές μετακινήσεις της τάξεως των 2.4 m. Αντιθέτως, στην επιφάνεια του εδάφους ακριβώς επάνω από την σήραγγα η μέγιστη μετρηθείσα διαφορική μετακίνηση δεν ξεπερνούσε το 1 m [Suyehino, 1932; Richter, 1958]. Επομένως τα 150 m υπερκειμένων "απορρόφησαν" περίπου 1.4 m διαφορικής μετακίνησης. Από αυτά τα 50 m, τα πρώτα 40 m από την επιφάνεια του εδάφους αποτελούνταν από λιμναίες αποθέσεις αμμώδους αργίλου. Είναι αρκετά πιθανό ότι το μεγαλύτερο μέρος της διαφορικής μετακινήσεως απορροφήθηκε στα 40 m της εδαφικής αυτής στρώσεως.

Imperial Valley, California, USA 1940

Ο σεισμός του Imperial Valley της Καλιφόρνια των ΗΠΑ είχε μέγεθος $M_s 7.1$ και προκάλεσε συνεχή επιφανειακή διάρρηξη του εδάφους σε μήκος 65 km (40 miles). Οι οριζόντιες μετακινήσεις λόγω της δεξιόστροφης διαρρήξεως έφταναν τα 5.7 m και συνοδεύονταν από σχετικά μικρές

κατακόρυφες, οι οποίες δεν ξεπερνούσαν τα 1.2 m. Η παραμόρφωση γενικά εντοπιζόνταν σε μια σχετικά στενή ζώνη. Σύμφωνα με γεωδαιτικές έρευνες που εκτελέστηκαν στην περιοχή μετά από τον σεισμό [Bray, 1990] και όπως ενδεικτικά δείχνεται στο **Σχήμα 1.11** μια γραμμή, η οποία ήταν κάθετη στην επιφανειακή διάρρηξη πριν από τον σεισμό, βρέθηκε να παρεκκλίνει σταδιακά προς τα δυτικά πλησιάζοντας το δεξιόστροφο ρήγμα από τα ανατολικά. Φτάνοντας στο ρήγμα η γραμμή αυτή ήταν μετατοπισμένη 3 m από την αρχική της θέση προς τον νότο. Αμέσως μετά το ρήγμα η γραμμή ήταν μετατοπισμένη 2 m προς τον Βορρά. Στην συνέχεια απομακρυνόμενη από το ρήγμα σταδιακά επανέρχονταν στην αρχική της θέση. Στο **Σχήμα 1.12** δείχνεται η παραμόρφωση ενός φράχτη λόγω των συρτικών αυτών δυνάμεων [Richter, 1958]. Ο Richter επίσης παρατήρησε ότι τα συρτικά αυτά φαινόμενα ήταν λιγότερο έντονα σε σκληρότερο έδαφος.

Αντικρουόμενη στην επικρατούσα αντίληψη, σύμφωνα με την οποία η διαφορική μετακίνηση στην επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος μειώνεται με την αύξηση του πάχους των μαλακών εδαφικών στρώσεων διαμέσω των οποίων η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, ήταν η παρατήρηση που έκανε ο Bonilla [Bonilla, 1970]. Σύμφωνα με δεδομένα πηγαδιών τα οποία βρίσκονταν πλησίον του ρήγματος οι εδαφικές αποθέσεις έφταναν σε βάθος 210 m, αποτελούνταν δε από επάλληλες στρώσεις άμμου, αργίλου, και ιλυώδους άμμου. Ο δε υδροφόρος ορίζοντας βρίσκονταν μόλις 2 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Παρολαυτά, η διάρρηξη προκάλεσε εξαιρετικά μεγάλες διαφορικές μετακινήσεις αναδυόμενη στην επιφάνεια. Σύμφωνα με τον Bray [Bray, 1990] υπάρχουν τρεις πιθανές εξηγήσεις. Πρώτον, υπάρχει πιθανότητα η διαφορική μετακίνηση να ήταν ακόμη μεγαλύτερη στο βραχώδες υπόβαθρο, χωρίς όμως να υπάρχουν στοιχεία που να απορρίπτουν ή να επιβεβαιώνουν την άποψη αυτή. Δεύτερον, δεδομένου ότι οι εδαφική απόθεση ήταν κορεσμένη, θα αναμένονταν να παραμορφωθεί ως ασυμπίεστο υλικό. Μια τελευταία πιθανότητα είναι η ύπαρξη κάποιας παλαιότερης επιφάνειας διαρρήξεως μειωμένης διατμητικής αντοχής.

Managua, Nicaragua 1972

Ο εν λόγω σεισμός μεγέθους $M_s 6.3$ δεν παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον από απόψεως επιφανειακών διαρρήξεων, καθότι η μέγιστη μετρηθείσα διαφορική μετακίνηση δεν ξεπερνούσε τα 17 cm. Το ενδιαφέρον του συγκεκριμένου σεισμικού συμβάντος έγκειται στην παρατήρηση των Niccum et al [Niccum et al, 1976]. Σύμφωνα με την παρατήρηση των προαναφερθέντων ερευνητών, η επιφανειακή διάρρηξη διέσχισε ένα άκαμπτο υπόγειο θησαυροφυλάκιο τραπέζης εξ' οπλισμένου σκυροδέματος. Η εν λόγω άκαμπτη κατασκευή "κατάφερε" να εκτρέψει την επιφανειακή διάρρηξη. Προφανώς η κατασκευή ήταν ισχυρότερη από το αμμοχαλικώδες έδαφος στο οποίο ήταν εγκιβωτισμένη [Bray, 1990]. Η παρατήρηση αυτή αποτελεί την πρώτη απόδειξη ότι, υπό προϋποθέσεις, μια αρκετά άκαμπτη κατασκευή μπορεί να τροποποιήσει την επιφανειακή εκδήλωση της ρηγματικής διαρρήξεως.

San Francisco, California, USA 1983

Ο σεισμός του San Francisco του 1983 είχε μέγεθος $M_s 7.9$ και προκάλεσε συνεχή επιφανειακή διάρρηξη του εδάφους σε μήκος 400 km περίπου. Οι μέγιστη οριζόντια μετακίνηση λόγω της δεξιόστροφης διαρρήξεως έφτανε τα 6.4 m και συνοδεύονταν από σχετικά μικρές κατακόρυφες, οι οποίες δεν ξεπερνούσαν το 1 m. Η μέση οριζόντια διαφορική μετακίνηση ήταν 3 m, το δε ίχνος το ρήγματος έδινε την εντύπωση ευθείας γραμμής. Σε κάποιες περιοχές η εδαφική παραμόρφωση από ευθεία διατμητικού τύπου διάρρηξη μετατρέπονταν σε σύστημα διαγώνιων προς την διεύθυνση του ρήγματος διατμητικών ρωγμών (echelon), όπως ακριβώς είχε παρατηρηθεί και στον σεισμό του 1906. Οι διαγώνιες αυτές ρωγμές εκτείνονταν σε απόσταση 90 m εκατέρωθεν του ρήγματος, απείχαν δε μεταξύ τους 0.5 m. Η επιφάνεια της διαρρήξεως ήταν γενικά κατακόρυφη, σε κάποιες περιοχές όμως παρατηρήθηκαν τοπικές διακλαδώσεις της διαρρήξεως (flowering effect). Οι διακλαδώσεις αυτές αναδύονταν στην επιφάνεια καταλαμβάνοντας μια ζώνη πλάτους 18 m. Μέσα στην ζώνη αυτή η διαφορική μετακίνηση έφτανε τα 6 m, δηλαδή την μέγιστη. Όπου οι εδαφικές αποθέσεις ήταν στιφρές και ψαθυρές, η

διαφορική μετακίνηση ήταν πρακτικά ίση με αυτήν του βραχώδους υποβάθρου. Το αντίθετο παρατηρήθηκε σε περιοχές όπου η διάρρηξη συναντούσε χαλαρά και πλάστιμα εδαφικά υλικά

Kobe, Japan 1995

Ο σεισμός του Kobe της Ιαπωνίας στις 17 Ιανουαρίου του 1995 είχε μέγεθος $M_s 7.2$ και προκάλεσε τρομακτικές βλάβες στην πόλη του Kobe. Παρότι το σεισμογόνο ρήγμα Noijima είχε συνολικό μήκος της τάξεως των 50 km, η επιφανειακή διάρρηξη δεν ξεπέρασε τα 9 km. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση έφτασε τα 2 m και συνοδεύονταν από μια ανάστροφου τύπου κατακόρυφη μετακίνηση η οποία έφτανε τα 1.2 m. Η διάρρηξη έφτασε στην επιφάνεια μόνο στην περιοχή της νήσου Awadji, στην δε πόλη του Kobe δεν εμφανίστηκε η παραμικρή διάρρηξη.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση μιας απλής διώροφης κατοικίας η οποία παρότι βρισκονταν ακριβώς πλάι στην επιφανειακή διάρρηξη δεν υπέστη την παραμικρή βλάβη. Η εν λόγω κατοικία μαζί με τμήμα της επιφανειακής διαρρήξεως έχει μετατραπεί σήμερα σε Μουσείο (Noijima Fault Memorial Museum). Στην φωτογραφία του **Σχήματος 1.13** είναι εμφανείς τόσο η οριζόντια όσο και η κατακόρυφη μετακίνηση. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.14**, στο Μουσείο αυτό υπάρχει και τομή της διαρρήξεως όπου φαίνεται ξεκάθαρα ότι το εδαφικό υλικό είναι αρκετά δύσκαμπτο, η δε διάρρηξη δίνει την εντύπωση ψαθυρής συμπεριφοράς. Τέλος, ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα ίχνη παλαιάς ρευστοποίησης που βρέθηκαν στην διεπιφάνεια της διαρρήξεως, και τα οποία υπονοούν την πιθανότητα κάποιας παλαιότερης σεισμικής διαρρήξεως. Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται σε βάθος 3 m περίπου.

Izmit, Kocaeli, Turkey 1999

Ο εν λόγω σεισμός, όπως ήδη ανεφέρθη είχε μέγεθος $M_w 7.4$ και προεκλήθη από ενεργοποίηση του Βόρειου ρήγματος της Ανατολίας. Το ρήγμα της Βόρειας Ανατολίας στο μεγαλύτερο τμήμα του παρουσιάζεται ως μία τεκτονική γραμμή, συνοδευόμενη από μερικά μικρότερα υποπαράλληλα

ρήγματα. Στο δυτικό του τμήμα όμως, και σε μήκος 650 km, διακλαδίζεται σε περισσότερους κλάδους, εκ των οποίων οι σημαντικότεροι είναι ο βόρειος και ο νότιος. Ο σεισμός του Αυγούστου συνέβη στον πιο βόρειο κλάδο, ο οποίος είναι και ο πιο ενεργός. Ο σεισμός προκάλεσε επιφανειακές διαρρήξεις συνολικού μήκους 110 km, οι οποίες συνέβησαν κυρίως κατά μήκος του ρήγματος, αλλά και σε ένα μέρος ΒΑ-ΝΔ του ρήγματος του Düzce. Οι επιφανειακές διαρρήξεις εκδηλώθηκαν με την μορφή επάλληλων επικαλυπτόμενων ρηγμάτων, παράταξης Α-Δ. Η μέγιστη οριζόντια δεξιόστροφη μετατόπιση έφτασε τα 5 m, σε απόσταση 31 km ανατολικά από το επίκεντρο, η δε μέση μετατόπιση ήταν 2.5 m – 4.5 m. Στην Λίμνη Sapanca η επιφανειακή διάρρηξη μεταπίπτει σε νέα γραμμή.

Η επιφανειακή διάρρηξη εκδηλώνονταν συνήθως σε μια ζώνη πλάτους 5 m – 25 m. Η σεισμική διάρρηξη φαίνεται ότι ακολουθούσε παλαιότερες επιφανειακές διαρρήξεις. Προς τα δυτικά η διάρρηξη διερχόταν τον κολπίσκο του Degirmendere, όπου προκάλεσε καταβύθιση του οικισμού. Στην χερσόνησο Hersek δεν αναφέρθηκε επιφανειακή διάρρηξη, και άρα πιθανολογείται ότι η υποθαλάσσια διάρρηξη σταμάτησε δυτικά του Degirmendere.

1.2.4 Συμπεράσματα από την μελέτη πραγματικών περιστατικών

Κανονικά Ρήγματα (Normal Faults)

Στην κανονικού τύπου διάρρηξη το ανερχόμενο τέμαχος γενικά απέχει της όποιας παραμορφώσεως, η οποία συγκεντρώνεται στο κατερχόμενο. Η γωνία κλίσεως τείνει γενικά να αυξηθεί πλησιάζοντας στην επιφάνεια. Καταρχήν, η κλίση αυξάνεται στην διεπιφάνεια βραχώδους υποβάθρου – εδαφικής αποθέσεως καθώς η διάρρηξη “διαθλάται” περνώντας σε πιο ενδόσιμο μέσο διαδόσεως (έδαφος). Στην συνέχεια η κλίση τείνει να αυξηθεί περαιτέρω, με αποτέλεσμα η διάρρηξη σε κάποιες περιπτώσεις να φτάνει σχεδόν κατακόρυφη στην επιφάνεια. Στο **Σχήμα 1.15** παρουσιάζονται τυπικές μορφές διαδόσεως της κανονικής διαρρήξεως ανάλογα με τις ιδιότητες του εδάφους,

ενώ παράλληλα αναγράφονται και τα πραγματικά περιστατικά στα οποία αντιστοιχούν [Bray, 1990].

Εδαφικά υλικά με υψηλή ενδοσιμότητα και πλασιμότητα, καμπτόμενα πάνω από την διάρρηξη, τείνουν να κατανείμουν την παραμόρφωση σε ευρύτερου πλάτους ζώνες χωρίς την εμφάνιση ξεκάθαραυ αναβαθμού. Στο σημείο όπου μεγιστοποιείται η κάμψη παρουσιάζονται εφελκυστικές ρωγμές. Όταν η κλίση του ρήγματος στο βραχώδες υπόβαθρο είναι σχετικά μικρή και η εδαφική απόθεση σχετικά σφιγρή και ψαθυρή, τείνουν να σχηματισθούν δευτερεύουσες επιφάνειες διαρρήξεως και κατακρημνίσματα βαρύτητας. Τέλος, το μέγεθος της σχετικής μετακινήσεως τείνει να μειωθεί καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, κάτι που ισχύει για όλους τους τύπους διαρρήξεως.

Ανάστροφα Ρήγματα (Reverse Faults)

Στις ανάστροφες διαρρήξεις, αντίθετα με τις κανονικές, το ανερχόμενο τέμαχος είναι αυτό στο οποίο συγκεντρώνεται η παραμόρφωση, η δε γωνία κλίσεως τείνει γενικά να μειωθεί πλησιάζοντας στην επιφάνεια καθώς το ανερχόμενο τέμαχος κάμπτεται επάνω από το κατερχόμενο. Όπως είδαμε, ο σεισμός της Αλάσκας στο Montague Island (1964) αποτελεί εξαίρεση, στον προαναφερθέντα "κανόνα". Αποτελεί το μοναδικό πραγματικό περιστατικό όπου η κλίση ανάστροφου ρήγματος αυξήθηκε διαδιδόμενη προς την επιφάνεια. Όπως επίσης έχει αναφερθεί (βλ. **Σχήμα 1.7**) το φαινόμενο αυτό μπορεί να εξηγηθεί αν η τεκτονική συμπίεση της περιοχής είναι αυξημένη και η κλίση του ρήγματος σχετικά μικρή.

Στο **Σχήμα 1.16** παρουσιάζονται τυπικές μορφές διαδόσεως της ανάστροφης διαρρήξεως ανάλογα με τις ιδιότητες του εδάφους, ενώ παράλληλα αναγράφονται και τα πραγματικά περιστατικά στα οποία αντιστοιχούν [Bray, 1990]. Όπως και στην περίπτωση της κανονικής διαρρήξεως, ενδόσιμα και πλάστιμα εδαφικά υλικά τείνουν να κατανείμουν την παραμόρφωση σε ευρύτερου πλάτους ζώνες, καμπτόμενα πάνω από την διάρρηξη. Στο σημείο μεγιστοποίησεως της κάμψης παρουσιάζονται εφελκυστικές ρωγμές. Επίσης, όπως και στις κανονικές διαρρήξεις το μέγεθος

της σχετικής μετακινήσεως τείνει να μειωθεί καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια.

Ρήγματα Οριζόντιας Διατμήσεως (Strike – Slip Faults)

Τα ρήγματα οριζόντιας διατμήσεως παρουσιάζουν ποιοτικά παρόμοια συμπεριφορά με τα κανονικά και ανάστροφα. Συνήθως η γωνία κλίσεως τους είναι σχεδόν κατακόρυφη, η δε παραμόρφωση συνήθως κατανέμεται εξίσου και στα δύο τεμάχια. Μικρές διαφοροποιήσεις στην διεύθυνση και κλίση του ρήγματος ενδέχεται να περιπλέξουν σημαντικά την επιφανειακή εκδήλωση του. Πολλές φορές παρουσιάζεται διακλάδωση της διαρρήξεως σε πολλές μικρότερες διαρρήξεις καθώς αυτή πλησιάζει στην επιφάνεια : “flowering effect”. Σε άλλες περιπτώσεις παρουσιάζονται δευτερεύουσες διαγώνιες ως προς την κύρια διάρρηξη διατμητικές ρωγμές οι οποίες εκτείνονται αρκετά μακριά από αυτήν. Σε κάποιες περιπτώσεις η κύρια διάρρηξη ενδέχεται να μην εμφανιστεί καν στην επιφάνεια του εδάφους.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.17**, όπου παρουσιάζονται τυπικές μορφές διαδόσεως της κανονικής διαρρήξεως ανάλογα με τις ιδιότητες του εδάφους, αλλά και αναγράφονται πραγματικά περιστατικά στα οποία αντιστοιχούν [Bray, 1990], το προαναφερθέν φαινόμενο του “flowering” παρουσιάζεται σε μαλακά-ενδόσιμα και πλάστιμα εδαφικά υλικά, τα οποία με τον τρόπο αυτόν κατανέμουν την παραμόρφωση σε ευρύτερου πλάτους ζώνες. Αντιθέτως, σε σκληρότερα και ψαθυρότερα εδαφικά υλικά η παραμόρφωση παρουσιάζεται συγκεντρωμένη σε ένα επίπεδο διατμητικής αστοχίας. Τέλος, όπως και στις κανονικές και στις ανάστροφες διαρρήξεις η σχετική μετακίνηση τείνει να μειωθεί καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια.

1.3 Εργαστηριακές Μελέτες και Έρευνες

Πλήθος ερευνητών έχουν ασχοληθεί με την εργαστηριακή προσομοίωση της σεισμικής διαρρήξεως. Ήδη στα τέλεια της δεκαετίας του '50 γεωλόγοι ασχολήθηκαν με την διάδοση της διαρρήξεως διαμέσω βραχωδών υλικών, χρησιμοποιώντας αμμοκιβώτια. Λίγο αργότερα, οι γεωτεχνικοί μηχανικοί

χρησιμοποίησαν τόσο την μέθοδο του αμμοκιβωτίου, όσο και τα πειράματα φυγοκεντριστή προκειμένου να μελετήσουν την διάδοση της διαρρήξεως σε εδαφικά υλικά. Ακολουθεί μια σύντομη αναφορά στις κυριότερες εργαστηριακές έρευνες και στα σημαντικότερα αποτελέσματα και συμπεράσματα τους. Για μια πιο ενδελεχή αναφορά στις εκτελεσθείσες πειραματικές εργασίες ο αναγνώστης παραπέμπεται στην εργασία του Bray [Bray, 1990].

1.3.1 Πειράματα Μικρής κλίμακας (1 g – small scale tests)

Ο **Sanford** [Sanford, 1959] χρησιμοποίησε την πειραματική μέθοδο του αμμοκιβωτίου προκειμένου να προσομοιώσει την διάδοση διαρρήξεως σε ένα υποθετικό στρώμα ιζηματογενούς βράχου. Χρησιμοποίησε τέσσερα διαφορετικά υλικά : (α) άμμο θαλάσσης, (β) μίγμα 85% άμμου θαλάσσης και 15% αργίλου, (γ) χονδρόκοκκη άμμο, και (δ) λεπτόκοκκη άμμο. Παράλληλα μετέβαλε το πάχος του εδαφικού στρώματος από 2.5 cm έως 10 cm (1 – 4 inches). Οι παράμετροι αντοχής προσδιορίστηκαν σε $c < 0.15$ kPa και $\phi = 45^\circ - 58^\circ$, με χρήση πειραματικής μεθόδου. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.18**, η αρχικά κατακόρυφη ανάστροφη διάρρηξη παρουσίαζε καμπύλωση διαδιδόμενη προς την επιφάνεια, όπου η κλίση της παρουσιάζονταν σαφώς μειωμένη. Η παραμόρφωση έτεινε να κατανεμηθεί πιο ομοιόμορφα στην κορυφή του πειραματικού προσομοιώματος, οι δε οριζόντιες μετακινήσεις αυξάνονταν καθώς η διάρρηξη αναδύονταν στην επιφάνεια. Μειώνοντας το πάχος του εδαφικού στρώματος μειώνονταν και η κλίση της διαρρήξεως στην επιφάνεια. Παράλληλα παρατηρούνταν εφελκυστικές ρωγμές στην επιφάνεια οι οποίες μάλιστα εμφανίζονταν ταυτόχρονα με την έναρξη της κυρίως διαρρήξεως. Τα μη συνεκτικά υλικά δεν παρουσίαζαν τέτοιες ρωγμές, στην δε χονδρόκοκκη άμμο η διάρρηξη δεν έφτανε στην επιφάνεια.

Κατά παρόμοιο τρόπο ο **Belousov** [Belousov, 1961] χρησιμοποίησε την πειραματική μέθοδο του αμμοκιβωτίου προκειμένου να προσομοιώσει την διάδοση διαρρήξεως σε βράχο. Ως εδαφικό υλικό χρησιμοποίησε υγρή

αργίλο, άγνωστων κατά τ' άλλα ιδιοτήτων. Στο **Σχήμα 1.19** παρουσιάζονται δύο χαρακτηριστικά αποτελέσματα των πειραμάτων του. Για την προσομοίωση της ανάστροφης και της κανονικής διαρρήξεως χρησιμοποίησε ένα έμβολο το οποίο πιέζονταν προς τα πάνω ή προς τα κάτω, αντιστοίχως. Αν και δεν υπάρχουν αρκετές πληροφορίες για την επαρκή τεκμηρίωση των εν λόγω πειραματικών δεδομένων, η εργασία αυτή αποτελεί μια πρώτη ένδειξη για την διάδοση της διαρρήξεως διαμέσω αργίλου.

Ο **Emmons** [Emmons, 1969] επίσης χρησιμοποίησε την μέθοδο του αμμοκιβωτίου προκειμένου να προσομοιώσει την διάδοση διαρρήξεων οριζόντιας διατμήσεως. Το πάχος της εδαφικής στρώσεως ήταν 36 cm (14 inches), οι ιδιότητες όμως της άμμου που χρησιμοποίησε δεν είναι γνωστές. Αρχικά η διάρρηξη διαδίδονταν κατακόρυφα. Αυξάνοντας την επιβαλλόμενη παραμόρφωση πολλαπλές διακλαδώσεις των διατμητικών επιφανειών αστοχίας σχηματίζονταν (flowering effect). Η παραμόρφωση γενικά έτεινε να είναι συγκεντρωμένη στις επιφάνειες αστοχίας, τα δε ενδιάμεσα τμήματα έτειναν να μετακινούνται σχεδόν σαν στερεά σώματα. Τα "στερεά" αυτά σώματα είχαν καί οριζόντια καί κατακόρυφη μετακίνηση, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται ανυψώσεις και καταβυθίσεις της επιφάνειας. Με ακόμη μεγαλύτερη παραμόρφωση, ίση με 1/8 με 1/2 του ύψους του στρώματος, άρχιζαν να παρουσιάζονται φαινόμενα διακλαδώσεως των διαρρήξεων. Ο Emmons σημείωσε πάντως ότι τα αποτελέσματα του θα πρέπει να αντιμετωπίζονται με προσοχή καθότι προέρχονται από πειράματα μικρής κλίμακας σε μικρές γεωστατικές τάσεις. Στην πραγματικότητα οι επιφάνειες ολισθήσεως θα μπορούσαν να είναι πιο επίπεδες και οι προαναφερθείσες περιπλοκές περιορισμένες.

Ο **Tchalenko** [Tchalenko, 1970] προέβη στην σύγκριση του πειράματος της άμεσης διάτμησης και του πειράματος Riedel με την διάρρηξη οριζόντιας διάτμησης. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.20** η μεν συσκευή οριζόντιας διάτμησης είναι σε τάξη μεγέθους 1 cm, το πείραμα Riedel σε τάξη μεγέθους 10 cm, η δε πραγματική διάρρηξη οριζόντιας διατμήσεως σε τάξη μεγέθους 1 km. Το πείραμα Riedel αφορά την διάτμηση μιας στρώσεως πλάσιμης αργίλου πάχους 1 cm – 10 cm (0.4 – 4 inches). Οι διατμήσεις Riedel (Riedel

shears) είναι ποιοτικά παρόμοιες με το σύστημα διαγώνιων προς την διεύθυνση του ρήγματος διατμητικών ρωγμών (echelon) που παρουσιάζονται στην πραγματικότητα. Η δημιουργία των διατμητικών ρωγμών είναι πανομοιότυπη στην απλή διάτμηση και στο πείραμα Riedel. Οι διατμήσεις Riedel παρουσιάζονται μόλις πριν φτάσει το υλικό στην μέγιστη αντοχή του. Αυξάνοντας την παραμόρφωση οι διατμητικές ρωγμές Riedel αλλάζουν διεύθυνση προσανατολιζόμενες παράλληλα στην κύρια διάρρηξη. Αυξάνοντας ακόμη περισσότερο την παραμόρφωση και φτάνοντας στην παραμένουσα αντοχή του υλικού όλη η παραμόρφωση λαμβάνει χώρα σε ένα μοναδικό επίπεδο διατμητικής διαρρήξεως ευθυγραμμισμένο με την επιβαλλόμενη διάτμηση. Τέλος, ο Tchalenko παρατήρησε ότι το κριτήριο Mohr-Coulomb περιγράφει ικανοποιητικά την συμπεριφορά του υλικού μέχρι το στάδιο της μέγιστης αντοχής. Το εν λόγω κριτήριο προβλέπει ότι οι επιφάνειες αστοχίας Riedel θα σχηματιστούν υπό γωνία $45^\circ - \phi'/2$, κάτι το οποίο ίσχυε για γωνία $\phi' = 23^\circ$ της χρησιμοποιηθείσας αργίλου.

Οι **Duncan & Lefebvre** [Duncan & Lefebvre, 1973] διεξήγαγαν σειρά πειραμάτων μικρής κλίμακας για την διερεύνηση της αλληλεπίδρασης διαρρήξεων οριζόντιας διάτμησης με άκαμπτα εγκιβωτισμένα στο έδαφος σώματα. Η εν λόγω πειραματική διερεύνηση αποτελεί την πρώτη ουσιαστικά μελέτη αλληλεπίδρασης ρήγματος κατασκευής. Η πειραματική διάταξη ήταν παρόμοια με αυτήν του πειράματος Riedel με την διαφορά ότι στην υπό μελέτη άργιλο είχε εγκιβωτιστεί και ένα άκαμπτο σώμα. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.21**, η διάρρηξη φτάνοντας στο άκαμπτο σώμα αλλάζει διεύθυνση ακολουθώντας την "ευκολότερη" οδό, η οποία σίγουρα δεν είναι η διάρρηξη του εγκιβωτισμένου άκαμπτου σώματος. Όπως φαίνεται στο διάγραμμα του ίδιου σχήματος, οι ζώνες ενεργών και παθητικών ωθήσεων γύρω από το άκαμπτο σώμα σχηματίζουν γωνία 45° περίπου με την διεύθυνση της διαρρήξεως. Η ζώνη παθητικών ωθήσεων στο πείραμα γινόταν εμφανής από την ανύψωση της εδαφικής επιφάνειας, η δε ενεργητική από την καταβύθιση της. Οι Duncan & Lefebvre κατέληξαν ότι αν η κατασκευή σχεδιαστεί ώστε να μπορεί να παραλάβει τις ωθήσεις αυτές τότε δεν θα βλαφθεί από την διάρρηξη.

Οι **Friedman et al** [Friedman et al, 1976] διεξήγαγαν σειρά πειραμάτων μικρής κλίμακας για την προσομοίωση της διαδόσεως αναστροφών διαρρήξεων διαμέσω αμμολιθικών και ασβεστολιθικών σχηματισμών. Προκειμένου να αντιμετωπίσουν τις ατέλειες της πειραματικής προσομοίωσης μικρής κλίμακας, εφάρμοσαν ιδιαίτερα υψηλές “γεωστατικές” τάσεις, μέχρι και 200 MPa. Ως υλικό χρησιμοποιήθηκαν αμμώδη και αργιλώδη εδαφικά υλικά. Το ύψος του προσομοιώματος ήταν 1 cm, η δε κλίση της διαρρήξεως κυμαίνονταν από 30° έως 90°. Στο **Σχήμα 1.22** παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του πειραματικού προσομοιώματος για διάφορα επίπεδα επιβαλλομένων παραμορφώσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις η γωνία της διαρρήξεως μειώνονταν με την διάδοση της προς την επιφάνεια. Προκειμένου να φτάσει η διάρρηξη στην επιφάνεια απαιτούνταν κατακόρυφη μετακίνηση ίση με 15% έως 20% του ύψους του δοκιμίου. Σε μεγάλες παραμορφώσεις παρατηρήθηκε δημιουργία κανονικών διαρρήξεων στην ζώνη εφελκυσμού στο ανερχόμενο τέμαχος. Ενδιαφέρον έχει και η παρατήρηση των εν λόγω ερευνητών σχετικά με την δημιουργία εφελκυστικών ρωγμών σε μικροσκοπικό επίπεδο πριν την δημιουργία της μακροσκοπικής επιφάνειας διατμητικής αστοχίας. Οι ρωγμές αυτές οι οποίες ήταν κάθετες στην τελική διατμητική αστοχία υπονοούν ότι το υλικό αρχικά αστοχούσε σε εφελκυσμό.

Ο **Horsfield** [Horsfield, 1977] διεξήγαγε μια σειρά δοκιμών αμμοκιβωτίου προκειμένου να κατανοήσει την τεκτονική συμπεριφορά των κανονικών ρηγμάτων της Βόρειας θάλασσας. Πίστευε ότι ο σχηματισμός, η γεωμετρία, και η θέση των επιφανειακών ρηγμάτων σχετίζονταν με τις μετακινήσεις βαθέων ρηγμάτων. Οι θαλάσσιες αποθέσεις προσομοιώθηκαν με στεγνή καλώς διαβαθμισμένη άμμο μέσης πυκνότητας ($e \approx 0.67$). Προκειμένου να αντιμετωπίσει τα προβλήματα κλίμακας ο Horsfield, βασισμένος στις σχέσεις του Hubbert [Hubbert, 1937], κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η συνοχή πρέπει να υπο-πολλαπλασιαστεί με τον συντελεστή κλίμακας των διαστάσεων του πειραματικού προσομοιώματος, δηλαδή 10^{-4} με 10^{-5} . Έτσι, για την προσομοίωση του πραγματικού βραχώδους μέσου διάδόσεως του οποίου η συνοχή ήταν της τάξεως των 5 MPa, χρησιμοποίησε υλικό συνοχής 0.25 kPa. Στο **Σχήμα 1.23** παρατίθενται

χαρακτηριστικά αποτελέσματα των εν λόγω πειραμάτων για δύο στάδια επιβαλλόμενης παραμόρφωσης. Αρχικά, σε μικρές επιβαλλόμενες σχετικές μετακινήσεις παρατηρούνταν σχηματισμός αλληλο-επικαλυπτόμενων διαρρήξεων οι οποίες αύξαναν την κλίση τους πλησιάζοντας στην επιφάνεια, σε μερικές μάλιστα περιπτώσεις έτειναν να μετατραπούν σε ανάστροφες αναδυόμενες στην επιφάνεια. Σε μεγαλύτερες επιβαλλόμενες παραμορφώσεις σχηματίζονταν πιο ξεκάθαρες επιφάνειες ολισθήσεως. Σε πειράματα με μικρές γωνίες επιβαλλόμενης παραμόρφωσης ($30^\circ - 60^\circ$) παρατηρήθηκε σχηματισμός δευτερευουσών διαρρήξεων και κατακρημνισμάτων βαρύτητας.

Οι **Walters & Thomas** [Walters & Thomas, 1982] διεξήγαγαν πειράματα μικρής κλίμακας για την προσομοίωση της διάδοσης ανάστροφης διαρρήξεως σε κοκκώδες υλικό. Χρησιμοποίησαν στρώση ομοιόμορφα διαβαθμισμένης άμμου (μέγεθος κόκκου $0.3 - 0.6 \text{ mm}$) ύψους 24 cm . Αρχικά, για μικρές επιβαλλόμενες κατακόρυφες ανυψώσεις παρατηρούνταν διατμητική διάρρηξη η οποία όμως δεν έφτανε στην επιφάνεια του προσομοιώματος. Αυξάνοντας την επιβαλλόμενη παραμόρφωση η διάρρηξη διαδίδονταν καμπύσιμη προς την επιφάνεια μειώνοντας αισθητά την κλίση της. Σε ακόμη μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις παρατηρούνταν η δημιουργία δεύτερης διατμητικής διαρρήξεως η οποία ήταν σχεδόν κατακόρυφη. Περαιτέρω παραμόρφωση προκαλούσε ολισθήση κατά μήκος τις κατακόρυφης επιφάνειας ολισθήσεως. Χαρακτηριστικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.24**.

Η εργασία των **Lade & Cole** [Lade & Cole, 1984] αποτελεί μια από τις πλέον ολοκληρωμένες διερευνήσεις σχετικά με την διάδοση σεισμικών διαρρήξεων διαμέσω κοκκώδους υλικού. Σκοπός τους ήταν η κατανόηση της μηχανικής του φαινομένου και η διερεύνηση της επιρροής των παραμέτρων αντοχής (γωνία εσωτερικής τριβής ϕ) και των κινηματικών χαρακτηριστικών (γωνία διασταλτικότητας ψ). Διεξήγαγαν πλήθος πειραμάτων μικρής κλίμακας με την διαδεδομένη μέθοδο του αμμοκιβωτίου. Χρησιμοποίησαν πυκνή ομοιόμορφα διαβαθμισμένη άμμο με $\phi = 58^\circ$ και $\psi = 30^\circ$, και ένα μίγμα της άμμου αυτής με σφαιρίδια πολυστυρενίου, με $\phi = 30^\circ$ και $\psi = 0^\circ$. Το ύψος της εδαφικής στρώσεως των πειραμάτων ήταν 40 cm , προσομοιώθηκαν δε και ανάστροφες και κανονικού τύπου διαρρήξεις. Οι κανονικές διαρρήξεις έφταναν

στην επιφάνεια με επιβαλλόμενες παραμορφώσεις 1% έως 3% του ύψους της στρώσεως, οι δε ανάστροφες απαιτούσαν μεγαλύτερες παραμορφώσεις, οι οποίες κυμαίνονταν από 2% έως 4%. Στην χαλαρή άμμο (μίγμα με σφαιρίδια πολυστυρενίου) οι επιφάνειες αστοχίας ήταν πιο διάχυτες και παρουσιάζονταν κάμψη του εδαφικού υλικού επάνω από αυτήν. Από την στιγμή όμως που η διατμητική διάρρηξη έφτανε στην επιφάνεια, μεγάλο μέρος της επιπλέον παραμορφώσεως εκδηλώνονταν ως ολίσθηση στην διάρρηξη.

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων συνοψίζονται στα **Σχήματα 1.25** και **1.26**. Όλες οι διαρρήξεις κάμπτονται πάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, οι δε κανονικές διαρρήξεις ακολουθούν σχεδόν την ίδια γραμμή διαδόσεως, ανεξάρτητα από την κλίση της επιβαλλόμενης διαφορικής μετακινήσεως. Οι ανάστροφες διαρρήξεις παρουσίαζαν μείωση της κλίσεως της διαρρήξεως διαδιδόμενες προς την επιφάνεια, οι δε κανονικές μείωση. Οι τελευταίες, σε όλες τις περιπτώσεις αναδύονταν στην επιφάνεια με την μορφή ανάστροφων διαρρήξεων. Αυτό σύμφωνα με τους Lade & Cole συμφωνεί, ποιοτικά τουλάχιστον, με την περίπτωση του Hebgen Lake (Μοντάνα, 1959). Τα πειραματικά αυτά δεδομένα χρησιμοποιήθηκαν για την δημιουργία ενός θεωρητικού σπειροειδούς λογαριθμικού μοντέλου, το οποίο απαιτεί ως δεδομένα : την γωνία κλίσεως της διάρρηξης, το ύψος της εδαφικής στρώσεως, και την γωνία διασταλτικότητας του υλικού. Οι Lade & Cole κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι μόνον τα κινηματικά χαρακτηριστικά, η γωνία διασταλτικότητας δηλαδή, καθορίζουν την μορφή της διαδόσεως της διάρρηξης. Με βάση το συμπέρασμα αυτό, πιστεύοντας ότι οι παράμετροι αντοχής δεν επηρεάζουν την διάδοση, οι εν λόγω ερευνητές θεώρησαν ότι τα αποτελέσματα των πειραμάτων τους, τα οποία εκτελέστηκαν με μικρές "γεωστατικές" τάσεις (1 g), είναι εφαρμόσιμα στην πραγματικότητα. Αν όμως η εδαφική στρώση είναι σχετικά ρηχή και συνεκτική, προειδοποίησαν ότι μπορεί να συμπεριφέρεται ως δοκός αστοχώντας σε εφελκυσμό.

Ο **Bray** [Bray, 1990; Bray et al, 1994] διεξήγαγε σειρά πειραμάτων μικρής κλίμακας για την προσομοίωση της διάδοσης κανονικών και ανάστροφων σεισμικών διαρρήξεων διαμέσω πλήρως κορεσμένων συνεκτικών (αργιλικών) υλικών. Ο αντικειμενικός σκοπός της εν λόγω έρευνας ήταν η κατανόηση της συμπεριφοράς του αργιλικού πυρήνα χωμάτων

φραγμάτων υποβαλλομένων σε σεισμική διάρρηξη. Σύμφωνα με τον Bray, αν και τα πειράματα προηγούμενων ερευνών σε κοκκώδη εδάφη έδιναν σημαντικές πληροφορίες, η εφαρμοσιμότητα των αποτελεσμάτων τους στην περίπτωση συνεκτικών (αργιλικών) υλικών ήταν αμφισβητήσιμη. Ως υλικό χρησιμοποιήθηκε μίγμα 3:1 καολινίτη – μοντοριλονίτη το οποίο παρουσίαζε μικρό βαθμό στερεοποίησης, ικανοποιητική σχέση τάσεων–παραμορφώσεων, και μπορούσε να αναμιχθεί σε διάφορα ποσοστά υγρασίας. Μεταβάλλοντας το ποσοστό υγρασίας ήταν δυνατή η επίτευξη μεγάλου εύρους αστράγγιστων διατμητικών αντοχών. Πιο συγκεκριμένα, μεταβάλλοντας το ποσοστό υγρασίας από 230% σε 80% παρήγαγε αργιλικά υλικά αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 0.1 \text{ kPa}$ και 5 kPa , αντιστοίχως. Ο Bray εξετέλεσε δοκιμές άμεσης διάτμησης (σε μεγάλες συσκευές $30 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$) προκειμένου να μελετήσει τις σχέσεις τάσεων–παραμορφώσεων της αργίλου για διάφορα ποσοστά υγρασίας. Χαρακτηριστικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.27**. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται διαφορά της τάξεως του 15% με 25% ανάμεσα στην αρχική και την παραμένουσα αντοχή της αργίλου (strain softening).

Σε “δοκιμαστικά” πειράματα με ποσοστό φυσικής υγρασίας της τάξεως του 200% και μικρή αστράγγιστη διατμητική αντοχή το υλικό παρουσίαζε συμπεριφορά “ρευστού” ρέοντας γύρω από την βάση του αμμοκιβωτίου. Αυτό οδήγησε στην χρήση μιγμάτων φυσικής υγρασίας 100% με 150%, τα οποία παρουσίαζαν ικανοποιητική συμπεριφορά, η δε αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u κυμαίνονταν από 1 kPa έως 3 kPa . Δεδομένου του ύψους της εδαφικής στρώσεως των πειραμάτων ($\approx 30 \text{ cm}$) η πειραματική προσομοίωση μπορούσε να θεωρηθεί ρεαλιστική για πραγματικές αργιλικές στρώσεις πάχους $15 \text{ m} - 60 \text{ m}$, και $S_u = 100 \text{ kPa} - 200 \text{ kPa}$. Προκειμένου να διερευνηθεί περισσότερο η συμπεριφορά των μιγμάτων της αργίλου διενεργήθηκε σειρά δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης. Το μίγμα με ποσοστό φυσικής υγρασίας 130% ανέπτυξε συστηματικά αστράγγιστη διατμητική αντοχή η οποία κυμαίνονταν από 1.5 kPa έως 1.75 kPa , αστοχούσε δε σε παραμόρφωση 10% - 12%. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.28** η παραμόρφωση αστοχίας αυξάνεται με το πέρας του χρόνου (από την δημιουργία του δοκιμίου μέχρι την δοκιμή). Η παραπάνω παρατήρηση χρησιμοποιήθηκε προκειμένου

να διερευνηθεί η επιρροή της παραμόρφωσης αστοχίας στην διάδοση της διαρρήξεως.

Ο Bray διεξήγαγε 11 πειράματα συνολικά, τα οποία περιελάμβαναν κανονική και ανάστροφη διάρρηξη, με γωνίες κλίσεως 90° και 60° , και με πάχος εδαφικής στρώσεως το οποίο κυμαίνονταν από 16 cm έως 25 cm. Το ποσοστό φυσικής υγρασίας κυμαίνονταν από 130% έως 136%, η δε S_u από 1.5 kPa έως 1.6 kPa. Εκτός από δύο πειράματα τα οποία διεξήχθησαν με βραδεία επιβολή της παραμορφώσεως (30 sec – 60 sec), όλες οι δοκιμές εκτελέστηκαν με ταχεία επιβολή (120 sec – 180 sec). Η παραμόρφωση αστοχίας ϵ_f κυμαίνονταν από 6.5% έως 15%. Στα **Σχήματα 1.29** και **1.30** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα των διενεργηθέντων πειραμάτων. Σε όλα τα πειράματα αρχικά παρουσιάζονταν συσσώρευση παραμορφώσεων στο ανερχόμενο τέμαχος, με την αύξηση όμως της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης οι κινηματικές παράμετροι άρχιζαν να παίζουν σημαντικότερο ρόλο διαδίδοντας την διάρρηξη μέχρι την επιφάνεια. Η κύρια διάρρηξη αρχικά διαδιδόταν με περίπου την ίδια γωνία, τελικά όμως κάμπτονταν επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, κάτι που στις μεν ανάστροφες διαρρήξεις μεταφράζεται σε αύξηση της κλίσης, στις δε κανονικές σε μείωση.

Σε πολλά πειράματα παρατηρήθηκαν σχεδόν οριζόντιες ρωγμές, κάθετες στις κύριες διαρρήξεις, οι οποίες μάλιστα σχηματίζονταν πριν καν η κύρια διάρρηξη φτάσει στην επιφάνεια. Ο Bray θεώρησε ιδιαίτερα σημαντική την παρατήρηση αυτή για την περίπτωση των φραγμάτων καθότι θα μπορούσε να προκαλέσει διαρροές. Σημαντική είναι και η παρατήρηση ότι ο ρυθμός διαδόσεως της διαρρήξεως εξαρτάται από την παραμόρφωση αστοχίας της αργίλου. Η κανονικοποιημένη απαιτούμενη μετακίνηση (επιβαλλόμενη κατακόρυφη μετακίνηση / πάχος στρώσεως) που απαιτείται για την διάδοση της διαρρήξεως στην επιφάνεια ήταν της τάξεως του 6% για άργιλο με $\epsilon_f \approx 6\%$ και έφτανε μέχρι και σε 12% για $\epsilon_f \approx 15\%$. Αξίζει τέλος να παρατηρηθεί ότι στην περίπτωση της ανάστροφης διαρρήξεως με κλίση 60° παρατηρείται αρχικά μια μικρή αύξηση της κλίσεως λόγω διάθλασης, η οποία ακολουθείται από μείωση κοντά στην επιφάνεια.

1.3.2 Πειράματα σε Φυγοκεντριστή

Οι **Roth, Scott, and Austin** [Roth, Scott, and Austin, 1981] ήταν οι πρώτοι (και μοναδικοί μέχρι σήμερα) ερευνητές οι οποίοι προέβησαν στην διεξαγωγή πειραμάτων με την χρήση φυγοκεντριστή για την προσομοίωση της διάδοσης ανάστροφων σεισμικών διαρρήξεων. Τα αποτελέσματα των διενεργηθέντων πειραμάτων χρησιμοποιήθηκαν για τον έλεγχο και επαλήθευση ενός αριθμητικού προσομοιώματος. Το όλο ερευνητικό πρόγραμμα αφορούσε την μελέτη της διαδόσεως σεισμικών διαρρήξεων διαμέσω αλλουβιακών αποθέσεων στο Point Conception της California, ως μέρος της γεωσεισμικής έρευνας για την μελέτη και κατασκευή τερματικής εγκαταστάσεως φυσικού αερίου (LNG). Αναγνωρίζοντας τα προβλήματα των πειραμάτων μικρής κλίμακας (1 g) οι Roth, Scott, and Austin διεξήγαγαν τα πειράματα τους με την χρήση φυγοκεντριστή. Ο χρησιμοποιηθείς φυγοκεντριστής είχε ικανότητα περιστροφής με επιτάχυνση 150 g [Dames & Moore, 1980]. Ανάλογα με την εφαρμοζόμενη φυγόκεντρη επιτάχυνση αλλάζει η συνεισφορά της συνοχής και της γωνίας τριβής του χρησιμοποιούμενου εδαφικού υλικού. Έτσι, σε μεγάλες επιταχύνσεις η συμπεριφορά του υλικού εξαρτάται κυρίως, έως και απολύτως, από την γωνία εσωτερικής τριβής. Αντιθέτως σε μικρές επιταχύνσεις (1 g) η συμπεριφορά κυριαρχείται από τα χαρακτηριστικά συνοχής.

Προσομοιώθηκε στρώση πραγματικού πάχους 9 m η οποία υπεβλήθη σε κατακόρυφη μετακίνηση 1.2 m. Όλα τα πειράματα διενεργήθηκαν με επιτάχυνση 50 g, με την εξαίρεση ενός το οποίο έγινε στα 10 g. Χρησιμοποιήθηκαν τρία διαφορετικά εδαφικά υλικά : (α) χαλαρή άμμος ($\gamma_d = 14.1 \text{ kN/m}^3$), (β) πυκνή άμμος ($\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3$), και (γ) η λεπτόκοκκη ιλυώδης άμμος από την τοποθεσία του έργου ($c = 50 \text{ kPa}$, $\phi = 32^\circ$). Προκειμένου να εξετασθεί η επιρροή της αδράνειας στην διάδοση της διαρρήξεως, η επιβολή της υπό γωνίαν 45° ανάστροφης διάρρηξης έγινε : (i) με ταχεία επιβολή (εντός 0.01 sec), και (ii) με βραδεία επιβολή (εντός 5 sec). Το βάρος του δοκιμίου, σε συνθήκες φυγόκεντρης επιτάχυνσης 50 g, ήταν τόσο μεγάλο που καθιστούσε την επιβολή διαφορικής ανύψωσης πρακτικά αδύνατη. Για τον λόγο αυτόν η ανάστροφη διάρρηξη προσομοιώθηκε με βύθιση του κατερχόμενου τεμάχους.

Στο **Σχήμα 1.31** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα των εν λόγω πειραμάτων. Όλα τα πειράματα της άμμου παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά. Σε όλες τις περιπτώσεις η διάρρηξη καμπτόμενη επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος μείωνε την κλίση της διαδιδόμενη προς την επιφάνεια. Η επιφάνεια της διαρρήξεως παρουσιάζονταν πιο ξεκάθαρη στην πυκνή άμμο απ' ότι στην χαλαρή. Επίσης, η τελική κλίση της διαρρήξεως στην επιφάνεια ήταν μικρότερη στην πυκνή άμμο, απ' ότι στην χαλαρή, η δε ταχεία εφαρμογή της παραμορφώσεως έτεινε να προκαλεί λιγότερο ξεκάθαρους αναβαθμούς και διάδοση της διαρρήξεως με μεγαλύτερη τελική κλίση. Η συνεκτική ιλυώδης άμμος συμπεριφέρθηκε διαφορετικά. Στα πειράματα με επιπάχυνση 50 g η επιφάνεια κάμπτονταν αρκετά προτού η διάρρηξη φτάσει στην επιφάνεια, η δε κλίση της μειώνονταν σημαντικά. Στα πειράματα με 10 g, τα οποία αντιστοιχούσαν σε πραγματικό πάχος εδαφικού υλικού 1.2 m και επιβαλλόμενη κατακόρυφη μετακίνηση 16 cm, η διάδοση της διαρρήξεως ήταν αρκετά διαφορετική. Παρουσιάστηκαν δύο ξεκάθαρες διαρρήξεις, μια με μικρή κλίση και μια σχεδόν κατακόρυφη. Και οι δύο έτειναν να αυξήσουν ελαφρώς την κλίση τους διαδιδόμενες προς την επιφάνεια, κάτι που έρχεται σε αντίθεση με την επικρατούσα αντίληψη για την διάδοση ανάστροφων διαρρήξεων, αλλά συμφωνεί με την περίπτωση Montague Island της Αλάσκα, αλλά και με την θεώρηση των Prucha, Graham & Nickelsen [Prucha, Graham & Nickelsen, 1965] για ανάστροφη διάρρηξη με σχετικά μικρή αρχική γωνία κλίσεως και δεσπίζουσα την οριζόντια συμπίεση.

1.3.3 Συμπεράσματα από την μελέτη Εργαστηριακών Ερευνών

Όπως είδαμε, πλήθος ερευνητών (τόσο γεωλόγων όσο και γεωτεχνικών) έχουν εκτελέσει εργαστηριακές δοκιμές για την προσομοίωση της διαδόσεως σεισμικών διαρρήξεων. Δεδομένης της πολυπλοκότητας του φαινομένου είναι τουλάχιστον εντυπωσιακή η, ποιοτική τουλάχιστον, συμφωνία των αποτελεσμάτων των διάφορων εργαστηριακών προσομοιώσεων με τα πραγματικά περιστατικά. Οι παράμετροι που επηρεάζουν την διάδοση της διαρρήξεως περιλαμβάνουν : (i) τον τύπο της διαρρήξεως (κανονική, ανάστροφη, ή οριζόντιας διατμήσεως), (ii) την γωνία κλίσεως της διαρρήξεως,

(iii) τις παραμέτρους αντοχής του μέσου διαδόσεως (γωνία εσωτερικής τριβής ϕ και συνοχή c), (iv) τα κινηματικά χαρακτηριστικά του μέσου διαδόσεως (γωνία διασταλτικότητας ψ), και (v) την αρχική εντατική κατάσταση (γεωστατικές τάσεις, K_0).

Μέχρι σήμερα δεν έχει ακόμη επέλθει συμφωνία ανάμεσα στους ενασχολούμενους με το φαινόμενο ερευνητές ως προς το ποίοι από τους προαναφερθέντες παράγοντες είναι οι σημαντικότεροι. Όπως είδαμε, οι Lade & Cole [Lade & Cole, 1984], εκτελώντας πειράματα μικρής κλίμακας σε άμμους, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η διάδοση της διαρρήξεως εξαρτάται μόνον από την γωνία διασταλτικότητας (ως προς τις παραμέτρους που αφορούν τις ιδιότητες του υλικού), ενώ η γωνία εσωτερικής τριβής δεν παίζει κανέναν ρόλο. Επιπλέον δε, στις κανονικές διαρρήξεις ακόμη και η κλίση της διαρρήξεως έπαιζε μικρό ρόλο στην τελική θέση αναδύσεως της διάρρηξης. Μάλιστα, σχεδόν όλες οι κανονικές διαρρήξεις (ανεξαρτήτως γωνίας) αναδύονταν στην επιφάνεια με την μορφή ανάστροφων διαρρήξεων (αντιστροφή της κλίσης), κάτι που δεν συμβαίνει γενικά στην φύση. Η περίπτωση του Montague Island της Αλάσκα, η οποία συμφωνεί μεν ποιοτικά με τα πειράματα των Lade & Cole, αποτελεί όμως μάλλον την εξαίρεση παρά τον κανόνα στην πραγματικότητα.

Εδώ, θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα εν λόγω πειράματα, τα οποία αποτελούν την λεπτομερέστερη μέχρι σήμερα ανάλυση του φαινομένου της διάδοσης κανονικών και ανάστροφων διαρρήξεων, έγιναν σε μικρή κλίμακα (1 g) και άρα η προσομοίωση της αρχικής εντατικής κατάστασης δεν ήταν ακριβής. Η συμπεριφορά των αμμοδών υλικών εξαρτάται άμεσα από την εντατική κατάσταση, τις γεωστατικές τάσεις δηλαδή. Στα πειράματα μικρής κλίμακας οι όποιες αρχικές γεωστατικές τάσεις προκαλούνται από τα μόλις μερικά cm της εδαφικής στρώσης του αμμοκιβωτίου, σε αντίθεση με τα δεκάδες ή εκατοντάδες m της φυσικής πραγματικότητας. Είναι φυσικό λοιπόν, εκτελώντας τα πειράματα με πρακτικά μηδενικές αρχικές τάσεις η γωνία εσωτερικής τριβής να μην παίζει σημαντικό ρόλο, ιδίως μάλιστα στην περίπτωση κανονικών διαρρήξεων όπου η το πεδίο των επιβαλλομένων τάσεων είναι εφελκυστικού χαρακτήρα. Το ίδιο ισχύει βέβαια και για τα αποτελέσματα άλλων ερευνητών που έχουν ασχοληθεί με την μελέτη διάδοσης διαρρήξεων σε άμμο [Sanford, 1959; Walters & Thomas, 1982 ;

Emmons, 1969]. Στις ανάστροφες διαρρήξεις, όπου ενεργοποιούνται οι παθητικές ωθήσεις, ενδέχεται η πειραματική προσομοίωση μικρής κλίμακας να είναι ρεαλιστικότερη.

Τα αποτελέσματα πειραμάτων διαρρήξεως συνεκτικών υλικών, ακόμη και σε μικρή κλίμακα (1 g), θα μπορούσαν να θεωρηθούν ως μια ρεαλιστική προσομοίωση της πραγματικότητας. Δεδομένου ότι η συνοχή δεν εξαρτάται από τις γεωστατικές τάσεις, αν τηρηθούν οι κανόνες κλίμακας ($S_{u, \text{πειράματος}} = S_{u, \text{πραγματικότητας}} / n$, όπου n = κλίμακα του προσομοιώματος – π.χ. : αν το μοντέλο είναι 100 φορές μικρότερο από την πραγματικότητα, και $S_{u, \text{πραγματικότητας}} = 100 \text{ kPa}$, τότε το πειραματικό προσομοίωμα πρέπει να έχει $S_{u, \text{πειράματος}} = 100 / 100 = 1 \text{ kPa}$) τότε η προσομοίωση μπορεί να θεωρείται ακριβής. Τα πειράματα του Bray [Bray, 1990, Bray et al, 1994] έδειξαν ότι η διάδοση της διαρρήξεως εξαρτάται και από την παραμόρφωση αντοχής της αργίλου. Προκειμένου να φτάσει η διάρρηξη στην επιφάνεια βρέθηκε ότι απαιτείται η επιβολή διαφορικής μετακίνησης από 5% έως 16 %, ανάλογα με την παραμόρφωση αντοχής της αργίλου. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων προγενέστερων ερευνητών [Belouson, 1961; Tchalenko, 1970 ; Duncan & Lefebvre, 1973 ; Friedman et al, 1976] οι οποίοι ασχολήθηκαν με την προσομοίωση διαρρήξεων σε βράχο, χρησιμοποιώντας αργιλικά υλικά και τηρώντας τους κανόνες κλίμακας, μπορούν επίσης να θεωρούνται ποιοτικώς “ακριβή”.

Τα προβλήματα αυτά των πειραμάτων μικρής κλίμακας επιλύονται με την χρήση φυγοκεντριστή. Όπως είδαμε, μέχρι σήμερα μόνον οι Roth, Scott, and Austin [Roth, Scott, and Austin, 1981] έχουν διεξαγάγει πειράματα με χρήση φυγοκεντριστή για την προσομοίωση της διαδόσεως σεισμικών διαρρήξεων. Μεταξύ άλλων, οι Roth, Scott, and Austin κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η ταχεία επιβολή της παραμόρφωσης οδηγεί σε λιγότερο ξεκάθαρες διαρρήξεις απ’ ότι η βραδεία. Ενθαρρυντικό είναι το γεγονός ότι τα αποτελέσματα των μοναδικών αυτών πειραμάτων φυγοκεντριστή συμφωνούν σε γενικές γραμμές με τα πειράματα μικρής κλίμακας. Δυστυχώς, οι ανωτέρω ερευνητές δεν ασχολήθηκαν με την προσομοίωση κανονικών διαρρήξεων αλλά μόνον ανάστροφων, κι έτσι δεν υπάρχει “αντίλογος” στα πειράματα μικρής κλίμακας και κανονικής διάρρηξης.

Γενικά, όλα τα πειράματα συμφωνούν ως προς την μεταβολή της κλίσεως της διαρρήξεως καθώς αυτή διαδίδεται προς την επιφάνεια. Όλα τα πειράματα έχουν δείξει ότι στις κανονικές διαρρήξεις η γωνία κλίσεως τείνει γενικά να αυξηθεί πλησιάζοντας στην επιφάνεια. Σε πρώτη φάση, η κλίση αυξάνεται στην διεπιφάνεια βραχώδους υποβάθρου – εδαφικής αποθέσεως καθώς η διάρρηξη “διαθλάται” περνώντας σε πιο ενδόσιμο μέσο διαδόσεως (έδαφος), ενώ στην συνέχεια η κλίση αυξάνεται περαιτέρω. Στις ανάστροφες διαρρήξεις, αντίθετα με τις κανονικές, η γωνία κλίσεως παρουσιάζει μείωση πλησιάζοντας στην επιφάνεια, καθώς το ανερχόμενο τέμαχος κάμπτεται επάνω από το κατερχόμενο. Στις κανονικές διαρρήξεις απαιτείται μικρότερη παραμόρφωση προκειμένου να φτάσει η διάρρηξη στην επιφάνεια, απ’ ότι στις ανάστροφες. Τέλος, στα πειράματα προσομοίωσης ρηγμάτων οριζόντιας διατμήσεως, η γωνία κλίσεως παρουσιάζονταν κατακόρυφη. Με την αύξηση της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης παρατηρούνταν σε κάποια πειράματα πολλαπλές διακλαδώσεις των επιφανειών αστοχίας σχηματίζονταν (flowering effect) [Emmons, 1969].

1.4 Αριθμητικές Προσομοιώσεις

1.4.1 Πεπερασμένα Στοιχεία

Οι **Duncan & Lefebvre** [Duncan & Lefebvre, 1973] σε συνδυασμό με τα προαναφερθέντα πειράματα μικρής κλίμακας για την διερεύνηση της αλληλεπίδρασης διαρρήξεων οριζόντιας διάτμησης με άκαμπτα εγκιβωτισμένα στο έδαφος σώματα, προέβησαν και στην αριθμητική προσομοίωση του φαινομένου. Χρησιμοποίησαν την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method - FEM), για την περιγραφή δε της συμπεριφοράς του εδαφικού υλικού έκαναν χρήση του σε συνδυασμό με το καταστατικό μη-γραμμικό υπερβολικό προσομοίωμα των Duncan & Chang [Duncan & Chang, 1970]. Η κυλινδρική άκαμπτη κατασκευή είχε διάμετρο 54 m και ήταν εγκιβωτισμένη σε βάθος 24 m εντός στρώσεως άμμου, πυκνής ή χαλαρής, συνολικού βάθους 60 m. Η ουδέτερη εδαφική ώθηση ελήφθη ίση με $K_0 = 0.5$,

στα δε σύνορα του αριθμητικού προσομοιώματος δεν επιτρέπονταν ολίσθηση. Διεξήγαγαν αναλύσεις με την παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain) και άλλες με παραδοχή επίπεδης έντασης (plane stress) επί οριζοντίων επιπέδων, τα οποία περιελάμβαναν το έδαφος και την κυλινδρική κατασκευή.

Αν και η διάρρηξη οριζόντιας διάτμησης είναι γενικά τρισδιάστατο πρόβλημα, θεωρώντας την διάδοση της κατακόρυφης και αγνοώντας την καθ' ύψος διαφοροποίηση της αλληλεπίδρασης με την εγκιβωτισμένη κατασκευή, η θεωρήση επίπεδης παραμόρφωσης δεν είναι και πολύ μακριά από την πραγματικότητα. Πράγματι, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων έδειξαν η προσομοίωση συμφωνούσε ικανοποιητικά με τα πειράματα. Στο **Σχήμα 1.32** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα για χαλαρή άμμο. Εμφανής είναι η μετάβαση από το καθεστώς ουδέτερων ωθήσεων (κατάσταση K_0) στην ενεργοποίηση των παθητικών – K_p , αυξανόμενης της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης. Ενδιαφέρουσα είναι και η ανάπτυξη των μέγιστων ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων υπό γωνία 45° ως προς την διεύθυνση της διαρρήξεως, κάτι το οποίο συμφωνεί με τα αποτελέσματα των πειραμάτων. Η χαλαρή άμμος υπέβαλλε την κατασκευή σε πολύ μικρότερες ωθήσεις, απ' ό,τι η πυκνή. Σύμφωνα με τον Bray [Bray, 1990] η εν λόγω εργασία απέδειξε ότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, σε συνδυασμό με καταστατικό προσομοίωμα το οποίο περιγράφει ικανοποιητικά την μη-γραμμική συμπεριφορά του υλικού, μπορεί να εφαρμοστεί επιτυχώς για την συγκεκριμένη κατηγορία προβλημάτων.

Οι **Scott & Schoustra** [Scott & Schoustra, 1974] διεξήγαγαν αριθμητικές αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να προσομοιώσουν την διάδοση κανονικού κατακόρυφου ρήγματος διαμέσω αλλουβιακών αποθέσεων πάχους 800 m. Το πλάτος του προσομοιώματος ήταν 9000 m. Ως καταστατικός νόμος συμπεριφοράς του υλικού χρησιμοποιήθηκε ελαστοπλαστικό – ιδεωδώς πλαστικό μοντέλο το οποίο χρησιμοποιούσε τροποποιημένο κριτήριο Von Mises, το δε μέτρο ελαστικότητας της αλλουβιακής στρώσεως θεωρήθηκε γραμμικώς αυξανόμενο με το βάθος. Σκοπός της ανάλυσης ήταν η εύρεση της απαιτούμενης ρηγματικής μετακίνησης για την διάδοση της διαρρήξεως στην

επιφάνεια. Το ερώτημα ήταν ιδιαίτερα κρίσιμο για τον σχεδιασμό ενός εργοστασίου πυρηνικής ενέργειας. Οι αναλύσεις έδειξαν ότι χρειαζόνταν 50 m επιβαλλόμενης μετακίνησης, ήτοι 6% του πάχους της αλλουβιακής στρώσεως, προκειμένου η διάρρηξη να διαδοθεί στην επιφάνεια. Αν και το αποτέλεσμα αυτό δεν μπορεί να θεωρηθεί εξωπραγματικό, όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.33** η διάρρηξη κάμπτονταν πάνω από το ανερχόμενο τέμαχος μειώνοντας την κλίση της, κάτι το οποίο αντιτίθεται και στα πραγματικά περιστατικά και στα πειραματικά δεδομένα. Επιπλέον, οι εν λόγω ερευνητές κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η σημαντικού εύρους ζώνη παραμόρφωσης στην πραγματικότητα θα αντιστοιχούσε σε μια λεπτή ζώνη διαρρήξεως. Αξίζει να παρατηρηθεί ότι η διακριτοποίηση του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων, με μόλις 8 στοιχεία καθ' ύψος, ήταν τόσο αραιή καθιστώντας πρακτικά αδύνατη την συγκέντρωση της παραμορφώσεως σε λεπτές ζώνες διαρρήξεως. Θα πρέπει βέβαια να σημειωθεί ότι με την διαθέσιμη υπολογιστική ισχύ του 1974 η χρήση πυκνότερων δικτύων ήταν μάλλον πρακτικά αδύνατη.

Οι **Reddy, Stein & Wickham** [Reddy, Stein & Wickham, 1982] επίσης χρησιμοποίησαν την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση κανονικών διαρρήξεων βραχωδών υλικών. Η μέθοδος τους έκανε χρήση ενός πρωτοποριακού καταστατικού προσομοιώματος το οποίο βασίζονταν στην παραδοχή ότι το βραχώδες υλικό συμπεριφέρεται ως βισκώδες ασυμπίεστο ρευστό. Το προσομοίωμα τους ήταν διδιάστατο και περιελάμβανε επάλληλες στρώσεις μιας στρωματογραφικής τομής του Wyoming. Το ιξώδες των βραχωδών στρώσεων κυμαίνονταν από 1.6×10^{20} έως 7.5×10^{20} poises. Όταν ανιχνεύονταν αστοχία του υλικού, εφαρμόζοντας το κριτήριο Mohr-Coulomb, το ιξώδες μειώνονταν στο 1/100 της αρχικής του τιμής. Το πάχος του μοντέλου ήταν 5.5 km, το δε πλάτος του 25 km. Στο **Σχήμα 1.34** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων. Παρατηρείται κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, με συνεπαγόμενη αύξηση της γωνίας κλίσεως της διάρρηξης, και δημιουργία μιας μικρού πλάτους εφελκυστικής ζώνης αστοχίας επί του ανερχόμενου τεμάχους και λίγο πιο πίσω από την κύρια διάρρηξη. Περίπου 1700 m επιβαλλόμενης μετακίνησης, ήτοι 31% του πάχους της βραχώδους

στρωματογραφίας, ήταν απαραίτητα προκειμένου η διάρρηξη να διαδοθεί στην επιφάνεια.

Όπως είδαμε, οι **Walters & Thomas** [Walters & Thomas, 1982] διεξήγαγαν πειράματα μικρής κλίμακας για την προσομοίωση της διάδοσης ανάστροφης διαρρήξεως σε κοκκώδες υλικό. Τα πειράματα αυτά χρησιμοποιήθηκαν για την επαλήθευση ενός “σοφιστευμένου” προοδευτικής αστοχίας (incremental) μη-γραμμικού καταστατικού προσομοιώματος το οποίο εφάρμοζε το κριτήριο διαρροής Drucker-Prager. Το καταστατικό προσομοίωμα περιελάμβανε μεταβλητό μη-συσχετισμένο νόμο διαρροής σε συνδυασμό με χαλάρωση της γωνίας τριβής. Με τον συσχετισμένο νόμο διαρροής, η διασταλτικότητα παρουσιάζει αυξητικές τάσεις ακόμη και μετά την αστοχία του υλικού, κάτι το οποίο αντιτίθεται στα αποτελέσματα πειραμάτων σύμφωνα με τα οποία η διασταλτικότητα μειώνεται μετά την αστοχία. Οι Walters & Thomas διεξήγαγαν αναλύσεις και με συσχετισμένο νόμο διαρροής, και με τον μεταβλητό μη-συσχετισμένο νόμο. Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 1.35**, ενώ και στις δύο περιπτώσεις η αριθμητική ανάλυση προσομοιώνει σωστά την αρχική διάρρηξη, μόνο με την χρήση του μεταβλητού μη-συσχετισμένου νόμου διαρροής εμφανίζεται η δευτερεύουσα σχεδόν κατακόρυφη διάρρηξη. Σε όλες τις περιπτώσεις απαιτούνταν αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση ίση με μόλις 0.008% προκειμένου η διάρρηξη να διαδοθεί μέχρι την επιφάνεια, κάτι που δεν συμφωνεί με τα διενεργηθέντα πειράματα, στα οποία απαιτούνταν αδιάστατη μετακίνηση της τάξεως του 1.25%.

Ο **Bray** [Bray, 1990 ; Bray et al, 1994] χρησιμοποίησε την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την προσομοίωση της διάδοσης κανονικών και ανάστροφων διαρρήξεων, με γωνίες 45°, 60°, και 90° σε συνεκτικά εδαφικά υλικά. Χρησιμοποίησε το υπερβολικό καταστατικό προσομοίωμα του Duncan [Duncan et al, 1980] σύμφωνα με το οποίο η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων της αργίλου αναπαριστάται από την υπερβολική συνάρτηση :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_1} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (1.1)$$

όπου ε : η τρέχουσα παραμόρφωση, E_i : το αρχικό μέτρο ελαστικότητας, $(\sigma_1 - \sigma_3)$: η διεκτροπική τάση, και $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: διεκτροπική τάση αστοχίας. Ειδικότερα, η διεκτροπική τάση αστοχίας δίνεται από την σχέση :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_\varepsilon \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1.2)$$

Το εν λόγω καταστατικό προσομοίωμα, παρά την απλότητα του, διαθέτει την ικανότητα ελεγχόμενης μεταβολής της παραμόρφωσης αστοχίας της αργίλου, κάτι που σύμφωνα με τα αποτελέσματα των πειραμάτων του Bray παίζει καθοριστικό ρόλο στην διάδοση της διαρρήξεως.

Χρησιμοποιώντας των κώδικα διδιάστατης επίπεδης παραμόρφωσης SSCOMP [Boulanger et al, 1991] προσομοίωσε τυπικά προφίλ μη-στερεοποιημένων έως ελαφρώς στερεοποιημένων αργίλων, με πάχος 24 m και 91 m. Ο Bray έκανε την υπόθεση γραμμικής κατανομής με το βάθος, τόσο της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u όσο και του μέτρου ελαστικότητας E των αργίλων. Έτσι, στο προφίλ των 24 m βάθους η αστράγγιστη διατμητική αντοχή ξεκινούσε από 21 kPa στην επιφάνεια, και έφτανε σε $S_u = 86$ kPa σε βάθος 24 m. Αντιστοίχως το μέτρο ελαστικότητας ήταν 8.6 MPa στην επιφάνεια, στα δε 24 m βάθος $E = 34.0$ MPa. Αντιστοίχως, στην περίπτωση του προσομοιώματος βάθους 91 m $S_{u(0\text{ m})} = 21$ kPa, $S_{u(91\text{ m})} = 315$ kPa και $E_{(0\text{ m})} = 19$, $E_{(91\text{ m})} = 250$ MPa. Η παραμόρφωση αστοχίας της αργίλου ετέθη ίση με την μετρηθείσα στα πειράματα, κυμαίνονταν δηλαδή από 6.5% έως 15%, η δε λόγος του Poisson ετέθη $\nu = 0.49$, και ο συντελεστής των ουδετέρων ωθήσεων $K_0 = 0.5$. Σύμφωνα με την εν λόγω έρευνα αρκεί λόγος πλάτους : ύψους του προσομοιώματος της τάξεως του 4 : 1 ώστε οι όποιες ατέλειες των συνόρων να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Επίσης, απαιτούνταν τουλάχιστον 400 πεπερασμένα στοιχεία, η δε επιβολή της παραμόρφωσης έπρεπε να γίνεται σε τουλάχιστον 30 βήματα.

Τυπικά αποτελέσματα των εν λόγω αναλύσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.36**. Σε μικρές παραμορφώσεις, η διάρρηξη έτεινε να διαδοθεί με την ίδια κλίση. Αυξάνοντας την επιβαλλόμενη παραμόρφωση, σε όλες τις αναλύσεις παρατηρούνταν μετατόπιση της διάρρηξης πάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, προκαλώντας αύξηση της κλίσεως στις κανονικές διαρρήξεις και μείωση στις ανάστροφες. Σύμφωνα με τον Bray, στα πρώτα στάδια της παραμόρφωσης τον κύριο λόγο έχουν οι παράμετροι αντοχής, ενώ

στα μεταγενέστερα στάδια δεσπόζουν οι κινηματικές παράμετροι. Σε όλες τις περιπτώσεις η παραμόρφωση εντοπίζεται μεν σε μια σχετικά στενή ζώνη, χωρίς όμως να εμφανίζεται κάποια διακριτή επιφάνεια αστοχίας. Η πυκνότητα του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων πιθανότατα παίζει σημαντικό ρόλο στην συγκέντρωση των παραμορφώσεων.

Οι αριθμητικές αναλύσεις του Bray έδειξαν ότι αυξάνοντας το K_0 η έναρξη τόσο της διατμητικής όσο και της εφελκυστικής αστοχίας καθυστερεί. Το ίδιο ισχύει και για την S_u . Η μείωση του λόγου του Poisson προκαλεί καθυστέρηση της έναρξης μόνον της εφελκυστικής αστοχίας ενώ αυξάνει ελαφρώς και το κανονικοποιημένο ύψος του σχηματιζόμενου αναβαθμού. Η μείωση του E_1 τείνει να προκαλέσει διασπορά της παραμόρφωσης σε μια ευρύτερη ζώνη και να καθυστερήσει ελάχιστα την έναρξη της εφελκυστικής αστοχίας. Τέλος, αυξάνοντας σημαντικά το K_0 η διάρρηξη μετακινείται περισσότερο προς την μεριά του κατερχόμενου τεμάχους. Η επιρροή όλων αυτών των παραγόντων είναι πάντως λιγότερο σημαντική από αυτήν της παραμόρφωσης διαρροής αστοχίας της αργίλου. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.37**, το κανονικοποιημένο ύψος του σχηματιζόμενου αναβαθμού μειώνεται εκθετικά με την αύξηση της παραμόρφωσης διαρροής της αργίλου. Αντιστρόφως, η κανονικοποιημένη απαιτούμενη επιβαλλόμενη μετακίνηση για την διάδοση της διαρρήξεως στην επιφάνεια, αυξάνεται με την αύξηση της παραμόρφωσης διαρροής, με γραμμικό όμως τρόπο. Αν και οι αριθμητικές αναλύσεις υπερεκτιμούν ελαφρώς την απαιτούμενη μετακίνηση, η συμφωνία αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων είναι ικανοποιητική.

1.4.2 Πεπερασμένες Διαφορές

Οι **Roth, Sweet, and Goodman** [Roth, Sweet, and Goodman, 1982] χρησιμοποίησαν τα αποτελέσματα πειραμάτων φυγοκεντρίστη [Roth, Scott, and Austin, 1981] για τον έλεγχο και επαλήθευση ενός αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων διαφορών. Όπως είδαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο, τα εν λόγω πειράματα αποτελούσαν μέρος ερευνητικού προγράμματος για την μελέτη διαδόσεως σεισμικών διαρρήξεων διαμέσω αλλουβιακών αποθέσεων στο Point Conception της California. Οι

προαναφερθέντες ερευνητές έκαναν χρήση του κώδικα SAGE ο οποίος λειτουργεί με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών (FDM). Χρησιμοποιήθηκε ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο διαρροής Drucker-Prager, καθοριζόμενο από διγραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb και μη συσχετισμένο νόμο διαρροής. Σύμφωνα με εργαστηριακές δοκιμές το υπό-προσομοίωση εδαφικό υλικό δεν παρουσίαζε σημαντική χαλάρωση μετά την αστοχία, εξ' ου και θεωρήθηκε ότι το απλό ελαστοπλαστικό μοντέλο είναι επαρκές για την προσομοίωση. Επιπλέον, υπετέθη ότι το εδαφικό υλικό (άμμος τύπου Ottawa) έχει μηδενική εφελκυστική αντοχή (no tension). Το πάχος του προσομοιώματος ήταν 5.5 m, και η μέγιστη κατακόρυφη επιβαλλόμενη ανύψωση 0.75 m.

Στο **Σχήμα 1.38** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων (τα αντίστοιχα πειράματα έχουν παρατεθεί στο **Σχήμα 1.31**). Οι αριθμητικές αναλύσεις έδειξαν ότι στην πυκνή άμμο η ζώνη διαρρήξεως παρουσιάζεται πιο στενή και με μικρότερη τελική κλίση απ' ότι στην χαλαρή, ενώ το ίδιο ισχύει και για την βραδεία επιβολή της επιβαλλόμενης μετακίνησης έναντι της ταχείας. Αυξάνοντας την γωνία διασταλτικότητας του υλικού η μείωση της κλίσεως ήταν εντονότερη, οι δε αριθμητικές αναλύσεις της λεπτόκοκκης ιλυώδους άμμου παρουσίασαν ανάπτυξη εφελκυσμού στην επιφάνεια και εντονότερη καμπύλωση της διάρρηξης κοντά σε αυτήν. Σύμφωνα με τους εν λόγω ερευνητές η συμφωνία πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων ήταν ενθαρρυντική, κατέληξαν δε στο συμπέρασμα ότι οι παράμετροι αντοχής και όχι οι ελαστικές ήταν σημαντικές, και επίσης ότι τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων παρουσίαζαν ευαισθησία στο κριτήριο μη αναπτύξεως εφελκυστικών τάσεων (no tension).

Οι **Λουκίδης και Μπουκοβάλας** [Loukidis & Bouckovalas, 2001; Λουκίδης 1999] διεξήγαγαν μεγάλο αριθμό αριθμητικών αναλύσεων με χρήση του λογισμικού κώδικα FLAC, ο οποίος λειτουργεί με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών. Θεωρώντας καθοριστική την συμπεριφορά του εδάφους μετά την αστοχία, οι εν λόγω ερευνητές χρησιμοποίησαν ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb και ικανότητα χαλάρωσης αυξανόμενης της πλαστικής

διατμητικής παραμορφώσεως. Τόσο η γωνία εσωτερικής τριβής όσο η γωνία διασταλτικότητας μειώνονταν γραμμικά με την πλαστική διατμητική παραμόρφωση. Η μεν γωνία τριβής, για πλαστική παραμόρφωση 5% έπεφτε τελικά σε μια ελάχιστη τιμή (residual strength), η δε γωνία διασταλτικότητας μηδενίζονταν. Προσομοιώθηκαν κανονικά και ανάστροφα ρήγματα, η δε επιβαλλόμενη παραμόρφωση εφαρμόζονταν σε εδαφική στρώση πάχους (ύψους) 20 m, με λόγο πλάτους προς ύψος 4:1. Διεξήχθησαν αναλύσεις για την προσομοίωση της διαδόσεως διαμέσω άμμου, αμμώδους αργίλου, αμμώδους ιλύος, και κορεσμένης απροφόρτιστης έως ελαφρώς προφορτισμένης αργίλου. Υπετέθη ότι η συνοχή c αυξάνεται γραμμικά με το βάθος z , το δε μέτρο διατμήσεως G ακολουθώντας παραβολική κατανομή ($G \sim z^{1/2}$). Ειδικότερα, στην περίπτωση της αμμώδους ιλύος η συνοχή αυξανόταν με το βάθος ακολουθώντας την σχέση : $c = 0.7 z$. Χρησιμοποιήθηκαν γωνίες κανονικών διαρρήξεων 45° , 60° , και 75° και ανάστροφων 90° , 105° , και 120° .

Στο **Σχήμα 1.39** παρουσιάζονται χαρακτηριστικά αποτελέσματα. Η συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε μια σχετικά λεπτή ζώνη είναι εμφανής. Στις κανονικού τύπου διαρρήξεις, αν και δεν παρατηρούνταν σημαντική μεταβολή της κλίσεως καθ' ύψος, η διάρρηξη αναδύονταν στην επιφάνεια με σαφώς αυξημένη κλίση, με την μεταβολή να λαμβάνει χώρα στην διεπιφάνεια βραχώδους υποβάθρου – εδάφους. Αντιστρόφως, στις ανάστροφες διαρρήξεις η κλίση γενικά μειώνονταν, χωρίς όμως και πάλι να παρουσιάζεται ιδιαίτερη κάμψη της επιφάνειας διαρρήξεως. Στις μεν κανονικές διαρρήξεις απαιτούνταν 1 % με 2.2 % κανονικοποιημένη μετακίνηση (επιβαλλόμενη κατακόρυφη μετακίνηση / πάχος στρώσεως) προκειμένου να φτάσει η διάρρηξη στην επιφάνεια, στις δε ανάστροφες ήταν σαφώς μεγαλύτερη και έφτανε μέχρι και 6.5 %. Επιπλέον, αυξανόμενου του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 παρατηρούνταν αύξηση της απαιτούμενης διαφορικής μετακίνησης για ανάδυση της διαρρήξεως στην επιφάνεια.

Αυξανόμενης της γωνίας κλίσεως της επιβαλλόμενης μετακίνησης αυξανόταν η απόκλιση του ίχνους της διαρρήξεως από την ευθεία προέκταση του ρήγματος. Η απόκλιση αυτή ήταν μεγαλύτερη στις κανονικές διαρρήξεις, όπου κυμαίνονταν από $0.4H$ έως $0.6H$ (H = ύψος εδαφικής

στρώσεως), απ' ότι στις ανάστροφες για τις οποίες ήταν από 0.15H έως 0.35H. Σε κανονικές διαρρήξεις με γωνία 45° ή μικρότερη παρατηρούνταν συστηματικά η δημιουργία δευτερεύουσας διαρρήξεως αντίστροφου φοράς, πάντα μετά από τον σχηματισμό της κύριας, η οποία οδηγούσε στον σχηματισμό κατακρημνίσματος βαρύτητας (graben). Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος είναι της τάξεως του 0.7 - 1.6 H, σύμφωνα δε με τους εν λόγω ερευνητές σχηματίζεται μόνον για γωνίες μικρότερες από $45^\circ + \psi/2$, παρατήρηση η οποία έρχεται σε συμφωνία τα αποτελέσματα των Lade & Cole. Αυξανομένης της διασταλτικότητας, το εύρος του κατακρημνίσματος μειώνεται. Στα αργιλικά υλικά δεν παρατηρήθηκε σχηματισμός κατακρημνίσματος, στην δε χαλαρή άμμο και αμμώδη ιλύ η κύρια διάρρηξη δεν σχηματίζεται ξεκάθαρα. Πάντως, σε καμία ανάλυση δεν παρατηρήθηκε αναστροφή της κανονικής διαρρήξεως, όπως στα πειράματα των Lade & Cole. Επιπλέον, οι Λουκίδης και Μπουκοβάλας δίνουν σημασία και στις παραμέτρους αντοχής, αναμένοντας την σχηματιζόμενη διάρρηξη να έχει γωνία $45^\circ + \psi/2 \leq \theta \leq 45^\circ + \phi/2$, σε αντίθεση με τους Lade & Cole που προβλέπουν κυρίαρχη εξάρτηση από την γωνία διασταλτικότητας. Οι διαφορές αυτές αποδίδονται από τους εν λόγω ερευνητές στο γεγονός ότι τα πειράματα των Lade & Cole έγιναν σε μικρή κλίμακα (1 g) και άρα οι αρχικές τάσεις δεν αναπαριστούν πιστά την πραγματικότητα.

Θεωρώντας κρίσιμη παράμετρο για την καταπόνηση των κατασκευών την γωνία κλίσεως β της εδαφικής επιφάνειας, οι εν λόγω ερευνητές κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η περιοχή μεγάλων κλίσεων εξαρτάται άμεσα από την ανάδυση της διαρρήξεως στην επιφάνεια. Αν η διάρρηξη δεν φτάσει μέχρι την επιφάνεια, τότε οι κλίση της επιφάνειας δεν λαμβάνει απειλητικές τιμές. Αν αυτή φτάσει στην επιφάνεια, τότε το αποτέλεσμα εξαρτάται από το αν θα εκδηλωθεί με την μορφή αναβαθμού ή με την μορφή κάμψεως της εδαφικής μάζας. Ορίζοντας ως "μεγάλες" τις κλίσεις οι οποίες υπερβαίνουν το 0.2 % ($=1/500$, τιμή ικανή να προκαλέσει βλάβες στις συνήθεις κτιριακές κατασκευές) κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα. Κατ' αρχήν, το εύρος της περιοχής μεγάλων κλίσεων μειώνεται με την αύξηση της διασταλτικότητας του υλικού. Για κανονική διάρρηξη και χαλαρή άμμο το εύρος μπορεί να φτάσει έως και σε 1.1 H, ενώ για πυκνή άμμο (μεγάλης διασταλτικότητας)

είναι μόλις 0.4 H. Στα αργίλικά υλικά το εύρος είναι μεγαλύτερο, κυμαινόμενο από 0.5 H έως 1.0 H, ενώ στα ανάστροφα ρήγματα το εύρος κυμαίνεται από 0.4 H έως 1.1 H. Η εκδήλωση αναβαθμού τείνει να συγκεντρώσει την παραμόρφωση, μειώνοντας το εύρος μεγάλων κλίσεων.

1.4.3 Συμπεράσματα από την μελέτη Αριθμητικών Μεθόδων

Στα προηγούμενα κεφάλαια παρακολουθήσαμε τις κυριότερες μέχρι σήμερα ερευνητικές εργασίες αριθμητικής προσομοίωσης της διαδόσεως σεισμικής διαρρήξεως διαμέσω εδάφους. Όπως και στην περίπτωση των εργαστηριακών ερευνών, οι ενασχοληθέντες ερευνητές δεν έχουν καταλήξει σε πλήρη συμφωνία ως προς την σημαντικότητα των σχετιζομένων παραμέτρων. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών έχουν χρησιμοποιηθεί για την αριθμητική προσομοίωση του φαινομένου, άλλοτε με μεγαλύτερη και άλλοτε με μικρότερη επιτυχία. Ως προς την καταστατική προσομοίωση του εδαφικού υλικού πλήθος καταστατικών προσομοιωμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί μέχρι σήμερα, από το απλούστερο ελαστοπλαστικό μοντέλο, μέχρι το “σοφιστευμένο” προοδευτικής αστοχίας (incremental) μη-γραμμικό καταστατικό προσομοίωμα των Walters & Thomas [Walters & Thomas, 1982].

Καί οι δύο μέθοδοι διαθέτουν συγκεκριμένα πλεονεκτήματα και ελαττώματα. Ο Scott [Scott, 1987] στην 27^η διάλεξη “Rankine” (Rankine Lecture), συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των αριθμητικών του αναλύσεων με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων [Scott & Schoustra, 1974], με αντίστοιχα αποτελέσματα με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων διαφορών [Roth, Sweet, and Goodman, 1982] κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η τελευταία μέθοδος είναι μάλλον ελκυστικότερη. Έβρισκε δε “ανησυχητικό” το γεγονός ότι στην προαναφερθείσα ερευνητική του εργασία η κανονικού τύπου διάρρηξη αντί να μειώνει την κλίση της διαδιδόμενη προς την επιφάνεια παρουσίαζε κάμψη επί του ανερχόμενου τεμάχους. Παράλληλα, αναρωτιόταν αν η συμπεριφορά του αριθμητικού προσομοιώματος θα ήταν διαφορετική, και ενδεχομένως σωστότερη, αν είχε χρησιμοποιηθεί κάποιο πιο “εξελιγμένο” καταστατικό προσομοίωμα έναντι του ελαστοπλαστικού – ιδεωδώς πλαστικού

μοντέλου. Τέλος, ο Scott επεσήμανε ότι στην μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων η διάδοση της διαρρήξεως παρουσιάζει εξάρτηση τόσο από το σχήμα, μέγεθος, και τύπο των στοιχείων, όσο και από την ρεαλιστικότητα του καταστατικού προσομοιώματος. Ως “αντίδοτο” στα ανωτέρω προβλήματα συνέστησε την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών καθώς και τον κώδικα UDEC2 [Cundall, 1976] ο οποίος κάνει χρήση διακριτών στοιχείων (discrete elements).

Σε αντίθεση με την προαναφερθείσα δυσαρέσκεια και απαισιοδοξία έρχονται τα αποτελέσματα τόσο των Duncan & Lefebvre [Duncan & Lefebvre, 1973], όσο και του Bray [Bray, 1990 ; Bray et al, 1994]. Αμφότεροι πέτυχαν ικανοποιητικότερη σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων – αριθμητικής αναλύσεως χρησιμοποιώντας την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Οι μεν Duncan & Lefebvre έκαναν χρήση του καταστατικού μη-γραμμικού υπερβολικού προσομοιώματος των Duncan & Chang [Duncan & Chang, 1970], ο δε Bray επίσης εφάρμοσε υπερβολικό καταστατικό προσομοίωμα Duncan [Duncan et al, 1980]. Γίνεται λοιπόν φανερό ότι η εν λόγω μέθοδος, με χρήση ρεαλιστικότερων καταστατικών νόμων για την συμπεριφορά του υλικού, είναι ικανή να επιτύχει την ρεαλιστική προσομοίωση του φαινομένου. Εδώ θα πρέπει να σημειωθεί ότι, το χρησιμοποιηθέν “απλοϊκό” ελαστοπλαστικό – ιδεωδώς πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα των αναλύσεων των Scott & Schoustra [Scott & Schoustra, 1974] δεν ήταν το μόνο πρόβλημα. Ο κάναβος των πεπερασμένων στοιχείων ήταν ιδιαίτερα αραιός, με μόλις 8 στοιχεία καθ’ ύψος. Ο Bray έδωσε ιδιαίτερη σημασία στην παραμόρφωση διαρροής του υλικού. Η επιτυχής σύγκριση της μεθόδου του με τα πειραματικά δεδομένα επιβεβαιώνει την άποψη αυτή.

Επιτυχείς κρίνονται και οι αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών, τόσο αυτές των Roth, Sweet, and Goodman [Roth, Sweet, and Goodman, 1982], όσο και αυτές των Λουκίδη και Μπουκοβάλα [Loukidis & Bouckovalas, 2001; Λουκίδης 1999]. Οι πρώτοι χρησιμοποίησαν ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο διαρροής Drucker-Prager, καθοριζόμενο από διγραμμική περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb, οι δε Λουκίδης και Μπουκοβάλας θεωρώντας καθοριστική την συμπεριφορά του εδάφους μετά την αστοχία, έκαναν χρήση του ελαστοπλαστικού μοντέλου, προσδίδοντας του όμως την ικανότητα

χαλάρωσης αυξανομένης της πλαστικής διατμητικής παραμορφώσεως. Η επιτυχής σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων των Roth, Sweet, and Goodman με τα αποτελέσματα αντιστοίχων πειραμάτων δείχνει ότι ακόμη και με ένα σχετικά απλό καταστατικό προσομοίωμα η προσέγγιση του φαινομένου μπορεί να είναι επιτυχής. Τα αποτελέσματα των Λουκίδη και Μπουκοβάλα, και η καλή σύγκρισή τους με πειραματικά και πραγματικά δεδομένα, ισχυροποιούν την άποψη ότι η χαλάρωση του εδαφικού υλικού μετά την αστοχία παίζει σημαντικό ρόλο στην διάδοση της διαρρήξεως.

Γενικά, όλες οι αριθμητικές έρευνες συμφωνούν ως προς την κάμψη της ρηγματικής διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, κάτι που όπως είδαμε συνεπάγεται αύξηση της κλίσεως στις κανονικές διαρρήξεις και μείωση στις ανάστροφες. Πλήρης συμφωνία ως προς την επιρροή των εδαφικών παραμέτρων δε υπάρχει. Κοινής αποδοχής χαίρουν η γωνία διασταλτικότητας και η χαλάρωση μετά την αστοχία. Οι ελαστικές παράμετροι γενικά δεν θεωρούνται σημαντικές, ενώ οι παράμετροι αντοχής του υλικού βρίσκουν τους ερευνητές μοιρασμένους περίπου στα δύο : μερικοί τις θεωρούν πρακτικά ασήμαντες, και κάποιοι τους δίνουν (μερικώς) σημασία. Σύμφωνα δε με τον Bray η παραμόρφωση διαρροής της αργίλου είναι ίσως ο σημαντικότερος παράγοντας. Επιπλέον, σχεδόν όλοι οι ερευνητές συμφωνούν ότι τα μαλακά-ενδόσιμα εδαφικά υλικά τείνουν να καταλείψουν την παραμόρφωση σε μια ευρύτερη ζώνη, ενώ τα σκληρότερα-ψαθυρότερα υλικά διαρρηγνύονται παρουσιάζοντας λεπτές ζώνες συγκεντρωμένης παραμορφώσεως.

Η απαιτούμενη κανονικοποιημένη επιβαλλόμενη μετακίνηση, προκειμένου η διάρρηξη να φτάσει στην επιφάνεια, κυμαίνεται από λιγότερο από 1% έως και 30%, ανάλογα με το υλικό και την μέθοδο αναλύσεως. Τιμές της τάξεως του 1% - 6% συναντώνται συχνότερα. Η αύξηση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 , σύμφωνα με τον Bray, τείνει να καθυστερήσει την έναρξη της αστοχίας και να μετακινήσει την διάρρηξη προς την μεριά του κατερχόμενου τεμάχους, κάτι με το οποίο συμφωνούν και οι αναλύσεις των Λουκίδη και Μπουκοβάλα. Σύμφωνα με τους τελευταίους, αύξηση της γωνίας διασταλτικότητας του υλικού οδηγεί σε αύξηση της κλίσεως στις κανονικές διαρρήξεις και μείωση στις ανάστροφες, κάτι που συμφωνεί με τα συμπεράσματα των Roth, Scott, and Austin. Τέλος, σύμφωνα με τους Λουκίδη και Μπουκοβάλα, σε κανονικές διαρρήξεις με γωνίες μικρότερες από

$45^\circ + \psi/2$, παρατηρείται δημιουργία κατακρημνίσματος βαρύτητας, κάτι που συμφωνεί με τα εργαστηριακά αποτελέσματα των Lade & Cole. Αυξανόμενης της διασταλτικότητας, το εύρος του κατακρημνίσματος μειώνεται.

1.5 Γενικά Συμπεράσματα

Από την μελέτη των πραγματικών ιστορικών περιστατικών, των εργαστηριακών ερευνών, και των αριθμητικών προσομοιώσεων προκύπτουν τα εξής γενικά συμπεράσματα :

1. Τόσο οι κανονικές όσο και οι ανάστροφες διαρρήξεις διαδιδόμενες διαμέσω του εδαφικού υλικού κάμπτονται πάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Η κάμψη αυτή μεταφράζεται σε αύξηση της κλίσεως για τις κανονικές και μείωση για τις ανάστροφες διαρρήξεις.
2. Οι διαρρήξεις οριζόντιας διατήσεως συνήθως οδεύουν προς την επιφάνεια με πρακτικά κατακόρυφη διεύθυνση. Κοντά στην επιφάνεια πολλές φορές διακλαδίζονται σε πολλαπλές επιφάνειες αστοχίας, οι οποίες καταλαμβάνουν μια μεγάλου εύρους ζώνη (flowering effect).
3. Στις κανονικές διαρρήξεις το μεγαλύτερο μέρος της μεταβολής της κλίσεως συνήθως συμβαίνει στην διεπιφάνεια βραχώδους υποβάθρου – εδάφους λόγω "διαθλάσεως". Ακολούθως, η διάρρηξη τείνει να καμφθεί περαιτέρω πλησιάζοντας την επιφάνεια, με αποτέλεσμα σε κάποιες περιπτώσεις να φτάνει σχεδόν κατακόρυφη στην επιφάνεια, ή ακόμη και να παρουσιάζεται ως φαινόμενη ανάστροφη.
4. Σε κανονικές διαρρήξεις με μικρές κλίσεις, $\theta \leq 45^\circ + \psi/2$, παρατηρείται σχηματισμός δευτερεύουσας διαρρήξεως και κατακρημνίσματος βαρύτητας. Αυξανόμενης δε της διασταλτικότητας, το εύρος του κατακρημνίσματος τείνει να μειωθεί.
5. Στις ανάστροφες διαρρήξεις η κλίση της διαρρήξεως τείνει γενικά να μειωθεί πλησιάζοντας στην επιφάνεια, και όχι τόσο λόγω διαθλάσεως.

Εξαίρεση αποτελεί ο σεισμός του Montague Island (1964) της Αλάσκας όπου η διάρρηξη αύξησε την κλίση της διαδιδόμενη προς την επιφάνεια, κάτι που μπορεί να εξηγηθεί αν η τεκτονική συμπίεση της περιοχής είναι αυξημένη και η αρχική κλίση του ρήγματος μικρή.

6. Στις διαρρήξεις οριζόντιας διατμήσεως πολλές φορές παρουσιάζονται δευτερεύουσες διαγώνιες ως προς την κύρια διάρρηξη διατμητικές ρωγμές οι οποίες εκτείνονται αρκετά μακριά από αυτήν, η δε κύρια διάρρηξη ενδέχεται να μην εμφανιστεί καν στην επιφάνεια του εδάφους.
7. Σε όλες τις περιπτώσεις, το μέγεθος της σχετικής μετακινήσεως τείνει να μειωθεί καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια. Υπάρχει μάλιστα περίπτωση η διάρρηξη να μην εμφανιστεί καν στην επιφάνεια του εδάφους. Γενικά, στις κανονικές διαρρήξεις απαιτείται μικρότερη παραμόρφωση προκειμένου να φτάσει η διάρρηξη στην επιφάνεια, απ' ό,τι στις ανάστροφες.
8. Ενδόσιμα και με υψηλή πλασιμότητα εδαφικά υλικά τείνουν να καταναείμουν την παραμόρφωση σε ευρύτερου πλάτους ζώνες, καμπτόμενα πάνω από την διάρρηξη. Στο σημείο μεγιστοποίησης της κάμψεως αυτής παρουσιάζονται συνήθως εφελκυστικές ρωγμές.
9. Τα πειράματα μικρής κλίμακας, αν και παρέχουν σημαντική πληροφόρηση για το φαινόμενο της διαρρήξεως, θα πρέπει να αντιμετωπίζονται κριτικά όταν αφορούν την συμπεριφορά αμμωδών υλικών, των οποίων η συμπεριφορά εξαρτάται άμεσα από την ορθή προσομοίωση των γεωστατικών τάσεων.
10. Τόσο η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, όσο και αυτή των πεπερασμένων διαφορών έχουν αποδειχθεί ικανές για την ρεαλιστική προσομοίωση της διαδόσεως σεισμικής διαρρήξεως διαμέσω εδάφους. Καί στις δύο περιπτώσεις απαιτείται πυκνός κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων (ή διαφορών), το δε προσομοίωμα πρέπει να έχει λόγο ύψους προς πλάτος τουλάχιστον $4 : 1$, προκειμένου η όποια επιρροή των συνόρων να είναι αμελητέα.

11. Ειδική μέριμνα πρέπει να δίνεται στην ρεαλιστική προσομοίωση της μετελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους. Μη-γραμμικά καταστατικά προσομοιώματα με δυνατότητα χαλάρωσης, καθώς και υπερβολικά προσομοιώματα με συνυπολογισμό της παραμόρφωσης διαρροής του υλικού, έχουν επιδείξει ικανοποιητική συμπεριφορά.

2. Μεθοδολογία και Έλεγχος της Αριθμητικής Μεθόδου

2.1 Μεθοδολογία Αναλύσεως

Προκειμένου να εκτιμηθεί ο ρόλος της αλληλεπίδρασης εδαφικής διαρρήξεως – κατασκευής είναι θεωρητικά απαραίτητη η διεξαγωγή αριθμητικών αναλύσεων σε τρεις διαστάσεις. Αφενός μεν οι κατασκευές έχουν πολύ μικρότερη διάσταση μήκους απ' ό τι το ρήγμα, και άρα ο όλος μηχανισμός αλληλεπίδρασης είναι τρισδιάστατος, αφετέρου δε προκειμένου να γίνει εμφανής ο ρόλος της πρέπει κανείς να μελετήσει την ρηγματική διάδοση καί σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου καί στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής. Ένα τέτοιο εγχείρημα, με την σημερινή υπολογιστική ισχύ, ακόμη και αν είναι θεωρητικά εφικτό δεν θα μπορούσε πρακτικά να ολοκληρωθεί εντός ευλόγου χρονικού διαστήματος. Δεδομένου μάλιστα ότι για την μελέτη αυτή απαιτείται μεγάλος αριθμός αναλύσεων, προκειμένου να εκτελεστεί μια στοιχειώδης παραμετρική διερεύνηση.

Αντί λοιπόν της υπολογιστικά “πολυέξοδης” τρισδιάστατης προσέγγισης, επελέγη η ανάλυση του προβλήματος σε δύο διαστάσεις με θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain). Προκειμένου να είναι δυνατή η εκτίμηση της αλληλεπίδρασης της διαρρήξεως με την κατασκευή, απαιτείται ανάλυση σε δύο βήματα :

- i) Σε πρώτη φάση αναλύεται αριθμητικά η διάδοση της διαρρήξεως σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου, δηλαδή χωρίς την ύπαρξη της κατασκευής.
- ii) Με βάση τα αποτελέσματα της αναλύσεως του πρώτου βήματος, και γνωρίζοντας την ακριβή θέση αναδύσεως της διαρρήξεως στην επιφάνεια, τοποθετείται η κατασκευή και το σύστημα επιλύεται αριθμητικά εξ αρχής.

Συγκρίνοντας την εδαφική απόκριση είναι δυνατή η εκτίμηση του ρόλου της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής και η εξαγωγή των σχετικών συμπερασμάτων. Βέβαια, οι συνήθεις κτιριακές κατασκευές, οι οποίες και αποτελούν το επίκεντρο της παρούσας έρευνας, δεν πληρούν τις

προϋποθέσεις θεώρησης επίπεδης παραμόρφωσης. Προκειμένου να είναι (κατά το δυνατόν) ισοδύναμη η ανάλυση, λαμβάνονται ισοδύναμες ανά τρέχον μέτρο δυσκαμψίες και φορτία των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

Από τα παραπάνω έχει ήδη γίνει εμφανές ότι, αν και ο σκοπός της παρούσας ερευνητικής εργασίας δεν είναι η διεξοδική ανάλυση της διαδόσεως των σεισμικών διαρρήξεων, η ρεαλιστική προσομοίωση του φαινομένου αποτελεί αναγκαία προϋπόθεση για την ανάλυση αλληλεπίδρασης εδαφικής διαρρήξεως – κατασκευής. Προκειμένου λοιπόν να επαληθευτεί η ρεαλιστικότητα της προσομοίωσης εκτελέστηκε μια σύντομη παραμετρική διερεύνηση της διαδόσεως της διαρρήξεως σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Σκοπός της διερεύνησεως αυτής είναι η σύγκριση των αποτελεσμάτων της εφαρμοζόμενης μεθόδου αναλύσεως με τα κυριότερα συμπεράσματα της μελέτης πραγματικών περιστατικών, εργαστηριακών πειραμάτων, και προγενέστερων αριθμητικών προσομοιώσεων, όπως παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Στο επόμενο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα κυριότερα χαρακτηριστικά του χρησιμοποιηθέντος αριθμητικού προσομοιώματος. Ακολουθεί μια σύντομη αναφορά στα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκτέλεση προκαταρκτικών αναλύσεων ευαισθησίας, και τέλος παρουσιάζονται τα κυριότερα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων ελευθέρου πεδίου.

2.2 Το Αριθμητικό Προσομοίωμα

Όπως είδαμε σε προηγούμενο κεφάλαιο, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει αποδειχθεί ικανή για την προσομοίωση της διαδόσεως σεισμικής διαρρήξεως διαμέσω εδάφους. Αυτό όμως συμβαίνει μόνον αν τηρηθούν συγκεκριμένοι "κανόνες", τόσο ως προς την διακριτοποίηση και γεωμετρία του αριθμητικού προσομοιώματος, όσο και ως προς τον χρησιμοποιούμενο καταστατικό νόμο. Στην παρούσα ερευνητική εργασία χρησιμοποιείται ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων *ABAQUS*, ο οποίος παρέχει την δυνατότητα μη-γραμμικής αναλύσεως. Το πάχος της εδαφικής στρώσεως επελέγη ίσο με 40 m, το δε πλάτος του προσομοιώματος είναι

160 m, δηλαδή ο λόγος πλάτους προς ύψος είναι ίσος με 4 : 1. Σύμφωνα με προγενέστερες έρευνες [Bray, 1990] ο λόγος αυτός είναι αρκετός ώστε οι όποιες ατέλειες των συνόρων να μην επηρεάζουν την απόκριση. Η διακριτοποίηση των πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.1**. Στα κεντρικά 80 m του αριθμητικού προσομοιώματος τα πεπερασμένα στοιχεία έχουν διάσταση (πλάτος x ύψος) 1 m x 1 m. Στα δύο άκρα η διακριτοποίηση είναι λίγο αραιότερη, με διαστάσεις πεπερασμένων στοιχείων 2 m x 1 m. Η διαφορική μετακίνηση εφαρμόζεται στο αριστερό ήμισυ του προσομοιώματος με διαδικασία πολλών βημάτων.

Στα προηγούμενα κεφάλαια, μέσα από την μελέτη προγενέστερων αριθμητικών ερευνών, είδαμε ότι η μετελαστική συμπεριφορά του υλικού παίζει καθοριστικό ρόλο στην διάδοση της διαρρήξεως. Όπως είδαμε, οι Scott & Schoustra [Scott & Schoustra, 1974] χρησιμοποιώντας ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb κατέληξαν σε αποτελέσματα τα οποία δεν συμφωνούσαν ούτε με τα πραγματικά περιστατικά, ούτε με τα πειραματικά δεδομένα. Αντιθέτως, οι Λουκίδης και Μπουκοβάλας [Loukidis & Bouckovalas, 2001; Λουκίδης 1999], χρησιμοποιώντας επίσης ελαστοπλαστικό προσομοίωμα με περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb, στο οποίο όμως είχαν προσθέσει την ικανότητα χαλάρωσης με την αύξηση της πλαστικής διατμητικής παραμορφώσεως, κατέληξαν σε αριθμητικά αποτελέσματα τα οποία συγκρίνονται ικανοποιητικά καί με τα πραγματικά περιστατικά καί με πειραματικά δεδομένα.

Τα παραπάνω μας οδήγησαν στην υιοθέτηση ενός παρόμοιου καταστατικού προσομοιώματος. Το χρησιμοποιηθέν προσομοίωμα είναι ελαστοπλαστικό με κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb. Ο χρησιμοποιούμενος κώδικας, ενώ για την συνοχή c παρέχει την δυνατότητα χαλάρωσης του υλικού αυξανόμενης της πλαστικής παραμορφώσεως, για την γωνία εσωτερικής τριβής φ δεν προβλέπει δυνατότητα μεταβολής. Για τον λόγο αυτόν, ήταν αναγκαίος ο προγραμματισμός ειδικής υπό-ρουτίνας (user subroutine) με την οποία επιτυγχάνεται η μείωση τόσο της γωνίας τριβής όσο και της γωνίας διασταλτικότητας ψ . Αμφότερες μειώνονται γραμμικά αυξανόμενης της πλαστικής παραμορφώσεως. Η γωνία εσωτερικής τριβής, για πλαστική παραμόρφωση "αστοχίας" ε_f φτάνει τελικά στην τιμή παραμένουσας αντοχής φ_{res} , η δε γωνία διασταλτικότητας επίσης μειώνεται

στην παραμένουσα τιμή της ψ_{res} . Ανάλογα με το υπό-προσομοίωση υλικό η παραμένουσα γωνία διασταλτικότητας μπορεί να λαμβάνει τιμές από $\psi_{res} \approx \psi$, για εδαφικά υλικά τα οποία δεν παρουσιάζουν χαλάρωση, όπως για παράδειγμα η άμμος τύπου Ottawa των πειραμάτων των Roth, Scott, and Austin [Roth, Scott, and Austin, 1981] και των αντιστοίχων αναλύσεων [Roth, Sweet, and Goodman, 1982], έως και $\psi_{res} \approx 0$, κάτι το οποίο ισχύει για πλήθος εδαφικών υλικών. Η παραμόρφωση “αστοχίας” ε_f έχει παρόμοια λογική με αυτήν του Bray [Bray, 1990 ; Bray et al, 1994]. Τυπικές τιμές της ε_f είναι 5% έως 15%. Η μεταβολή των προναφερθεισών μεταβλητών δείχνεται σε διαγραμματική μορφή στο **Σχήμα 2.2**.

2.3 Συνοπτική Ανάλυση Ευαισθησίας

Πριν προχωρήσουμε στα αποτελέσματα των αναλύσεων ελευθέρου πεδίου είναι χρήσιμη μια σύντομη αναφορά στα κυριότερα συμπεράσματα από την εκτέλεση προκαταρκτικών αναλύσεων ευαισθησίας.

Αρχικά, προκειμένου να ελεγχθεί ο απαιτούμενος λόγος πλάτους προς ύψος δημιουργήθηκαν προσομοιώματα με λόγους 5 : 1 έως και 2 : 1. Διεξήχθησαν αριθμητικές αναλύσεις στις οποίες όλες οι παράμετροι ήταν κοινές και το μόνο που άλλαζε ήταν ο λόγος πλάτους προς ύψος. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων με λόγους 5 : 1 και 4 : 1 παρουσίαζαν αμελητέες διαφορές. Οι διαφορές ανάμεσα στο προσομοίωμα με λόγο 4 : 1 και αυτό με λόγο 3 : 1 ήταν σχετικά μικρές, αλλά όχι αμελητέες. Οι διαφορές γίνονταν σημαντικές όταν ο λόγος έφτανε στο 2 : 1, όπου η επιρροή των συνόρων ήταν ξεκάθαρη. Το συμπέρασμα της εν λόγω διερευνήσεως είναι ότι λόγος πλάτους προς ύψος ίσος με 4 : 1 είναι αρκετός ώστε τα αποτελέσματα να μην επηρεάζονται από τα σύνορα, ακόμη δε και λόγος ίσος με 3.5 : 1 θα έδινε ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Στην συνέχεια, προκειμένου να ελεγχθεί η ευαισθησία των αποτελεσμάτων στην πυκνότητα της διακριτοποίησης εξετάστηκαν προσομοιώματα με αραιότερους και πυκνότερους καννάβους από αυτό που τελικά χρησιμοποιήθηκε. Πιο συγκεκριμένα, δημιουργήθηκαν προσομοιώματα

με στοιχεία από 0.5 m x 0.5 m, έως 5 m x 5 m. Γενικώς, μειώνοντας την διάσταση του πεπερασμένου στοιχείου η ζώνη των μεγάλων παραμορφώσεων έχει την δυνατότητα να παρουσιαστεί πιο εντοπισμένη. Είναι προφανές ότι η “λεπτότερη” ζώνη διαρρήξεως που μπορεί να δημιουργηθεί είναι μεγαλύτερη ή το πολύ ίση με την μέγιστη διάσταση του στοιχείου. Στις δοκιμές με αραιούς καννάβους η ζώνη αστοχίας ήταν αρκετά μεγάλου πλάτους και παρουσίαζε “οδοντωτή” μορφή, ακολουθώντας τα ευμεγέθη πεπερασμένα στοιχεία. Μειώνοντας την διάσταση των στοιχείων η διάρρηξη όχι μόνον εντοπίζονταν καλύτερα, αλλά και παρουσιάζονταν ομαλότερη. Στις αναλύσεις με πολύ πυκνή διακριτοποίηση (στοιχεία 0.5 m x 0.5 m) δεν παρουσιάζονταν σημαντική διαφορά της ζώνης αστοχίας απ’ ότι σε αυτές με ελαφρώς πυκνότερο κάνναβο (στοιχεία 1 m x 1 m).

Έχοντας καταλήξει στην απαιτούμενη διακριτοποίηση, εξετάστηκε η επιρροή της αραιώσης του καννάβου στα δύο ακραία τμήματα του προσομοιώματος (από στοιχεία 1 m x 1 m, σε στοιχεία 2 m x 1 m). Τα αποτελέσματα δεν παρουσίασαν καμία αξιοσημείωτη διαφορά. Σε όλες τις περιπτώσεις η διάρρηξη συνέβαινε στο πυκνό τμήμα του προσομοιώματος, χωρίς να επηρεάζεται από τα ελαφρώς αραιότερα ακραία τμήματα.

2.4 Αποτελέσματα Αριθμητικών Αναλύσεων Ελευθέρου Πεδίου

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων ελευθέρου πεδίου (χωρίς την ύπαρξη κατασκευής) οι οποίες διεξήχθησαν προκειμένου να ελεγχθεί και επαληθευτεί η ρεαλιστικότητα της εφαρμοζόμενης μεθοδολογίας. Δεδομένου ότι η παρούσα έρευνα αφορά κυρίως την περιοχή του Golcuk, όπου η διάρρηξη ήταν κανονικού τύπου, διεξήχθησαν αναλύσεις κανονικών διαρρήξεων μόνο, με γωνίες κλίσεως $\theta = 45^\circ$, 55° , και 65° . Οι κλίσεις αυτές είναι τυπικές για την περίπτωση κανονικών ρηγμάτων, χωρίς βέβαια μεγαλύτερες ή μικρότερες κλίσεις να μπορούν να αποκλειστούν. Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων K_0 ελήφθη ίσος με 0.5, τιμή ρεαλιστική για το θεωρούμενο εφελκυστικό τεκτονικό καθεστώς. Προκειμένου να εκτιμηθεί η μεταβολή της εδαφικής απόκρισης συναρτήσει της κανονικοποιημένης επιβαλλόμενης μετακινήσεως

(επιβαλλόμενη κατακόρυφη μετακίνηση / πάχος στρώσεως, στην ύψους $H = 40$ m εδαφική στρώση επεβλήθησαν διαφορικές μετακινήσεις $h = 0.4, 0.8, 1.2, 1.6,$ και 2.0 m, οι οποίες αντιστοιχούν σε αδιάστατη μετακίνηση $h / H = 1 \%, 2 \%, 3\%, 4 \%,$ και 5% .

Για την διερεύνηση και διεξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την επιρροή των εδαφικών παραμέτρων επελέγησαν τα εξής "ιδεατά" υλικά :

1) Εδαφικό Υλικό 1 :

Εδαφικό υλικό χαμηλής συνεκτικότητας σε σχετικά χαλαρή μορφή

$$c = 10 \text{ kPa}, \quad \phi = 35^\circ, \quad \phi_{res} = 22^\circ, \quad \psi = 6^\circ, \quad \psi_{res} = 2^\circ, \quad \epsilon_f = 5 \%$$

2) Εδαφικό Υλικό 2 :

Εδαφικό υλικό χαμηλής συνεκτικότητας σε σχετικά πυκνή μορφή

$$c = 10 \text{ kPa}, \quad \phi = 35^\circ, \quad \phi_{res} = 22^\circ, \quad \psi = 12^\circ, \quad \psi_{res} = 4^\circ, \quad \epsilon_f = 5 \%$$

3) Εδαφικό Υλικό 3 :

Εδαφικό υλικό μέτριας συνεκτικότητας σε σχετικά χαλαρή μορφή

$$c = 25 \text{ kPa}, \quad \phi = 25^\circ, \quad \phi_{res} = 15^\circ, \quad \psi = 6^\circ, \quad \psi_{res} = 2^\circ, \quad \epsilon_f = 5 \%$$

4) Εδαφικό Υλικό 4 :

Εδαφικό υλικό μέτριας συνεκτικότητας σε σχετικά πυκνή μορφή

$$c = 25 \text{ kPa}, \quad \phi = 25^\circ, \quad \phi_{res} = 15^\circ, \quad \psi = 12^\circ, \quad \psi_{res} = 4^\circ, \quad \epsilon_f = 5 \%$$

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με την μορφή διαγραμμάτων οριζοντίων Δx και κατακορύφων μετακινήσεων Δy , κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και οριζόντιας παραμορφώσεως ϵ στην εδαφική επιφάνεια (όπου εδράζονται οι υπό-εξέτασιν κατασκευές). Η κλίση της εδαφικής επιφάνειας β δίνει χρήσιμη πληροφόρηση για την αναμενόμενη καταπόνηση των κατασκευών. Η κλίση β , ή και γωνιακή παραμόρφωση όπως συχνά αποκαλείται, ανάμεσα σε δύο σημεία του εδάφους i και j δίνεται από την σχέση :

$$\beta = \frac{\Delta y(j) - \Delta y(i)}{\Delta x(j - i)} \quad (2.1)$$

όπου $\Delta x(j-i)$ η οριζόντια απόσταση των σημείων j, i .

Σε όλα τα διαγράμματα οι αποστάσεις (distance) x μετρώνται από το σημείο επιβολής της διαρρήξεως (το σημείο επιβολής της διαφορικής μετακινήσεως αντιστοιχεί στην θέση 0). Επιπλέον, παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για $h/H = 5\%$, με βάση τις οποίες ο αναγνώστης μπορεί να παρακολουθήσει την διάδοση της διαρρήξεως και την μεταβολή της γωνίας κλίσεως της. Τέλος, στις περιπτώσεις όπου παρουσιάζεται ανάπτυξη δευτερεύουσας διαρρήξεως, σημειώνεται το εύρος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας.

2.4.1 Ανάλυση ελευθέρου πεδίου υπό γωνίαν 45°

Εδαφικό Υλικό 1 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 6^\circ$

Στο **Σχήμα 2.3** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Στο **Σχήμα 2.4** παρουσιάζεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται συγκέντρωση των παραμορφώσεων με την αύξηση της αδιάστατης διαφορικής μετακίνησης h/H (h : επιβαλλόμενη διαφορική μετακίνηση, H : πάχος εδαφικής στρώσεως = 40 m), και σχηματισμός κατακρημνίσματος βαρύτητας.

Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 23 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η αύξηση της γωνίας της διαρρήξεως είναι προφανής. Αν η διάρρηξη είχε διαδοθεί στην ευθεία προέκταση της επιβαλλόμενης μετακίνησης, τότε δεδομένης της αρχικής γωνίας των 45° και του πάχους της εδαφικής στρώσεως $H = 40 \text{ m}$, θα έπρεπε να αναδυθεί στην επιφάνεια σε απόσταση ίση με $H / \tan 45^\circ = 40 \text{ m} / \tan 45^\circ = 40 \text{ m}$. Η δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση -25 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, σχηματίζει δηλαδή γωνία 62° με την πρωτεύουσα διάρρηξη. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 39%, στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -6% στην περιοχή της

δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 68%, στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 11%.

Τέλος, στο **Σχήμα 2.5** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 45° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 58° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται περαιτέρω, φτάνοντας τις 63° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας ελαφρά κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας φτάνει τα 48 m, ήτοι 1.2 H.

Εδαφικό Υλικό 2 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Όπως και προηγουμένως, στο **Σχήμα 2.6** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, στο δε **Σχήμα 2.7** παρουσιάζεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε . Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 21 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, υποδηλώνοντας μεγαλύτερη αύξηση της γωνίας της διαρρήξεως. Η δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση -23 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, εμφανίζοντας επίσης αυξημένη γωνία και σχηματίζοντας γωνία 56° με την πρωτεύουσα διάρρηξη. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 68%, στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -6% στην περιοχή της δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 68%, στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 4%.

Στο **Σχήμα 2.8** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 45° , εισερχόμενη

στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 60° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται περαιτέρω, φτάνοντας τις 64° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας φτάνει τα 44 m , ήτοι 1.1 H .

Εδαφικό Υλικό 3 : $c = 25\text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 60^\circ$

Στα Σχήματα 2.19 και 2.10 παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους και η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, καθώς και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 27 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, υποδηλώνοντας μικρότερη αύξηση της γωνίας της διαρρήξεως. Η δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση -29 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, εμφανίζοντας αυξημένη γωνία κλίσεως και σχηματίζοντας γωνία 70° με την πρωτεύουσα διάρρηξη. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 33% , στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -2% στην περιοχή της δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 56% , στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 4% .

Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5\%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 45° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 55° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται ελάχιστα, φτάνοντας τις 58° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας ανεπαισθητή κάμψη της διαρρήξεως. Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας είναι σαφώς μεγαλύτερο, φτάνοντας τα 56 m , ήτοι 1.4 H .

Εδαφικό Υλικό 4 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Στα **Σχήματα 2.12** και **2.13** δείχνεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η πρωτεύουσα διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 24 m , η δε δευτερεύουσα σε απόσταση -27 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, σχηματίζοντας γωνία 65° με την πρωτεύουσα διάρρηξη. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 31% , στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -1% στην περιοχή της δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 52% , στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 3% .

Στο **Σχήμα 2.14** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 45° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 58° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται μόνο κατά 2° , φτάνοντας τις 60° στην επιφάνεια του εδάφους και υποδηλώνοντας ανεπαισθητή κάμψη της διαρρήξεως. Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας είναι μικρότερο, φτάνοντας τα 51 m , ήτοι $1.3 H$. Αξίζει πάντως να σημειωθεί ότι στην περίπτωση αυτή η δευτερεύουσα αστοχία μετά βίας φτάνει στην επιφάνεια, όποτε και το σχηματιζόμενο κατακρημνισμό δύσκολα παρατηρείται.

2.4.2 Ανάλυση ελευθέρου πεδίου υπό γωνίαν 55°

Εδαφικό Υλικό 1 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 6^\circ$

Στο **Σχήμα 2.15** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, στο δε **Σχήμα 2.16** δείχνεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια

παραμόρφωση ε . Παρατηρείται και πάλι συγκέντρωση των παραμορφώσεων με την αύξηση της αδιάστατης διαφορικής μετακίνησης h/H (h : επιβαλλόμενη διαφορική μετακίνηση, H : πάχος εδαφικής στρώσεως = 40 m), και σχηματισμός κατακρημνίσματος βαρύτητας.

Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 20 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η αύξηση της γωνίας της διαρρήξεως είναι προφανής. Αν η διάρρηξη είχε διαδοθεί στην ευθεία προέκταση της επιβαλλόμενης μετακίνησης, τότε με γωνία 55° και πάχος εδαφικής στρώσεως $H = 40$ m, θα έπρεπε να αναδυθεί στην επιφάνεια σε απόσταση ίση με $H / \tan 55^\circ = 28$ m. Η δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση -24 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, σχηματίζει δηλαδή γωνία 57° με την πρωτεύουσα διάρρηξη. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 43%, στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -1% στην περιοχή της δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 45%, στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 2%.

Τέλος, στο **Σχήμα 2.17** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5$ %. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 55° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 63° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται ανεπαίσθητα, φτάνοντας τις 64° στην επιφάνεια του εδάφους, και υποδηλώνοντας μόνον ελαφρά κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Το πλάτος του σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας φτάνει τα 44 m, ήτοι 1.1 H.

Εδαφικό Υλικό 2 : $c = 10$ kPa, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Όπως και στα προηγούμενα, στο **Σχήμα 2.18** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, στο δε **Σχήμα 2.19** παρουσιάζεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του

εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε . Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 20 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, η δε δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται σε απόσταση -24 m . Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 43% , στην περιοχή αναδύσεως της πρωτεύουσας διάρρηξης, και ελάχιστη ίση με -1% στην περιοχή της δευτερεύουσας διαρρήξεως. Αντιστοίχως, η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 45% , στην πρωτεύουσα διάρρηξη. Στην δευτερεύουσα διάρρηξη η εφελκυστική παραμόρφωση φτάνει το 3% .

Στο **Σχήμα 2.20** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5\%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 55° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 65° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται περαιτέρω, φτάνοντας τις 67° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Το πλάτος του μετά βίας πλέον σχηματιζόμενου κατακρημνίσματος βαρύτητας φτάνει τα 44 m , ήτοι $1.1 H$.

Εδαφικό Υλικό 3 : $c = 25\text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 60^\circ$

Στα **Σχήματα 2.21** και **2.22** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους και η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, καθώς και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η πρωτεύουσα, και μοναδική, επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 24 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, υποδηλώνοντας μικρότερη αύξηση της γωνίας της διαρρήξεως. Δευτερεύουσα επιφάνεια αστοχίας και κατακρημνισμα βαρύτητας δεν παρουσιάζονται. Η γωνία β παρουσιάζει μέγιστη τιμή ίση με 25% , η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 42% .

Στο **Σχήμα 2.23** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5\%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 55° , εισερχόμενη

στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται ελαφρώς, αυξάνοντας την κλίση της στις 58° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται περαιτέρω, φτάνοντας τις 60° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας περιορισμένη κάμψη της διαρρήξεως.

Εδαφικό Υλικό 4 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Στα **Σχήματα 2.24** και **2.25** δείχνεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 20 m , σαφώς μικρότερη απ' ό τι στην προηγούμενη περίπτωση. Η γωνία β παρουσιάζει μέγιστη τιμή ίση με 25% , η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 41% . Δευτερεύουσα διάρρηξη και κατακρήμνισμα βαρύτητας δεν σχηματίζονται.

Στο **Σχήμα 2.26** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 55° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 59° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται κατά 3° , φτάνοντας τις 62° στην επιφάνεια του εδάφους και υποδηλώνοντας κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος.

2.4.3 Ανάλυση ελευθέρου πεδίου υπό γωνίαν 65°

Εδαφικό Υλικό 1 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 6^\circ$

Στο **Σχήμα 2.27** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, στο δε **Σχήμα 2.28** δείχνεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε . Παρατηρείται και πάλι συγκέντρωση των παραμορφώσεων

με την αύξηση της αδιάστατης διαφορικής μετακίνησης h/H (h : επιβαλλόμενη διαφορική μετακίνηση, H : πάχος εδαφικής στρώσεως = 40 m).

Η διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 18 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Αν η διάρρηξη διαδίδονταν στην ευθεία προέκταση της επιβαλλόμενης μετακίνησης, τότε δεδομένης της γωνίας 65° και του πάχους της εδαφικής στρώσεως $H = 40$ m, θα έπρεπε να αναδυθεί στην επιφάνεια σε απόσταση ίση με $H / \tan 65^\circ = 19$ m. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 29%, η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 36%. Δευτερεύουσα διάρρηξη και κατακρήμνισμα βαρύτητας δεν σχηματίζονται.

Τέλος, στο **Σχήμα 2.29** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5$ %. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 65° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 67° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται ανεπαίσθητα, φτάνοντας τις 68° στην επιφάνεια του εδάφους, και υποδηλώνοντας ανεπαίσθητη κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος.

Εδαφικό Υλικό 2 : $c = 10$ kPa, $\varphi = 35^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Όπως και στα προηγούμενα, στο **Σχήμα 2.30** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως, στο δε **Σχήμα 2.31** παρουσιάζεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε . Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 14 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η γωνία β έχει μέγιστη τιμή ίση με 28%, η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 32%.

Στο **Σχήμα 2.32** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5$ %. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 65° , καθώς εισέρχεται στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση

της στις 70° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της αυξάνεται περαιτέρω, φτάνοντας τις 72° στην επιφάνεια του εδάφους, υποδηλώνοντας ελαφρά κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος.

Εδαφικό Υλικό 3 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 60^\circ$

Στα **Σχήματα 2.33** και **2.34** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους και η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, καθώς και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η πρωτεύουσα επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 20 m από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται σχηματισμός δευτερεύουσας επιφανείας αστοχίας, η οποία όμως διαφέρει σε μορφή από αυτές που είδαμε μέχρι τώρα : η κλίση της τώρα δεν είναι ανάστροφης φοράς με αυτήν της κύριας (όπως στα προηγούμενα), αντιθέτως είναι μεν πιο απότομη αλλά έχει την ίδια φορά με την κύρια. Η γωνία β παρουσιάζει μέγιστη τιμή ίση με 16% , η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 28% . Στην δευτερεύουσα διάρρηξη παρατηρείται μέγιστη γωνία β ίση με 6% και μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση -3% .

Στο **Σχήμα 2.35** παρουσιάζονται οι ισούψεις των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η μεν πρωτεύουσα διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 65° , εισερχόμενη στο εδαφικό υλικό μειώνει ανεπαίσθητα την κλίση της στις 64° , ενώ φτάνει τελικά στην επιφάνεια με μειωμένη κλίση, ίση με 62° . Το γεγονός αυτό υποδηλώνει ελαφρά κάμψη της διαρρήξεως επάνω από το ανερχόμενο τέμαχος. Η δευτερεύουσα διάρρηξη ξεκινά μαζί με την κύρια, αλλά στην συνέχεια διακλαδίζεται και διαδίδεται προς την επιφάνεια καμπτόμενη επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος. Τελικά στην επιφάνεια αναδύεται με κλίση ίση με 93° , με την μορφή “ψευδο-ανάστροφης” διαρρήξεως δηλαδή. Η εν λόγω περίπτωση αποτελεί εξαίρεση στην μέχρι τώρα παρατηρηθείσα συμπεριφορά της διαδόσεως, χωρίς όμως αυτό να σημαίνει ότι είναι και εσφαλμένη. Ο σεισμός του Hebgen Lake της Μοντάνα

αποτελεί μια ανάλογη παρατήρηση στην φύση. Στο **Σχήμα 2.36** συγκρίνονται τα αποτελέσματα της εν λόγω αναλύσεως με την παρατηρηθείσα ρηγματική διάδοση του Hebgen Lake. Η σύγκριση είναι ποιοτικά ικανοποιητική.

Εδαφικό Υλικό 4 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\varphi = 25^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Στα **Σχήματα 2.37** και **2.38** δείχνεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η διάρρηξη αναδύεται στην επιφάνεια σε απόσταση 16 m , η οποία είναι σαφώς μικρότερη απ' ότι στην προηγούμενη περίπτωση. Η γωνία β παρουσιάζει μέγιστη τιμή ίση με 18% , η δε μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση είναι ίση με 23% . Δευτερεύουσα διάρρηξη και κατακρήμνισμα βαρύτητας δεν σχηματίζονται.

Στο **Σχήμα 2.39** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για αδιάστατη επιβαλλόμενη μετακίνηση $h/H = 5 \%$. Η διάρρηξη, έχοντας αρχική γωνία 65° , εισερχόμενη στο ενδοσιμότερο εδαφικό υλικό διαθλάται, αυξάνοντας την κλίση της στις 69° . Καθώς η διάρρηξη διαδίδεται προς την επιφάνεια, η κλίση της παραμένει πρακτικά σταθερή, αναδύεται δε στην επιφάνεια με γωνία οπότε ίση με 70° , χωρίς να κάμπτεται επάνω από το κατερχόμενο τέμαχος.

2.5 Σύνοψη των Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα

Τα σημαντικότερα αποτελέσματα των διενεργηθεισών αναλύσεων ελεύθερου πεδίου συνοψίζονται στον **Πίνακα 2.1**. Με βάση τον πίνακα αυτόν και σε συνδυασμό με όσα αναφέρθηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια είναι δυνατή η διεξαγωγή συμπερασμάτων.

Πίνακας 2.1 Σύνοψη αποτελεσμάτων αναλύσεων ελευθέρου πεδίου

		Πρωτεύουσα Διάρρηξη					Δευτερεύουσα			Κατακρήμνισμα	
θ (deg)	Εδαφικό Υλικό	d (m)	$\theta_{αρχ}$ (deg)	$\theta_{τελ}$ (deg)	β_{max} %	ϵ_{max} %	d (m)	β_{max} %	ϵ_{max} %	Εμφάνιση ✓ / X	L (m / αH)
45°	1	23	58	63	39	68	-25	-6	11	✓	48/1.2H
	2	21	60	64	68	68	-23	-6	4	✓	44/1.1H
	3	27	55	58	33	56	-29	-2	4	✓	56/1.4H
	4	24	58	60	31	52	-27	-1	3	✓	51/1.3H
55°	1	20	63	64	43	45	-24	-1	2	✓	44/1.1H
	2	20	65	67	43	45	-24	-1	3	✓	—
	3	24	58	60	25	42	—	—	—	X	—
	4	20	59	62	25	41	—	—	—	X	—
65°	1	18	67	68	29	36	—	—	—	X	—
	2	14	70	72	28	32	—	—	—	X	—
	3	20	64	62	16	28	4*	6	-3	✓	—
	4	16	69	70	18	23	—	—	—	X	—

Υπόμνημα:

Εδαφικό Υλικό 1 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 6^\circ$

Εδαφικό Υλικό 2 : $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 35^\circ$, $\psi = 12^\circ$

Εδαφικό Υλικό 3 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $\psi = 6^\circ$

Εδαφικό Υλικό 4 : $c = 25 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $\psi = 12^\circ$

* : ψευδο-ανάστροφη δευτερεύουσα διάρρηξη,
 $\theta_{τελ} = 93^\circ$

d : Απόσταση από την προβολή του σημείου επιβολής της παραμορφώσεως

$\theta_{αρχ}$: Αρχική γωνία διαδόσεως

$\theta_{τελ}$: Τελική γωνία διαδόσεως

β_{max} : Μέγιστη γωνία κλίσεως

ϵ_{max} : Μέγιστη οριζόντια παραμόρφωση
(εφελκυσμός, = +, θλίψη = -)

\bar{L} : Πλάτος κατακρημνίσματος

Τα κυριότερα συμπεράσματα που ανακύπτουν την μελέτη των αποτελεσμάτων των αναλύσεων ελευθέρου πεδίου, και την σύγκριση τους με τα πραγματικά περιστατικά, τις εργαστηριακές έρευνες, αλλά και τις προαναφερθείσες προϋπάρχουσες αριθμητικές προσομοιώσεις έχουν ως εξής :

1. Σε όλες τις περιπτώσεις οι κανονικές διαρρήξεις διαδιδόμενες διαμέσω του εδαφικού υλικού κάμπτονται πάνω από το κατερχόμενο τέμαχος, κάτι το οποίο γίνεται άμεσα αντιληπτό από την αύξηση της κλίσεως. Το μεγαλύτερο μέρος της μεταβολής αυτής συμβαίνει στην διεπιφάνεια βραχώδους υποβάθρου – εδάφους λόγω "διαθλάσεως. Η διάρρηξη έχει την τάση να καμφθεί περαιτέρω πλησιάζοντας την επιφάνεια.
2. Η κάμψη της διαρρήξεως πάνω από το κατερχόμενο τέμαχος και η αύξηση της κλίσεως, αυξάνονται με την αύξηση της διασταλτικότητας. Στα κοκκώδη υλικά 1 και 2 παρατηρούνται πιο απότομες τελικές κλίσεις απ, ότι στα συνεκτικά υλικά 3 και 4. Υπάρχει δηλαδή εξίσου σημαντική εξάρτηση τόσο από τις παραμέτρους αντοχής, όσο και από τις κινηματικές (διασταλτικότητα).
3. Δευτερεύουσα διάρρηξη και κατακρήμνισμα βαρύτητας σχηματίζονται για όλα τα εξετασθέντα εδαφικά υλικά, στην περίπτωση διαρρήξεως υπό γωνίαν 45° . Αντιθέτως, για κλίση 55° δευτερεύουσα αστοχία παρατηρείται μόνον για τα αμώδη υλικά 1 και 2. Στην περίπτωση διαρρήξεως υπό γωνίαν 65° δεν παρατηρείται δευτερεύουσα διάρρηξη ούτε κατακρήμνισμα. Επιβεβαιώνεται δηλαδή ότι η δευτερεύουσα αστοχία σχηματίζεται μόνον για μικρές κλίσεις, $\theta \leq 45^\circ + \psi/2$, αν και οι παράμετροι αντοχής φαίνεται να παίζουν επίσης κάποιον, εξίσου σημαντικό, ρόλο.
4. Το εύρος του κατακρημνίσματος κυμαίνεται από 1.1 H έως 1.4 H. Αύξηση της διασταλτικότητας οδηγεί σε μείωση του εύρος του κατακρημνίσματος. Στα συνεκτικά υλικά 3 και 4 το εύρος του κατακρημνίσματος είναι μεγαλύτερο απ' ότι στα κοκκώδη υλικά 1 και 2. Και πάλι δηλαδή παρατηρείται εξίσου σημαντική εξάρτηση και από τις παραμέτρους αντοχής.

5. Τόσο η οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση, όσο και η γωνία κλίσεως β αυξάνονται με την μείωση της κλίσεως της διάρρηξης. Η εφελκυστική παραμόρφωση τείνει γενικά να μειωθεί αυξανόμενης της διασταλτικότητας. Επιπροσθέτως, στα αργιλικά υλικά 3 και 4 παρατηρούνται χαμηλότερες εφελκυστικές παραμορφώσεις σε σχέση με τα κοκκώδη υλικά 1 και 2. Δηλαδή, για άλλη μια φορά οι παράμετροι αντοχής εμφανίζονται εξίσου σημαντικές.
6. Το χρησιμοποιούμενο προσομοίωμα συμφωνεί τόσο με τα πραγματικά περιστατικά όσο και με την πλειοψηφία των εργαστηριακών ερευνών. Η διάρρηξη συμπεριφέρεται όπως αναμένεται, σε όλες δε τις περιπτώσεις η αστοχία παρουσιάζεται συγκεντρωμένη σε μικρό πλάτος (2 – 3 πεπερασμένα στοιχεία). Η προσομοίωση με την χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων, σε συνδυασμό με το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb με ικανότητα χαλάρωσης, αποδεικνύεται ικανή για την ικανοποιητική προσέγγιση της διάδοσης της διαρρήξεως.

3. Αλληλεπίδραση Ρήγματος - Κατασκευής

3.1 Μεθοδολογία Αναλύσεως

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, προκειμένου να εκτιμηθεί η αλληλεπίδραση εδαφικής διαρρήξεως – κατασκευής ακολουθείται μεθοδολογία αναλύσεως του προβλήματος σε δύο βήματα:

- i) Σε πρώτη φάση αναλύεται αριθμητικά η διάδοση της διαρρήξεως σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου (σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, όπως αναλύθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο),
- ii) Με βάση τα αποτελέσματα της αναλύσεως του πρώτου βήματος, και γνωρίζοντας την ακριβή θέση αναδύσεως της διαρρήξεως στην επιφάνεια, τοποθετείται η κατασκευή και το σύστημα επιλύεται αριθμητικά εξ αρχής.

Συγκρίνοντας την εδαφική απόκριση, όπως ενδεικτικά παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.1**, είναι δυνατή η εκτίμηση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής και η εξαγωγή συμπερασμάτων. Προκειμένου να είναι (κατά το δυνατόν) ισοδύναμη η ανάλυση, λαμβάνονται ισοδύναμες ανά τρέχον μέτρο δυσκαμψίες και φορτία των δομικών στοιχείων της κατασκευής.

3.2 Το Αριθμητικό Προσομοίωμα

Το προσομοίωμα σε ό,τι αφορά την εδαφική στρώση παραμένει το ίδιο, όπως περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Το πάχος της εδαφικής στρώσεως παραμένει ίσο με 40 m, με το πλάτος να φτάνει τα 160 m, δηλαδή ο λόγος πλάτους προς ύψος είναι ίσος με 4 : 1. Στα κεντρικά 80 m του αριθμητικού προσομοιώματος τα πεπερασμένα στοιχεία έχουν διάσταση (πλάτος x ύψος) 1 m x 1 m, και στα άκρα του προσομοιώματος είναι λίγο αραιότερη, με διαστάσεις πεπερασμένων 2 m x 1 m. Η διαφορική μετακίνηση εφαρμόζεται στο αριστερό ήμισυ του προσομοιώματος με διαδικασία πολλών

βημάτων. Επί του προσομοιώματος αυτού τοποθετούνται οι 11 κατασκευές του **Σχήματος 3.2**, οι οποίες προσομοιώνονται με χρήση ραβδωτών στοιχείων (beam elements) τα οποία συνδέονται με το έδαφος μέσω στοιχείων κενού (gap elements). Με τον τρόπο αυτό, είναι δυνατή η αποκόλληση της κατασκευής από το έδαφος, αλλά και η σχετική ολίσθηση εφόσον ξεπεραστεί η μέγιστη διατμητική τάση στην διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής.

Οι κατασκευές αυτές επελέγησαν ως χαρακτηριστικές των κτιρίων της περιοχής του Denizevler της Τουρκίας, η οποία αποτελεί την περιοχή ενδιαφέροντος της παρούσας έρευνας. Πιο συγκεκριμένα, αναλύονται τρεις τύποι ανωδομής : (i) κτίριο 2 ορόφων – συνολικού φορτίου 20 kPa, (ii) κτίριο 4 ορόφων – συνολικού φορτίου 40 kPa, και (iii) κτίριο 5 ορόφων – συνολικού φορτίου 50 kPa, και τέσσερις τύποι θεμελιώσεως : (α) θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 20 cm, (β) θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση 50 cm, (γ) θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση 1 m, και (δ) θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια πλάτους 2 m και πάχους 50 cm. Το πλάτος της ανωδομής είναι 10 m, θεωρείται δε κάνναβος υποστυλωμάτων 5 m x 5m. Οι διαστάσεις αυτές είναι τυπικές τόσο των κτιρίων του Denizevler όσο και των συνήθων κτιριακών κατασκευών. Τόσο τα υποστυλώματα όσο και οι δοκοί έχουν διατομή 50 cm x 50 cm. Η διάσταση αυτή είναι λογική για τις συνήθεις κτιριακές κατασκευές, για τα μεν υποστυλώματα για προφανείς λόγους, για τα δε δοκάρια συνυπολογίζοντας την συνεισφορά των πλακών με λειτουργία πλακοδοκού.

Όπως δείχνεται στο **Σχήμα 3.3** τα προαναφερθέντα δομήματα τοποθετούνται σε δύο διαφορετικές θέσεις ως προς την εδαφική διάρρηξη : (i) σε απόσταση 2 m δεξιά από το σημείο αναδύσεως της διάρρηξης στην επιφάνεια, και (ii) σε απόσταση 10 m (2 m αριστερά δηλαδή) από το σημείο αναδύσεως της διάρρηξης στην επιφάνεια. Στην πρώτη περίπτωση, το κτίριο εδράζεται κατά κύριο λόγο στο ανερχόμενο τέμαχος, ενώ αντιθέτως, στην δεύτερη περίπτωση το δόμημα εδράζεται στο κατερχόμενο τέμαχος. Στο Denizevler το μεν Κτίριο 3, το οποίο δείχνεται στο **Σχήμα 3.4** είναι χαρακτηριστικό της πρώτης περίπτωσης, το δε Κτίριο 1 του **Σχήματος 3.5** είναι χαρακτηριστικό της δεύτερης. Δεδομένου του πλήθους των προς ανάλυσιν συνδυασμών κατασκευής, θεμελίωσης, και σχετικής θέσεως ως προς την διάρρηξη, οι αναλύσεις διεξήχθησαν με αρχική γωνία κλίσεως

$\theta = 55^\circ$, η οποία θεωρείται αρκετά αντιπροσωπευτική για την περιοχή του Denizevler.

Προκειμένου να είναι δυνατή η αξιολόγηση των εντατικών μεγεθών και των αναμενόμενων βλαβών στις κατασκευές αυτές είναι απαραίτητη μια ενδεικτική τουλάχιστον εκτίμηση της αντοχής των δομικών στοιχείων. Δεδομένου ότι η φόρτιση είναι ψευδό-στατική (η επιβαλλόμενη μετακίνηση δεν είναι αναστρέψιμη όπως στην δυναμική καταπόνηση του σεισμού) η έννοια της πλαστιμότητας δεν είναι εφαρμόσιμη. Αν τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη ξεπεράσουν την αντοχή τότε θεωρείται ότι αστοχούν. Στο **Σχήμα 3.6** παρουσιάζονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για την χρησιμοποιούμενη διατομή (50 cm x 50 cm), (α) για σχετικά ελαφριά όπλιση, και (β) για σχετικά βαριά όπλιση. Η ελαφριά όπλιση περιλαμβάνει διαμήκη οπλισμό 8Φ19 και εγκάρσιο οπλισμό Φ10/30 cm. Η πιο βαριά όπλιση περιλαμβάνει διαμήκη οπλισμό 8Φ25 και εγκάρσιο Φ10/20 cm.

Χρησιμοποιήθηκε ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα με κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και δυνατότητα χαλάρωσης του υλικού αυξανόμενης της πλαστικής παραμορφώσεως. Δεδομένων των γεωτρήσεων που έχουν εκτελεστεί στην περιοχή του Denizevler, οι οποίες παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3.7**, και προκειμένου η προσομοίωση να είναι ρεαλιστική για την εν λόγω περιοχή, χρησιμοποιήθηκε το παρακάτω εξιδανικευμένο εδαφικό υλικό :

Εξιδανικευμένο Εδαφικό Υλικό Περιοχής Denizevler :

Εδαφικό υλικό σχετικά χαμηλής συνεκτικότητας σε ιδιαίτερα χαλαρή μορφή
 $c = 10 \text{ kPa}$, $\phi = 25^\circ$, $\phi_{\text{res}} = 15^\circ$, $\psi = 12^\circ$, $\psi_{\text{res}} = 4^\circ$, $\epsilon_f = 5 \%$

Η εν λόγω επιλογή εδαφικών παραμέτρων συμφωνεί απόλυτα και με τα αποτελέσματα της γεωτεχνικής έρευνας στην περιοχή του εργοστασίου της FORD, το οποίο βρίσκεται πολύ κοντά στην υπό εξέταση περιοχή.

3.3 Αποτελέσματα των Αριθμητικών Αναλύσεων Αλληλεπίδρασης Εδαφικής Διαρρήξεως – Κατασκευής

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αλληλεπίδρασης εδαφικής διαρρήξεως – κατασκευής. Όπως και στο προηγούμενο Κεφάλαιο, τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται με την μορφή διαγραμμάτων οριζοντίων Δx και κατακορύφων μετακινήσεων Δy , κλίσεως β της επιφάνειας του εδάφους, και οριζόντιας παραμορφώσεως ε στην εδαφική επιφάνεια (όπου εδράζονται οι υπό-εξέτασιν κατασκευές). Στα διαγράμματα αυτά συγκρίνεται η απόκριση του ελευθέρου πεδίου με αυτήν του προσομοιώματος το οποίο περιλαμβάνει και την κατασκευή. Ο ρόλος της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής γίνεται αντιληπτός μέσα από την τροποποίηση της αποκρίσεως. Επιπλέον, παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, για $h/H = 5\%$, με βάση τις οποίες ο αναγνώστης μπορεί να παρακολουθήσει την διάδοση της διαρρήξεως και την τροποποίηση της διαδρομής της πλησιάζοντας στο εγγύς πεδίο της κατασκευής. Τέλος, παρουσιάζονται και τα αναπτυσσόμενα στην ανωδομή εντατικά μεγέθη : αξονικές δυνάμεις N , και καμπτικές ροπές M . Συγκρίνοντας τα αναπτυσσόμενα ζεύγη με την περιβάλλουσα αντοχής των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης εκτιμάται το πιθανό αποτέλεσμα της επιβαλλόμενης μετακίνησης στην υπό-ανάλυσιν κατασκευή.

3.3.1 Ανάλυση διωρόφου κτιρίου σε απόσταση 2 m από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.2 m

Στο **Σχήμα 3.8** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Στο **Σχήμα 3.9** δείχνεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφάνειας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της

διαρρήξεως. Παρατηρείται μετατόπιση της διαρρήξεως προς τα αριστερά κατά $1 - 1.5 \text{ m}$. Επιπλέον, στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής έχει “εξαφανιστεί” η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους και έχει αντικατασταθεί με μια περιοχή η οποία τείνει να στραφεί μονολιθικά. Η εξήγηση έρχεται μέσα από τα **Σχήματα 3.10** και **3.11** όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το διώροφο κτίριο, αφενός έχει εκτρέψει την επιφανειακή διάρρηξη κατά 1 m περίπου, αφετέρου δε τμήμα του κτιρίου πλάτους 1 m περίπου έχει “καταφέρει” να σταθεί ως πρόβολος. Ολόκληρο το κτίριο παρουσιάζει διαφορική καθίζηση ίση με 20 cm , η οποία μεταφράζεται σε κλίση ίση με 2% . Η κλίση αυτή μπορεί να είναι λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το $1:300$ κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Εφόσον η θεμελίωση αποτελείται από γενική κοιτόστρωση η διαφορική αυτή καθίζηση μεταφέρεται στην κατασκευή ομοιόμορφα και μεταφράζεται σε περιστροφή αυτής ως στερεό σώμα. Βέβαια το κατά πόσον ο ισχυρισμός αυτός είναι κοντά στην πραγματικότητα εξαρτάται από τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη. Στο **Σχήμα 3.12** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στις δοκούς όπου είναι ίση με 320 kNm και στις βάσεις των ακραίων υποστυλωμάτων όπου φτάνει τα 190 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 60 kN (εφελκυσμός δηλαδή), στα δε ακραία υποστυλώματα η αξονική δύναμη είναι μεν θλιπτική, δεν ξεπερνά όμως τα -200 kN . Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι οι δοκοί θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς βαριά οπλισμένες. Τα ακραία υποστυλώματα μόνον αν ήταν βαρέως οπλισμένα θα μπορούσαν να παραλάβουν την εν λόγω φόρτιση. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 175 kNm , έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 200 kNm θα ήταν σε θέση να αντέξει οριακά την καταπόνηση.

Λαμβάνοντας υπόψιν την συνεισφορά των τοίχων και των πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή θα μπορούσε πιθανώς να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως μόνον εφόσον ήταν σχετικώς καλά οπλισμένα, με πολύ σοβαρές όμως βλάβες τόσο στα ακραία υποστυλώματα, όσο και στις δοκούς και πλάκες αυτής.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.5 m

Στα **Σχήματα 3.13** και **3.14** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται ελαφρώς μεγαλύτερη εκτροπή της εδαφικής διαρρήξεως προς τα αριστερά, ενώ και πάλι στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής "εξαφανίζεται" η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους η οποία έχει αντικατασταθεί με μια περιοχή σταθερών κλίσεων. Στα **Σχήματα 3.15** και **3.16** όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων γίνεται εμφανές ότι το διώροφο κτίριο καί έχει εκτρέψει την επιφανειακή διάρρηξη κατά 1 - 1.5 m περίπου, αλλά και "καταφέρνει" να σταθεί ως πρόβολος σε ένα τμήμα πλάτους 1 m περίπου. Η διαφορική καθίζηση είναι τώρα ελαφρώς μεγαλύτερη και ίση με 22 cm, που συνεπάγεται κλίση ίση με 2.2%. Η κλίση αυτή και πάλι είναι λειτουργικά μη αποδεκτή αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Η γενική κοιτόστρωση είναι τώρα ακόμη πιο άκαμπτη λόγω του αυξημένου πάχους της (0.5 m) οπότε και παραλαμβάνει μεγαλύτερη καμπτική ροπή, η οποία φτάνει τα 790 kNm. Με ροπή αντοχής της τάξεως των 950 kNm η πλάκα αυτή δεν κινδυνεύει, αρκεί βέβαια να είναι οπλισμένη. Στο **Σχήμα 3.17** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται και πάλι στις δοκούς όπου είναι ίση με 225 kNm και στις βάσεις των ακραίων υποστυλωμάτων όπου φτάνει τα 220 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 95 kN (εφελκυσμός δηλαδή), στα δε ακραία υποστυλώματα η αξονική δύναμη είναι μεν θλιπτική, χωρίς να ξεπερνά τα -200 kN. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι αμφότεροι οι δοκοί και τα υποστυλώματα θα αστοχούσαν οριακά, μόνον αν ήταν ελαφριά οπλισμένα.

Λαμβάνοντας υπόψιν την πιθανή συνεισφορά τοίχων και πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή θα μπορούσε πιθανώς να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως με μικρές σχετικά βλάβες. Αν δε ήταν βαριά οπλισμένη τότε οι βλάβες θα περιοριζονταν στην

παραμένουσα διαφορική καθίζηση, οπότε και θα έθεταν προβλήματα λειτουργικότητας μόνον.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 1.0 m

Όπως δείχνεται στα **Σχήματα 3.18** και **3.19** όπου παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε , παρατηρείται τώρα ακόμη μεγαλύτερη εκτροπή της εδαφικής διαρρήξεως προς τα αριστερά. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις, στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής "εξαφανίζεται" η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους και αντικαθίσταται από μια περιοχή σταθερών κλίσεων. Παρατηρώντας τα **Σχήματα 3.20** και **3.21**, όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων, γίνεται εμφανές ότι το διώροφο κτίριο με την ιδιαίτερα στιβαρή γενική κοιτόστρωση έχει εκτρέψει την επιφανειακή διάρρηξη σχεδόν πλήρως, κατά 2.0 m περίπου δηλαδή. Η διαφορική καθίζηση είναι ελαφρώς μεγαλύτερη και ίση με 23 cm, που συνεπάγεται κλίση ίση με 2.3%. Η κλίση αυτή και πάλι είναι λειτουργικά μη αποδεκτή αλλά δεν συνεπάγεται κατάρρευση.

Η γενική κοιτόστρωση είναι πολύ πιο άκαμπτη λόγω του αυξημένου πάχους της (1.0 m) οπότε παραλαμβάνει ακόμη μεγαλύτερη καμπτική ροπή, ίση με 1720 kNm. Με ροπή αντοχής της τάξεως των 2300 kNm η πλάκα αυτή δεν κινδυνεύει, αρκεί να είναι οπλισμένη. Στο **Σχήμα 3.22** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές στην ανωδομή. Η μέγιστη ροπή στις δοκούς είναι ίση με 120 kNm και στις βάσεις των ακραίων υποστυλωμάτων δεν ξεπερνά τα 80 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 50 kN (εφελκυσμός δηλαδή), στα δε ακραία υποστυλώματα η αξονική δύναμη είναι μεν θλιπτική, χωρίς να ξεπερνά τα -350 kN. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι αμφότεροι οι δοκοί και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν ελαφρά οπλισμένα.

Το μεγαλύτερο μέρος της καταπόνησης έχει παραληφθεί από την ιδιαίτερα στιβαρή πλάκα θεμελιώσεως, αφήνοντας την ανωδομή πρακτικά ανέπαφη. Συμπεραίνουμε ότι η εν λόγω κατασκευή, ακόμη κι αν ήταν πτωχά

οπλισμένη (όπως είναι οι περισσότερες κτιριακές κατασκευές στην Τουρκία) , δεν θα είχε πρόβλημα να επιζηήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως με πρακτικά ασήμαντες βλάβες. Ουσιαστικά η μόνη βλάβη στην περίπτωση αυτή θα ήταν η παραμένουσα διαφορική καθίζηση η οποία είναι από απόψεως λειτουργικότητας προβληματική.

Θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια

Στα **Σχήματα 3.23** και **3.24** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η μετατόπιση της διαρρήξεως προς τα αριστερά είναι σαφώς περιορισμένη σε σχέση με τις κατασκευές με θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης. Στα **Σχήματα 3.25** και **3.26** παρουσιάζονται οι ισούψεις των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το διώροφο κτίριο με τα μεμονωμένα πέδιλα, έχει εκτρέψει πολύ λιγότερο την επιφανειακή διάρρηξη. Το τμήμα του κτιρίου το οποίο εδράζεται στο κατερχόμενο τέμαχος "δυσκολεύεται" να σταθεί ως πρόβολος, αφού τα μόνα μεταξύ των υποστυλωμάτων συνδετικά στοιχεία είναι οι δοκοί της ανωδομής. Το κτίριο παρουσιάζει μεγαλύτερη διαφορική καθίζηση η οποία φτάνει τα 33 cm , μεταφραζόμενη σε κλίση ίση με 3.3% . Η κλίση αυτή καί είναι λειτουργικά μη αποδεκτή, αλλά και όπως θα δούμε μεταφέρεται ως φόρτιση στην ανωδομή.

Εφόσον η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα θεμέλια η διαφορική αυτή καθίζηση μεταφέρεται στην ανωδομή ανομοιόμορφα και μεταφράζεται σε καταπόνηση τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων. Στο **Σχήμα 3.27** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται και πάλι στις δοκούς όπου φτάνει τα 470 kNm και στα ακραία υποστυλώματα όπου είναι ίση με 250 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 160 kN (εφελκυσμός), στα δε ακραία υποστυλώματα η αξονική δύναμη είναι μεν θλιπτική, δεν ξεπερνά όμως τα -150 kN . Με βάση τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι οι δοκοί θα αστοχούσαν σε κάθε περίπτωση, ακόμη κι αν ήταν βαριά οπλισμένες. Τα

ακραία υποστυλώματα μόνον αν ήταν βαρέως οπλισμένα θα μπορούσαν ενδεχομένως οριακά να παραλάβουν την εν λόγω φόρτιση.

Λαμβάνοντας υπόψιν ακόμη και την συνεισφορά των τοίχων και των πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή δύσκολα θα μπορούσε να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς καλά οπλισμένη. Ακόμη και σε ένα τέτοιο αισιόδοξο σενάριο οι βλάβες θα ήταν ιδιαίτερα αυξημένες. Αν η κατασκευή ήταν ελαφριά οπλισμένη (όπως η συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών στο Denizevler), τότε η μερική κατάρρευση της κατασκευής θα ήταν το πιθανότερο σενάριο.

3.3.2 Ανάλυση τετραωρόφου κτιρίου σε απόσταση 2 m από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.2 m

Στο **Σχήμα 3.28** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Στο **Σχήμα 3.29** δείχνεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται εκτροπή της διαρρήξεως προς τα αριστερά κατά τι μικρότερη των 2 m. Στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους έχει "αντικατασταθεί" και πάλι με μια περιοχή η οποία τείνει να στραφεί μονολιθικά. Στα **Σχήματα 3.30** και **3.31** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο αφενός εκτρέπεται την επιφανειακή διάρρηξη κατά 2 m περίπου, αφετέρου δε μικρό τμήμα του στέκεται ως πρόβολος. Η διαφορική καθίζηση είναι ίση με 21 cm, η οποία μεταφράζεται σε κλίση ίση με 2.1%, η οποία και πάλι είναι λειτουργικά μη αποδεκτή.

Εφόσον η θεμελίωση αποτελείται από γενική κοιτόστρωση η διαφορική αυτή καθίζηση μεταφέρεται στην κατασκευή ομοιόμορφα με την μορφή περιστροφής αυτής ως στερεό σώμα. Στο **Σχήμα 3.32** παρουσιάζονται οι

αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή στις δοκούς φτάνει τα 300 kNm και στα υποστυλώματα τα 290 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 140 kN (εφελκυσμός). Στα υποστυλώματα είναι θλιπτική και κυμαίνεται από -150 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -400 kN (ισόγειο) στα ακραία υποστυλώματα, και από -450 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -1600 kN (ισόγειο) στο μεσαίο. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι οι δοκοί θα αστοχούσαν σίγουρα αν ήταν ελαφρώς οπλισμένες, στην δε περίπτωση βαριάς οπλίσεως οριακά μάλλον και πάλι θα αστοχούσαν. Τα ακραία υποστυλώματα μόνον αν ήταν βαρέως οπλισμένα θα μπορούσαν να παραλάβουν την εν λόγω φόρτιση. Το μεσαίο υποστυλώμα λόγω της αυξημένης θλιπτικής εντάσεως δεν θα κινδύνευε. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 290 kNm . Με ροπή αντοχής της τάξεως των 200 kNm δεν θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή δύσκολα θα επεβίωνε της επιβληθείσας εδαφικής μετακίνησης. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το πρόβλημα ξεκινά από την κοιτόστρωση. Ακόμη κι αν η ανωδομή κατάφερνε να επιζήσει (χάρη στις ενδεχόμενες υπερ-αντοχές και στην συνεισφορά τοίχων και πλακών), με την πρακτικά βέβαιη αστοχία της κοιτόστρωσης η σύνδεση μεταξύ των υποστυλωμάτων θα ήταν πλέον ιδιαίτερα ασθενής. Αυτό θα οδηγούσε σε περαιτέρω αύξηση της καταπόνησης της ανωδομής, με τελικό επακόλουθο την κατάρρευση.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.5 m

Στα **Σχήματα 3.33** και **3.34** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται τώρα εντονότερη εκτροπή της εδαφικής διαρρήξεως προς τα αριστερά, ενώ και πάλι στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής "εξαφανίζεται" η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους η οποία αντικαθίσταται με περιοχή σταθερών

κλίσεων. Στα **Σχήματα 3.35** και **3.36** όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων γίνεται εμφανές ότι το τετραώροφο κτίριο καί έχει εκτρέψει σχεδόν πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη (κατά 2 m περίπου). Η διαφορική καθίζηση είναι ελαφρώς μεγαλύτερη και ίση με 25 cm, που συνεπάγεται κλίση ίση με 2.5%. Η κλίση αυτή και πάλι είναι λειτουργικά μη αποδεκτή αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Η γενική κοιτόστρωση είναι πιο άκαμπτη λόγω του αυξημένου πάχους της (0.5 m) οπότε και παραλαμβάνει μεγαλύτερη καμπτική ροπή, η οποία φτάνει τα 890 kNm. Με ροπή αντοχής της τάξεως των 950 kNm η πλάκα αυτή δεν κινδυνεύει, αρκεί βέβαια να είναι ορθώς οπλισμένη. Στο **Σχήμα 3.37** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή τόσο στις δοκούς όσο και στα υποστυλώματα φτάνει τα 270 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 130 kN (εφελκυσμός). Στα υποστυλώματα είναι θλιπτική και κυμαίνεται από -120 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -400 kN (ισόγειο) στα ακραία υποστυλώματα, και από -370 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -1450 kN (ισόγειο) στο μεσαίο. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι οι δοκοί και τα ακραία υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν μόνον αν ήταν βαρέως οπλισμένα. Το μεσαίο υποστυλώμα λόγω της αυξημένης θλιπτικής εντάσεως δεν θα κινδύνευε σε καμία περίπτωση.

Λαμβάνοντας υπόψιν την πιθανή συνεισφορά τοίχων και πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η κατασκευή θα μπορούσε πιθανώς να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως με μικρές σχετικά βλάβες, αν ήταν σχετικά βαριά οπλισμένη, με σημαντικότερες δε βλάβες σε περίπτωση ελαφριάς οπλίσεως. Η παραμένουσα διαφορική καθίζηση θα έθετε προβλήματα λειτουργικότητας σε κάθε περίπτωση.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 1.0 m

Όπως δείχνεται στα **Σχήματα 3.38** και **3.39** όπου παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε , παρατηρείται τώρα

ακόμη μεγαλύτερη εκτροπή της εδαφικής διαρρήξεως προς τα αριστερά, η οποία μάλιστα φτάνει τα 3 m. Αυτό γίνεται αντιληπτό και στα **Σχήματα 3.40** και **3.41**, όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Η διαφορική καθίζηση είναι τώρα λίγο μικρότερη και ίση με 20 cm, που συνεπάγεται κλίση ίση με 2.0%. Η κλίση αυτή και πάλι είναι λειτουργικά μη αποδεκτή αλλά δεν συνεπάγεται κατάρρευση.

Η γενική κοιτόστρωση είναι ιδιαίτερα άκαμπτη λόγω του αυξημένου πάχους της (1.0 m) οπότε παραλαμβάνει ακόμη μεγαλύτερη καμπτική ροπή, ίση με 1850 kNm. Με ροπή αντοχής της τάξεως των 2300 kNm η πλάκα αυτή δεν κινδυνεύει, αρκεί να είναι οπλισμένη. Στο **Σχήμα 3.42** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή στις δοκούς φτάνει τα 120 kNm, στα δε υποστυλώματα δεν ξεπερνά τα 70 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 50 kN (εφελκυσμός). Στα υποστυλώματα είναι θλιπτική και κυμαίνεται από -140 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -700 kN (ισόγειο) στα ακραία υποστυλώματα, και από -250 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -1100 kN (ισόγειο) στο μεσαίο. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν ακόμη κι αν ήταν ελαφρώς οπλισμένα.

Το μεγαλύτερο μέρος της καταπόνησης παραλαμβάνεται από την ιδιαίτερα στιβαρή πλάκα θεμελιώσεως, αφήνοντας την ανωδομή πρακτικά ανέπαφη. εν λόγω κατασκευή, ακόμη κι αν ήταν πτωχά οπλισμένη (όπως είναι οι περισσότερες κτιριακές κατασκευές της Τουρκίας), δεν θα είχε πρόβλημα να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως με πρακτικά ασήμαντες βλάβες. Η μόνη βλάβη στην περίπτωση αυτή θα ήταν η παραμένουσα διαφορική καθίζηση.

Θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια

Στα **Σχήματα 3.43** και **3.44** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η μετατόπιση της διαρρήξεως προς τα αριστερά είναι ελαφρώς περιορισμένη σε σχέση με τις κατασκευές με

θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης. Στα **Σχήματα 3.45** και **3.46** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο με τα μεμονωμένα πέλδρα, έχει εκτρέψει πολύ λιγότερο την επιφανειακή διάρρηξη. Επιπλέον, εμφανίζεται μια περιορισμένης εκτάσεως διακλάδωση της διαρρήξεως η οποία αναδύεται στην επιφάνεια ανάμεσα στα θεμέλια. Το τμήμα του κτιρίου το οποίο εδράζεται στο κατερχόμενο τέμαχος δεν μπορεί να σταθεί ως πρόβολος, αφού τα μόνα μεταξύ των υποστυλωμάτων συνδετικά στοιχεία είναι οι δοκοί της ανωδομής. Το κτίριο παρουσιάζει αυξημένη διαφορική καθίζηση η οποία φτάνει τα 57 cm , και μεταφράζεται σε κλίση ίση με 5.7% . Η κλίση αυτή είναι λειτουργικά μη αποδεκτή και μεταφέρεται ως φόρτιση στην ανωδομή.

Στο **Σχήμα 3.47** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή στις δοκούς φτάνει τα 395 kNm , στα δε υποστυλώματα είναι ίση με 425 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στις δοκούς είναι ίση με 320 kN (εφελκυσμός). Στα υποστυλώματα είναι θλιπτική και κυμαίνεται από -120 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -480 kN (ισόγειο) στα ακραία υποστυλώματα, και από -400 kN (ανώτεροι όροφοι) έως -1460 kN (ισόγειο) στο μεσαίο. Με βάση τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και το ακραίο υποστυλώμα θα αστοχούσαν ακόμη κι αν ήταν βαρέως οπλισμένα. Το μεσαίο υποστυλώμα λόγω της αυξημένης θλιπτικής εντάσεως και αν διέθετε βαριά όπλιση δεν θα κινδύνευε.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω και συνυπολογίζοντας και την πιθανή συνεισφορά των τοίχων και των πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή δύσκολα θα μπορούσε να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς καλά οπλισμένη.

3.3.3 Ανάλυση διωρόφου κτιρίου σε απόσταση 10 m από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.2 m

Στο **Σχήμα 3.48** παρουσιάζεται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Στο **Σχήμα 3.49** δείχνεται η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται διακλάδωση της διαρρήξεως σε δύο τμήματα, από τα οποία το ένα τείνει να εκτραπεί προς τα δεξιά (πίσω από το κτίριο), και το άλλο προς τα αριστερά. Στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους μετατρέπεται σε περιοχή η οποία τείνει να στραφεί μονολιθικά, αλλά όχι εξ' ολοκλήρου. Στα **Σχήματα 3.50** και **3.51** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το διώροφο κτίριο, δεν καταφέρνει να εκτρέψει πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη, αφετέρου δε το μεσαίο τμήμα του κτιρίου καταφέρνει να "γεφυρώσει" τον εκεί σχηματιζόμενο αναβαθμό. Ολόκληρο το κτίριο παρουσιάζει διαφορική καθίζηση ίση με 107 cm , η οποία μεταφράζεται σε κλίση ίση με 10.7% . Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το 1:300 κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Εφόσον η θεμελίωση αποτελείται από γενική κοιτόστρωση η διαφορική αυτή καθίζηση μεταφέρεται στην κατασκευή ομοιόμορφα και μεταφράζεται σε περιστροφή αυτής ως στερεό σώμα. Βέβαια το κατά πόσον ο ισχυρισμός αυτός είναι κοντά στην πραγματικότητα εξαρτάται από την σχετική δυσκαμψία θεμελίωσης – ανωδομής και τα τελικώς αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη. Στο **Σχήμα 3.52** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστύλωμα όπου είναι ίση με 435 kNm και στις δοκούς όπου φτάνει τα 300 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στο αριστερό υποστύλωμα είναι ίση με -440 kN , στις δε δοκούς κυμαίνεται από -60 kN έως 60 kN . Με τα

δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και το αριστερό υποστύλωμα θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν βαριά οπλισμένες. Το μεσαίο και το δεξιό υποστύλωμα, στα οποία η αναπτυσσόμενη καμπτική ροπή δεν ξεπερνά τα 290 kNm , αν ήταν βαρέως οπλισμένα πιθανώς δεν θα αστοχούσαν. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 340 kNm , έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 200 kNm . Συνεπώς, ούτε αυτή θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση, και άρα η κατάσταση θα γινόταν ακόμη δυσμενέστερη για την ανωδομή.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή δύσκολα θα επεβίωνε της επιβληθείσας εδαφικής μετακίνησης. Στη περίπτωση αυτή το πρόβλημα ξεκινά από την κοιτόστρωση. Ακόμη κι αν η ανωδομή κατάφερνε – πολύ δύσκολα – να επιζήσει (χάρη στις ενδεχόμενες υπερ-αντοχές και στην συνεισφορά τοίχων και πλακών), με την πρακτικά βέβαιη αστοχία της κοιτόστρωσης η σύνδεση μεταξύ των υποστυλωμάτων θα ήταν πλέον ιδιαίτερα ασθενής. Αυτό θα οδηγούσε σε περαιτέρω αύξηση της καταπόνησης της ανωδομής, με τελικό επακόλουθο την κατάρρευση.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.5 m

Στα **Σχήματα 3.53** και **3.54** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται κι εδώ διακλάδωση της διαρρήξεως σε δύο τμήματα, από τα οποία το ένα τείνει να εκτραπεί προς τα δεξιά (πίσω από το κτίριο), και το άλλο προς τα αριστερά. Αυτή τη φορά η διακλάδωση αυτή και η συνεπαγόμενη εκτροπή της διαρρήξεως είναι ελαφρώς εντονότερες. Στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους μετατρέπεται σε περιοχή η οποία τείνει να στραφεί μονολιθικά, αλλά και πάλι όχι εξ' ολοκλήρου. Στα **Σχήματα 3.55** και **3.56** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το διώροφο κτίριο, παρά την αύξηση του πάχους της γενικής κοιτοστρώσεως,

δεν καταφέρνει να εκτρέψει πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη, όμως το μεσαίο τμήμα του κτιρίου καταφέρνει να "γεφυρώσει" τον εκεί σχηματιζόμενο αναβαθμό. Το κτίριο παρουσιάζει σχετικώς μειωμένη διαφορική καθίζηση ίση με 98 cm , κλίση δηλαδή ίση με 9.8% . Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το $1:300$ κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.57** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστυλώμα όπου είναι ίση με 285 kNm . Ακολουθεί το δεξιό υποστυλώμα και οι δοκοί όπου η καμπτική ροπή φτάνει τα 195 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στα υποστυλώματα είναι ίση με -350 kN , στις δε δοκούς κυμαίνεται από -50 kN έως -25 kN . Σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, μόνον αν ήταν βαρέως οπλισμένα. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 785 kNm , έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 950 kNm . Κατά συνέπεια, θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση.

Λαμβάνοντας υπόψιν την πιθανή συνεισφορά τοίχων και πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή θα μπορούσε να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, μόνον εφόσον ήταν σχετικώς βαριά οπλισμένη. Σε περίπτωση ελαφράς οπλίσεως το ενδεχόμενο μη κατάρρευσης δεν είναι ιδιαίτερα πιθανό. Πάντως, σε κάθε περίπτωση η κατασκευή θα έπρεπε να κατεδαφιστεί μετά από τον σεισμό αφού θα ήταν λειτουργικά απαράδεκτη.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 1.0 m

Στα **Σχήματα 3.58** και **3.59** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται και πάλι διακλάδωση της διαρρήξεως σε δύο τμήματα, από τα οποία το ένα τείνει να εκτραπεί προς τα δεξιά (πίσω από το κτίριο), και το άλλο προς τα αριστερά. Αυτή τη φορά η διακλάδωση αυτή και η

συνεπαγόμενη εκτροπή της διαρρήξεως είναι ακόμη εντονότερες. Στην περιοχή εδράσεως της κατασκευής η καμπύλωση της επιφάνειας του εδάφους μετατρέπεται σε περιοχή η οποία τείνει να στραφεί μονολιθικά, αλλά και πάλι όχι εξ' ολοκλήρου. Στα **Σχήματα 3.60** και **3.61** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το διώροφο κτίριο, παρά την αύξηση του πάχους της γενικής κοιτοστρώσεως, και πάλι δεν καταφέρνει να εκτρέψει πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη. Αυτή την φορά όμως δεν σχηματίζεται αναβαθμός στο μέσον του και άρα η κατασκευή είναι σε πλήρη επαφή με το έδαφος. Το κτίριο παρουσιάζει σχετικώς μειωμένη διαφορική καθίζηση ίση με 88 cm , κλίση δηλαδή ίση με 8.8% , η οποία είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το $1:300$ κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.62** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστύλωμα όπου δεν ξεπερνά τα 80 kNm . Ακολουθούν οι δοκοί και το δεξιό υποστύλωμα όπου η καμπτική ροπή φτάνει τα 90 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στα υποστυλώματα κυμαίνεται από -350 kN έως -450 kN , στις δε είναι από μηδενική έως εφελκυστική (10 kN). Σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, ακόμη αν ήταν ελαφρώς οπλισμένα. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 1420 kNm , έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 2300 kNm . Κατά συνέπειαν, θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση.

Λαμβάνοντας υπόψιν και την πιθανή συνεισφορά τοίχων και πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή θα μπορούσε να επιζήσει ανέτως της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς ελαφρά οπλισμένη. Πάντως, σε κάθε περίπτωση η κατασκευή μάλλον θα έπρεπε να κατεδαφιστεί μετά από τον σεισμό αφού θα ήταν λειτουργικά απαράδεκτη.

Θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια

Στα **Σχήματα 3.63** και **3.64** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η μετατόπιση της διαρρήξεως προς τα αριστερά είναι σαφώς περιορισμένη σε σχέση με τις κατασκευές με θεμελίωση γενικής κοιπόστρωσης. Στα **Σχήματα 3.25** και **3.26** παρουσιάζονται οι ισούψεις των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το δώροφο κτίριο με τα μεμονωμένα πέλδρα, δεν καταφέρνει να εκτρέψει σημαντικά την επιφανειακή διάρρηξη, η οποία διακλαδίζεται και αναδύεται στην επιφάνεια αριστερά και δεξιά από το θεμέλιο του δεξιού υποστυλώματος. Το κτίριο παρουσιάζει μεγαλύτερη διαφορική καθίζηση η οποία φτάνει τα 98 cm , μεταφραζόμενη σε κλίση ίση με 9.8% . Η κλίση αυτή καί είναι λειτουργικά μη αποδεκτή, αλλά και όπως θα δούμε μεταφέρεται ως φόρτιση στην ανωδομή.

Όπως είδαμε και σε προηγούμενα κεφάλαια, εφόσον η θεμελίωση αποτελείται από μεμονωμένα θεμέλια η διαφορική αυτή καθίζηση μεταφέρεται στην ανωδομή ανομοιόμορφα και μεταφράζεται σε καταπόνηση τόσο των δοκών όσο και των υποστυλωμάτων. Στο **Σχήμα 3.67** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστύλωμα, όπου φτάνει τα 980 kNm . Στις δοκούς είναι μεν μικρότερη, φτάνει όμως τα 500 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στα υποστυλώματα είναι ίση με 500 kN . Με βάση τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα θα αστοχούσαν σε κάθε περίπτωση, ακόμη κι αν ήταν βαριά οπλισμένες.

Λαμβάνοντας υπόψιν ακόμη και την συνεισφορά των τοίχων και των πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή πολύ δύσκολα θα μπορούσε να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς καλά οπλισμένη. Αν η κατασκευή ήταν ελαφριά οπλισμένη (όπως η συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών στο Denizenvler), τότε η καθολική κατάρρευση της κατασκευής αποτελεί σχεδόν βέβαιο σενάριο.

3.3.4 Ανάλυση τετραωρόφου κτιρίου σε απόσταση 10 m από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.2 m

Στα **Σχήματα 3.68** και **3.69** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Παρατηρείται κι εδώ μερική διακλάδωση της διαρρήξεως σε δύο τμήματα, από τα οποία το ένα εκτρέπεται προς τα δεξιά, και το άλλο προς τα αριστερά. Στα **Σχήματα 3.70** και **3.71** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο, καταφέρνει να εκτρέψει κατά μεγάλο ποσοστό την επιφανειακή διάρρηξη προς τα δεξιά. Ολόκληρο το κτίριο παρουσιάζει διαφορική καθίζηση ίση με 88 cm, η οποία μεταφράζεται σε κλίση ίση με 8.8%. Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το 1:300 κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.72** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστύλωμα όπου είναι ίση με 535 kNm. Ακολουθεί το μεσαίο υποστύλωμα και οι δοκοί όπου η καμπτική ροπή φτάνει τα 440 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στο αριστερό υποστύλωμα είναι ίση με -785 kN, στο μεσαίο φτάνει τα -500 kN, και στις δοκούς κυμαίνεται από -90 kN έως 130 kN. Με τα δεδομένα αυτά και σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο τα υποστύλωμα όσο και οι δοκοί θα αστοχούσαν σε κάθε περίπτωση, ακόμη κι αν ήταν βαριά οπλισμένες. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 490 kNm, έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 200 kNm. Συνεπώς, ούτε αυτή θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση, και άρα η κατάσταση θα γινόταν ακόμη δυσμενέστερη και για την ανωδομή.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή πολύ δύσκολα θα επεβίωνε της επιβληθείσας εδαφικής

μετακινήσεως. Ακόμη κι αν η ανωδομή κατάφερνε – πολύ δύσκολα – να επιζήσει (χάρη στις ενδεχόμενες υπερ-αντοχές και στην συνεισφορά τοίχων και πλακών), με την πρακτικά βέβαιη αστοχία της κοιτόστρωσης η σύνδεση μεταξύ των υποστυλωμάτων θα γινόταν ιδιαίτερος ασθενής. Αυτό θα οδηγούσε σε περαιτέρω αύξηση της καταπόνησης της ανωδομής, με τελικό επακόλουθο την κατάρρευση.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 0.5 m

Στα **Σχήματα 3.73** και **3.74** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Δεν παρατηρείται πλέον διακλάδωση της διαρρήξεως. Στα **Σχήματα 3.75** και **3.76** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο, με την αύξηση του πάχους της γενικής κοιτοστρώσεως, καταφέρνει να εκτρέψει σχεδόν πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη προς τα δεξιά. Η διαφορική καθίζηση είναι ελαφρώς μειωμένη και ίση με 85 cm, κλίση δηλαδή ίση με 8.5%. Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το 1:300 κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.77** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστυλώμα όπου είναι ίση με 255 kNm. Ακολουθεί τα υπόλοιπα υποστυλώματα και οι δοκοί όπου η καμπτική ροπή φτάνει τα 155 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στα υποστυλώματα είναι ίση με -680 kN, στις δε δοκούς κυμαίνεται από -10 kN έως 250 kN. Σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν ελαφρώς οπλισμένα. Οι δοκοί, αν μεν ήταν βαρέως οπλισμένες δεν θα αστοχούσαν, αν δε διέθεταν ελαφρά όπλιση θα βρίσκονταν στα όρια της αστοχίας. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 725 kNm, έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 950 kNm. Κατά συνέπεια, θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση.

Λαμβάνοντας υπόψιν την πιθανή συνεισφορά τοίχων και πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή θα μπορούσε να επιζήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη και αν ήταν σχετικώς ελαφρώς οπλισμένη. Στην περίπτωση αυτήν κάποιες βλάβες μετρίας εντάσεως δεν θα μπορούσαν να αποκλειστούν. Σε περίπτωση βαριάς οπλίσεως οι πιθανολογούμενες βλάβες θα ήταν πρακτικά αμελητέες. Εξαιρέση αποτελεί η λειτουργικά απαράδεκτη διαφορική καθίζηση η οποία σε κάθε περίπτωση θα οδηγούσε σε αναγκαστική κατεδάφιση της κατασκευής μετά από τον σεισμό.

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 1.0 m

Στα **Σχήματα 3.78** και **3.79** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Δεν παρατηρείται πλέον ουδεμία διακλάδωση της διαρρήξεως. Στα **Σχήματα 3.80** και **3.81** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο, με την ιδιαίτερα άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως, καταφέρνει να εκτρέψει πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη προς τα δεξιά. Η διαφορική καθίζηση μειώνεται περαιτέρω στα 72 cm, κλίση δηλαδή ίση με 7.2%. Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το 1:300 κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.82** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Οι καμπτικές ροπές δεν ξεπερνούν σε καμία περίπτωση τα 90 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στο μεσαίο υποστυλώμα φτάνει τα -900 kN, στα ακραία είναι της τάξεως των -900 kN, και στις δοκούς κυμαίνεται από -10 kN έως 15 kN. Σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν ελαφρώς οπλισμένα. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 1175 kNm, έχοντας ροπή αντοχής της τάξεως των 2300 kNm. Κατά συνέπεια, θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση.

Η εν λόγω κατασκευή, χάρη στην ιδιαίτερα άκαμπτη θεμελίωση της, θα ήταν σε θέση να επιζήσει με άνεση της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως ακόμη και αν ήταν σχετικώς ελαφρώς οπλισμένη. Σε κάθε περίπτωση οι όποιες βλάβες θα ήταν πρακτικά αμελητέες. Εξαιρέση αποτελεί και πάλι η λειτουργικά απαράδεκτη διαφορική καθίζηση η οποία σε κάθε περίπτωση θα οδηγούσε μάλλον σε αναγκαστική κατεδάφιση της κατασκευής μετά από τον σεισμό.

Θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια

Στα **Σχήματα 3.83** και **3.84** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Η μετατόπιση της διαρρήξεως προς τα αριστερά είναι σαφώς περιορισμένη σε σχέση με τις κατασκευές με θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης. Στα **Σχήματα 3.85** και **3.86** παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το τετραώροφο κτίριο με τα μεμονωμένα πέδιλα, δεν καταφέρνει να εκτρέψει σημαντικά την επιφανειακή διάρρηξη, η οποία διακλαδίζεται και αναδύεται στην επιφάνεια αριστερά και δεξιά από το θεμέλιο του δεξιού υποστυλώματος. Το κτίριο παρουσιάζει διαφορική καθίζηση η οποία φτάνει τα 77 cm , μεταφραζόμενη σε κλίση ίση με 7.7% . Η κλίση αυτή καί είναι λειτουργικά μη αποδεκτή, αλλά και όπως θα δούμε μεταφέρεται ως φόρτιση στην ανωδομή.

Στο **Σχήμα 3.87** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Η μέγιστη ροπή παρατηρείται στο αριστερό υποστυλώμα, όπου φτάνει τα 1070 kNm , και στο δεξιό όπου είναι ίση με 890 kNm . Στις δοκούς είναι μεν μικρότερη, φτάνει όμως τα 300 kNm . Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στα ακραία υποστυλώματα είναι ίση με 920 kN , και στο μεσαίο φτάνει τα 500 kN . Με βάση τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα θα αστοχούσαν σε κάθε περίπτωση, ακόμη κι αν ήταν βαριά οπλισμένες.

Λαμβάνοντας υπόψιν ακόμη και την συνεισφορά των τοίχων και των πλακών καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι η εν λόγω κατασκευή πολύ

δύσκολα θα μπορούσε να επιζηήσει της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως, ακόμη κι αν ήταν σχετικώς καλά οπλισμένη. Αν η κατασκευή ήταν ελαφριά οπλισμένη (όπως η συντριπτική πλειοψηφία των κατασκευών στο Denizevler), τότε η καθολική κατάρρευση της κατασκευής αποτελεί σχεδόν βέβαιο σενάριο.

3.3.5 Ανάλυση πενταόροφου κτιρίου σε απόσταση 10 m από την επιφανειακή εκδήλωση του ρήγματος

Θεμελίωση με γενική κοιτόστρωση πάχους 1.0 m

Στα **Σχήματα 3.88** και **3.89** παρουσιάζονται η οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση στην επιφάνεια του εδάφους, η μεταβολή της κλίσεως β της επιφανείας του εδάφους, και η οριζόντια παραμόρφωση ε συναρτήσει της αποστάσεως από την προβολή του σημείου επιβολής της διαρρήξεως. Δεν παρατηρείται πλέον ουδεμία διακλάδωση της διαρρήξεως. Στα **Σχήματα 3.90** και **3.91** παρουσιάζονται οι ισούψεις των κατακορύφων μετακινήσεων και πλαστικών παραμορφώσεων. Το πενταόροφο κτίριο, με την ιδιαίτερα άκαμπτη πλάκα κοιτοστρώσεως, καταφέρνει να εκτρέψει πλήρως την επιφανειακή διάρρηξη προς τα δεξιά. Η διαφορική καθίζηση μειώνεται ακόμη πιο πολύ στα 60 cm, κλίση δηλαδή ίση με 6%. Η κλίση αυτή είναι προφανώς λειτουργικά μη αποδεκτή, (ξεπερνά το 1:300 κατά πολύ) αλλά δεν συνεπάγεται απαραίτητα κατάρρευση.

Στο **Σχήμα 3.92** παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές. Οι καμπτικές ροπές δεν ξεπερνούν σε καμία περίπτωση τα 90 kNm. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική δύναμη στο μεσαίο υποστυλώμα φτάνει τα -1140 kN, στα ακραία είναι της τάξεως των -900 kN, και στις δοκούς είναι ίση με 15 kN. Σε συνδυασμό με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.6** συμπεραίνουμε ότι τόσο οι δοκοί όσο και τα υποστυλώματα δεν θα αστοχούσαν, ακόμη κι αν ήταν ελαφρώς οπλισμένα. Η γενική κοιτόστρωση παραλαμβάνει μέγιστη καμπτική ροπή ίση με 965 kNm.

Με ροπή αντοχής της τάξεως των 2300 kNm θα ήταν σε θέση να αντέξει την καταπόνηση χωρίς κανένα πρόβλημα.

Η εν λόγω κατασκευή, χάρη στην ιδιαίτερα άκαμπτη θεμελίωση της, θα ήταν σε θέση να επιζήσει με άνεση της επιβληθείσας εδαφικής μετακινήσεως ακόμη και αν ήταν σχετικώς ελαφρώς οπλισμένη. Σε κάθε περίπτωση οι όποιες βλάβες θα ήταν πρακτικά αμελητέες. Μοναδική εξαίρεση αποτελεί η λειτουργικά απαράδεκτη διαφορική καθίζηση η οποία θα οδηγούσε μάλλον σε αναγκαστική κατεδάφιση της κατασκευής μετά από τον σεισμό.

3.4 Σύνοψη των Αποτελεσμάτων και Συμπεράσματα

Τα σημαντικότερα αποτελέσματα των διενεργηθεισών αναλύσεων αλληλεπίδρασης ρήγματος – κατασκευής συνοψίζονται στον **Πίνακα 3.1**. Τα κυριότερα συμπεράσματα που ανακύπτουν την μελέτη των αποτελεσμάτων των αλληλεπίδρασης ρήγματος – κατασκευής έχουν ως εξής :

1. Σε όλες τις περιπτώσεις η αλληλεπίδραση ρήγματος κατασκευής έχει σαν αποτέλεσμα την μικρότερη ή μεγαλύτερη εκτροπή της διαρρήξεως. Το κατά πόσον η κατασκευή καταφέρνει να εκτρέψει την διάρρηξη εξαρτάται τόσο από την ανωδομή, όσο και από την θεμελίωση της.
2. Η εκτροπή της διαρρήξεως γίνεται σημαντικότερη με την αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελιώσεως. Στην περίπτωση της πολύ εύκαμπτης θεμελίωσης με μεμονωμένα θεμέλια παρατηρείται κυρίως διακλάδωση της διαρρήξεως εκατέρωθεν του θεμελίου, αφήνοντας την ανωδομή έκθετη σε διαφορικές καθιζήσεις ιδιαίτερας μεγάλου μεγέθους.
3. Η εκτροπή της διαρρήξεως αυξάνεται με την αύξηση του μεγέθους της ανωδομής, είναι δηλαδή εντονότερη στα τετραώροφα κτίρια παρά στα διώροφα. Αυτό έχει να κάνει κυρίως με το φορτίο της κατασκευής το οποίο μεταβιβάζεται στο έδαφος. Αυξανόμενου του φορτίου αυτού, αυξάνονται οι οφειλόμενες στο κτίριο εδαφικές τάσεις, αυξάνοντας ταυτόχρονα τις αντοχές του υποκειμένου εδάφους.

4. Η δυσκαμψία της πλάκας θεμελιώσεως παίζει διπλό ρόλο. Αφενός μεν, όπως είδαμε, Η εκτροπή της διαρρήξεως γίνεται σημαντικότερη με την αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελιώσεως, αφετέρου δε αυξάνοντας την δυσκαμψία της θεμελιώσεως η ανωδομή “εκτίθεται” σε χαμηλότερα επίπεδα καταπόνησης έχοντας έτσι αυξημένες πιθανότητες “επιβίωσης”.
5. Σε όλες τις περιπτώσεις, τα κτίρια με γενική κοιτόστρωση πάχους 1 m δεν αστοχούν. Τα κτίρια με γενική κοιτόστρωση 0.5 m σε κάποιες περιπτώσεις δεν τα πηγαίνουν το ίδιο καλά. Η “εύκαμπτη” γενική κοιτόστρωση πάχους 20 cm, αν και συμπεριφέρεται καλύτερα από την θεμελίωση με μεμονωμένα θεμέλια, δεν δείχνει να είναι επαρκής.
6. Η περίπτωση κτιρίου σε απόσταση 10 m από την διάρρηξη, δηλαδή με το κτίριο να βρίσκεται στο κατερχόμενο τέμαχος, αποτελεί σαφώς δυσμενέστερο σενάριο από την περίπτωση κτιρίου σε απόσταση 2 m από την διάρρηξη (κτίριο στο ανερχόμενο τέμαχος). Στην τελευταία περίπτωση το κτίριο έχει την δυνατότητα να δουλέψει μερικώς ως πρόβολος, υπό τον όρο ότι η θεμελίωση του είναι αρκετά δύσκαμπτη, κάτι που δεν ισχύει στην πρώτη περίπτωση.
7. Το *Κτίριο 3* του Denizevler (βλ. **Σχήμα 3.4**) αντιστοιχεί στην ανάλυση διωρόφου κτιρίου με θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης πάχους 1 m σε απόσταση 2 m από την διάρρηξη. Τα αποτελέσματα της αναλύσεως συμφωνούν σε μεγάλο βαθμό με την πραγματικότητα. Η υπερεκτίμηση της διαφορικής καθίζσεως ενδεχομένως οφείλεται στην αριθμητική προσομοίωση με την παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης. Στην πραγματικότητα, η διάρρηξη δεν συνάντησε το κτίριο κάθετα αλλά υπό γωνία.
8. Το *Κτίριο 1* του Denizevler (βλ. **Σχήμα 3.5**) αντιστοιχεί στην ανάλυση πενταόροφου κτιρίου με θεμελίωση γενικής κοιτόστρωσης πάχους 1 m σε απόσταση 10 m από την διάρρηξη. Τα αποτελέσματα της αναλύσεως συγκρίνονται ικανοποιητικά την πραγματικότητα. Κι εδώ, η υπερεκτίμηση της διαφορικής καθίζσεως ενδεχομένως οφείλεται στην αριθμητική προσομοίωση με την παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης.

Πίνακας 3.1 Σύνοψη κυριότερων αποτελεσμάτων αναλύσεων
αλληλεπίδρασης ρήγματος - κατασκευής

Απόσταση από ρήγμα (m)	Ανωδομή	Θεμελίωση	Διαφορική Καθίζηση (cm)	M_{max} – καταπόνηση δομικών στοιχείων			Αποτέλεσμα
				Υποστυλώμα (kNm - ✓ / X)	Δοκός (kNm - ✓ / X)	Κοιτόστρωση (kNm - ✓ / X)	
2	2-όροφο	κοιτόστρωση t = 0.2 m	20	190 - ✓	320 - X	175 - ✓	✓xx
		κοιτόστρωση t = 0.5 m	22	220 - ✓	225 - ✓	790 - ✓	✓x
		κοιτόστρωση t = 1.0 m	23	120 - ✓	80 - ✓	1720 - ✓	✓
		Μεμονωμένα θεμέλια	33	250 - ✓	470 - X		X
	4-όροφο	κοιτόστρωση t = 0.2 m	21	290 - ✓	300 - X	290 - X	X
		κοιτόστρωση t = 0.5 m	25	270 - ✓	270 - ✓	890 - ✓	✓x
		κοιτόστρωση t = 1.0 m	20	70 - ✓	120 - ✓	1850 - ✓	✓
		Μεμονωμένα θεμέλια	57	425 - X	395 - X		X
10	2-όροφο	κοιτόστρωση t = 0.2 m	107	435 - X	300 - X	340 - X	X
		κοιτόστρωση t = 0.5 m	99	285 - ✓	195 - ✓	785 - ✓	✓xx
		κοιτόστρωση t = 1.0 m	88	80 - ✓	90 - ✓	1420 - ✓	✓
		Μεμονωμένα θεμέλια	98	980 - X	500 - X		X
	4-όροφο	κοιτόστρωση t = 0.2 m	87	535 - X	440 - X	490 - X	X
		κοιτόστρωση t = 0.5 m	85	255 - ✓	155 - ✓	730 - ✓	✓x
		κοιτόστρωση t = 1.0 m	87	90 - ✓	90 - ✓	1175 - ✓	✓
		Μεμονωμένα θεμέλια	77	890 - X	300 - X		X
	5-όροφο	κοιτόστρωση t = 1.0 m	60	90 - ✓	90 - ✓	967 - ✓	✓

Υπόμνημα:

M_{max} – καταπόνηση δομικών στοιχείων :

- X : Αστοχία δομικού στοιχείου σε κάθε περίπτωση
- ✓ : Αστοχία δομικού στοιχείου στην περίπτωση ελαφράς σπλίσεως, και δομικό στοιχείο χωρίς βλάβες στην περίπτωση βαρέας σπλίσεως
- ✓ : Δομικό στοιχείο χωρίς βλάβες σε κάθε περίπτωση

Αποτέλεσμα :

- X : Αστοχία της κατασκευής - κατάρρευση
- ✓xx : Σοβαρές βλάβες στην κατασκευή, αυξημένη πιθανότητα κατάρρευσης
- ✓x : Περιορισμένες βλάβες στην κατασκευή, μικρή πιθανότητα κατάρρευσης
- ✓ : Ασήμαντες βλάβες στην κατασκευή, πιθανότητα κατάρρευσης αμελητέα

4. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Ambraseys, N. & Jackson, J., "Seismic Movements" In *Ground Movements and their Effects on Structures*. Ed. P.B. Attewell and R.K. Taylor, New York: Surrey University Press, pp. 353-380, 1984.
2. Barrientos, S.E., Ward, S.N., Gonzalez-Ruiz, J.R., and Stein, R.S., "Inversion for moment as a function of depth from geodetic observations and long period body waves of the 1983 Borah Peak, Idaho earthquake", *U.S. Geological Survey Open-file Report 85-290*, pp. 485-518, 1985.
3. Belousov, V.V., "Experimental Geology", *Scientific American*, February, pp. 96-106, 1961.
4. Bonilla, M.G., "Surface Faulting and Related Effects", In *Earthquake Engineering*, Ed. R.L. Wiegel, New Jersey : Prentice Hall, pp. 47-74, 1970.
5. Boulanger, R.W., Bray, J.D., Chew, S.H., Seed, R.B., Duncan, J.M., and Mitchell, J.K., "SSCOMP : a finite element analysis program for geotechnical analysis of soil- structure interaction, earth dams, and compaction effects", *Geotechnical Engineering, Rep. UCB/GT/90-02*, University of California, Berkeley, Calif, 1991.
6. Bray, J.D., Seed, R.B., Cluff, L.S., and Seed, H.B., "Earthquake Fault Rupture Propagation through Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No.3, March, pp. 543-561, 1994.
7. Bray, J.D., Seed, R.B., and Seed, H.B., "Analysis of Earthquake Fault Rupture Propagation through Cohesive Soil", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No.3, March, pp. 562-580, 1994.
8. Bray, J.D., "The Effects of Tectonic Movements on Stresses and Deformations in Earth Embankments", *Ph.d Dissertation, Graduate Division, University of California, Berkeley*, 1990.
9. Brune, J.N., and Allen, C.R., "A low-stress-drop, low magnitude earthquake with surface faulting. The Imperial, California, Earthquake of March 4, 1966", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 57, pp. 501-514, 1967.
10. Buwalda, J.P., and St. Amand, P., "Geological Effects of the Arvin-Tehachapi Earthquake", *California Division of Mines, Bulletin 171*, pp. 41-56, 1955.

11. Crone, A.J., Machette, M.N., Bonilla, M.G., Lienkaemper, J.J, Piece, K.L., Scott, W.E, and Buckman, R.C., "Surface Faulting Accompanying the Borah Peak Earthquake and Segmentation of the Lost River Fault, Central Idaho", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 77, No. 3, pp. 739-770, 1987.
12. Cundall, P., "Explicit Finite-Difference Methods in Geomechanics", *Proceedings of the 2nd International Conference on Numerical Methods on Geomechanics, Blacksburg, Virginia, June 20-26*, pp. 132-150, 1976.
13. Dames & Moore, "Report : Final Geoseismic Investigation, Proposed LNG Terminal, Little Cojo Bay, California, Vols. 1-8, for Western LNG Terminal Associates, October 1980.
14. Department of Water Resources of the State of California, "Proceedings of the Conference on Earthquake Engineering for Water Projects", *Meeting at Sacramento, January 15-16*, 1974.
15. Doser, D.I., and Smith, R.B., "Source Parameters of the 28 October 1983 Borah Peak, Idaho, earthquake from body wave analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, pp. 1041-1051, 1988.
16. Duncan, J.M., and Chang, C-Y., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, No. SM5, September, pp. 1627-1653, 1970.
17. Duncan, J.M., and Lefebvre, G., "Earth Pressure on Structures Due to Fault Movement", *Meeting Preprint 1949, ASCE National Structural Engineering Meeting, San Francisco, April 9-13*, pp. 1-24, 1973.
18. Duncan J.M., Byrne, P., Wong, K.S., and Mabry, P., "Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses", *Rep. UCB/GT/80-81, University of California, Berkeley, Calif*, 1980.
19. Emmons, R.C., "Strike-Slip Rupture Patterns in Sand Models", *Tectonophysics*, Vol. 7., No.1, pp. 71-87, 1969.
20. Friedman, M., Handin, J., Logan, J.M., Min, K.D., and Stearns, D.W., "Experimental Folding of Rocks under Confining Pressure : Part III. Faulted Drape Folds in Multilithologic Layered Specimens", *Bulletin of the Geological Society of America*, Vol. 87, July, pp. 1049-1066, 1976.
21. Gilbert, G.K., "Lake Boneville", *U.S. Geological Survey Mon.1*, 1890.
22. Hadley, J.B., "Landslides and related phenomena accompanying the Hebgen earthquake of August 7, 1959", *U.S. Geological Survey, Paper 435*, 1964.

23. Horsfield, W.T., "An Experimental Approach to Basement-Controlled Faulting", *Geologie En Mijnbouw*, Vol. 56, No. 4, pp. 363-370, 1977.
24. Hubbert, M.K., "Theory of Scale Models as Applied to the Study of Geologic Structures", *Bulletin of the Geological Society of America*, Vol. 48, October, pp. 1459-1520, 1937.
25. Kelson K. I., Kang K.-H., Page W. D., Lee C.-T., Cluff L. S., "Representative styles of deformation along the Chelungpu Fault from the 1999 Chi-Chi (Taiwan) Earthquake: Geomorphic Characteristics and Responses of Man-made Structures" *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91, 5, pp. 930-952.
26. Lade, P.V., and Cole, D.A., Jr., "influence Zones in Alluvium Over Dip-Slip Faults", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, No. 5, pp. 599-615, 1984
27. Lawson, A.C., et al, "The California Earthquake of April 18, 1906", *Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington*, Vol. I, Washington, D.C., 1908
28. Lee, C.-T., "Hangingwall deformation and its effect to building and structures as learned from the Chelungpu faulting in the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake", *Institute of Applied Geology*, National Central University, Taiwan, 1999.
29. Lee, J.-C., Chen, Y.-G., Sieh, K., Mueller, K., Chen, W.-S., Chu, H.-T., Chan, Y.-C., Rubin, C., Yeats, R., "A vertical exposure of the 1999 surface rupture of the Chelungpu Fault at Wufeng, Western Taiwan: Structural and Paleoseismic implications for an Active Thrust Fault" *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91, 5, pp.914 – 929, 2001.
30. Ling, H.-I., Leshchinsky, D., Chou Nelson, N.S., "Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, pp. 297-313, 2001.
31. Louderback, G.D., "Characteristics of Active Faults in the Central Coast Ranges of California, with Application to the Safety of Dams", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 27, No. 1, January, pp. 1-27, 1937.
32. Loukidis, D., "Active Fault Propagation through Soil", *Diploma Thesis, National Technical University, Athens, Greece*, July, 1999.
33. Loukidis, D., and Bouckovalas, G., "Numerical Simulation of Active Fault Rupture Propagation through Dry Soil", *Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium in Honor of Professor W.D. Liam Finn*, Paper 3.04, 2001

34. Meyers, W.B., and Hamilton, W., "Deformation Accompanying the Hebgen Lake Earthquake of August 17, 1959", *U.S. Geological Survey Professional Paper*, 435-I, pp. 167-172, 1964
35. Niccum, M.R., Cluff, L.S., Chamoro, F., and Wylie, L., "Banco Cebtral de Nicaragua : A case history of a high-rise building that survived surface fault rupture", in *Humphrey, C.B., ed., Engineering Geology and Soils Engineering Symposium*, No. 14, Boise, Idaho, Idaho Transportation Department, Division of Highways, pp. 133-144, 1976.
36. Oakeshott, G.B., "Patterns of Ground Ruptures in Fault Zones Coincident with Earthquakes : Some Case Histories", *the Association of Engineering Geologists, Repinted from geology, Seismicity, and Environmental Impact, Special Publication*, October, pp. 287-312, 1973.
37. Pavlides, S., Chatzipetros, A., Tutkun, Z., Özaksoy, V., & Doğan B., "Morphotectonics and Palaeoseismology Along the Fault Traces of İzmit-Sapanca Strike-Slip and Gölcük-Kavaklı Normal Faults: Kocaeli-Turkey 1999 Earthquake", *IX International Symposium on Natural and Human-made Hazards – Disaster Mitigation in the Perspective of the New Millennium*, 2002.
38. Pavlides, S., Tutkun, Z., Chatzipetros, A., Özaksoy, V., and Doğan, B., "Trenching along the Gölcük 1999 normal fault: evidence for repeated recent seismic activity", *International Workshop on the North Anatolian, East Anatolian and Dead Sea Fault Systems: Recent Progress in Tectonics and Paleoseismology, and Field Training Course in Paleoseismology*, 2003.
39. Plafker, G., "Surface faults on Montague Island associated with the 1964 Alaska earthquake", *USGS Professional Paper 543-G, U.S. Geological Survey*, Washington, D.C., 1967.
40. Prucha, J.J., Graham, J.A., and Nickelsen, R.P., "Basement-Controlled Deformation in Wyoming Province of Rocky Mountains Foreland", *Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists*, Vol. 49, No. 7, Huly, pp. 966-992, 1965.
41. Reddy, J.N., Stein, R.J., and Wickham, J.S., "Finite Element Modelling of Folding and Faulting", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 6, pp. 425-440, 1982.
42. Reid, H.F., "The California Earthquake of April 18, 1906", *Report of the State Earthquake Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington*, Vol. II, Washington, D.C, 1910.
43. Richter, C.F., "Elementary Seismology", San Francisco : W.H. Freeman and Company, 1958.

44. Roth, W.H, Scott, R.F, and Austin, I., "Centrifuge Modelling of Fault Propagation through Alluvial Soils", *Geophysical Research Letters*, Vol. 8, No. 6, pp. 561-564, 1981.
45. Roth, W.H., Sweet, J., and Goodman, R.E, "Numerical and Physical Modelling of Flexural Slip Phenomena and Potential for Fault Movement", *Rock Mechanics*, Suppl. 12, pp. 27-46, 1982.
46. Sanford, A.R., "Analytical and Experimental Study of Simple Geologic Structures", *Bulletin of the Geological Society of America*, Vol. 70, January, pp. 19-52, 1959.
47. Scott, R.F, and Schoustra, J.J., "Nuclear Power Plant Siting on Deep Alluvium", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT4, April, pp. 449-459, 1974.
48. Scott, R.F, "Failure", *Geotechnique*, Vol. 37, No.4, pp. 423-466, 1987
49. Sherard, J.L., Cluff, L.S., and Allen, C.R., "Potentially Active Faults in Dam Foundations", *Geotechnique*, Vol. 24, pp. 367-427, 1974.
50. Slemmons, D.B., "Geological Effects of the Dixie Valley-Fairview Peak, Nevada, Earthquakes of December 16, 1954", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 47, No. 4, pp. 353-375, 1957.
51. Stein, R.S., and Barrientos, S.E., "The Borah Peak Idaho earthquake-Geodetic evidence for deep rupture on a planar fault" *U.S. Geological Survey, Open-File Report 85-250*, pp. 181-234, 1985.
52. Steinbrugge, K.V., and Cloud, W.K., "Epicentral Intensities and Damage in the Hebgen lake, Montana, earthquake of August 17, 1959", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 52, No. 2, April, pp. 181-234, 1962.
53. Suyehino, K., "Engineering Seismology – Notes on American Lectures", *ASCE Proceedings*, 58(4), pp. 1-43, 1932.
54. Taylor, C.L., Cline, K.M.m Page, W.D., and Schwartz, D.P., "The Borah Peak, Idaho Earthquake of October 28, 1983 – Surface Faulting and Other Phenomena", *Earthquake Spectra*, Vol. 2, No. 1, pp. 23-49, 1985.
55. Tchalenko, J.S., "Similarities Between Shear Zones of Different Magnitudes", *Bulletin of the Geological Society of America*, Vol. 81, June, pp. 1625-1640, 1970.
56. Tutkun, Z., and Pavlides, S., "Small scale cotractional – extensional structures and morphotectonics along the fault traces of Izmit-Kocaeli (Turkey) 1999 earthquake", *9th International Conference of the Geological Society of Greece*, 2001.

57. Tutkun, Z., Pavlides, S., and Doğan, B., "Small scale structural pattern along the surface rupture traces of the Izmit – Kocaeli (Turkey) 1999 earthquake", *4th International Symposium on Eastern Mediterranean Geology*, 2001.
58. Walters, J.V., and Thomas, J.N., "Shear Zone Development In Granular Materials", *Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, May 31 – June 4, Vol. I*, pp. 263-274, 1982.
59. Witkind, I. J., Myers, W.B., Hadley, J.B., Hamilton, W., and Fraser, G.D., "Geologic Features of the Earthquake at Hebgen Lake, Montana, August 17, 1959", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 52, No. 2, April, pp. 163-180, 1962.
60. Witkind, I.J., "Reactivated Faults North of Hebgen Lake", *U.S. Geological Survey Professional Paper 435-6*, pp. 37-50, 1964
61. Yerkes, R.F., "Effects of San Fernando earthquake as Related to Geology", *In San Fernando, California, Earthquake of February, 1971*, Ed. L.M. Murphy, Washington D.C.: U.S. Department of Commerce, 1973.