

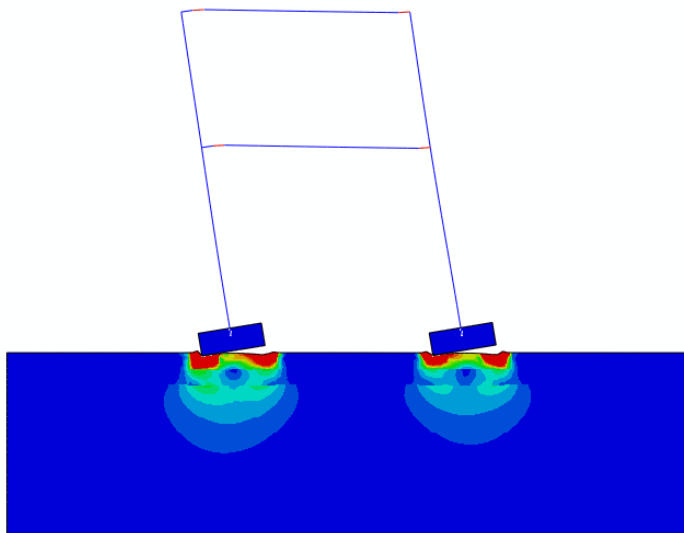
Διπλωματική Εργασία
ΒΑΣΙΛΙΚΗ ΦΟΥΝΤΑ

Επιβλέποντες :

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Δρ. Ι. Αναστασόπουλος

**ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΠΛΑΙΣΙΟΥ ΕΠΙ ΔΙΣΤΡΩΤΟΥ
ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΙΚΟΥ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΥ**



**ROCKING OF FRAME ON TWO-LAYERED
INELASTIC SOIL**

Diploma Thesis

Founta Vasiliki

Supervised by :

Professor G.Gazetas

Dr. I. Anastasopoulos

Ευχαριστίες ...

Ολοκληρώνοντας αυτή τη προσπάθεια θα ήθελα να ευχαριστήσω την τριμελή μου επιτροπή που αποτελείται από τους καθηγητές : κ. Γ. Γκαζέτα, κ. Ν. Γερόλυμο και κ .Β. Γεωργιάννου.

Ιδιαίτερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα για την συνεργασία μας όλο το διάστημα, την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, την σωστή καθοδήγηση καθώς και τον τρόπο που με ενθάρρυνε και με ενεργοποίησε στην προσπάθεια μου αυτή.

Ένα θερμό ευχαριστώ οφείλω σε όλα τα μέλη του εργαστηρίου και ιδιαίτερα στους διδάκτορες Ι. Αναστασόπουλο, Ρ. Κουρκούλη και Φ.Γελαγώτη για την πολύτιμη βοήθεια που πάντα πρόθυμα μου παρείχαν, την υπομονή που έδειξαν και υποστήριξη τους καθ'όλη τη διάρκεια της διπλωματικής .

Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την θερμή και διαρκή υποστήριξή τους.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
ΣΧΗΜΑΤΑ	9
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1	
ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	13
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2	
2.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΤΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	17
2.1.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	17
2.1.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ.....	17
2.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	18
2.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	18
2.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ του ΕΔΑΦΟΥΣ	19
ΣΧΗΜΑΤΑ	21
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	25
ΣΧΗΜΑΤΑ	29
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4	
ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ	
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	33
4.1 ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ.....	33
4.2 ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ	37
ΣΧΗΜΑΤΑ	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5	
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ	55
ΣΧΗΜΑΤΑ	63

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΣΕ ΔΙΣΤΡΩΤΟ ΕΔΑΦΙΚΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ ΜΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΣΤΡΩΣΗ ΜΙΚΡΟΤΕΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΗ	83
ΣΧΗΜΑΤΑ	85

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ ΤΥΧΑΙΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ	91
ΣΧΗΜΑΤΑ	93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	101
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	103

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο σχεδιασμός με βάση τον ισχύοντα Κανονισμό (Ε.Κ.8) γίνεται ώστε η αστοχία να οδηγείται σε επιλεγμένα δομικά μέλη της κατασκευής τα οποία έχουν σχεδιαστεί να αστοχούν με πλάστιμο τρόπο (ικανότητα να παραλαμβάνουν μετακινήσεις πέραν της διαρροής)(Paulay, 2000). Με αυτό τον τρόπο αποφεύγεται η κατάρρευση λόγω σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων σε κρίσιμες θέσεις (ικανοτικός σχεδιασμός). Η θεμελίωση σχεδιάζεται με ένα συντελεστή υπεραντοχής σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή τέτοιο ώστε να εξασφαλίζεται η ελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης. Αυτό προϋποθέτει την αποφυγή της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και τον έλεγχο ότι το ενεργό πλάτος της θεμελίωσης (λόγω των έκκεντρων φορτίων) δεν θα γίνει μικρότερο από το μισό πλάτος του θεμελίου ($e < B/3$). Συνοψίζοντας σε ένα τυπικό πλαίσιο η πορεία προς την αστοχία ξεκινάει με την δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς και ακολουθεί ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων στην βάση των υποστυλωμάτων που συνεπάγεται την αστοχία της ανωδομής, χωρίς να έχουν σημειωθεί πλαστικοποιήσεις στο έδαφος. Μια σταδιακά αυξανόμενη μερίδα ερευνητών (π.χ. Bertero, 1980; Tassios, 1998; Priestley, 2000) πιστεύει ότι πρέπει να επανεξεταστεί η γενική εφαρμογή του ικανοτικού σχεδιασμού αντιπροτείνοντας τον σχεδιασμό με βάση την επιθυμητή συμπεριφορά της κατασκευής (αποδεκτές μετακινήσεις).

Η ανελαστική απόκριση της θεμελίωσης μέσω του ανασηκώματος του θεμελίου ή/και της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του υποκείμενου εδάφους θα χαρακτηριζόταν ως αστοχία σύμφωνα με τις ισχύουσες κανονιστικές διατάξεις. Εν τούτης, έχει δειχθεί ότι μπορεί να είναι σωτήρια για την κατασκευή λόγω του ανακυκλικού και δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης [Huckelbridge&Clough,1978; Yim&Chopra,1984; Nakali&Hart, 1987; Paolucci,1997; Pecker, 1998; FEMA-356, 2000; Martin&Lam, 2000; Makris&Roussos, 2000; Comartin et al. 2000; Pecker & Pender, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003; Gajan et al., 2005; Harden et al., 2006; Paolucci et al., 2008; Gajan&Kutter, 2008; Chatzigogos et al., 2009;Anastasopoulos et al., 2010 ; Gelagoti et al., 2010]. Επομένως με βάση τη νέα λογική αντισεισμικού

σχεδιασμού είναι επιθυμητή η αστοχία στην διεπιφάνεια εδάφους θεμελίου ώστε να μειωθεί η αδρανειακή δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή και να αποφευχθεί η κατάρρευση λόγω καμπτικής αστοχίας στην βάση των υποστυλωμάτων. Από την Γελαγώτη (2010) μελετήθηκε η εφαρμογή της μόνωσης μέσω λικνισμού σε τυπικές πλαισιωτές κατασκευές με στόχο την σύγκριση της νέας λογικής αντισεισμικού σχεδιασμού με τον συμβατικό σχεδιασμό. Στο **σχήμα 1.1** απεικονίζονται οι βασικές διαφορές που παρουσιάζουν οι δύο μέθοδοι σχεδιασμού. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω στον συμβατικό σχεδιασμό οι διαστάσεις της θεμελίωσης επιλέγονται ώστε να εξασφαλίζονται συνθήκες πάκτωσης για την κατασκευή και αυτό έχει ως συνέπεια την καμπτική καταπόνηση της ανωδομής με τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων σε επιλεγμένες θέσεις : αρχικά στις δοκούς και στην συνέχεια στην βάση των υποστυλωμάτων οπότε έχουμε και την μετατροπή του πλαισίου σε μηχανισμό με αποτέλεσμα την κατάρρευση του. Αντίθετα στην αντισυμβατικά σχεδιασμένη κατασκευή τα θεμέλια υποδιαστασιολογούνται ώστε η ροπή αντοχής της θεμελίωσης να μην υπερβεί αυτή του υποστυλώματος, επιτρέποντας έτσι το ανασήκωμα και την αστοχία σε φέρουσα ικανότητα του εδάφους, αποτρέποντας ακολούθως και τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα υποστυλώματα.

Στο **Σχήμα 1.2** συγκρίνεται η καμπύλη P-δ για το συμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο ($B = 1.7 \text{ m}$) και το σκοπίμως αντισυμβατικά σχεδιασμένο πλαίσιο ($B=1.2 \text{ m}$). Η απόκριση των πλαισίων μπορεί να χωριστεί σε τρεις φάσεις (Γελαγώτη, 2010) :

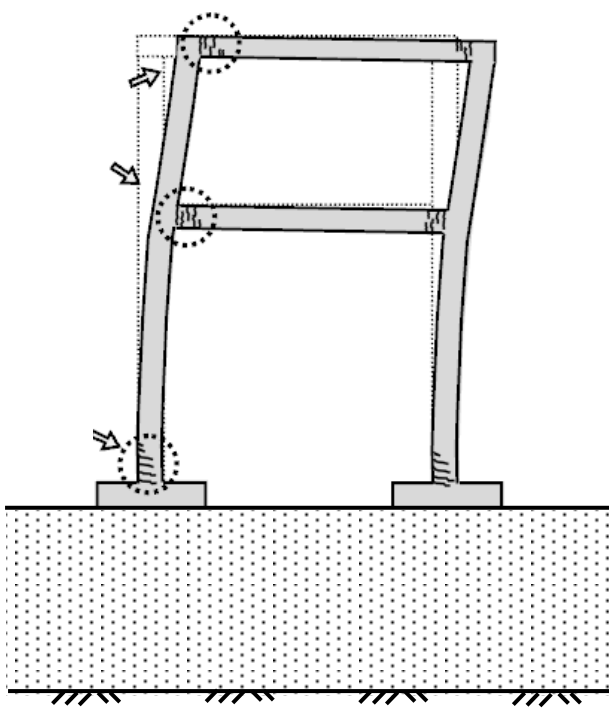
(α) στην αρχική φάση όπου και τα δύο πλαίσια αποκρίνονται καμπτικώς μέχρι την διαρροή των δοκών που αντιστοιχεί στο σημείο A του **σχήματος 1.2**.

(β) Στην ενδιάμεση φάση όπου στο συμβατικό πλαίσιο έχουμε πλαστικοποίηση των δομικών μελών του πλαισίου μέχρι την πλήρη εξάντληση της διατιθέμενης πλαστιμότητας (σημείο B) οπότε και ακολουθεί η κατάρρευση του πλαισίου. Αντιθέτως, το αντισυμβατικό πλαίσιο αποκρίνεται λικνιστικά μέσω του ανασηκώματος του θεμελίου και καμπτικά με το σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στα άκρα των δοκών (σημείο C).

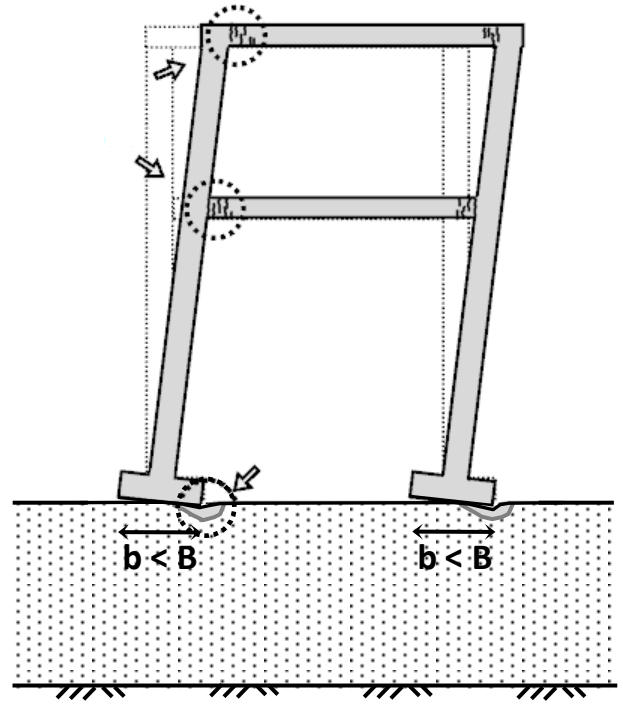
(γ) Στην τελική φάση, που υφίσταται μόνο για το αντισυμβατικά σχεδιασμένο σύστημα, το πλαίσιο εκφυλίζεται σε δύο μονοβάθμιους ταλαντωτές που συνδέονται μεταξύ τους μέσω των δοκών, που δρουν σαν κινηματικές δεσμεύσεις. Ταυτόχρονα κυριαρχεί η απόκριση μέσω ανασηκώματος της θεμελίωσης μέχρι την πλήρη ανατροπή του πλαισίου (σημείο D).

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΣΧΗΜΑΤΑ

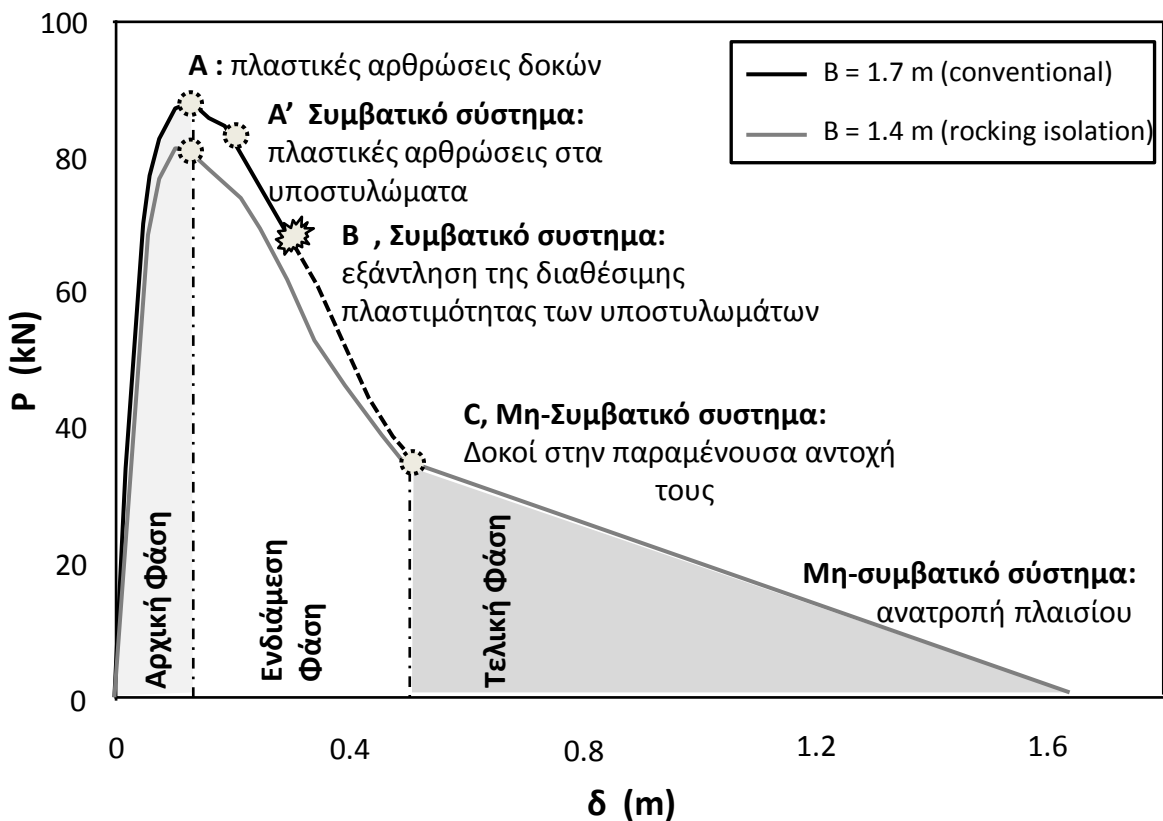


(a)



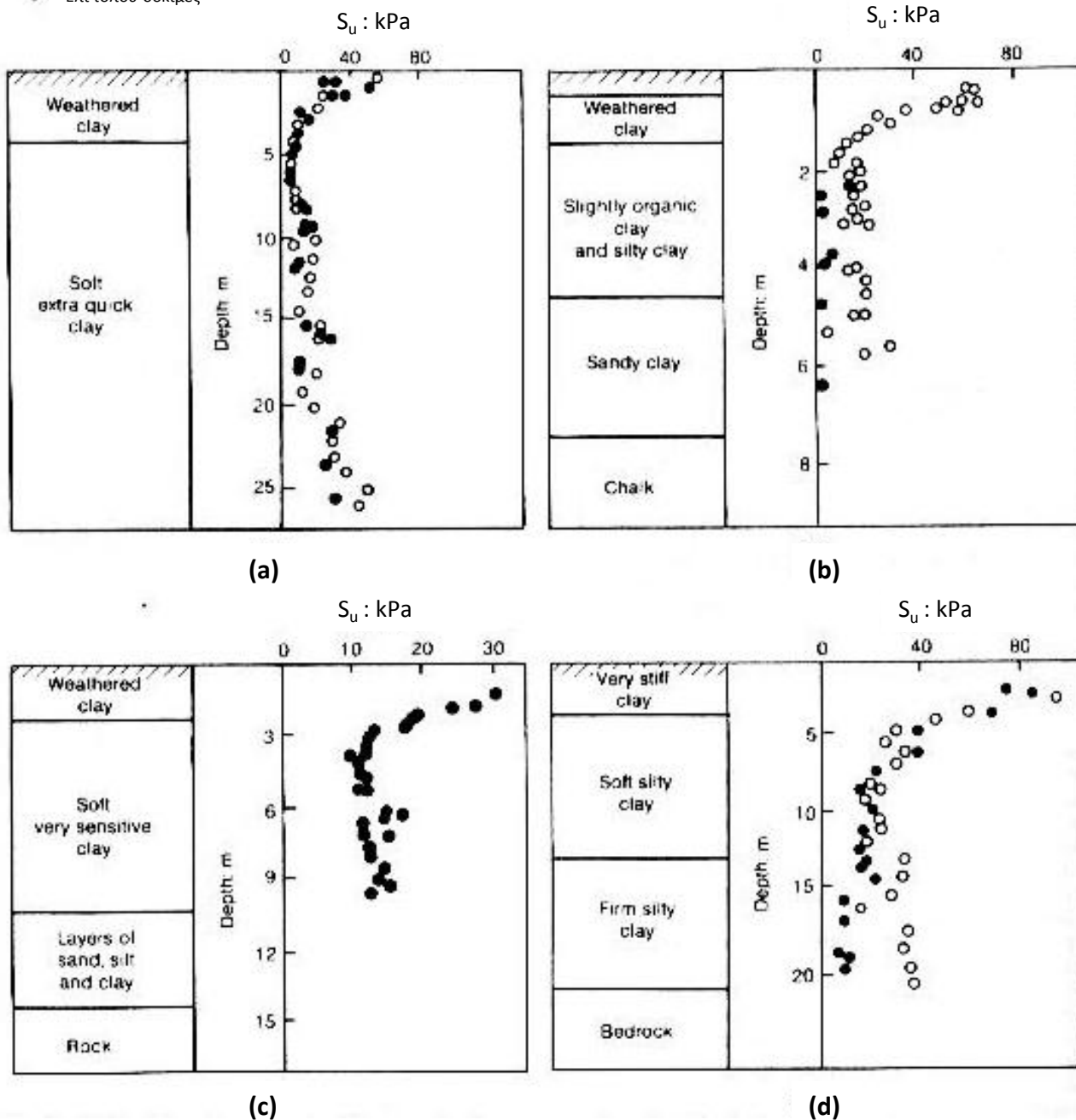
(b)

Σχήμα 1.1 Σύγκριση : (a) του συμβατικώς σχεδιασμένου πλαισίου με (b) το σεισμικά μονωμένο μέσω λικνισμού πλαίσιο



Σχήμα 1.2 Στατική ανάλυση οριζόντιας επιβαλλόμενης μετακίνησης για τις δυο εναλλακτικές λύσεις

- Δοκιμές αστράγγιστης τριαξονικής ή ανεμπόδιστης συμπίεσης
- Επί τόπου δοκιμές



Σχήμα 1.3 Παραδείγματα αποθέσεων μαλακής αργίλου με επιφανειακή αποσαθρωμένη αργιλική στρώση μεγαλύτερης αντοχής: (a) Oslo, (b) Yorkshire, (c) New Hampshire και (d) Ontario (Πηγή : Gazetas G. (1981))

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΟΡΙΣΜΟΣ του ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Σύμφωνα με όσα έχουν ήδη αναλυθεί και στο εισαγωγικό κεφάλαιο η νέα λογική του αντισυμβατικού σχεδιασμού που προϋποθέτει την εντός συγκεκριμένων ορίων υποδιαστασιολόγηση της θεμελίωσης λειτουργεί εξαιρετικά στην περίπτωση ομοιογενούς εδάφους γνωστών εδαφικών ιδιοτήτων. Για το δεδομένο πλαίσιο που εξετάστηκε από την Γελαγωγή (2010) δείχτηκε ότι για την περίπτωση αργλικού εδάφους με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa έχουμε τα μέγιστα οφέλη (δηλ. τις μέγιστες μειώσεις) από άποψη καθιζήσεων και σχετικών μετακινήσεων (προφυλάσσοντας έτσι την κατασκευή μας κατά το μέγιστο δυνατό) στην περίπτωση ενός σεισμού εντός των ορίων σχεδιασμού. Ακόμη δε σημαντικότερα είναι τα οφέλη σε περίπτωση σεισμού κατά πολύ υπερβαίνοντος το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ (π.χ. καταγραφή Takatori κατά τον σεισμό του Kobe, 1995) όπου η συμβατική κατασκευή θα αστοχούσε. Σε αντίθεση, η αντισυμβατικά σχεδιασμένη κατασκευή «επιβιώνει» με βλάβες σε μη δομικά μέλη εξαιτίας των μεγάλων διαφορικών οριζοντίων μετακινήσεων λόγω του λικνισμού. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν από την Γελαγωγή (2010) αποδείχτηκε ότι η νέα μέθοδος έχει τα επιθυμητά αποτελέσματα για συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία μεγαλύτερους από $FS_v \approx 5$. Έτσι προέκυψε το ερώτημα κατά πόσον αυτή η ευνοϊκή συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται από τις εδαφικές ιδιότητες του υποκειμένου εδάφους. Διότι είναι σαφές ότι ο συντελεστής ασφαλείας FS_v σε κατακόρυφα φορτία για δεδομένο πλάτος θεμελίου εξαρτάται μόνον από τις εδαφικές ιδιότητες. Για την περίπτωση αργλικού εδάφους με $S_u = 85$ kPa με $FS_v = 4$ ($B = 1.6$ m) η Γελαγωγή (2010) έδειξε ότι αν και έχουμε αποφυγή της κατάρρευσης που θα λάμβανε χώρα με τον συμβατικό σχεδιασμό σημειώνονται πολύ μεγάλες καθιζήσεις και διαφορικές οριζόντιες μετακινήσεις σε σύγκριση με το προφίλ $S_u = 150$ kPa και $B = 1.4$ m που είχε συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία $FS_v = 5.3$. Επομένως το επιλεγέν πλάτος θεμελίωσης $B = 1.4$ m για το δεδομένο πλαίσιο που θα εξεταστεί και στην παρούσα διπλωματική δεν εξασφαλίζει μια καλή συμπεριφορά για όλα τα εδαφικά προφίλ, μα μόνον για το συγκεκριμένο προφίλ για

το οποίο σχεδιάστηκε, δηλαδή για $S_u = 150$ kPa . Στην πρακτική εφαρμογή η γνώση των εδαφικών ιδιοτήτων για μια τυπική πλαισιωτή κατασκευή δεν κινείται σε τόσο υψηλά επίπεδα ακριβείας, λόγω του κόστους μιας ολοκληρωμένης γεωτεχνικής μελέτης, μα και γιατί στην πράξη αυτό το ομοιογενές προφίλ που υποθέσαμε κατά τον σχεδιασμό **απλώς δεν υφίσταται!!** Με αυτό το έναυσμα επέλεξα να εξετάσω την συμπεριφορά της συγκεκριμένης πλαισιωτής κατασκευής στην περίπτωση ενός δίστρωτου εδαφικού προφίλ που είτε μπορεί να προϋπήρχε είτε θα το κατασκευάζαμε τεχνητά. Πιο αναλυτικά, θέλοντας να δοθεί μια γενικά εφαρμόσιμη λύση στην περίπτωση ενός εδάφους χαμηλότερων ή άγνωστων εδαφικών ιδιοτήτων του υποκείμενου στρώματος επιλέχτηκε η χρήση μιας επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης γνωστών και προκαθορισμένων από εμάς εδαφικών ιδιοτήτων που θα εξασφάλιζε την επιθυμητή σεισμική μόνωση μέσω της μη γραμμικής ανελαστικής απόκρισης της θεμελίωσης. Αυτή η ιδέα ξεκίνησε από το ότι μια στρώση εξυγίανσης θα μπορούσε να αυξήσει τον συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία που έχει δείχτει ότι στην περίπτωση του ομοιογενούς εδαφικού προφίλ έπαιζε σημαντικό ρόλο στον καθορισμό της απόκρισης του συστήματος κατασκευή – θεμέλιο – έδαφος. Επιπλέον παρατηρήθηκε ότι η σεισμική διέγερση επηρέαζε μόνο το επιφανειακό κομμάτι του υποκείμενου εδάφους , καθώς η ροπή και η διάτμηση που είναι οι κύριες καταπονήσεις που εισάγονται από την ταλάντωση της θεμελίωσης έχουν ρηχό βολβό των τάσεων τον οποίο μπορούμε να εσωκλείσουμε ακόμα και σε μία στρώση πολύ μικρού πάχους, ώστε η κατασκευή μας να μην «αντιλαμβάνεται» την ύπαρξη του υποκείμενου στρώματος αγνώστων εδαφικών ιδιοτήτων. Επιπλέον είναι συνηθισμένη η ύπαρξη εδαφικών προφίλ με μια επιφανειακή στρώση μικρού πάχους καλύτερων ή και χειρότερων κατά περίπτωση εδαφικών ιδιοτήτων από το υποκείμενο στρώμα. Τέτοια ενδεικτικά παραδείγματα εδαφικών σχηματισμών παρουσιάζονται στο **σχήμα 1.3.** (μελετήθηκαν από τον Gazetas G. (1981) σε δυναμική καταπόνηση από την θεμελίωση μηχανών). Συνεπώς στην πράξη μπορεί η επιφανειακή εδαφική στρώση να έχει δύο με πέντε φορές μεγαλύτερη αντοχή από την υποκείμενη.

Αρχικά επιλέχτηκε να εξεταστεί ένα ακραίο σενάριο όπου το δεδομένο πλαίσιο με την προεπιλεγμένη θεμελίωση $B = 1.4$ m θα έπρεπε να θεμελιωθεί πάνω σε έδαφος με $S_u = 50$ kPa (έδαφος υποτριπλάσιας αντοχής από αυτήν του εδάφους για το οποίο σχεδιάστηκε) και εξετάστηκε η συμπεριφορά του πλαισίου σε διάφορες στατικές και

δυναμικές φορτίσεις για διάφορα πάχη της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης. Επιπρόσθετα στο τελευταίο κεφάλαιο εξετάστηκε η περίπτωση της υποεκτίμησης των εδαφικών ιδιοτήτων (πολύ συνηθισμένη στην πράξη η συντηρητική εκτίμηση της αντοχής του εδάφους) και κατά πόσο η χρήση μιας επιφανειακής κρούστας θα μπορούσε να εξασφαλίσει την επιθυμητή λικνιστική συμπεριφορά. Επιπλέον αυτό είναι και ένα ρεαλιστικό προσομοίωμα, καθώς πολλές φορές στην πράξη συναντάμε μία επιφανειακή στρώση χαμηλότερων εδαφικών ιδιοτήτων από την υποκείμενη λόγω της υποβάθμισης του επιφανειακού στρώματος από φαινόμενα όπως η διάβρωση και η αποσάθρωση .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.1 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ της ΑΝΑΛΥΣΗΣ

2.1.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Θα χρησιμοποιηθεί η ανωδομή ενός τυπικού πλαισίου που έχει σχεδιαστεί σύμφωνα με τον ΕΑΚ2000 θεωρώντας επιτάχυνση σχεδιασμού $A_d=0.36g$ και συντελεστή συμπεριφοράς $q=3.5$. Η συμπεριφορά του επιλεγμένου πλαισίου έχει ήδη μελετηθεί τη Γελαγωτή (2010) για την περίπτωση ομοιογενούς εδάφους. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πλαισίου και οι απαιτούμενοι οπλισμοί όπως προέκυψαν με βάση τον ικανοτικό σχεδιασμό φαίνονται στο **σχήμα 2.1**. Ο σχεδιασμός της επιφανειακής θεμελίωσης με $B=1.4$ m έγινε με βάση την νέα λογική του αντισεισμικού σχεδιασμού για αργιλικό ομοιογενές έδαφος με $S_u = 150$ kPa ώστε η ροπή αντοχής της θεμελίωσης ($M_{ult}=100$ kNm) να είναι μικρότερη από αυτή στη βάση των υποστυλωμάτων ($M_{RD} = 165$ kNm) επιτρέποντας την αποκόλληση του θεμελίου και την ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους.

2.1.2 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΟΥΣ

Τα εδαφικά προφίλ που επιλέχτηκαν να εξεταστούν ήταν κατά βάση δίστρωτα. Το συνηθέστερο προφίλ που εξετάστηκε στο σύνολο όλων των πιθανών φορτίσεων αναπαριστάται στο **σχήμα 2.2** και συμπεριλαμβάνει επιφανειακό στρώμα αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u= 150$ kPa με λόγο πάχους d προς πλάτος θεμελίωσης B που κυμαινόταν από 0.25 έως 1.25. και υποκείμενο στρώμα αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 50$ kPa. Επιπλέον εξετάστηκαν τα αντίστοιχα ομοιογενή προφίλ $S_u = 150$ kPa και $S_u = 50$ kPa για να διαμορφώσουν τα άνω και κάτω όρια των αποτελεσμάτων των αναλύσεων αντίστοιχα. Στόχος των αναλύσεων ήταν να εκτιμηθεί η συνεισφορά της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης προς την κατεύθυνση της νέας λογικής σχεδιασμού και κατά πόσο είναι εφικτό να εξασφαλίσουμε ότι θα έχουμε την επιθυμητή λικνιστική συμπεριφορά της θεμελίωσης ανεξαρτήτως των ιδιοτήτων του υποκείμενου στρώματος. Εξετάστηκαν

διάφορα πάχη της στρώσης εξυγίανσης με στόχο αρχικά να κατανοηθεί ο τρόπος που επιδρά η ύπαρξη ενός δίστρωτου εδαφικού προφίλ στους αναπτυσσόμενους μηχανισμούς αστοχίας και στην συνέχεια για να βρεθεί το βέλτιστο πάχος επιφανειακής στρώσης που θα εξασφαλίζει την μόνωση της κατασκευής μας μέσω λικνισμού. Η επιφανειακή στρώση εξυγίανσης επιλέχτηκε αρχικά να έχει αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa ώστε να είναι ίδια με το έδαφος για το οποίο και σχεδιάστηκε αρχικά η συγκεκριμένη κατασκευή με βάση τη νέα λογική σχεδιασμού. Σε επόμενο στάδιο εξετάστηκαν και άλλες αντοχές της επιφανειακής κρούστας. Για το υποκείμενο έδαφος επιλέχτηκε να εξεταστεί ένα ακραίο παράδειγμα με $S_u = 50$ kPa τρεις φορές μικρότερο από το $S_u = 150$ kPa για το οποίο και σχεδιάστηκε αρχικά η θεμελίωση του πλαισίου. Στόχος ήταν η μελέτη των ακόλουθων περιπτώσεων: (α) της απόκριση της κατασκευής πάνω σε ένα τέτοιο εδαφικό προφίλ το οποίο δεν είναι σπάνιο να συναντηθεί στην πράξη, (β) της βελτίωσης που μπορεί να προσφέρει η χρήση της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πάνω από ένα εδαφικό προφίλ που γνωρίζουμε (ή δεν γνωρίζουμε) ότι έχει χαμηλότερες ιδιότητες από αυτές που επιθυμούμε. Το μέτρο ελαστικότητας επιλέχτηκε ίσο με $E_0 = 800S_u$, ώστε να αντιστοιχεί σε ένα τυπικό αργλικό εδαφικό προφίλ.

2.2 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

2.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ της ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την ανάλυση της κατασκευής κατασκευάστηκε το αριθμητικό προσομοίωμα που απεικονίζεται στο **σχήμα 2.3**. Για την ανωδομή κατασκευάστηκε δισδιάστατο προσομοίωμα με θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS . Χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα κινηματικής κράτυνσης του ABAQUS (το ίδιο χρησιμοποιήθηκε και για το έδαφος) καταλλήλως τροποποιημένο ώστε να αναπαράγει την μη γραμμική σχέση ροπών-καμπυλοτήτων των μελών οπλισμένου σκυροδέματος. Οι παράμετροι του προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν με βάση την καμπύλη μονοτονικής φόρτισης της κάθε διατομής, η οποία υπολογίστηκε με την χρήση του κώδικα X-tract 2000 σύμφωνα με τα στοιχεία των Vintzilaiou et al. (2007).

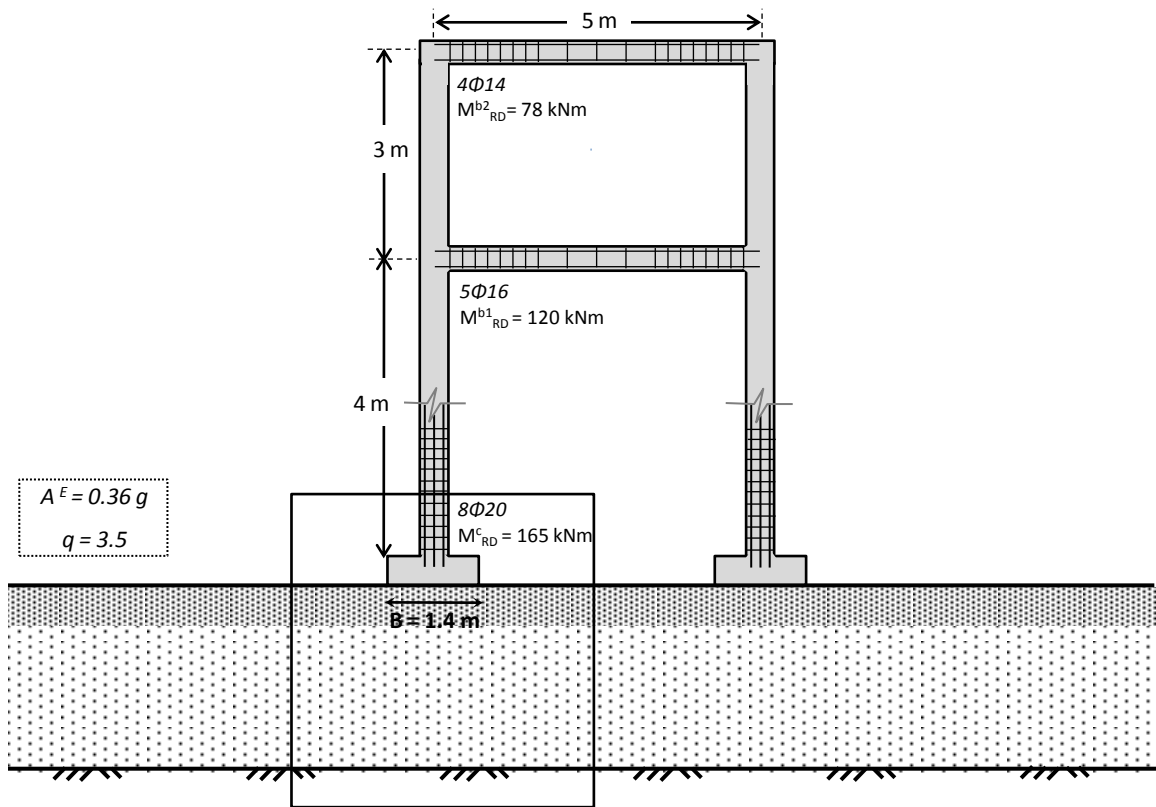
2.2.2 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ του ΕΔΑΦΟΥΣ

Για την προσομοίωση του αργλικού εδάφους χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Πιο αναλυτικά έγιναν δισδιάστατες αναλύσεις με την χρήση τετρακομβικών στοιχείων συνεχούς μέσου (CPE4) θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην πλειονότητα των αναλύσεων (πλην της ανάλυσης επιβολής κατακόρυφης μετακίνησης όπου και χρησιμοποιήθηκε μεγαλύτερο προσομοίωμα, καθώς ο βολβός των τάσεων σε αυτή τη φόρτιση είναι μεγαλύτερος) είχε διαστάσεις 15 m ($\approx 11B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 4 m ($\approx 3B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

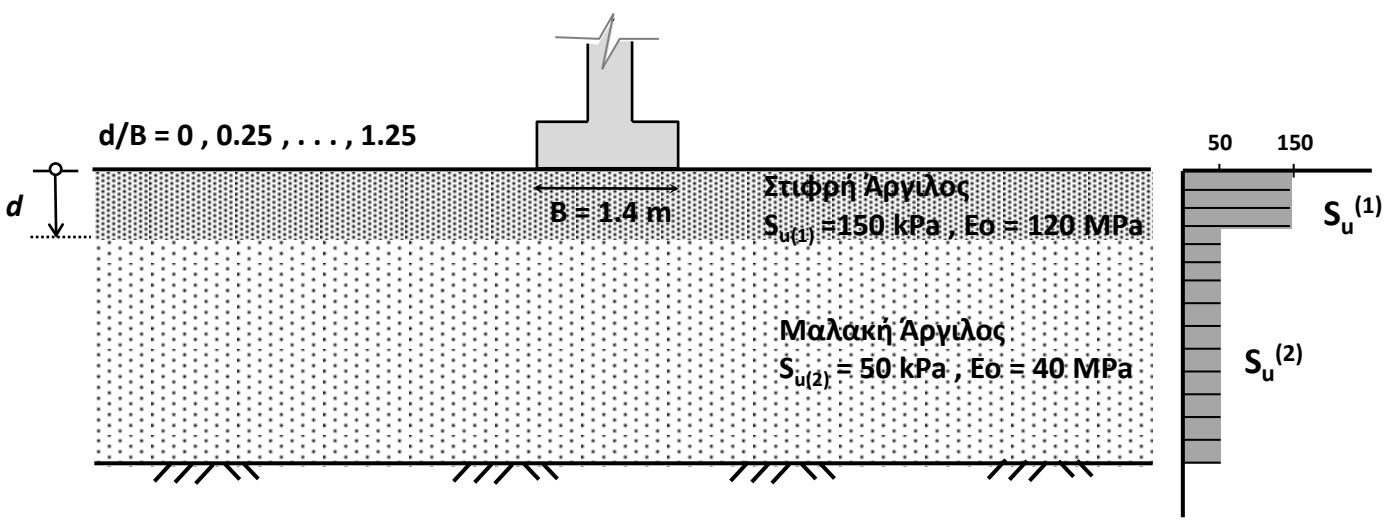
Για το αργλικό έδαφος χρησιμοποιήθηκε ένα απλοποιημένο καταστατικό προσομοίωμα που προέκυψε με τροποποίηση του ενσωματωμένου στον αριθμητικό κώδικα ABAQUS προσομοιώματος κινηματικής κράτυνσης. Το προσομοίωμα συνδυάζει μη-γραμμική κινηματική κράτυνση με συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής και με το κριτήριο διαρροής Von Mises (Anastasopoulos et. al., 2011). Η μέγιστη ορθή τάση για αργίλους σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής von Mises ορίζεται ως $\sigma_y = \sqrt{3} S_u$. Η εξέλιξη της κινηματικής και ισοτροπικής συνιστώσας του νόμου κράτυνσης για μονοαξονική φόρτιση φαίνεται στο **σχήμα 2.4**. Για την βαθμονόμηση του συγκεκριμένου προσομοιώματος που έγινε σύμφωνα με τις δημοσιευμένες καμπύλες G-γ των Ishibashi και Zhang (1993) χρησιμοποιήθηκαν μόνο δύο παράμετροι : η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u και η αρχική δυσκαμψία G_o .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

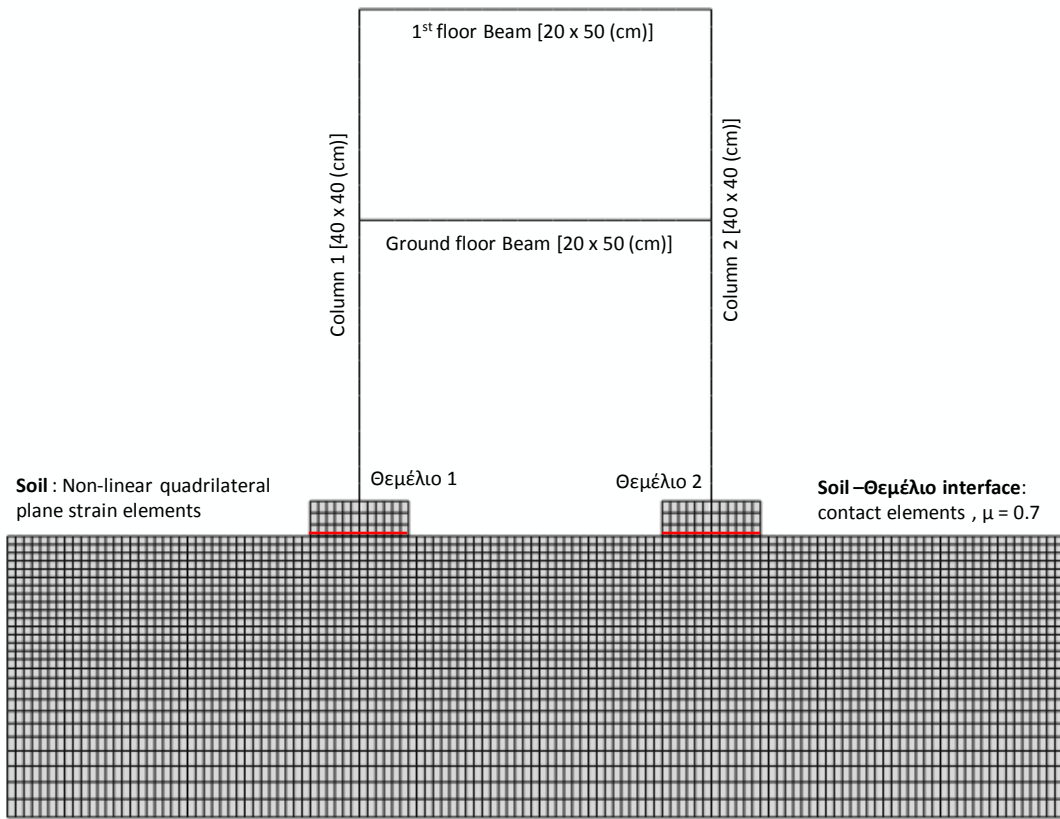
ΣΧΗΜΑΤΑ



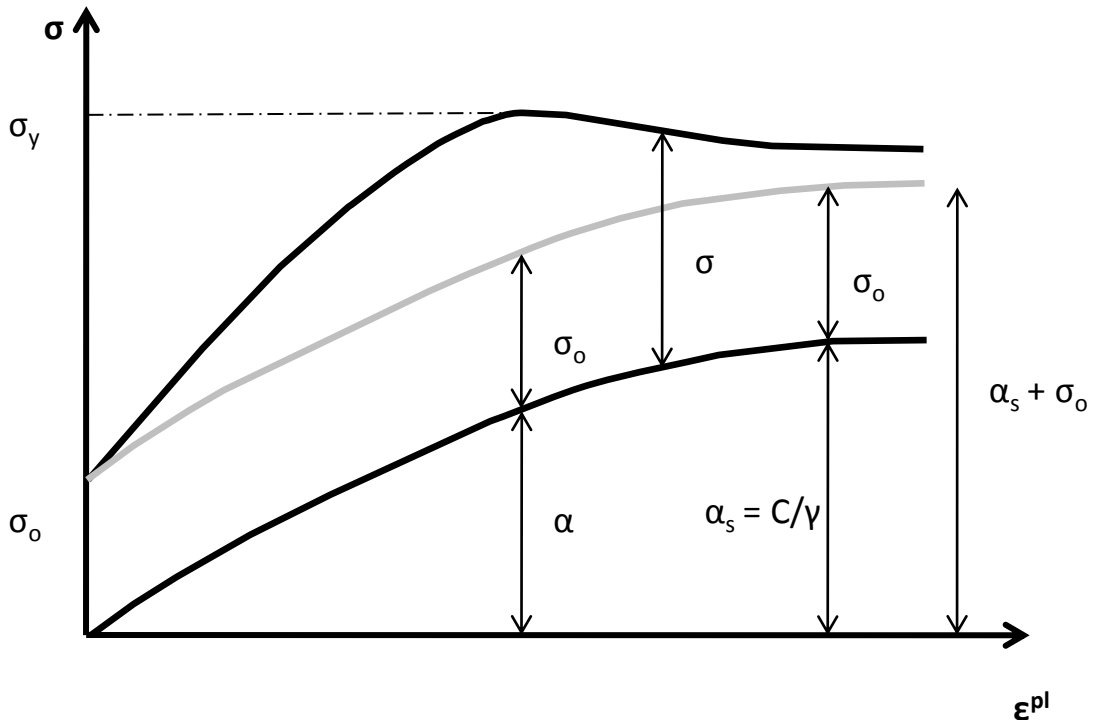
Σχήμα 2.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και καμπτικές ροπές αντοχής των στοιχείων της ανωδομής (κατά Ε.Α.Κ 2000)



Σχήμα 2.2. Εδαφικές Ιδιότητες



Σχήμα 2.3. Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων θεώρηση συνθηκών επίπεδης παραμόρφωσης, ρεαλιστική προσομοίωση γεωμετρικών μη-γραμμικοτήτων (δυνατότητα ανασηκώματος και P-δ φαινόμενα), καθώς και της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους και της ανωδομής.



Σχήμα 2.4. Εξέλιξη του νόμου κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΤΑΤΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Στο παρόν κεφάλαιο θα αναλυθούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων στατικής επιβολής κατακόρυφης μετακίνησης με τη μέθοδο της ελεγχόμενης μετακίνησης. Στόχος των αναλύσεων ήταν αρχικά ο υπολογισμός του κατακόρυφου φορτίου αστοχίας και η σύγκριση του με τις ήδη υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις στην βιβλιογραφία, για την περίπτωση του δίστρωτου εδαφικού προφίλ, καθώς και η μελέτη των αναπτυσσόμενων μηχανισμών αστοχίας. Ακολούθως θα υπολογιστούν οι συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία, καθώς όπως έχει αναφερθεί και στο εισαγωγικό κεφάλαιο είναι ένας ενδεικτικός παράγοντας για την συμπεριφορά του πλαισίου. Πιο συγκεκριμένα για την περίπτωση ομοιογενούς εδάφους έχει αποδειχτεί ότι η μόνωση μέσω λικνισμού εξασφαλίζεται για $FS_N > 5$, οπότε θα δούμε για ποιο πάχος στρώσης προσεγγίζεται ικανοποιητικά ο συγκεκριμένος συντελεστής ασφαλείας. Βέβαια λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης εμφανίζεται και για μικρότερους συντελεστές ασφαλείας, οπότε θα εξετάσουμε και μικρότερα πάχη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης.

Στο **σχήμα 3.1** απεικονίζεται το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για την στατική επιβολή κατακόρυφης μετακίνησης με διαστάσεις 22 m ($\approx 16B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 11m ($\approx 8B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Στη δεδομένη ανάλυση το προσομοίωμα δεν συμπεριλάμβανε όλη την κατασκευή, αλλά μόνο το ένα από τα δύο θεμέλια στο οποίο και επιβλήθηκε κατακόρυφη μετακίνηση μέχρι την πλήρη ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου, οπότε όπως αναπαρίσταται στο διάγραμμα αξονικού επιβαλλόμενου φορτίου-καθίζησης (N_u-w) του **σχήματος 3.3(a)** η επαπτομενική κλίση του διαγράμματος μηδενίζεται: συμβατική αστοχία της θεμελίωσης σε κατακόρυφη φόρτιση.

Στο **σχήμα 3.2** φαίνεται η σύγκριση των αναλυτικών λύσεων για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου σε κατακόρυφη φόρτιση επί δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού κατά Brown και Meyerhof (1969) με τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Η αναλυτική σχέση υπολογισμού του φορτίου αστοχίας σε κατακόρυφη φόρτιση για λωρίδα επί αργλικού εδάφους σύμφωνα με τους Brown και Meyerhof (1969) είναι $q_m = S_{u1} N_m$, όπου N_m είναι ένας τροποποιημένος συντελεστής φέρουσας ικανότητας που εξαρτάται από τον λόγο της αντοχής της αντοχής των δύο στρωμάτων S_{u1}/S_{u2} (όπου S_{u1} και S_{u2} είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του πάνω και κάτω στρώματος αντίστοιχα) και τον λόγο πάχους του πάνω στρώματος d προς το πλάτος της θεμελίωσης B . Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας υπολογίζεται ως $N_m = 1.5 \left(\frac{d}{B}\right) + 5.14 \left(\frac{S_{u2}}{S_{u1}}\right)$. Στο **σχήμα 3.2** επίσης απεικονίζεται η σύγκριση του συντελεστή N_m με την χρήση διάφορων μεθόδων όπως έχει δημοσιευτεί από τους Roulos et al. (2000). Η απόκλιση των πεπερασμένων από την αναλυτική λύση οφείλεται στο ότι η βαθμονόμηση της αναλυτικής λύσης έχει γίνει για $H/B < 0.5$ όπως φαίνεται από τα αντίστοιχα διαγράμματα και κινείται μέσα στα πλαίσια της άνω και κάτω καμπύλης για S_{u1}/S_{u2} από 1 έως 2, ενώ το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε έχει λόγο $S_{u1}/S_{u2} = 3$. Επομένως ενώ για τις ακραίες περιπτώσεις ομοιογενούς εδάφους ο αναλυτικός τύπος του Prantl επαληθεύεται, για ενδιάμεσες τιμές του λόγου d/B οι αναλυτικοί τύποι δίνουν πιο συντηρητικά αποτελέσματα από τις αναλύσεις με την χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

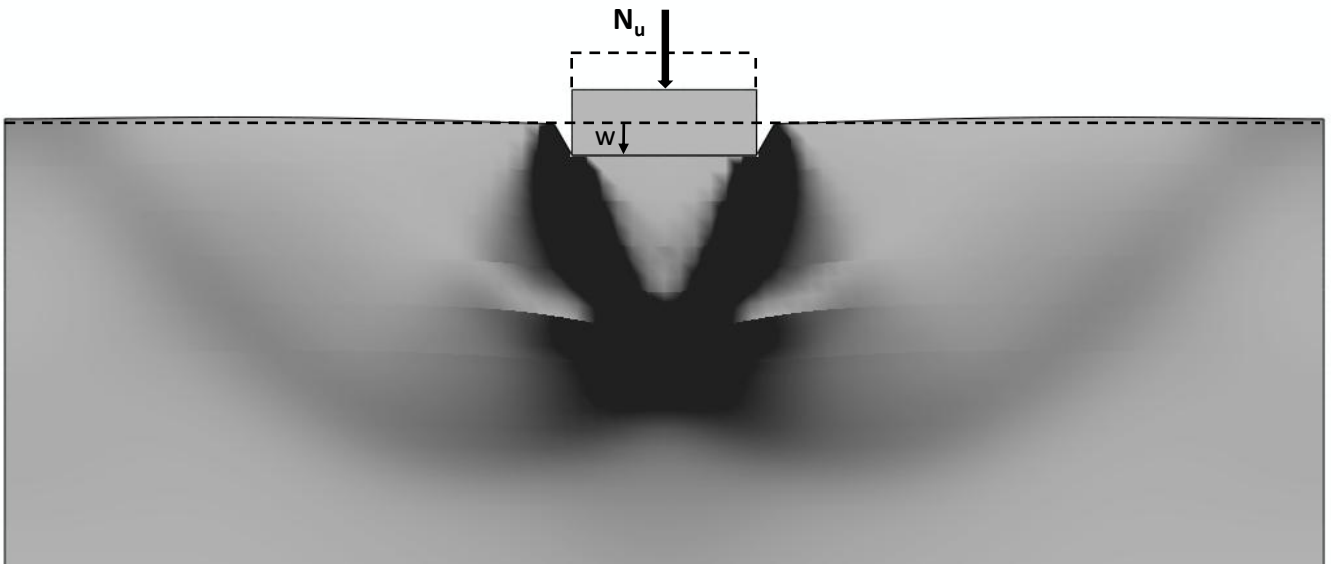
Στο **σχήμα 3.3(a)** απεικονίζεται το αξονικό φορτίο αστοχίας σε επιβολή κατακόρυφης μετακίνησης συναρτήσει της καθίζησης για διάφορους λόγους του πάχους της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης d προς το πλάτος της θεμελίωσης B . Το φορτίο αστοχίας αυξάνει με την αύξηση του πάχους της κρούστας όπως και ήταν αναμενόμενο. Στο **σχήμα 3.3(b)** απεικονίζονται οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας συναρτήσει του πάχους του επιφανειακού στρώματος για το εδαφικό προφίλ του **σχήματος 2.2** με $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa. Φαίνεται ότι ακόμη και για μικρά πάχη στρώσης εξυγίανσης έχουμε σημαντική αύξηση του συντελεστή ασφαλείας. Βέβαια ο ρυθμός αύξησης του συντελεστή ασφαλείας με την αύξηση του πάχους της επιφανειακής στρώσης, ενώ είναι αρχικά υψηλός, σταδιακά παρουσιάζει μια μείωση με την αύξηση του λόγου d/B . Αυτή η μείωση του ρυθμού αύξησης οφείλεται στο ότι από ένα πάχος και μετά ($d/B > 1$), η επιρροή της αύξησης του πάχους της

στρώσης εξυγίανσης δεν είναι τόσο καθοριστική στην αύξηση της αντοχής σε κατακόρυφα φορτία, καθώς ο βολβός των τάσεων εσωκλείεται στο μεγαλύτερο μέρος του εντός της εξυγιαντικής στρώσης. Επίσης να σημειωθεί ότι για πάχος $d/B=1.25$ έχουμε προσεγγίσει ικανοποιητικά τον επιθυμητό συντελεστή $FS_v=5.3$. Στο **σχήμα 3.4** απεικονίζονται οι συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία συναρτήσει του λόγου d/B για $S_{u2} = 85$ kPa και για λόγους $S_{u1}/S_{u2}=1.5-2-3$. Για $S_{u1}/S_{u2}=2$ και $d/B>0.75$ και για $S_{u1}/S_{u2}=3$ και $d/B>0.5$.

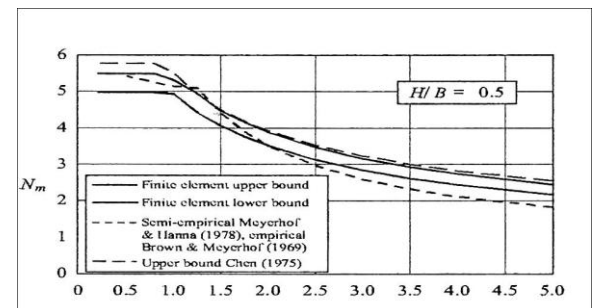
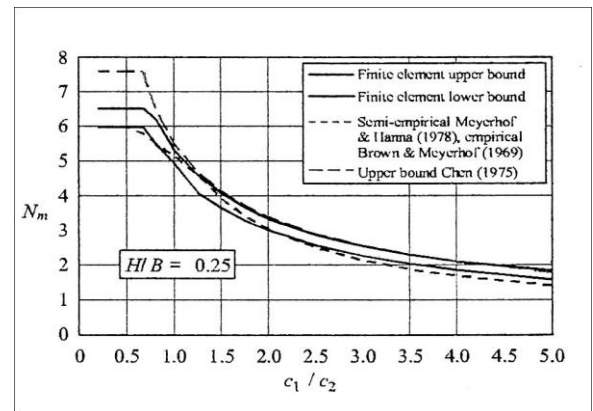
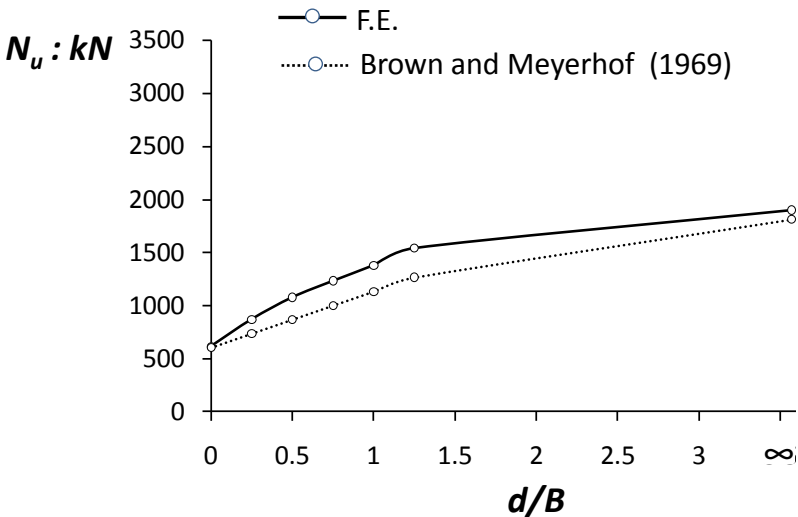
Στο **σχήμα 3.5** φαίνονται οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων για διάφορους λόγους d/B από 0.25 έως 1.25 και τα αντίστοιχα ομοιογενή προφίλ. Προφανώς ο μηχανισμός αστοχίας για την περίπτωση ομοιογενούς εδαφικού προφίλ, όπως απεικονίζεται στο **σχήμα 3.5 (α)**, παραμένει ο ίδιος για $S_u = 150$ kPa και $S_u = 50$ kPa και είναι ο κλασικός μηχανισμός αστοχίας του Prandtl, όπως φαίνεται από τα σχηματιζόμενα πρίσματα αστοχίας. Για την περίπτωση της ύπαρξης επιφανειακής στρώσης ο μηχανισμός αστοχίας διαφοροποιείται, καθώς αυξάνει το πλάτος του παραγόμενου βολβού των τάσεων. Αυτό συνεπάγεται το σχηματισμό ενός μεγαλύτερου πρίσματος αστοχίας που έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του φορτίου αστοχίας. Ομοίως βλέπουμε ότι για μεγαλύτερο πάχος στρώσης οι τάσεις κατανέμονται σε μεγαλύτερο βάθος κ.ο.κ, γεγονός που έχει ως συνέπεια την περαιτέρω αύξηση του φορτίου αστοχίας. Στο σημείο της επαφής των δύο στρωμάτων βλέπουμε μια ανομοιομορφία στην κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων η οποία οφείλεται στην ασυνέχεια που παρουσιάζουν τοπικά οι εδαφικές ιδιότητες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

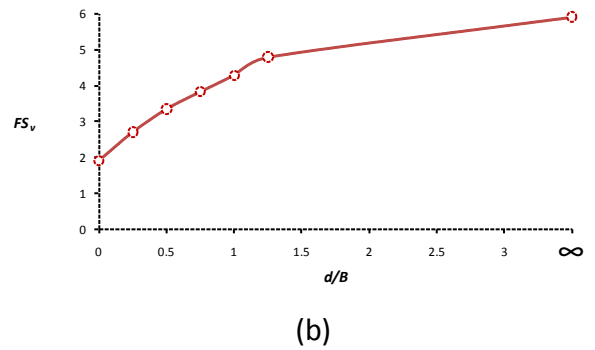
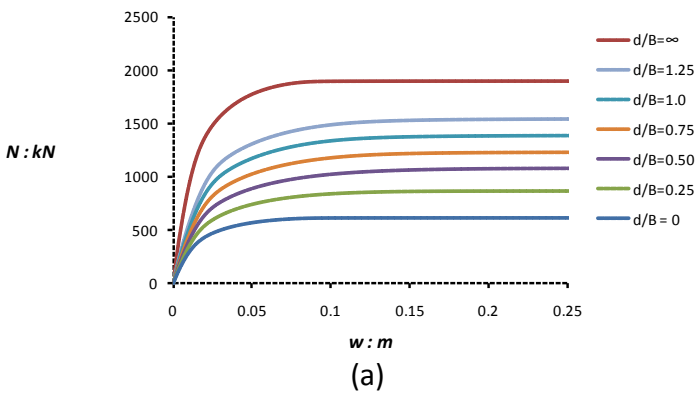
ΣΧΗΜΑΤΑ



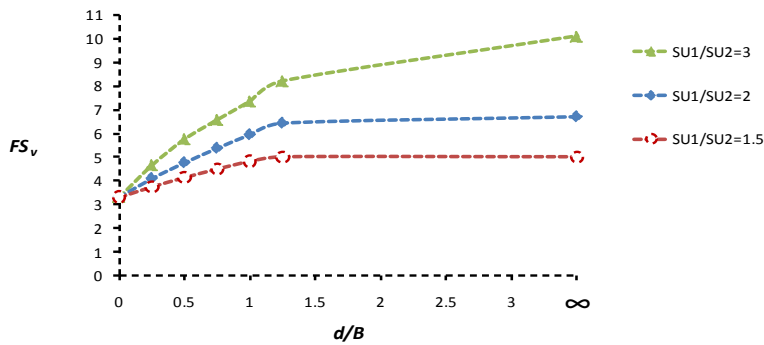
Σχήμα 3.1. Μονotonική επιβολή κατακόρυφης μετακίνησης μέχρι την αστοχία



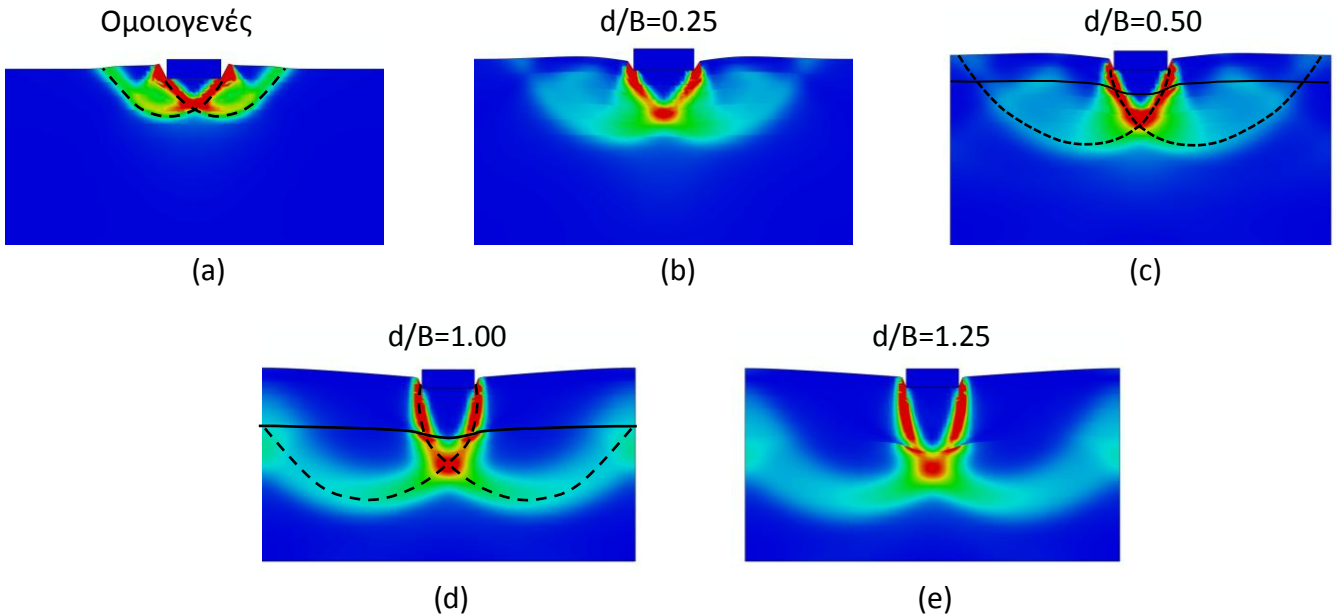
Σχήμα 3.2. Σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με την χρήση κώδικα πεπερασμένων στοιχείων και των αναλυτικών λύσεων των Brown και Meyerhof (1969)



Σχήμα 3.3 Για $S_{u2}=50$ kPa και $S_{u1}=150$ kPa (a) Φορτίο αστοχίας συναρτήσει της καθίζησης, (b) Συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία συναρτήσει του λόγου του πάχους d της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης προς το πλάτος της θεμελίωσης B



Σχήμα 3.4 Για $S_{u2}=85$ kPa και $S_{u1}/S_{u2}=1.5 - 2 - 3$: Συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία συναρτήσει του λόγου του πάχους d της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης προς το πλάτος της θεμελίωσης B



Σχήμα 3.5. Ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων από ανάλυση με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS για ομοιογενές έδαφος και δίστρωτο με λόγο $d/B = 0.25, 0.5, \dots, 1.25$, καθώς και οι αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας για το ομοιογενές και για δίστρωτο με λόγο $d/B = 0.5$ και $d/B = 1.0$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΑΚΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

4.1 ΜΟΝΟΤΟΝΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Στο παρόν υποκεφάλαιο θα εξεταστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων στατικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης με τη μέθοδο της ελεγχόμενης μετακίνησης. Στόχος των αναλύσεων ήταν ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-έδαφος σε οριζόντιο push-over μέχρι την αστοχία λόγω ανατροπής του πλαισίου. Επιπρόσθετα ενδιαφέρον έχει η σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση ομοιογενούς προφίλ με αυτή του δίστρωτου εδαφικού προφίλ, καθώς και η μεταβολή των αναπτυσσόμενων μηχανισμών αστοχίας. Ταυτόχρονα θα εξεταστεί για ποια πάχη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πετυχαίνουμε μία ικανοποιητική προσέγγιση της ευνοϊκής συμπεριφοράς του ομοιογενούς εδαφικού σχηματισμού με $S_u = 150$ kPa.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις στατικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης φαίνεται στο **σχήμα 4.1**. Όπως αναφέρθηκε και στο **κεφάλαιο 2**, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είχε διαστάσεις 15 m ($\approx 11B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 4 m ($\approx 3B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάνναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Στη δεδομένη ανάλυση το προσομοίωμα συμπεριλάμβανε όλη την κατασκευή στον πάνω αριστερά κόμβο της οποίας επιβλήθηκε ελεγχόμενη μετακίνηση μέχρι την αστοχία και μετρήθηκε η αναπτυσσόμενη δύναμη αντίδρασης του πλαισίου P . Ως αστοχία θεωρήθηκε το σημείο όπου η οριζόντια δύναμη αντίδρασης στον πάνω αριστερά κόμβο του πλαισίου μηδενιζόταν.

Στο **σχήμα 4.2** συγκρίνονται οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων την στιγμή της αστοχίας του συστήματος πλαίσιο-θεμελίωση-έδαφος σε οριζόντιο push-over δύο περιπτώσεις : (a) ομοιογενές εδαφικό προφίλ με $S_u = 50$ kPa και (b) δίστρωτο εδαφικό

προφίλ με επιφανειακή στρώση πάχους $d/B = 0.5$ και $S_{u1} = 150$ kPa και υποκείμενο στρώμα με $S_{u2} = 50$ kPa. Συγκρίνοντας την εικόνα των πλαστικών παραμορφώσεων, για τις δύο περιπτώσεις, γίνεται αντιληπτό ότι η χρήση της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης περιορίζει την διάδοση των πλαστικών παραμορφώσεων σε μικρότερη έκταση. Αυτό οφείλεται κυρίως στο ότι το οριζόντιο push-over επηρεάζει μόνο το επιφανειακό κομμάτι του υποκείμενου εδάφους, καθώς η ροπή και η διάτμηση που είναι οι κύριες καταπονήσεις που εισάγονται, κατά την επιβολή της οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή του πλαισίου, έχουν ρηχό βολβό των τάσεων με αποτέλεσμα η συμπεριφορά της κατασκευής μας στην περίπτωση του δίστρωτου εδαφικού προφίλ να μην επηρεάζεται σημαντικά από τις ιδιότητες της υποκείμενης στρώσης. Επίσης να σημειωθεί ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται εντός της στρώσης εξυγίανσης και για το λόγο αυτό η συμπεριφορά της κατασκευής εξαρτάται κυρίως από τις ιδιότητες του επιφανειακού στρώματος.

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για την περίπτωση ομοιογενών προφίλ με $S_u = 50$ kPa και $S_u = 150$ kPa, καθώς και για τα αντίστοιχα δίστρωτα εδαφικά προφίλ με λόγο $d/B = 0.25, 0.5$ και 1.25 για αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αντίστοιχα (**σχήμα 4.3**). Επιπλέον στο **σχήμα 4.4** συγκρίνονται τα αποτελέσματα για ομοιογενή προφίλ με $S_u = 50, 85, 150, 255$ kPa καθώς και για την περίπτωση άκαμπτης βάσης. Στα **σχήμα 4.3(a)** και **4.4(a)** φαίνεται η χαρακτηριστική μορφή της καμπύλης P-δ για την περίπτωση πλαισιωτής κατασκευής με τις τρεις φάσεις όπως αυτές αναλύθηκαν στο τέλος του εισαγωγικού κεφαλαίου. Παρατηρείται ότι το μέγιστο φορτίο αστοχίας P σε οριζόντιο push-over αλλάζει αμελητέα με την μεταβολή της αντοχής του εδάφους για τα εδαφικά προφίλ που εξετάστηκαν. Για παράδειγμα για $S_u = 150$ kPa το φορτίο αστοχίας είναι $P = 83.3$ kN ενώ για $S_u = 50$ kPa, το φορτίο αστοχίας είναι $P = 72.4$ kN, δηλαδή για αύξηση 200% του S_u σημειώνεται αύξηση μόλις 15% του φορτίου αστοχίας. Για μεγαλύτερες τιμές του S_u ($S_u > 150$ kPa, **σχήμα 4.4(a)**) μειώνεται περαιτέρω ο ρυθμός αύξησης του φορτίου αστοχίας με την αύξησης του S_u . Πιο συγκεκριμένα για $S_u = 150$ kPa το φορτίο αστοχίας είναι $P = 83.3$ kN ενώ για $S_u = 255$ kPa, το φορτίο αστοχίας είναι $P = 85.6$ kN, δηλαδή για αύξηση 70% του S_u σημειώνεται αύξηση μόλις 2.7% του φορτίου αστοχίας. Η μικρή επιρροή του S_u στο φορτίο αστοχίας οφείλεται στην απόκριση του συστήματος κατά την διάρκεια της στατικής επιβολής της οριζόντιας μετακίνησης. Λόγω των μεγάλων διαθέσιμων συντελεστών ασφαλείας σε κατακόρυφα

φορτία $FS_v > 3$ έχουμε απόκριση της θεμελίωσης κυρίως μέσω ανασηκώματος και μικρή ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Επομένως το φορτίο αστοχίας εξαρτάται κυρίως από την αντοχή της πλαισιακής ανωδομής (πότε δηλαδή θα έχουμε διαρροή των δοκών). Βέβαια παρατηρείται ότι ακόμα και για μια στρώση πάχους μόλις $d/B = 0.25$ το φορτίο αστοχίας P είναι σχεδόν ίσο με αυτό του ομοιογενούς εδαφικού σχηματισμού για $S_u = 150$ kPa, καθώς όπως αναλύθηκε και παραπάνω ο μηχανισμός αστοχίας που αναπτύσσεται κατά το οριζόντιο push-over είναι ρηχός και «εσωκλείεται» εντός της στρώσης εξυγίανσης.

Στα **σχήματα 4.3 (b)** και **4.4 (b)** συγκρίνονται οι καμπύλες **M-θ** για τα διάφορα εδαφικά προφίλ που εξετάστηκαν. Η γωνία ανατροπής θ διατηρείται σχεδόν σταθερή για τα διάφορα S_u . Αυτό οφείλεται στο ότι η γωνία ανατροπής εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τα γεωμετρία καθώς και την αντοχή του πλαισίου. Προσεγγιστικά μπορεί να θεωρηθεί ότι η ανατροπή πλαισίου εδραζόμενου επί άκαμπτης βάσης λαμβάνει χώρα όταν το κέντρο βάρους της κατασκευής βρεθεί έξω από τα όρια της θεμελίωσης. Η θέση του κέντρου βάρους σε μια πλαισιωτή κατασκευή εξαρτάται από την γεωμετρία του πλαισίου (όταν έχουμε ελαστική απόκριση της κατασκευής) και από την αντοχή του πλαισίου, καθώς με τον σχηματισμό πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς της κατασκευής έχουμε αλλαγή της θέσης του κέντρου βάρους (ο μοχλοβραχίονας μεγαλώνει). Ο μοχλοβραχίονας στο αρχικό στάδιο (πριν την διαρροή των δοκών) είναι περίπου στα 2 m και μετά το σχηματισμό των πλαστικών αρθρώσεων στις δοκούς αυξάνεται στα 4.5 m. Επομένως προσεγγιστικά η γωνία ανατροπής μπορεί να προκύψει από τον τύπο (για κατασκευή εδραζόμενη επί άκαμπτης βάσης **σχήμα 4.4(b)**) ως εξής $\theta = \arcsin\left(\frac{\text{ημιπλάτος θεμελίου}}{\text{ύψος Κ.Β.}}\right) = \frac{1.4}{3.5} = 0.2$. Η μικρή απόκλιση από την γωνία που υπολογίσαμε στο προηγούμενο βήμα οφείλεται στο γεγονός ότι οι αναλύσεις έγιναν σε πλαίσιο που δεν εδραζόταν επί άκαμπτης βάσης αλλά επί ανελαστικού εδάφους. Ως συνέπεια η γωνία ανατροπής επί ενδόσιμου εδάφους είναι μικρότερη από αυτή που υπολογίστηκε αρχικά και μειώνεται περαιτέρω για έδαφος μικρότερης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής ($S_u = 50$ kPa), καθώς η μη γραμμική-ανελαστική απόκριση της θεμελίωσης μέσω της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους σε μεγαλύτερο βαθμό οδηγεί σε εδαφική αστοχία πριν από την γεωμετρική ανατροπή του πλαισίου.

Σε όρους μέγιστης ροπής, όπως εύκολα γίνεται αντιληπτό από τα **σχήματα 4.3 (b)** και **4.4 (b)** η αύξηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους συνεπάγεται αύξηση και της ροπής αντοχής της θεμελίωσης. Βέβαια, η αύξηση και πάλι δεν είναι γραμμικά ανάλογη του S_u , καθώς για $S_u = 150$ kPa η ροπή αντοχής της θεμελίωσης είναι $M = 155.7$ kNm ενώ για $S_u = 50$ kPa, η ροπή αντοχής γίνεται $M = 89.4$ kNm, δηλαδή για αύξηση 200% του S_u σημειώνεται αύξηση 74% της ροπής αστοχίας. Επομένως στο **σχήμα 4.3(b) Μ-θ** γίνεται ξεκάθαρος ο ευνοϊκός ρόλος της χρήσης μιας επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης στην αύξηση της ροπής αντοχής της θεμελίωσης. Αναλυτικότερα για πάχος $d/B=0.25$ έχουμε αύξηση της ροπής αντοχής σε $M= 136.4$ kNm, ενώ για πάχος $d/B=0.50$ έχουμε αύξηση της ροπής αντοχής σε $M = 154$ kNm ίση με την ροπή αντοχής της θεμελίωσης για την περίπτωση ομοιογενούς εδαφικού προφίλ με $S_u = 150$ kPa. Άρα επαληθεύεται η λογική ότι ο μηχανισμός αστοχίας που αναπτύσσεται στην συγκεκριμένη δοκιμή είναι ρηχός και επηρεάζεται κατά κύριο λόγο από τις ιδιότητες της επιφανειακής στρώσης.

Στα **σχήματα 4.3 (c)** και **4.4 (c)** συγκρίνονται οι καμπύλες **w-θ** για το δεξί θεμέλιο του πλαισίου για τα διάφορα εδαφικά προφίλ που εξετάστηκαν. Για μικρές γωνίες θ το κέντρο του δεξιού θεμελίου εμφανίζει μια μικρή καθίζηση η οποία οφείλεται στην σταδιακή αύξηση του αξονικού φορτίου κατά την αρχική φάση (όπου κυριαρχεί η καμπτική απόκριση του πλαισίου). Όπως και αναμενόταν αυτή η αρχική καθίζηση γίνεται μεγαλύτερη για μικρότερα S_u . Προφανώς για άκαμπτη βάση (**σχήμα 4.4(c)**) η αρχική καθίζηση είναι μηδενική. Στην συνέχεια για μεγαλύτερες γωνίες θ γίνεται πιο έντονη η λικνιστική απόκριση μέσω του ανασηκώματος της θεμελίωσης και έτσι το κέντρο του θεμελίου μετακινείται προς τα πάνω. Συμπερασματικά, όπως απεικονίζεται στα αντίστοιχα σχήματα το ανασήκωμα του θεμελίου είναι πιο έντονο για εδαφικά προφίλ με μεγαλύτερο S_u , καθώς για το ίδιο θ η κατακόρυφη μετακίνηση είναι μικρότερη για μικρότερα S_u λόγω της ενεργοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (σε μεγαλύτερο βαθμό) με αποτέλεσμα μεγαλύτερες καθιζήσεις. Παράλληλα πρέπει να σημειωθεί η σημαντική συμβολή της στρώσης εξυγίανσης στην μείωση των καθιζήσεων (*ένα από τα κυριότερα προβλήματα που εμφανίζεται στον αντισυμβατικό σχεδιασμό λόγω των μικρών διατιθέμενων συντελεστών ασφαλείας σε κατακόρυφα φορτία*). Όπως απεικονίζεται στο

σχήμα 4.3 (c) για πάχος $d/B > 0.5$ η απόκριση του δίστρωτου σχηματισμού είναι ίδια με αυτή του ομοιογενούς σχηματισμού με $S_u = 150$ kPa.

4.2 ΑΝΑΛΥΚΛΙΚΗ ΕΠΙΒΟΛΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ

Σε αυτό το υποκεφάλαιο εξετάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων στατικής επιβολής ανακυκλικής οριζόντιας μετακίνησης με τη μέθοδο της ελεγχόμενης μετακίνησης. Η μετακίνηση που επιβλήθηκε είναι ίση με $\Delta = 1.2$ m $\approx 75\% \Delta_u$, όπου Δ_u μετακίνηση για την οποία έχουμε αστοχία σε μονοτονικό push-over όπως φαίνεται στο **σχήμα 4.5(b)**. Στόχος των αναλύσεων ήταν ο προσδιορισμός της συμπεριφοράς του συστήματος πλαίσιο-έδαφος σε οριζόντιο ανακυκλικό push-over και οι πιθανές πρόσθετες διαφορές σε σχέση με το μονοτονικό push-over. Ταυτόχρονα θα συγκριθεί η απόκριση των εξεταζόμενων συστημάτων: ομοιογενούς εδαφικού προφίλ και δίστρωτου. Παράλληλα θα εξεταστεί για ποια πάχη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πετυχαίνουμε μία ικανοποιητική προσέγγιση της ευνοϊκής συμπεριφοράς του ομοιογενούς εδαφικού σχηματισμού με $S_u = 150$ kPa.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις στατικής ανακυκλικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης φαίνεται στο **σχήμα 4.5(a)** και είναι το ίδιο με αυτό που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις του μονοτονικού οριζόντιου push-over όπως αναλύθηκε στην 2^η παράγραφο του υποκεφαλαίου «Μονοτονική επιβολή οριζόντιας μετακίνησης». Η επιβολή της ανακυκλικής ελεγχόμενης μετακίνησης $\Delta = 1.2$ m έγινε στον πάνω αριστερά κόμβο του πλαισίου και μετά το πέρας των επιθυμητών κύκλων επιβλήθηκε τέτοια μετακίνηση στον κόμβο ώστε να επιστρέψει στην αρχική του θέση.

Στο **σχήμα 4.6** αναπαρίσταται πλήρως η εξέλιξη των καθιζήσεων και των αξονικών δυνάμεων και για τα δύο θεμέλια του εξεταζόμενου πλαισίου κατά την διάρκεια του 1^{ου} κύκλου, καθώς και η ροπή στα δύο άκρα της δοκού του ισογείου για την περίπτωση του ομοιογενούς εδαφικού σχηματισμού με $S_u = 50$ kPa. Πιο αναλυτικά στο **σχήμα 4.6(a)** φαίνεται η παραμόρφωση του πλαισίου και οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων κατά την πρώτη επιβολή μετακίνησης $\Delta = 1.2$ m προς τα δεξιά κατά τον πρώτο κύκλο. Αντίστοιχα στο **σχήμα 4.6(b)** φαίνεται η παραμόρφωση του πλαισίου και οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων κατά την πρώτη επιβολή μετακίνησης $\Delta = 1.2$ m προς τα αριστερά στην διάρκεια του πρώτου κύκλου. Πάνω στα διαγράμματα $N-\theta$, $w-\theta$ και $M-\theta$

(σχήματα (c),(d) και (e) αντίστοιχα) έχουν σχεδιαστεί τα σημεία που αντιστοιχούν στα δύο στιγμιότυπα των σχημάτων (a) και (b). Αρχικά κατά την επιβολή της οριζόντιας μετακίνησης προς τα αριστερά στον πάνω δεξιά κόμβο του πλαισίου έχουμε κυρίως καμπτική απόκριση του συστήματος με αύξηση της ροπής στα άκρα των δοκών μέχρι την διαρροή όπως φαίνεται στο **σχήμα 4.6(e)**. Η αρχική αύξηση της αναπτυσσόμενης ροπής των δοκών συνεπάγεται και αντίστοιχη αύξηση του αξονικού φορτίου στην δεξιά κολώνα και μείωση του στην αριστερή (δράση ζεύγους δυνάμεων) όπως απεικονίζεται στο διάγραμμα του **σχήματος 4.6(c)**. Αντίστοιχα για μικρή γωνία θ το δεξί θεμέλιο λόγω της αύξησης της αξονικής δύναμης καθιζάνει, ενώ το αριστερό θεμέλιο λόγω της μείωσης του αξονικού φορτίου ανασηκώνεται όπως αναπαριστάται στο **σχήμα 4.6(d)**. Μετά την διαρροή των δοκών μειώνεται η αναπτυσσόμενη ροπή στα άκρα των δοκών και σταθεροποιείται σε μικρότερη από την μέγιστη τιμή, την απομένουσα ροπή αντοχής M_{res} . Αν η ροπή στα άκρα των δοκών μηδενιζόταν το αξονικό φορτίο στη βάση των υποστυλωμάτων θα ξαναέπαιρνε την αρχική του τιμή $N = 150$ kN, την ίδια και για τα δύο υποστυλώματα. Επειδή όμως η συμπεριφορά των μελών από σκυρόδεμα έχει ληφθεί ώστε μετά την διαρροή η ροπή αντοχής τους να μειώνεται και να σταθεροποιείται σε μία μικρότερη τιμή, η αξονική δύναμη των υποστυλωμάτων σταθεροποιείται σε μία τιμή πιο κοντά στην αρχική μεν, αλλά όχι ίση με αυτή, όπως απεικονίζεται στο **σχήμα 4.6(c)** η οποία είναι διαφορετική για κάθε υποστύλωμα (ώστε να έχουμε πάλι δράση ζεύγους δυνάμεων). Παράλληλα για μεγαλύτερες γωνίες στροφής θ , το ανασήκωμα της θεμελίωσης γίνεται πιο έντονο και αυτό έχει ως αποτέλεσμα την κατακόρυφη μετακίνηση προς τα πάνω του κέντρου και των δύο θεμελίων. Βέβαια και πάλι καθώς το αριστερό θεμέλιο δέχεται μικρότερο αξονικό φορτίο εμφανίζει μεγαλύτερο ανασήκωμα από το δεξί θεμέλιο (**σχήμα 4.6(d)**).

Στην συνέχεια καθώς επιβάλλουμε οριζόντια μετακίνηση προς τα αριστερά (**σχήμα 4.6(b)**) έχουμε αντιστροφή της κατάστασης, καθώς πια η αριστερή κολώνα είναι αυτή που δέχεται το μεγαλύτερο αξονικό φορτίο. Στο δεύτερο μισό του πρώτου κύκλου, καθώς έχει προηγηθεί η μετακίνηση προς τα δεξιά, οι δοκοί εμφανίζουν μια υπεραντοχή (με μια αύξηση της απομένουσας ροπής M_{res}). Συνεπώς το ζεύγος των δυνάμεων ΔN στο δεύτερο στιγμιότυπο είναι μεγαλύτερο από το πρώτο στιγμιότυπο. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το αξονικό φορτίο στο δεξί θεμέλιο στο 2^ο βήμα να είναι μικρότερο από το αξονικό φορτίο στο αριστερό θεμέλιο κατά το 1^ο βήμα και ως συνέπεια η αντίστοιχη καθίζηση για το 2^ο βήμα

είναι μεγαλύτερη από αυτή του $1^{ου}$. Επίσης λόγω της ανελαστικής απόκρισης του συστήματος για τους λόγους που αναλυθήκαν παραπάνω, παρόλο που η φόρτισή είναι συμμετρική η απόκριση είναι προφανές ότι δεν είναι εντελώς συμμετρική, μα εμφανίζει κάποιες αποκλίσεις.

Στο **σχήμα 4.7** συγκρίνονται τα διαγράμματα $w-\theta$ για τα ακόλουθα εδαφικά προφίλ: (α) ομοιογενές με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 50$ kPa, (β) δίστρωτο με πάχος $d/B = 0.25$ και $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος αντίστοιχα, (γ) δίστρωτο με πάχος $d/B = 0.5$ και $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος αντίστοιχα και (δ) ομοιογενές με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa. Είναι λογικό ότι με την πάροδο των κύκλων οι καθιζήσεις αυξάνονται καθώς οι εδαφικές πλαστικοποιήσεις γίνονται εντονότερες και διαδίδονται σε μεγαλύτερο βάθος. Επειδή η επιβαλλόμενη ανακυκλική μετακίνηση είναι μεγάλη (επομένως και η αντίστοιχη γωνία στροφής) η θεμελίωση αποκρίνεται κυρίως λικνιστικά. Πιο αναλυτικά για το ομοιογενές έδαφος με όπως φαίνεται στο **σχήμα 4.7(a)** η θεμελίωση αποκρίνεται λικνιστικά, μα και με έντονες πλαστικοποιήσεις του υποκείμενου εδάφους (ενεργοποίηση της φέρουσας ικανότητας) που μετά τους 9 κύκλους οδηγεί σε απαγορευτικά μεγάλες καθιζήσεις για την κατασκευή ($w = 9$ cm για το δεξί θεμέλιο). Με την χρήση μιας επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πάχους $d/B = 0.25$ η παραμένουσα καθίζηση μετά το πέρας των 9 κύκλων του ανακυκλικού push-over μειώνεται σε $w = 2.3$ cm από $w = 9$ cm. Δηλαδή ακόμα και με την χρήση μιας τόσο μικρού πάχους στρώσης εξυγίανσης πετυχαίνουμε **μείωση 75%**! Η απόκριση της θεμελίωσης όσο αυξάνεται το πάχος της στρώσης εξυγίανσης γίνεται πιο έντονα λικνιστική (κατακόρυφη μετακίνηση του κέντρου του θεμελίου προς τα πάνω ακόμα και για πολύ μικρές γωνίες στροφής θ), όπως γίνεται κατανοητό και από τα αντίστοιχα διαγράμματα. Για επιφανειακή στρώση πάχους $d/B = 0.5$ (**σχήμα 4.8(a)**) η παραμένουσα καθίζηση μειώνεται σε $w = 1.2$ cm (η οποία κινείται μέσα στα αποδεκτά όρια καθιζήσεων για μια συνηθισμένη κατασκευή), δηλαδή κατά 48% ως προς το $d/B = 0.25$ και 87% ως προς το ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa. Συγκρίνοντας τα **σχήματα 4.7(c)** και **(d)** γίνεται κατανοητό ότι για πάχος στρώσης $d/B > 1$ έχουμε σχεδόν την ίδια συμπεριφορά από άποψη καθιζήσεων που θα είχαμε και για την περίπτωση του ομοιογενούς προφίλ με $S_u = 150$ kPa.

Συγκεκριμένα για $d/B = 1$ η παραμένουσα καθίζηση είναι $w = 0.4$ cm ενώ για $S_{u1} = 150$ kPa είναι $w = 0.2$ cm .

Στο **σχήμα 4.8** φαίνεται η εξέλιξη των τελικά παραμενουσών καθιζήσεων συναρτήσει του πάχους της επιφανειακής κρούστας d/B για 3, 6 και 9 κύκλους. Τα εδαφικά προφίλ που εξετάστηκαν απεικονίζονται στα σχετικά σχήματα : **(a)** δίστρωτο με πάχος επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης $d/B=0, 0.25, \dots, 1.25, \infty$ και $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος αντίστοιχα και **(b)** δίστρωτο με πάχος επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης $d/B=0, 0.25, \dots, 1.25, \infty$ και $S_{u1} = 170$ kPa και $S_{u2} = 85$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος αντίστοιχα. Οι τελικές παραμένουσες καθιζήσεις, όπως προέκυψαν από την ανάλυση (με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS για επιβολή μηδενικής τελικής μετακίνησης στον πάνω αριστερά κόμβο του πλαισίου) διορθώθηκαν αφαιρώντας τον όρο " $\frac{B}{2} * \theta$ ", όπου B το πλάτος του θεμελίου και θ η γωνία στροφής της θεμελίωσης στο τέλος των κύκλων για μηδενική μετακίνηση του πάνω αριστερά κόμβου του πλαισίου. Η γωνία θ αναμενόταν να έχει μηδενική τιμή μετά το πέρας των αναλύσεων, ώστε η θεμελίωση να είναι οριζόντια, όμως λόγω της καμπτικής απόκρισης του πλαισίου και της ολίσθησης της θεμελίωσης, η μηδενική μετακίνηση του πάνω αριστερά κόμβου του πλαισίου δεν σημαίνει επαναφορά ολόκληρου του πλαισίου στην αρχική του θέση. Σύμφωνα με τα παραπάνω, κρίθηκε απαραίτητη η διόρθωση των αποτελεσμάτων ώστε να εξάχθουν σωστά συμπεράσματα ως προς το μέγεθος των παραμενουσών καθιζήσεων. Από το **σχήμα 4.8(a)** γίνεται κατανοητό ότι για πάχος κρούστας $d/B > 0.5$ επιτυγχάνεται τελική παραμένουσα καθίζηση μικρότερη των 1.5 cm (για 9 κύκλους) η οποία είναι αποδεκτή για ένα σημαντικό εύρος κατασκευών. Επιπρόσθετα για $d/B > 1$ η καθίζηση σταθεροποιείται και δεν μεταβάλλεται πια με περαιτέρω αύξηση του πάχους της επιφανειακής στρώσης. Η επίδραση του πάχους d/B της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης στο ρυθμό μείωσης των παραμενουσών καθιζήσεων φθίνει για μεγάλα πάχη στρώσης, καθώς όπως έχει εξηγηθεί η απόκριση του πλαισίου είναι κυρίως λικνιστική και επηρεάζεται έντονα από τις εδαφικές ιδιότητες του επιφανειακού στρώματος εξυγίανσης. Επομένως η χρήση ενός στρώματος μεγαλύτερου πάχους $d/B > 1$ είναι οικονομικά ασύμφορη καθώς δε έχει καμία επίδραση στις παραμένουσες καθιζήσεις, ενώ η χρήση μιας στρώσης πάχους μόλις $d/B = 0.25$ θα μείωνε τις τελικές καθιζήσεις κατά 75%.

Στο **σχήμα 4.8(b)** φαίνεται η εξέλιξη των καθιζήσεων για $S_{u1} = 170$ kPa και $S_{u2} = 85$ kPa. Παρατηρείται ότι για μικρότερο λόγο αντοχής της πάνω προς την κάτω κρούστα (εν προκειμένω $S_{u1} / S_{u2} = 2$, ενώ στο προφίλ που αναλύθηκε προηγουμένως $S_{u1} / S_{u2} = 3$) ο ρυθμός μείωσης των καθιζήσεων είναι μικρότερος. Πιο συγκεκριμένα με την χρήση μιας επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πάχους $d/B = 0.25$ η παραμένουσα καθίζηση μετά το πέρας των 9 κύκλων του ανακυκλικού push-over μειώνεται σε $w = 1.1$ cm από $w = 2.4$ cm για το ομοιογενές με $S_u = 85$ kPa , δηλαδή πετυχαίνουμε **μείωση 54%** (η οποία είναι μικρότερη από την αντίστοιχη 75% για λόγο $S_{u1} / S_{u2} = 3$) . Αυτή η μείωση του ποσοστού μείωσης προφανώς οφείλεται και στην αντίστοιχη μείωση του λόγου αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_{u1} / S_{u2} της πάνω προς την κάτω στρώση. Βέβαια τώρα για το ομοιογενές $S_u = 85$ kPa η παραμένουσα τελική καθίζηση δεν είναι πολύ μεγάλη, οπότε ακόμα και με μια στρώση πάχους $d/B = 0.25$ καλύπτονται οι απαιτήσεις σχεδιασμού για ένα μεγάλο εύρος κατασκευών.

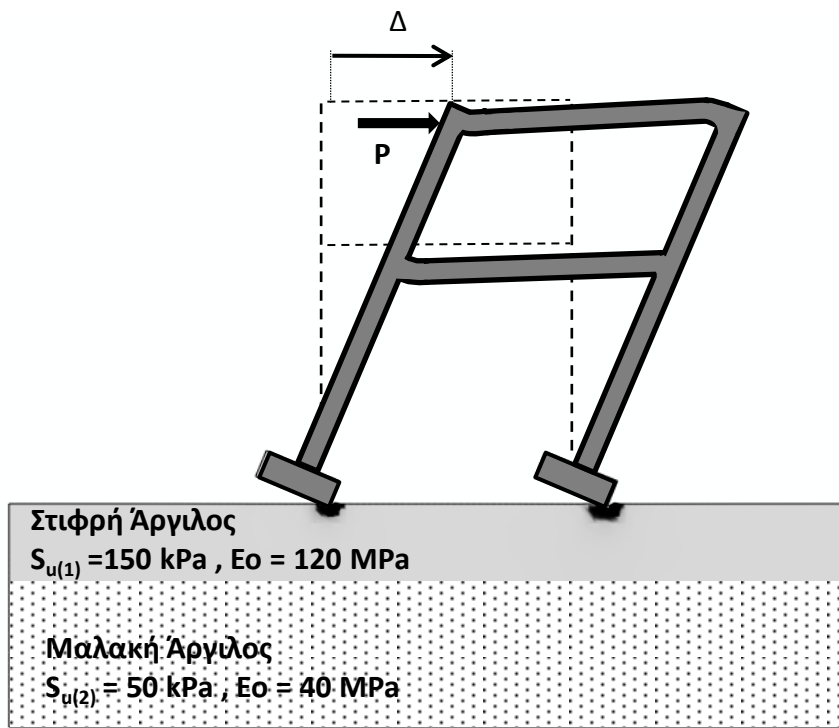
Στο **σχήμα 4.9** απεικονίζεται η εξέλιξη των τελικών καθιζήσεων για διάφορα εδαφικά προφίλ συναρτήσει του αριθμού των κύκλων. Στο **σχήμα 4.9(a)** απεικονίζονται τα εδαφικά προφίλ με πάχος επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης $d/B=0, 0.25, \dots, 1$ και $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή του επιφανειακού και του υποκείμενου στρώματος αντίστοιχα. Τώρα γίνεται πιο εύκολα αντιληπτό πόσο μεγάλη μείωση στην τιμή των τελικών καθιζήσεων προσφέρει ακόμα και μια στρώση πάχους $d/B = 0.25$. Παράλληλα ο ρυθμός αύξησης των καθιζήσεων στην περίπτωση του ομοιογενούς εδάφους με $S_u = 50$ kPa είναι προφανώς μεγαλύτερος από τους αντίστοιχους ρυθμούς αύξησης για τις περιπτώσεις όπου υπάρχει επιφανειακή στρώση εξυγίανσης (όπως υποδηλώνει η σαφώς μικρότερη κλίση των αντίστοιχων διαγραμμάτων στο **σχήμα 4.9(a)**), καθώς οι καθιζήσεις που εκδηλώνει ένα έδαφος υπό την ίδια καταπόνηση εξαρτώνται κατά κύριο λόγο από τις ιδιότητες του. Επιπρόσθετα παρατηρείται ότι ο ρυθμός αύξησης των καθιζήσεων με την πάροδο των κύκλων για την περίπτωση του ομοιογενούς προφίλ $S_u = 50$ kPa μειώνεται (όπως φαίνεται από την μείωση της κλίσης της αντίστοιχης καμπύλης στο **σχήμα 4.9(a)**). Αντίθετα στις περιπτώσεις όπου έχουμε χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης ο ρυθμός αύξησης των καθιζήσεων με την πάροδο των κύκλων αυξάνεται! Η αύξηση οφείλεται στην μετάδοση των πλαστικών παραμορφώσεων σε μεγαλύτερο βάθος με την πάροδο των κύκλων (ξεπερνώντας τα όρια της στρώσης εξυγίανσης), οπότε η απόκριση του συστήματος

αρχίζει να επηρεάζεται πλέον και από τις ιδιότητες της υποκείμενης εδαφικής στρώσης (μικρότερης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής). Αντίστοιχα στο **σχήμα 4.9(b)** φαίνεται η εξέλιξη των καθιζήσεων με την πάροδο των κύκλων για εδαφικούς σχηματισμούς με πάχος επιφανειακής στρώσης $d/B=0, 0.25, \dots, 1$ και $S_{u1} = 170$ kPa και $S_{u2} = 85$ kPa . Οι καμπύλες δεν έχουν πια την ομαλή μορφή που είχαν για $S_{u1} = 50$ kPa αλλά αυτό μάλλον οφείλεται στην προσομοίωση με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Στο **σχήμα 4.9(c)** γίνεται η σύγκριση της απόκρισης δύο εδαφικών προφίλ με επιφανειακή στρώση πάχους $d/B=0.5$ με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u1} = 150$ kPa και υποκείμενου εδάφους αντοχής $S_{u2} = 85$ kPa και $S_{u2} = 85$ kPa αντίστοιχα. Στόχος ήταν η σύγκριση της απόκρισης των δύο συστημάτων ώστε να γίνει αντιληπτή η επιρροή των ιδιοτήτων του υποκείμενου στρώματος στις τελικές καθιζήσεις. Τα δύο συστήματα παρουσιάζουν σημαντική μείωση των καθιζήσεων σε σχέση με τα αντίστοιχα ομοιογενή δίνοντας καθίζηση μικρότερη από 1.5 cm . Παρόλα αυτά φαίνεται ότι το υποκείμενο στρώμα παίζει ρόλο στις τελικές καθιζήσεις καθώς για $S_{u2} = 85$ kPa η καθίζηση στους 9 κύκλους είναι $w = 0.6$ cm ενώ για $S_{u2} = 50$ kPa η καθίζηση είναι $w = 1.2$ cm δηλαδή για μείωση της αντοχής του υποκείμενου στρώματος κατά 40 % έχω αύξηση των καθιζήσεων κατά 100 % ! Συμπερασματικά η χρήση της στρώσης εξυγίανσης μπορεί να επιφέρει σημαντική μείωση των καθιζήσεων αλλά η τελική τιμή της καθίζησης θα επηρεάζεται από τις ιδιότητες του υποκείμενου στρώματος.

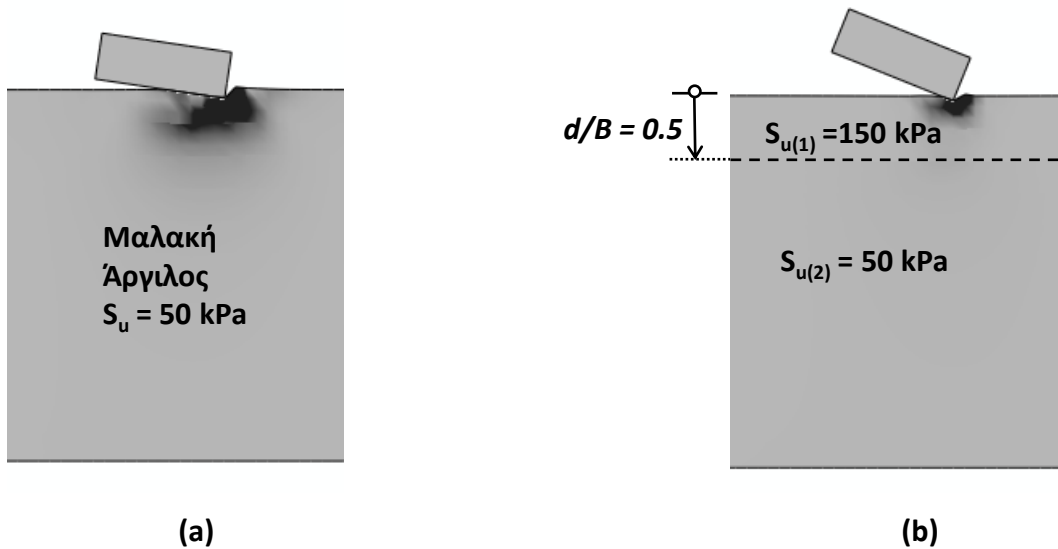
Στο **σχήμα 4.10** συγκρίνεται η απόκριση μετά τον 1^ο και μετά τον 9^ο κύκλο για δυο συστήματα με : (α) ομοιογενές έδαφος $S_u = 50$ kPa και (β) δίστρωτο με επιφανειακή στρώση πάχους $d/B=0.5$ με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u1} = 150$ kPa. Τώρα γίνεται ευκολότερα κατανοητό πως στην περίπτωση του δίστρωτου έχουμε σημαντική μείωση των καθιζήσεων . Διότι οι αναπτυσσόμενες πλαστικές παραμορφώσεις επηρεάζουν μια περιοχή μικρού βάθους η οποία περικλείεται εντός της στρώσης εξυγίανσης και αυτό έχει ως αποτέλεσμα την μείωση των αναπτυσσόμενων πλαστικοποιήσεων για αύξηση της αντοχής του επιφανειακού στρώματος, επομένως και μείωση των αντίστοιχων καθιζήσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

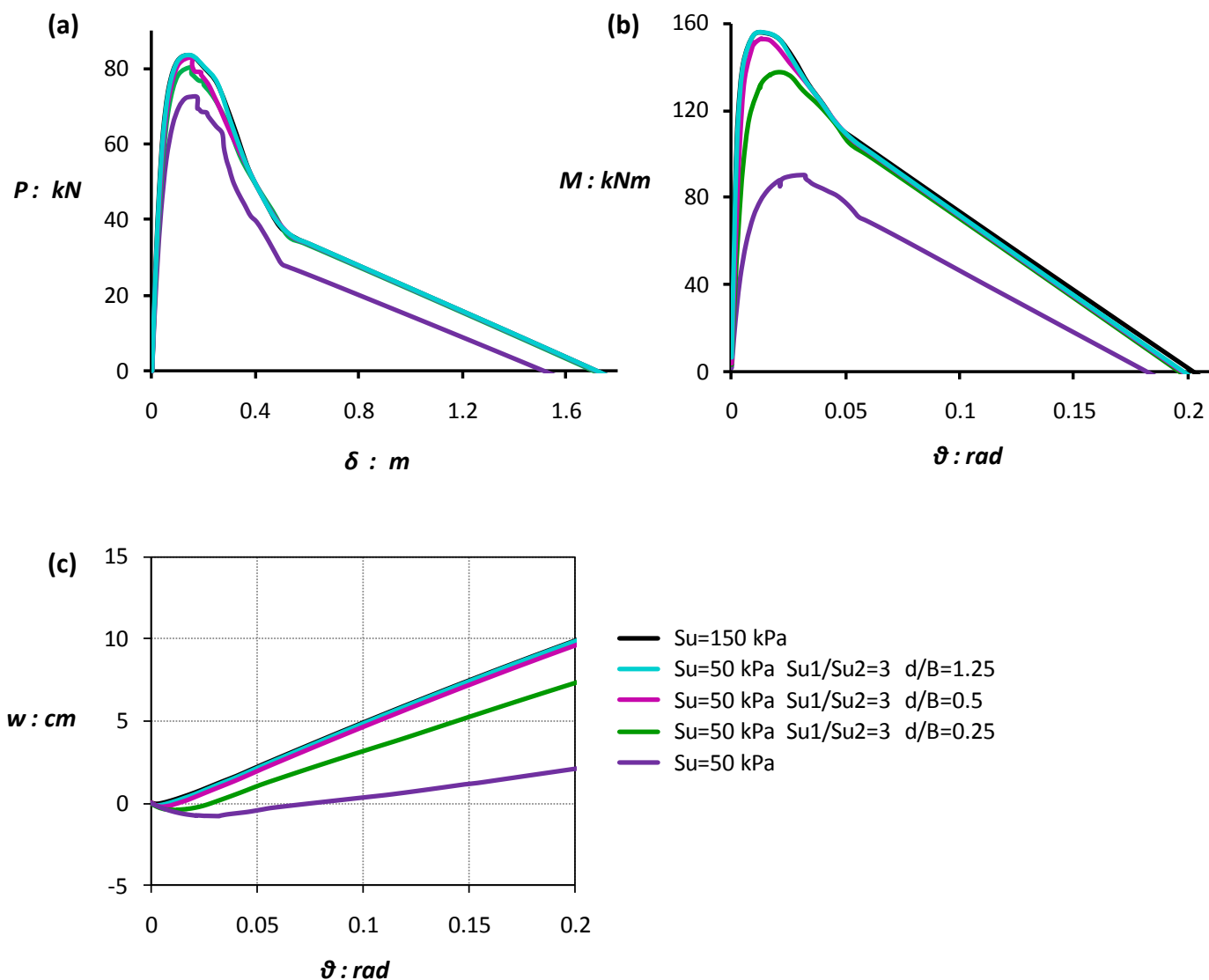
ΣΧΗΜΑΤΑ



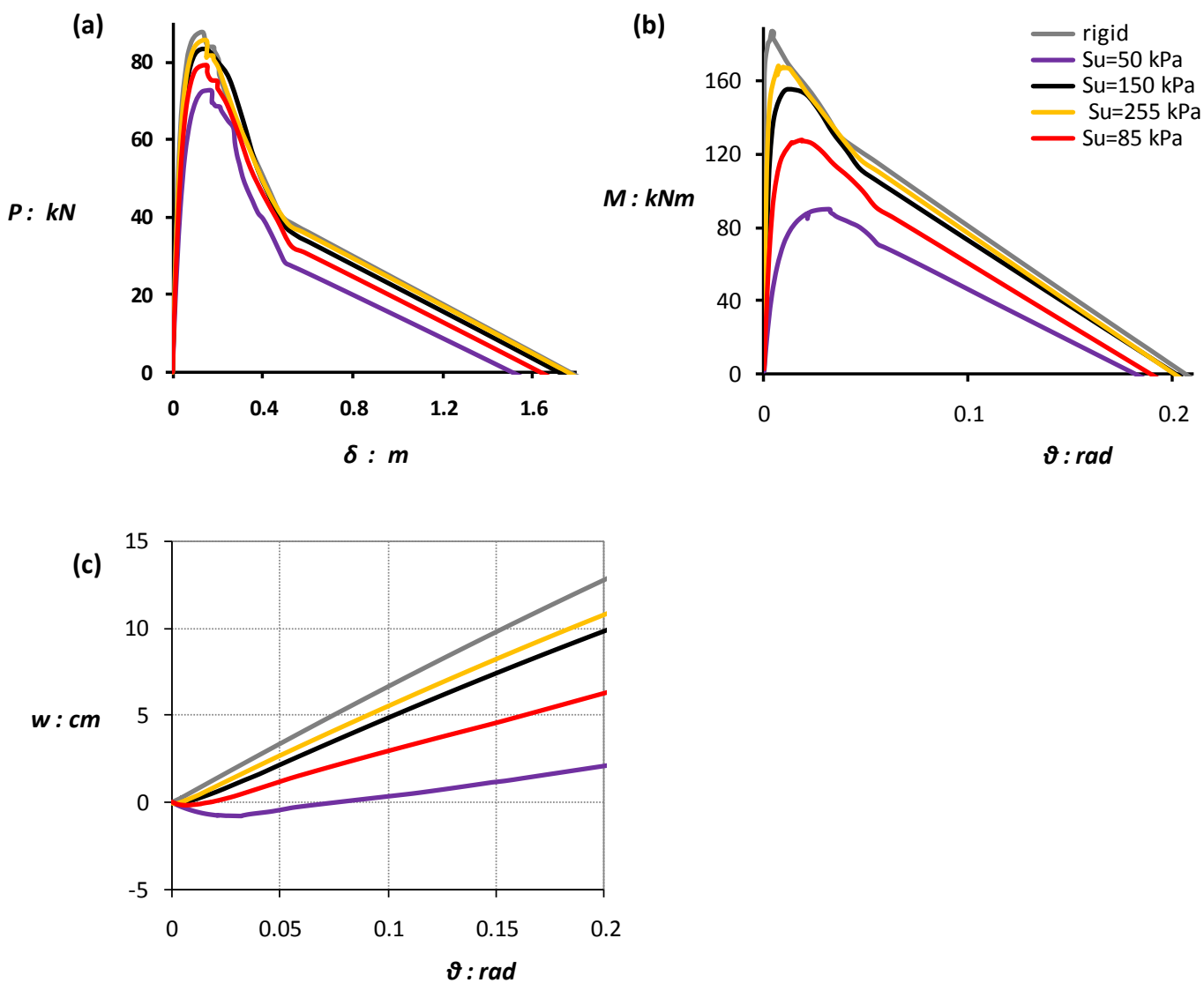
Σχήμα 4.1. Στατική ανάλυση μονοτονικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης



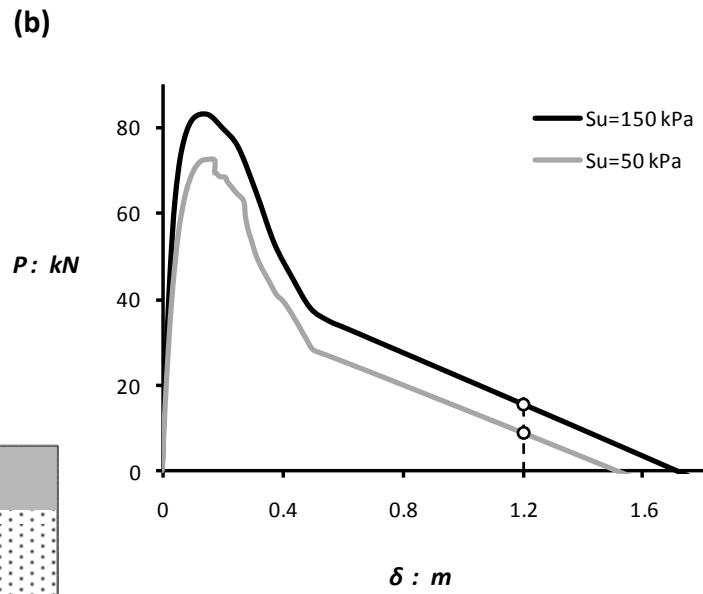
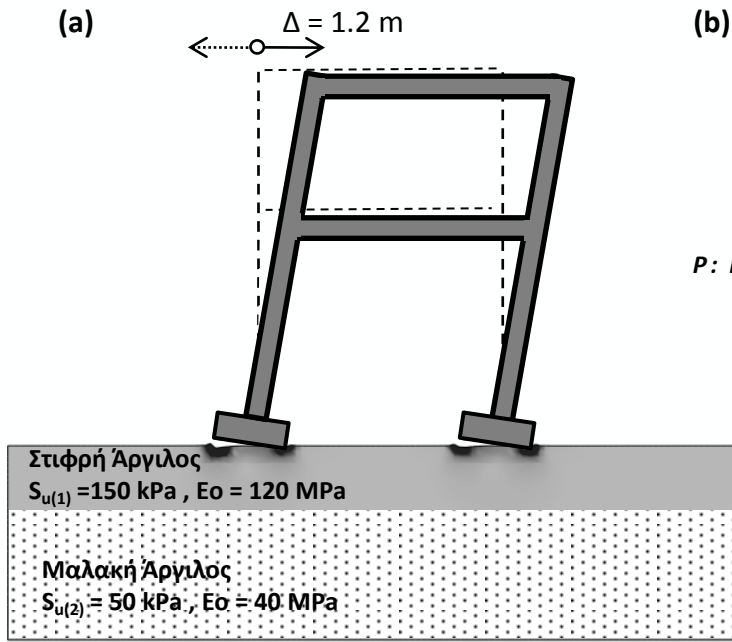
Σχήμα 4.2. Ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων από ανάλυση με την χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS για (α) ομοιογενές έδαφος και (β) δίστρωτο με λόγο $d/B = 0.5$



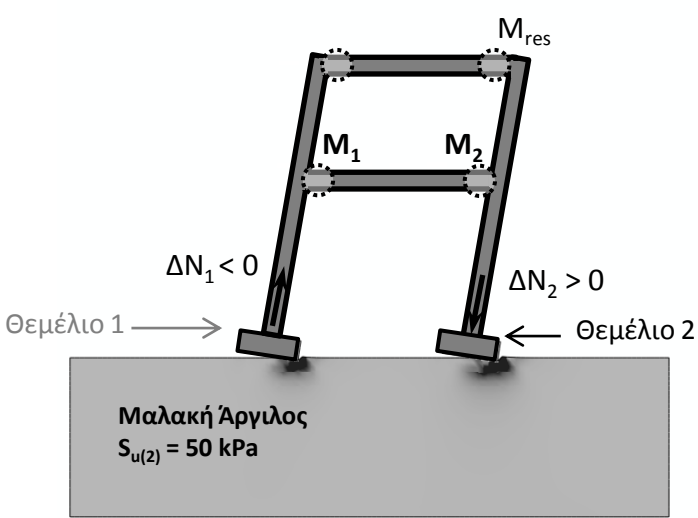
Σχήμα 4.3. Σύγκριση αποτελεσμάτων στατικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης για : ομοιογενές έδαφος με $S_u = 150$, 50 kPa και δίστρωτο με $S_{u1} = 50$ kPa , $S_{u2} = 150$ kPa και $d/B = 0.25$, 0.5 , 1.25 : (a) Αντίδραση–Μετακίνηση ($P-\delta$) ; (b) Ροπή–Γωνία στροφής($M-\theta$) για το δεξί θεμέλιο; και (c) κατακόρυφη μετακίνηση–Γωνία στροφής($w-\theta$) για το δεξί θεμέλιο



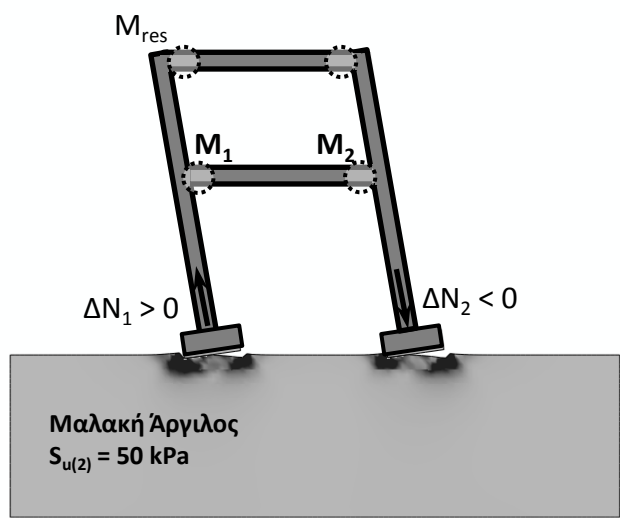
Σχήμα 4.4. Σύγκριση αποτελεσμάτων στατικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης για : ομοιογενές έδαφος με $S_u = 255, 150, 85, 50$ kPa : (a) Αντίδραση-Μετακίνηση ($P-\delta$) ; (b) Ροπή-Γωνία στρόφης ($M-\theta$) για το δεξί θεμέλιο; και (c) κατακόρυφη μετακίνηση-Γωνία στρόφης ($w-\theta$) για το δεξί θεμέλιο.



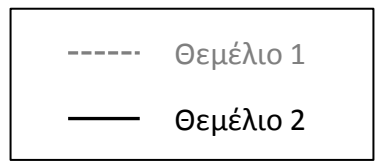
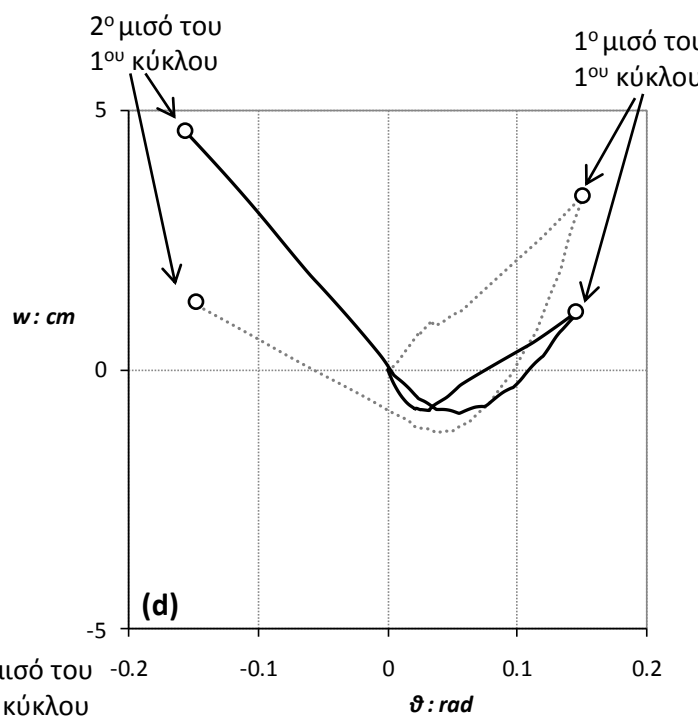
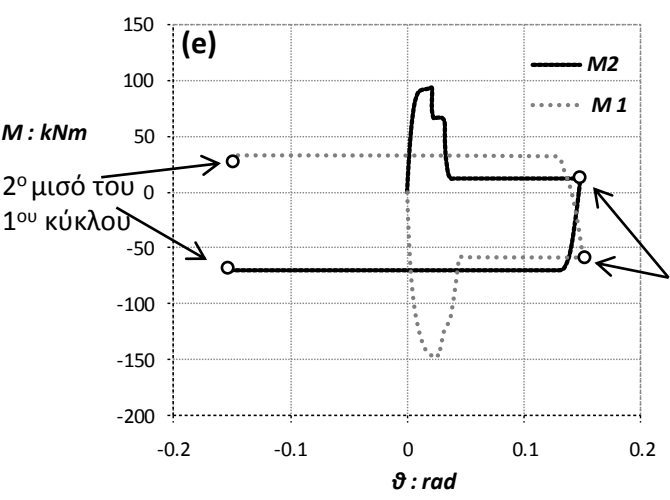
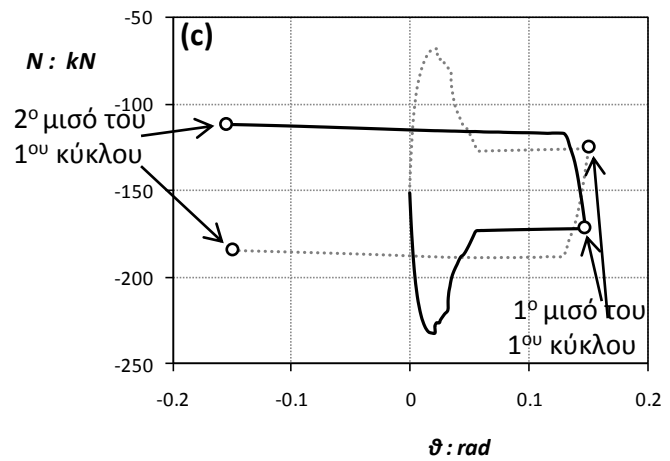
Σχήμα 4.5. Ανακυκλική επιβολή μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης $\Delta = 1.2 \text{ m}$



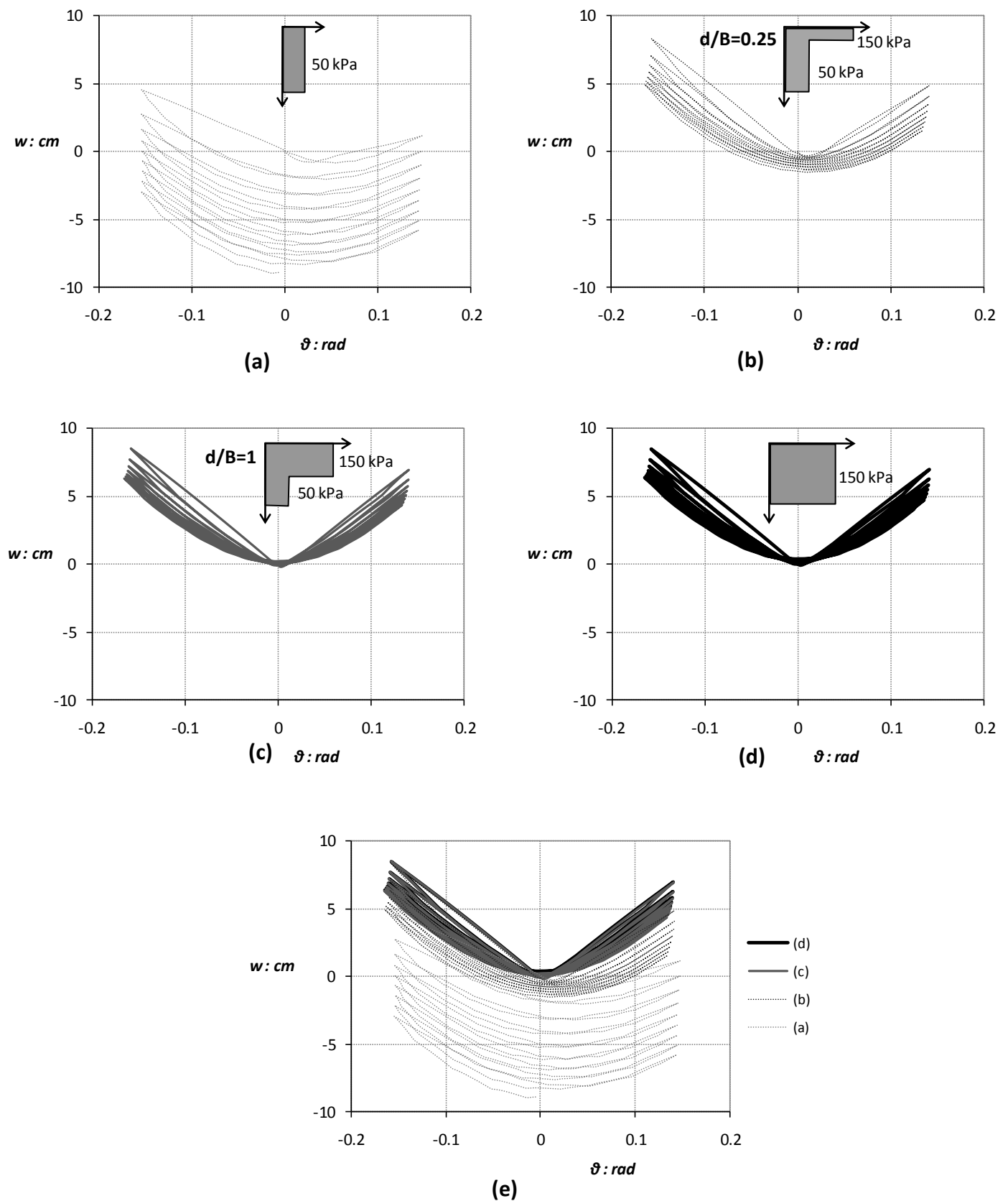
(a) 1^ο μισό του 1^{ου} κύκλου



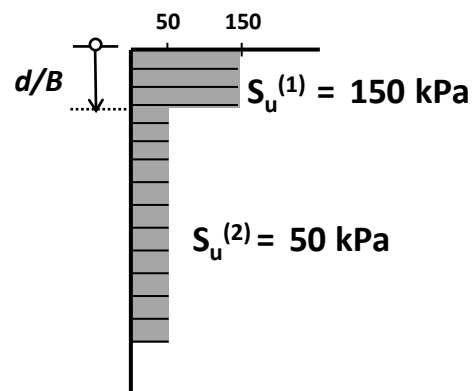
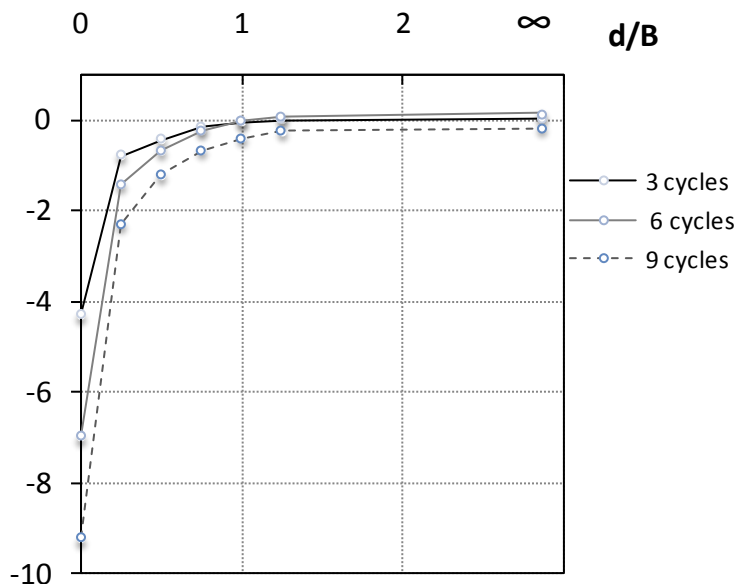
(b) 2^ο μισό του 1^{ου} κύκλου



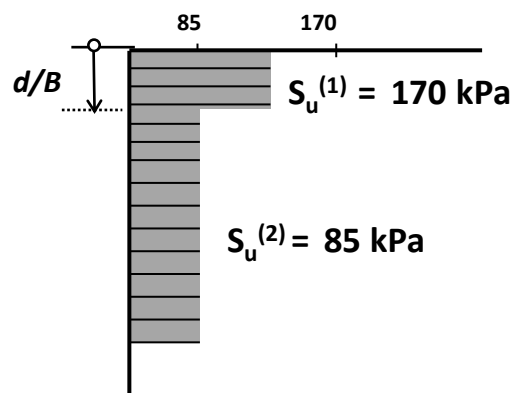
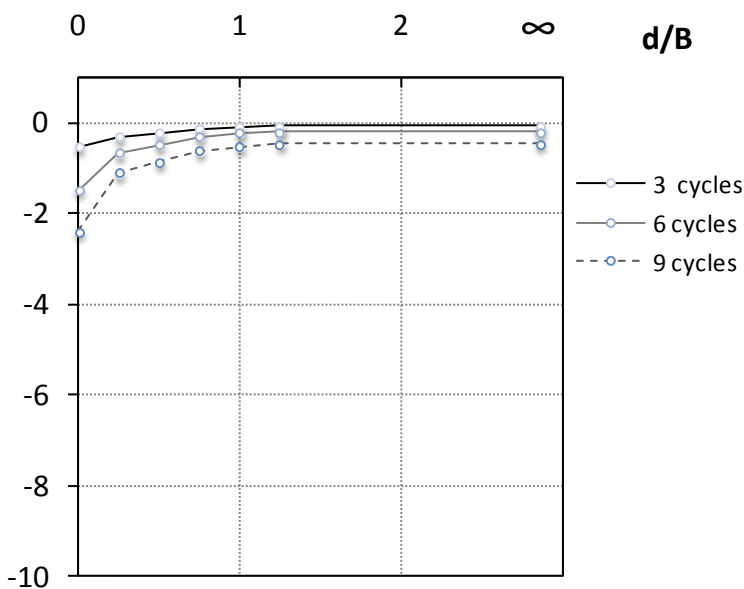
Σχήμα 4.6. Στατική ανάλυση ανακυκλικής επιβολής οριζόντιας μετακίνησης για ομοιογενές έδαφος με $S_u = 50$ kPa: (a) ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων μετά το 1^ο μισό του 1^{ου} κύκλου, (b) ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων μετά το 2^ο μισό του 1^{ου} κύκλου, (c) εξέλιξη του αξονικού φορτίου N για τα δύο υποστυλώματα συναρτήσεως της γωνίας στροφής θ ($N-\theta$), (d) καθίζηση-γωνία στροφής ($w-\theta$) και για τα δύο θεμέλια; και (e) Καμπτική ροπή για τις δοκούς του ισογείου-γωνίας στροφής ($M-\theta$).



Σχήμα 4.7. Κατακόρυφη μετακίνηση–γωνία στροφής ($w-\theta$) του δεξιά θεμελίου για τέσσερα εδαφικά προφίλ : (a) Ομοιογενές με $S_u = 50 \text{ kPa}$; (b) δίστρωτο με $S_{u1} = 150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 50 \text{ kPa}$, $d/B = 0.25$; (c) δίστρωτο με $S_{u1} = 150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 50 \text{ kPa}$, $d/B = 1$; (d) Ομοιογενές με $S_u = 150 \text{ kPa}$; και (e) Σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα τέσσερα εδαφικά προφίλ

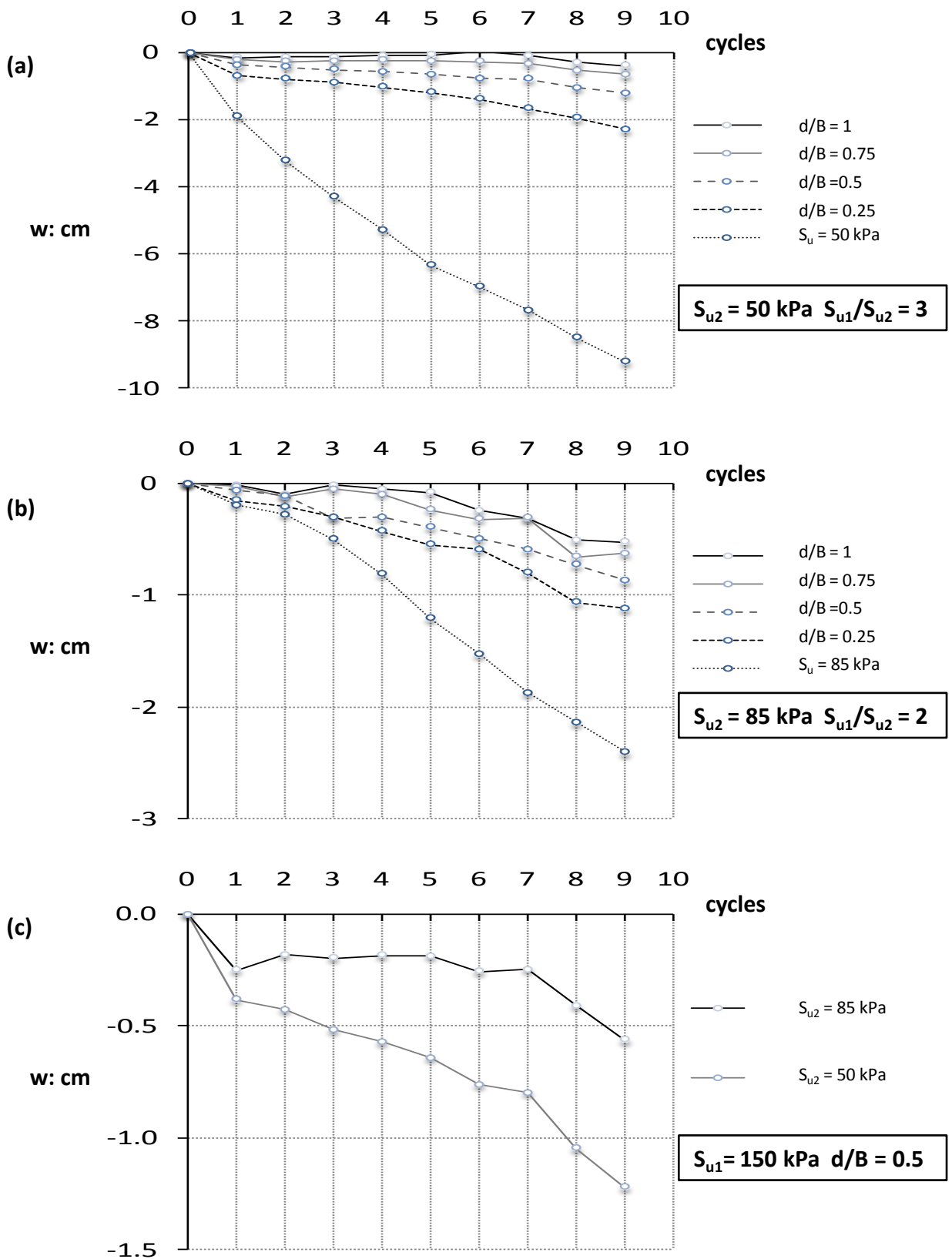


(a)

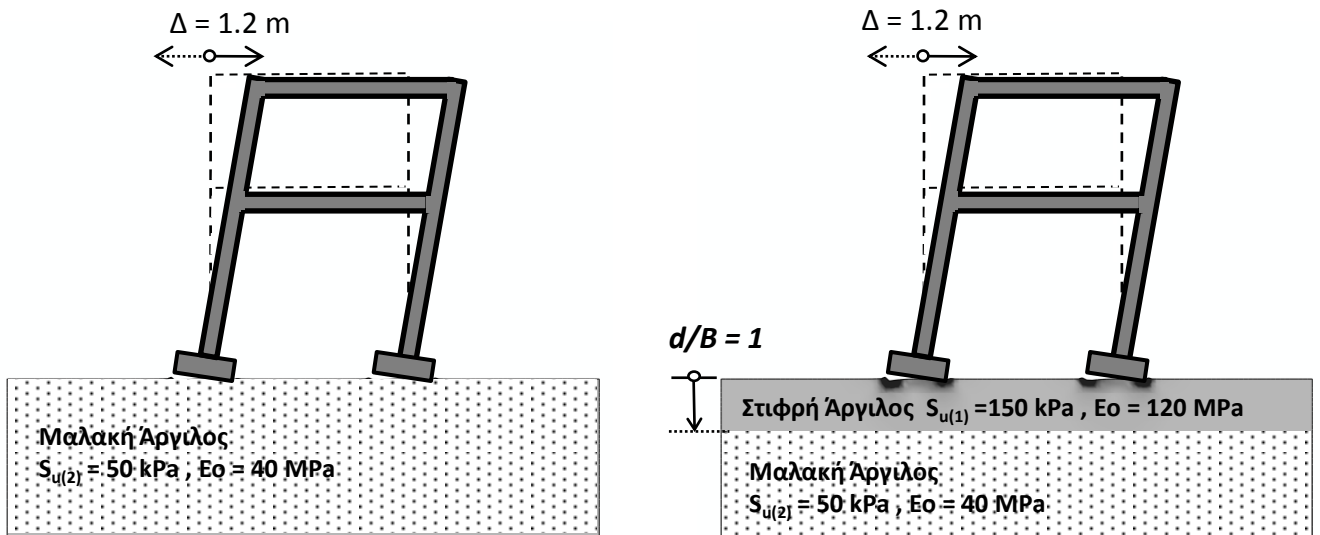


(b)

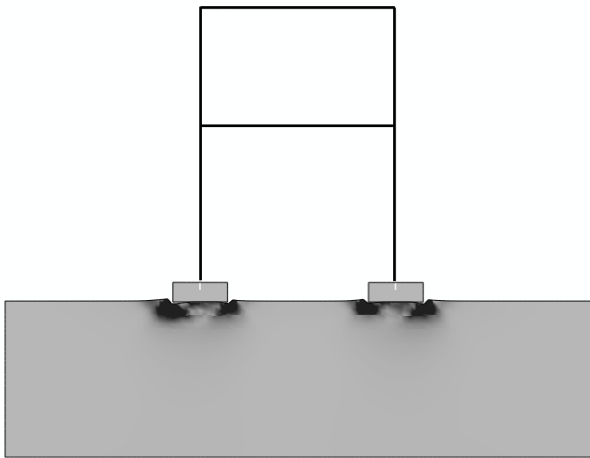
Σχήμα 4.8. Κατακόρυφη μετακίνηση του δεξιά θεμελίου συναρτήσει του πάχους της άνω στρώσης για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ : (a) Δίστρωτο με $S_{u2} = 50$ kPa ; και (b) Δίστρωτο με $S_{u2} = 85$ kPa ;



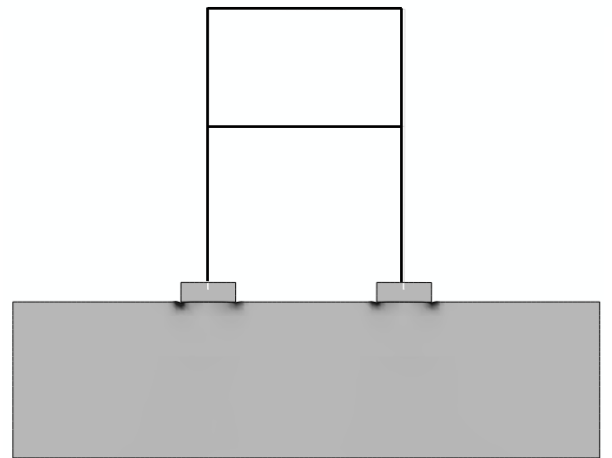
Σχήμα 4.9. Κατακόρυφη μετακίνηση δεξιά θεμελίου συναρτήσεως του αριθμού των κύκλων για τα τέσσερα εδαφικά προφίλ που εξετάστηκαν : (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ και δίστρωτα με $S_{u2} = 50 \text{ kPa}$; (b) Ομοιογενές με $S_u = 85 \text{ kPa}$ και δίστρωτα με $S_{u2} = 85 \text{ kPa}$; (c) Σύγκριση των αποτελεσμάτων για τα ακόλουθα εδαφικά προφίλ : $S_{u1} = 150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 50 \text{ kPa}$ με $d/B = 0.5$ και $S_{u1} = 150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 85 \text{ kPa}$ με $d/B = 0.5$



(a)



(b) 1st cycle



(c) 9th cycle

Σχήμα 4.10. Σύγκριση της εξέλιξης των εδαφικών πλαστικών παραμορφώσεων μετά από έναν και μετά από εννιά κύκλους: (a) συγκρινόμενα εδαφικά προφίλ, (b) πλαστικές παραμορφώσεις μετά την ολοκλήρωση του πρώτου κύκλου ; και (c) πλαστικές παραμορφώσεις μετά την ολοκλήρωση του ένατου κύκλου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ

Στο παρόν κεφάλαιο θα εξεταστούν τα αποτελέσματα των αναλύσεων για επιβολή 20 διαφορετικών επιταχυσιογραφημάτων από διάφορους σεισμούς, τα οποία καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα, καθώς κάποια βρίσκονται εντός του φάσματος σχεδιασμού (π.χ καταγραφή El Centro κατά το σεισμό του Imperial Valley, 1940), ενώ κάποια άλλα το υπερβαίνουν κατά πολύ (π.χ καταγραφή Takatori κατά το σεισμό του Kobe, 1995). Στόχος των αναλύσεων ήταν ο προσδιορισμός της απόκρισης του συστήματος πλαίσιο-θεμελίωση-έδαφος υπό διαφορετικής μορφής και μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις. Επιπρόσθετα ενδιαφέρον έχει η σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση ομοιογενούς προφίλ με αυτή του δίστρωτου εδαφικού προφίλ. Όστε να εκτιμηθεί αν και κατά πόσο συμβάλει η χρήση επιφανειακής στρώσης στην βελτίωση της συμπεριφοράς του συστήματος, όταν οι εδαφικές ιδιότητες του υποκείμενου στρώματος δεν είναι αυτές που θεωρήθηκαν κατά τον αντισυμβατικό σχεδιασμό ώστε να εξασφαλίζεται μόνωση μέσω λικνισμού. Ταυτόχρονα θα εξεταστεί για ποια πάχη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πετυχαίνουμε μία ικανοποιητική απόκριση αντίστοιχη αυτής που θα υπήρχε στην περίπτωση ομοιογενούς εδαφικού σχηματισμού με $S_u = 150$ kPa.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις σεισμικών διεγέρσεων φαίνεται στο **σχήμα 4.1**. Όπως αναφέρθηκε και στο **κεφάλαιο 2**, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είχε διαστάσεις 15 m ($\approx 11B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 4 m ($\approx 3B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Εξετάστηκαν τέσσερις χαρακτηριστικές περιπτώσεις εδαφικών προφίλ τα αποτελέσματα των οποίων θα αναλυθούν στην συνέχεια. Πιο συγκεκριμένα οι αναλύσεις έγιναν για ομοιογενή προφίλ με $S_u = 150$ kPa και $S_u = 50$ kPa (ώστε να καθοριστεί ένα άνω και κάτω όριο των πιθανών αποκρίσεων) και για δίστρωτους εδαφικούς σχηματισμούς με $S_{u1} = 150$ kPa και $S_{u2} = 50$ kPa αστράγγιστη διατμητική αντοχή επιφανειακής και υποκείμενης στρώσης αντίστοιχα για πάχος επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης $d/B = 0.5$ και 1.0 . Στο **σχήμα 5.1** απεικονίζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα καθίζησης του κέντρου του αριστερού θεμελίου του πλαισίου μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχτηκαν να εξεταστούν. Όπως γίνεται εύκολα κατανοητό συγκρίνοντας τα **σχήματα (a)** και **(b)** η χρήση ακόμα και μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ μειώνει σημαντικά τις καθιζήσεις για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις αν και δεν καταφέρνει να προσεγγίσει ικανοποιητικά τις καθιζήσεις του ομοιογενούς προφίλ με $S_u = 150$ kPa **σχήμα 5.1(d)**. Ύστερα για $d/B = 1$ **σχήμα 5.1(c)** έχουμε περαιτέρω μείωση των τελικών καθιζήσεων προσεγγίζοντας σε ικανοποιητικό βαθμό την επιθυμητή συμπεριφορά για ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa. Άρα ως προς τις τελικές καθιζήσεις η χρήση μια στρώσης πάχους $d/B = 1$ εξασφαλίζει την επιθυμητή συμπεριφορά η οποία κινείται εντός των ορίων που θέτει ο σχεδιασμός.

Στο **σχήμα 5.2** απεικονίζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα του ποσοστού γωνιακής παραμόρφωσης του ισόγειου μετά το πέρας της σεισμικής διέγερσης για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχτηκαν να εξεταστούν. Μετά την σύγκριση των **σχημάτων (a)** και **(b)** γίνεται αντιληπτό πως η χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ επιφέρει σημαντικές μεταβολές της τελικής γωνιακής παραμόρφωσης για την πλειονότητα των σεισμικών διεγέρσεων. Πιο αναλυτικά για κάποιες σεισμικές διεγέρσεις έχουμε σημαντική μείωση της γωνιακής παραμόρφωσης και συγκεκριμένα για την καταγραφή Takatori (κατά το σεισμό του Kobe, 1995) έχουμε αποφυγή της κατάρρευσης που θα λάμβανε χώρα χωρίς την χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης. Για κάποιες άλλες έχουμε μικρότερη μείωση των καθιζήσεων, ενώ για την καταγραφή Rinaldi_228 (κατά το σεισμό του Northridge, 1994) έχουμε αύξηση της γωνιακής παραμόρφωσης! Η εικόνα για την στρώση πάχους $d/B = 1$ **σχήμα 5.2(c)** είναι αρκετά όμοια με αυτή της στρώσης $d/B = 0.5$ και για την περίπτωση της καταγραφής του Rinaldi_228 γίνεται ελαφρά χειρότερη. Βέβαια για τις περισσότερες καταγραφές η χρήση της στρώσης είναι σαφώς ευνοϊκή και προσεγγίζει ικανοποιητικά την

συμπεριφορά για ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa. Άρα ως προς την τελική γωνιακή παραμόρφωση η χρήση μια στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ ή 1 εξασφαλίζει την επιθυμητή συμπεριφορά για την πλειονότητα των σεισμικών διεγέρσεων με κάποιες εξαιρέσεις.

Στο **σχήμα 5.3** απεικονίζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα του μέγιστου ποσοστού γωνιακής παραμόρφωσης του ισόγειου κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης για τις 20 σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχτηκαν να εξεταστούν. Συγκρίνοντας τα **σχήματα (a),(b),(c) και (d)** δεν είναι εύκολο να εξαχθεί ένα γενικό συμπέρασμα, καθώς για τις περισσότερες διεγέρσεις ακόμα και το ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa παρουσιάζει μέγιστη γωνιακή παραμόρφωση μεγαλύτερη από το ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa . Αυτό οφείλεται στο ότι εξαιτίας της μεγαλύτερης αντοχής της επιφανειακής στρώσης έχω στιγμιαία μεταφορά μεγαλύτερης έντασης στην ανωδομή που οδηγεί και σε μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις.

Στο **σχήμα 5.4** γίνεται σύγκριση της εξέλιξης της καθίζησης συναρτήσει της γωνίας στροφής του αριστερού θεμελίου για τα τέσσερα εξεταζόμενα συστήματα για την καταγραφή Duzduz_180 (κατά το σεισμό του Duzce το 1999) . Όπως γίνεται εύκολα κατανοητό συγκρίνοντας τα **σχήματα (a) και (b)** η χρήση ακόμα και μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ μειώνει σημαντικά την καθίζηση αν και δεν καταφέρνει να προσεγγίσει ικανοποιητικά την απόκριση του ομοιογενούς προφίλ με $S_u = 150$ kPa **σχήμα 5.4(d)**. Για $d/B = 1$ **σχήμα 5.4(c)** έχουμε πιο έντονη λικνιστική απόκριση της κατασκευής προσεγγίζοντας σε ικανοποιητικό βαθμό την επιθυμητή συμπεριφορά για ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa. Άρα για ένα σεισμό εντός του φάσματος σχεδιασμού του Ε.Α.Κ. όσον αφορά τις καθιζήσεις η χρήση μια στρώσης πάχους $d/B = 1$ εξασφαλίζει την λικνιστική συμπεριφορά που επιδιώκει ο αντισυμβατικός σχεδιασμός χωρίς να υπερβαίνει τα αποδεκτά όρια των καθιζήσεων που θέτει ο συμβατικός σχεδιασμός. Παρακάτω στο **σχήμα 5.5** για την καταγραφή Duzduz_180 γίνεται σύγκριση της εξέλιξης της χρονοϊστορία της καθίζησης του αριστερού θεμελίου για τα τέσσερα εξεταζόμενα συστήματα. Όπως αναλύθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο συγκρίνοντας τα **σχήματα (a) και (b)** η χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ μειώνει σημαντικά την καθίζηση . Ενώ η χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 1$ μειώνει περαιτέρω τις καθιζήσεις προσεγγίζοντας την απόκριση του ομοιογενούς προφίλ με $S_u = 150$ kPa **σχήμα 5.5(d)**. Κατόπιν για την ίδια καταγραφή συγκρίνεται η χρονοϊστορία της συνολικής διαφορικής οριζόντιας μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του

ισογείου για τα τέσσερα εξεταζόμενα συστήματα στο **σχήμα 5.6** . Σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης η εικόνα είναι παρόμοια και για τα τέσσερα εξεταζόμενα συστήματα. Παρατηρείται διαφορά ως προς την μετακίνηση λόγω στροφής η οποία είναι μικρότερη για τα συστήματα (b), (c) και (d) που συνεπάγεται μεγαλύτερη μετακίνηση λόγω κάμψης της ανωδομής, επομένως μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση του πλαισίου. Αυτό το μειονέκτημα που παρουσιάζεται στην περίπτωση μεγαλύτερης αντοχής της επιφανειακής στρώσης πρέπει να αντισταθμιστεί με τα αντίστοιχα πλεονεκτήματα ως προς το μέγεθος των παραμενουσών καθιζήσεων και της συμπεριφοράς για σεισμούς μεγαλύτερου μεγέθους.

Στο **σχήμα 5.7** γίνεται σύγκριση της εξέλιξης της καθίζησης συναρτήσει της γωνίας στροφής του αριστερού θεμελίου για τα τέσσερα εξεταζόμενα συστήματα για την καταγραφή kalamata (κατά το σεισμό της Καλαμάτας,1986) . Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό συγκρίνοντας τα **σχήματα (a) ,(b)και (c)** η χρήση ακόμα και μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ μειώνει σημαντικά την καθίζηση προσεγγίζοντας ικανοποιητικά την απόκριση του ομοιογενούς προφίλ με $S_u = 150$ kPa **σχήμα 5.4(d)**, ενώ με την χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 1$ έχουμε ακριβώς την επιθυμητή συμπεριφορά. Άρα για ένα μικρό σεισμό εντός του φάσματος σχεδιασμού του Ε.Α.Κ. όσον αφορά τις καθιζήσεις η χρήση ακόμα και μιας στρώσης πάχους $d/B = 0.5$ εξασφαλίζει αποδεκτές καθιζήσεις. Ομοίως στο **σχήμα 5.8** για την καταγραφή kalamata γίνεται σύγκριση της εξέλιξης της χρονοϊστορία της καθίζησης και προκύπτουν συμπεράσματα αντίστοιχα με αυτά που αναλύθηκαν παραπάνω. Έπειτα για την ίδια καταγραφή συγκρίνεται η χρονοϊστορία της συνολικής διαφορικής οριζόντιας μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου στο **σχήμα 5.9** . Σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης έχουμε μείωση με την αύξηση του πάχους της στρώσης. Επιπλέον παρατηρείται διαφορά ως προς την μετακίνηση λόγω στροφής η οποία είναι μικρότερη για το σύστημα (b) που συνεπάγεται μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση του πλαισίου στην περίπτωση της στρώσης $d/B = 0.5$. Για την συγκεκριμένη σεισμική διέγερση η ύπαρξη μια κρούστας $d/B = 1$ θα είχε τα ζητούμενα αποτελέσματα.

Από τα **σχήματα 5.10, 5.11 και 5.12** για την καταγραφή Rinaldi_228 (κατά το σεισμό του Northridge, 1994) φαίνεται η σημαντική μείωση που επιφέρει στις καθιζήσεις η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης επιτυγχάνοντας με την χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 1$ μια συμπεριφορά αντίστοιχη του ομοιογενούς με $S_u = 150$ kPa. Σε όρους συνολικής

διαφορικής μετακίνησης σημειώνεται σημαντική αύξηση καθώς αυξάνει το πάχος της στρώσης γεγονός που οφείλεται στην ιδιαιτερότητα της συγκεκριμένης καταγραφής η οποία αποτελείται από ένα κύριο παλμό. Η μορφή του επιταχυνσιογραφήματος ευνοεί κατά κάποιο τρόπο το ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa, καθώς στα 2.5 sec σημειώνει μετακίνηση 20 cm (σε σύγκριση με την αντίστοιχη 15 cm που εμφανίζουν τα υπόλοιπα συστήματα) η οποία το προφυλάσσει στην συνέχεια όταν το πρόσημο της μετακίνησης αντιστρέφεται. Επιπλέον παρατηρείται διαφορά ως προς την μετακίνηση λόγω στροφής η οποία είναι μικρότερη για το σύστημα (b) που συνεπάγεται μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση του πλαισίου στην περίπτωση της στρώσης $d/B = 0.5$. Παρόλο που στην περίπτωση του ομοιογενούς με $S_u = 50$ kPa θα είχαμε την μικρότερη καμπτική καταπόνηση της ανωδομής θα πρέπει να λάβουμε υπόψη μας τα πλεονεκτήματα της στρώσης ως προς το μέγεθος των παραμενουσών καθιζήσεων και της συμπεριφοράς για καταγραφές διαφορετικής μορφής.

Συγκρίνοντας τα **σχήματα 5.13, 5.14 και 5.15** για την καταγραφή Tabas_LN (κατά το σεισμό του Tabas, 1978) είναι προφανές ότι η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πάχους $d/B = 0.5$ μειώνει τις καθιζήσεις κατά 50% αν και εν τέλει είναι πολύ μεγάλες ($w = 6$ cm) για να είναι μέσα αποδεκτά όρια. Η χρήση μιας στρώσης πάχους $d/B = 1$ επιφέρει περαιτέρω μείωση των καθιζήσεων με υποδιπλασιασμό της καθιζήσης σε 3 cm, χωρίς όμως να επιτυγχάνεται απόκριση αντίστοιχη του ομοιογενούς με $S_u = 150$ kPa ($w = 1.5$ cm). Αυτή η αδυναμία να εξασφαλίσει η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης την επιθυμητή συμπεριφορά οφείλεται στην ιδιαίτερη μορφή της συγκεκριμένης καταγραφής η οποία συμπεριλαμβάνει πολλούς κύκλους. Ως αποτέλεσμα λόγω του μεγάλου αριθμού των κύκλων και της μικρής επιβαλλόμενης μετακίνησης που δεν επιτρέπει την απόκριση της θεμελίωσης μέσω ανασηκώματος η διάδοση των πλαστικών παραμορφώσεων γίνεται σε μεγαλύτερο βάθος (όπως έχει αναλυθεί σχετικά στα αντίστοιχα **σχήματα 4.10** του κεφαλαίου 4). Σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης συμβάλλει στην σημαντική μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων ιδιαίτερα στο τελικό κομμάτι της διέγερσης όπου το ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa συσσωρεύει στροφή προς τη μια πλευρά, ενώ τα αντίστοιχα δίστρωτα εδαφικά προφίλ δίνουν σχεδόν μηδενική τελική οριζόντια μετακίνηση. Όπως φαίνεται από τα **σχήματα 5.13 (b) και (d)** η απόκριση του δίστρωτου $d/B = 0.5$ είναι σχεδόν ίδια με αυτή του ομοιογενούς με $S_u = 150$ kPa. Ένα ιδιαίτερα ενδιαφέρον αποτέλεσμα είναι η απόκριση του συστήματος $d/B = 1$ (**σχήματα**

5.15(c)) η οποία είναι ελαφρώς χειρότερη από την απόκριση του δίστρωτου $d/B = 0.5$ (**σχήματα 5.15(b)**). Αυτό το παράδοξο πιθανώς οφείλεται στην ιδιαίτερη μορφή του συγκεκριμένου επιταχυνσιογραφήματος με αποτέλεσμα ακόμα και μικρές διαφοροποιήσεις των εδαφικών ιδιοτήτων να οδηγούν σε σημαντική αλλαγές στην απόκριση που δεν είναι εύκολο να προβλεφθούν με βάση την κοινή λογική. Εν τούτης πρέπει να σημειωθεί ότι η συμπεριφορά ακόμα και για το δίστρωτο με $d/B = 1$ είναι σαφώς καλύτερη από αυτή του ομοιογενούς με $S_u = 50$ kPa .

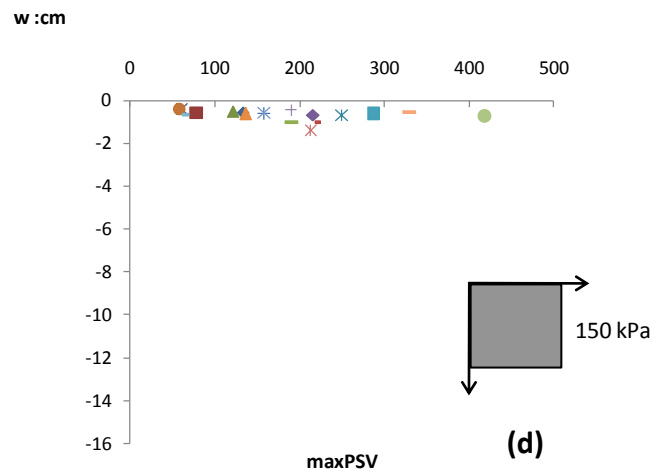
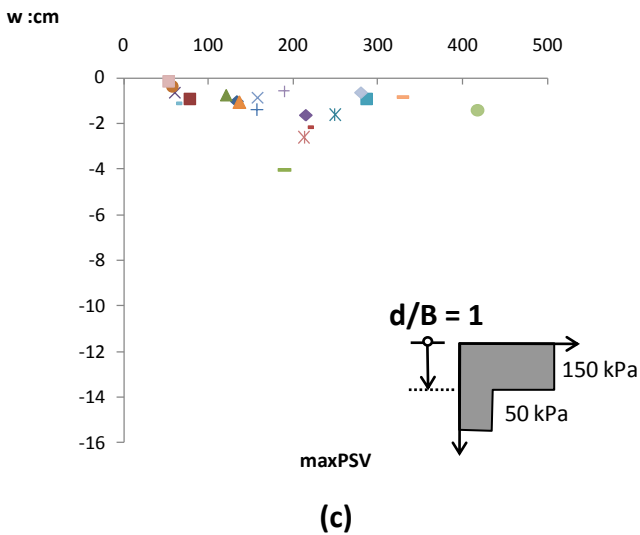
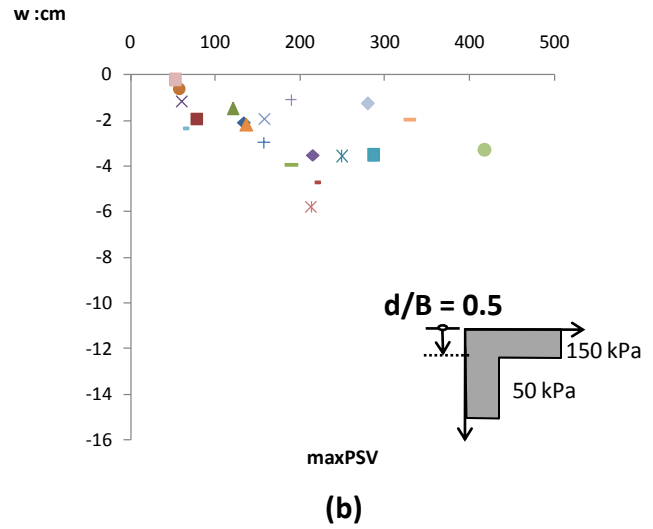
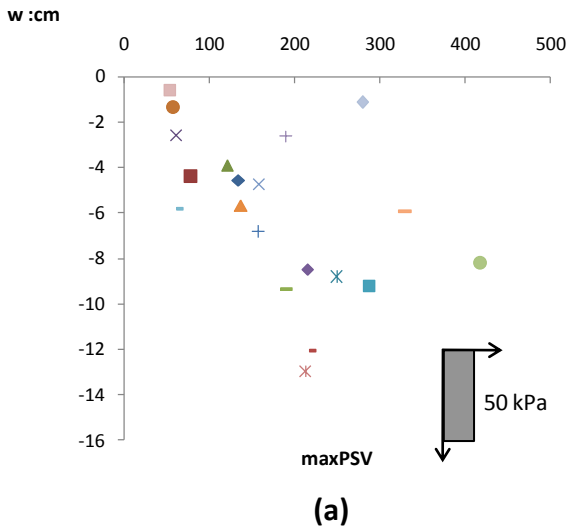
Στα **σχήματα 5.16, 5.17 και 5.18** για την καταγραφή Takatori (κατά το σεισμό του Kobe, 1995) απεικονίζεται η σωτήρια δράση της χρήσης επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης καθώς με την χρήση μιας στρώσης πάχους μόλις $d/B = 0.5$ αποφεύγεται η κατάρρευση της κατασκευής! Εκτός από την αποφυγή της κατάρρευσης, με την χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πετυχαίνουμε την λικνιστική απόκριση της κατασκευής με ταυτόχρονη μείωση των τελικών καθιζήσεων, όπως φαίνεται από τα **σχήματα 5.16 (b) και (c)** . Ακόμα και με την χρήση της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης $d/B = 1$ δεν πετυχαίνουμε την καθίζηση του ομοιογενούς $S_u = 150$ kPa (αφού σημειώνει τελική καθίζηση $w = 1.5$ cm σε σύγκριση με την αντίστοιχη $w = 0.5$ cm) αν και κινείται μέσα στα αποδεκτά όρια σχεδιασμού. Σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης συμβάλλει στην σημαντική μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων ιδιαίτερα στο τελικό κομμάτι της διέγερσης, όπου το ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa συσσωρεύει στροφή προς τη μια πλευρά και τελικά καταρρέει, ενώ τα αντίστοιχα δίστρωτα εδαφικά δεν καταρρέουν δίνοντας μικρότερη τελική οριζόντια μετακίνηση, ίση με αυτή του ομοιογενούς $S_u = 150$ kPa, η οποία όμως είναι σχετικά μεγάλη ($\delta = 10$ cm). Αν ληφθεί όμως υπόψη το μέγεθος της σεισμικής καταγραφής η οποία υπερβαίνει κατά πολύ το φάσμα σχεδιασμού η χρήση της στρώσης εξυγίανσης παίζει καθοριστικό ρόλο στην αποφυγή της κατάρρευσης στο περιορισμό των τελικών καθιζήσεων και των δομικών βλαβών κατά το μέγιστο δυνατό.

Συμπερασματικά, η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης βοηθά σημαντικά για τις περισσότερες σεισμικές καταγραφές που εξετάστηκαν (ιδιαίτερα για αυτές που κινούνταν εκτός του φάσματος σχεδιασμού του Ε.Α.Κ.), μειώνοντας τις καθιζήσεις και περιορίζοντας την έκταση των βλαβών σε δομικά μέλη. Παρόλα αυτά υπάρχουν κάποιες εξαιρέσεις, καθώς για συγκεκριμένες καταγραφές η ύπαρξη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης προκαλεί μεγαλύτερη καταπόνηση της ανωδομής. Βέβαια αντισταθμίζοντας τα

οφέλη με τα πιθανά μειονεκτήματα η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης αποτελεί μια γενικά αποδεκτή λύση που θα μπορούσε να εφαρμοστεί στην πράξη.

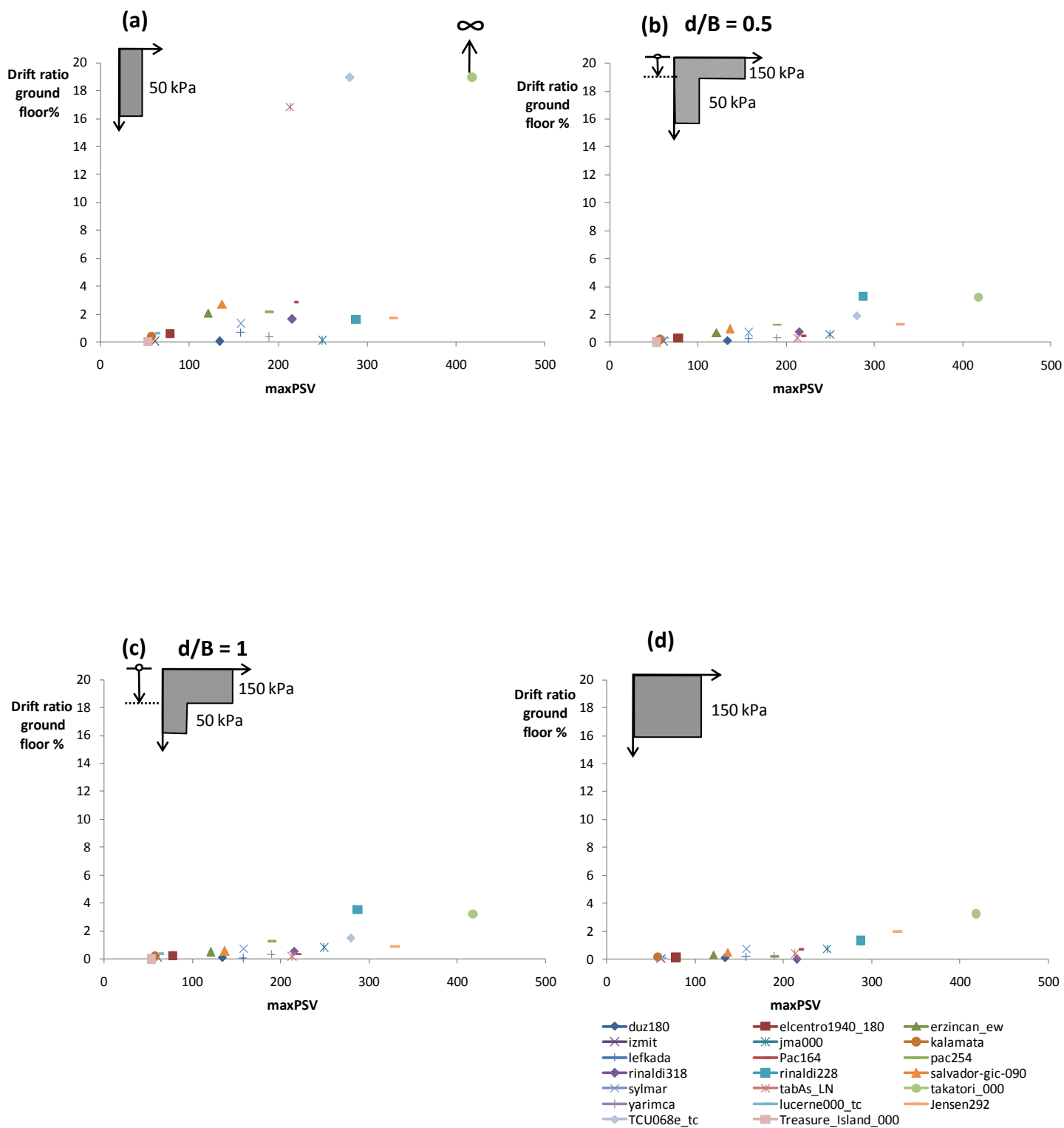
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΣΧΗΜΑΤΑ

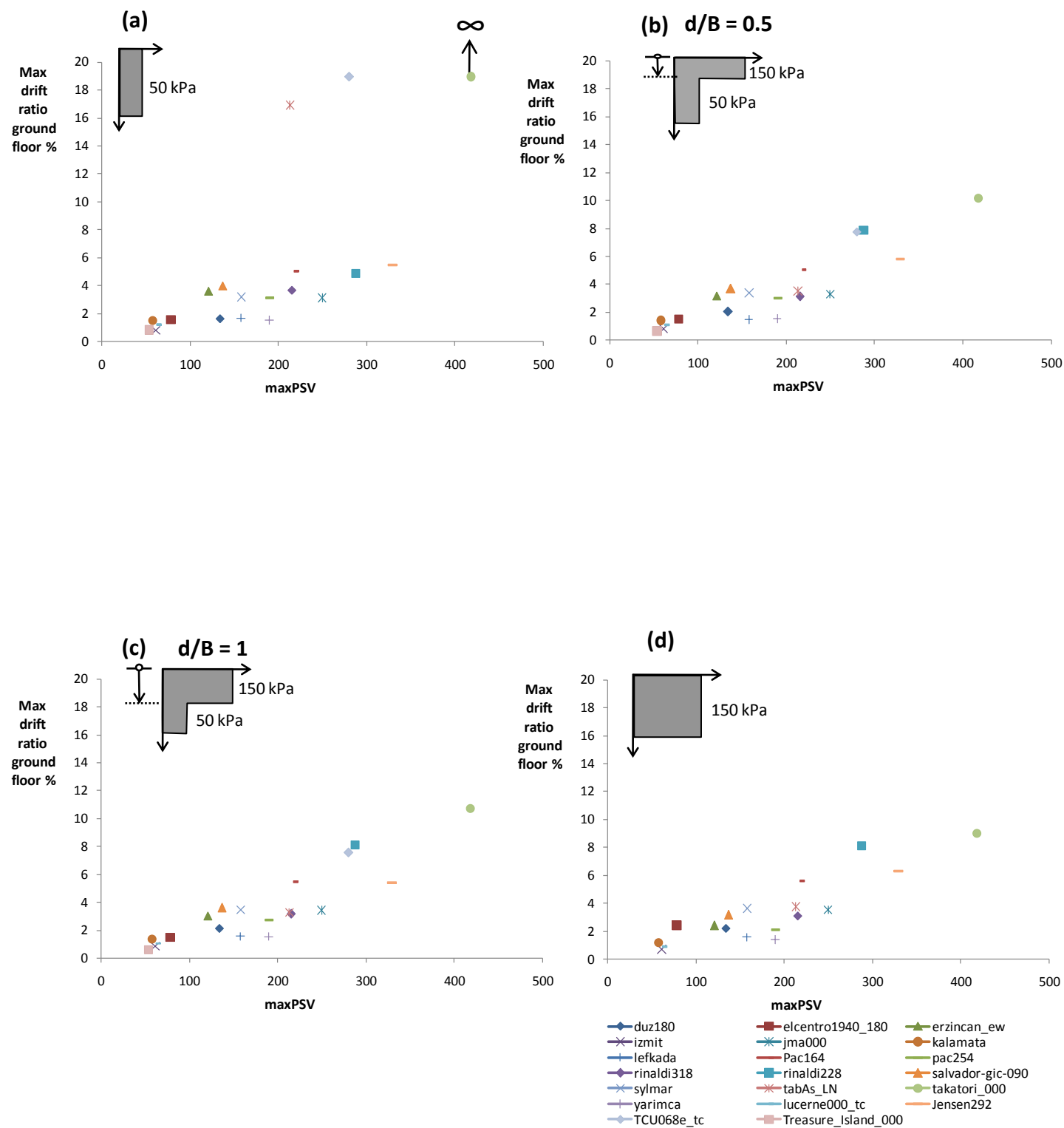


- | | | |
|--------------|-----------------------|--------------------|
| ◆ duz180 | ■ elcentro1940_180 | ▲ erzincan_ew |
| ✕ izmit | ✕ jma000 | ● kalamata |
| + lefkada | ■ rinaldi228 | ▲ salvador-gic-090 |
| ◆ rinaldi318 | ✕ tabAs_LN | ● takatori_000 |
| ✕ sylmar | ■ lucerne000_tc | ■ Jensen292 |
| ◆ yarimca | ■ Treasure_Island_000 | |
| ◆ TCU068e_tc | | |

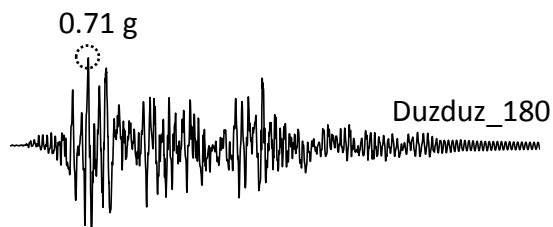
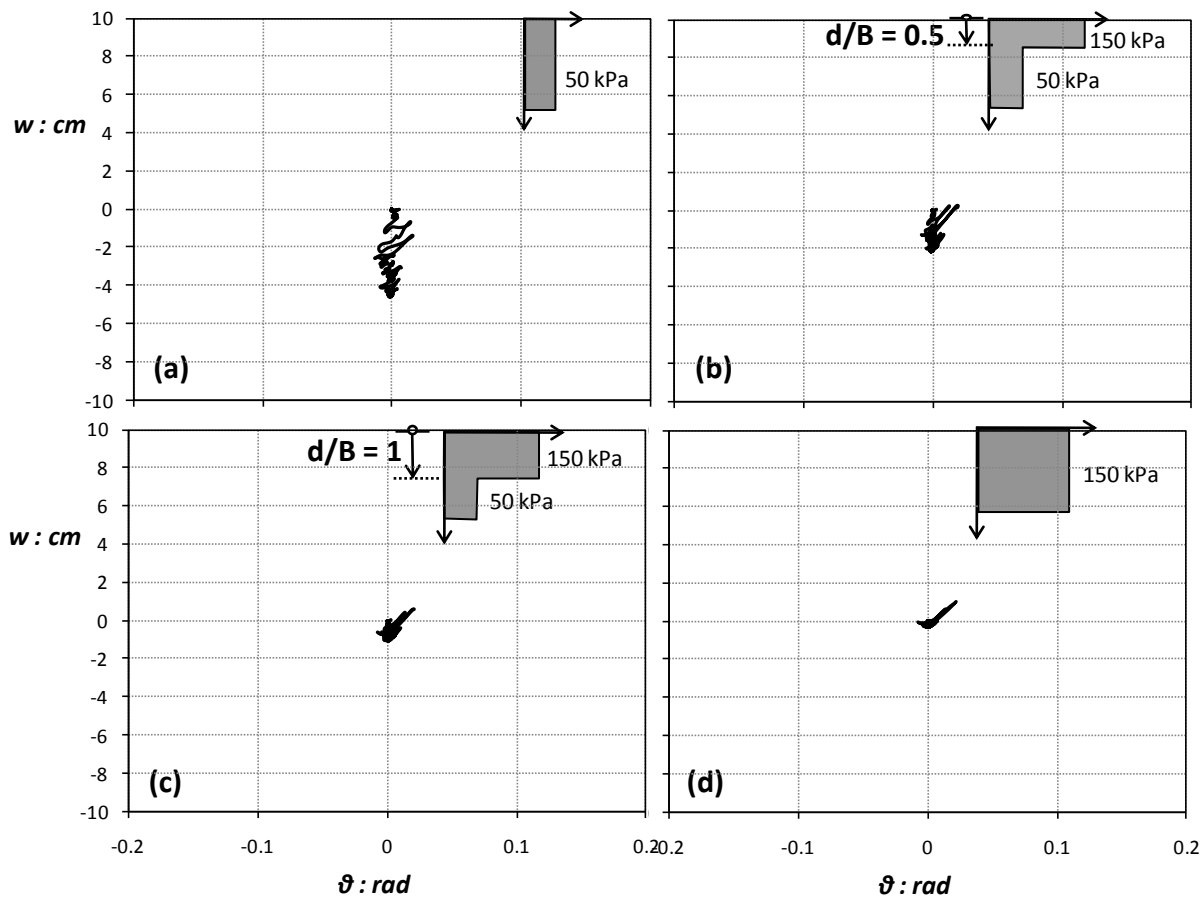
Σχήμα 5.1. Σύγκριση των παραμενουσών καθιζήσεων του αριστερά θεμελίου για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



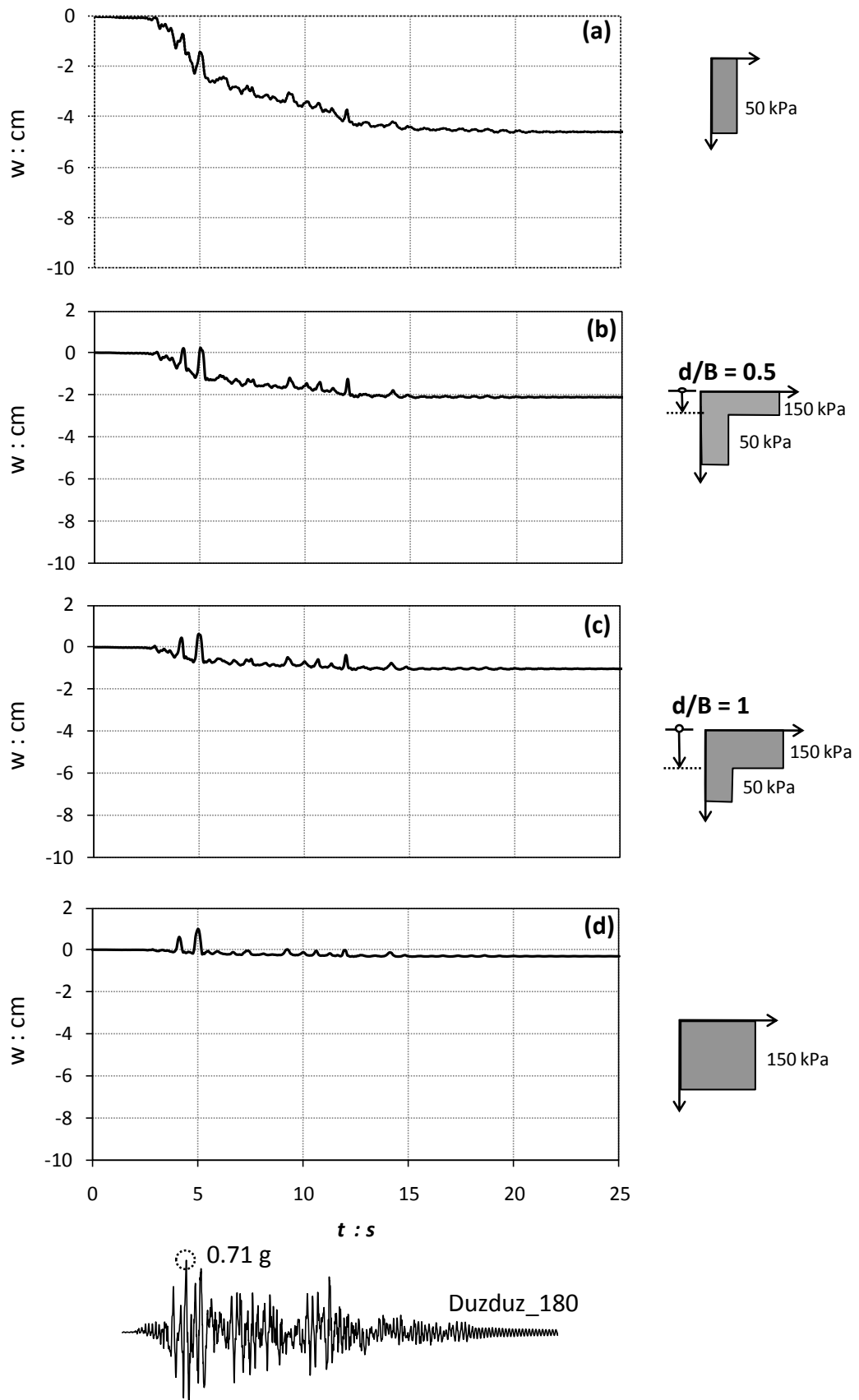
Σχήμα 5.2. Σύγκριση της παραμένουσας οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης του ισογείου για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa



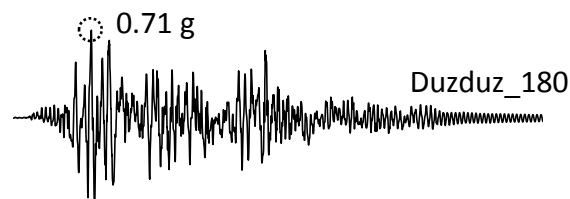
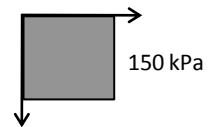
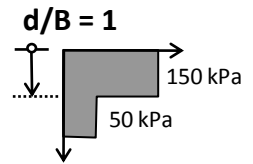
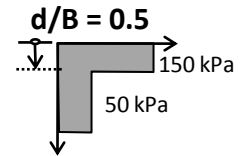
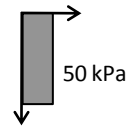
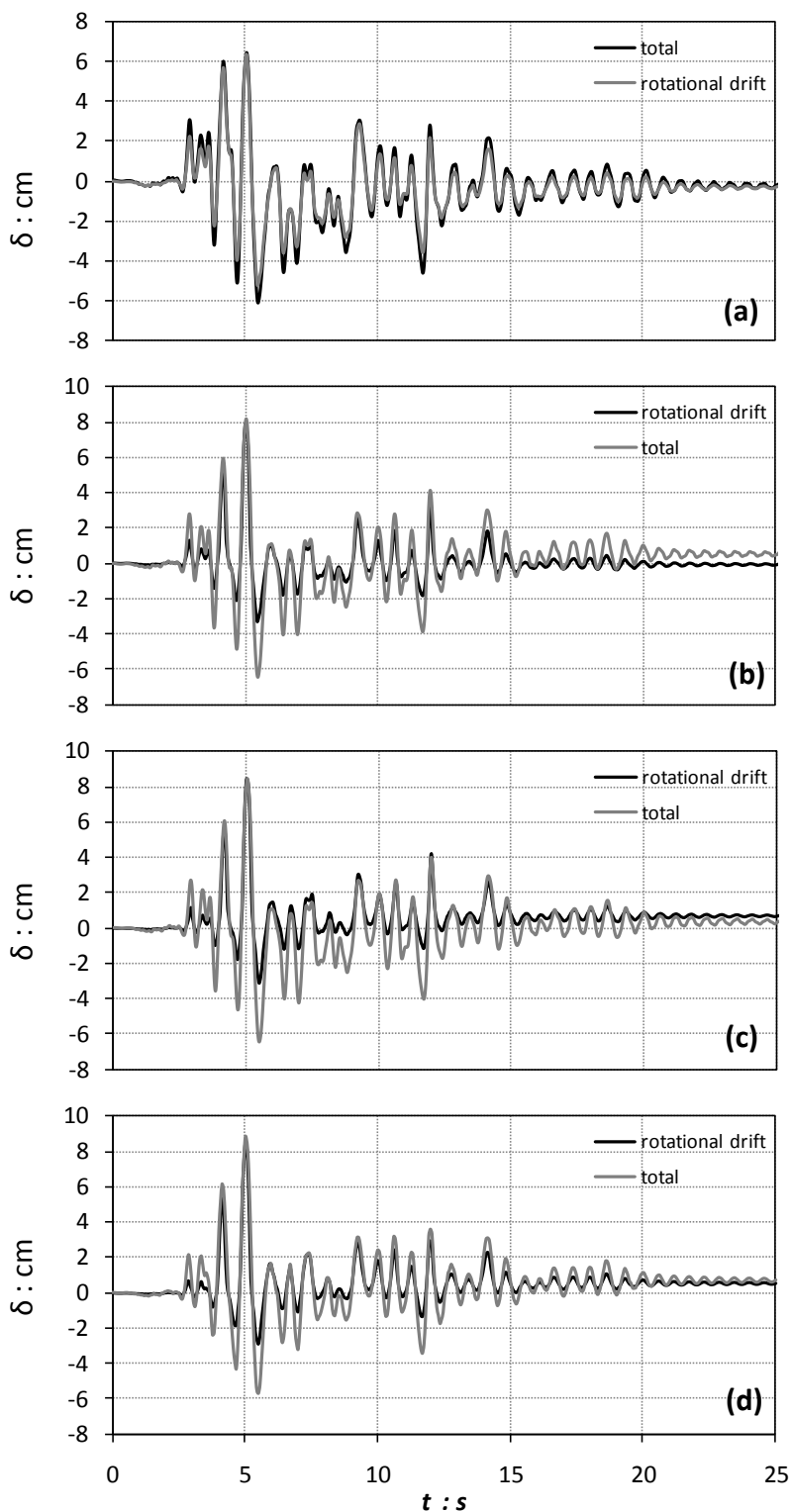
Σχήμα 5.3. Σύγκριση της μέγιστης οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης του ισογείου για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50 \text{ kPa}$, (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150 \text{ kPa}$



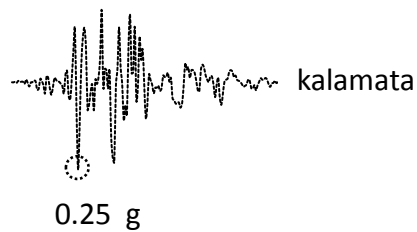
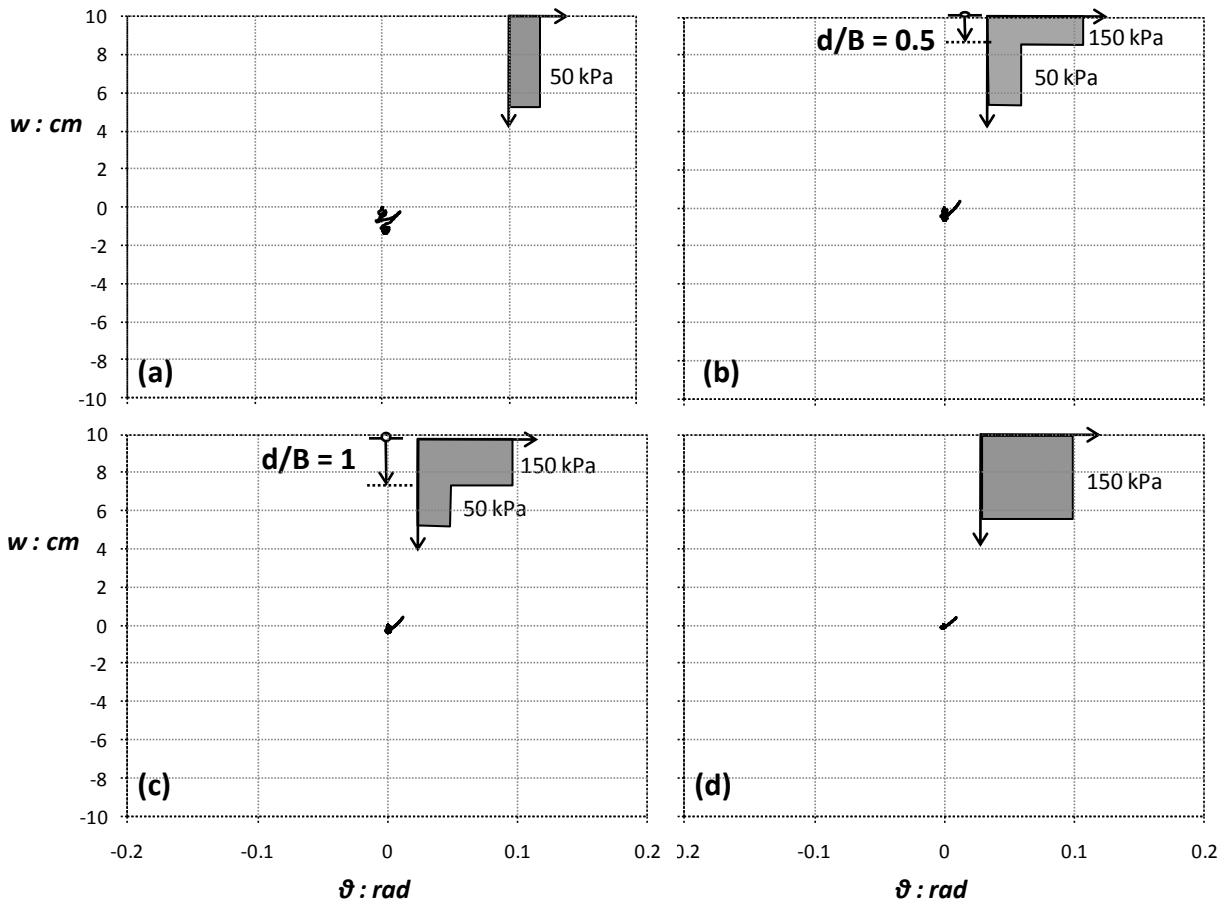
Σχήμα 5.4. Σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης–γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή duzdüz_180 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



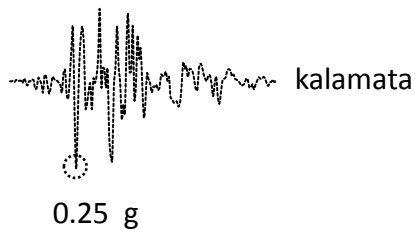
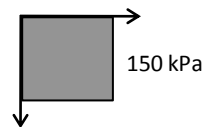
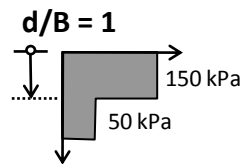
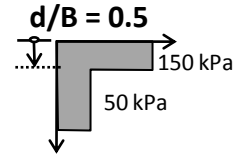
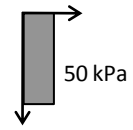
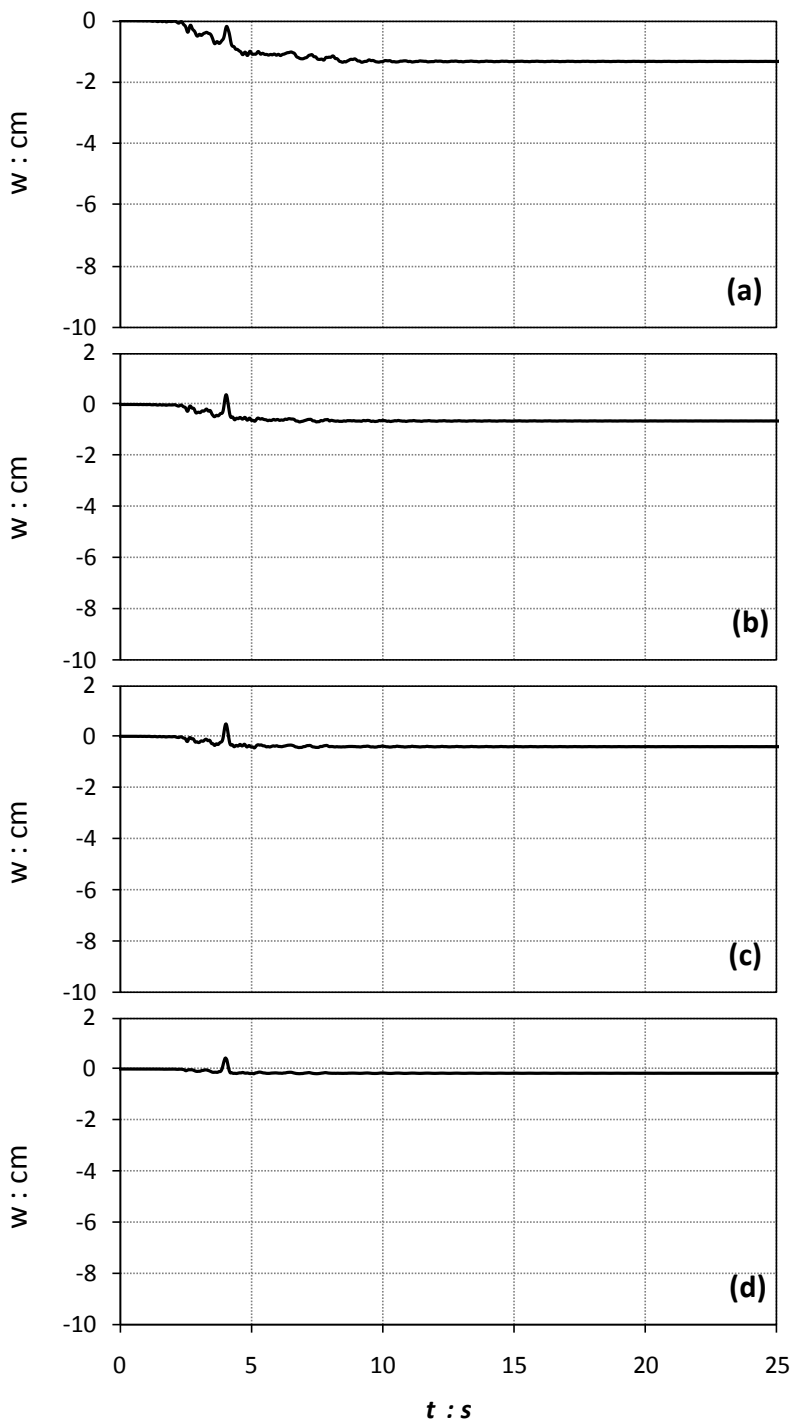
Σχήμα 5.5. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή duzduz_180 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa.



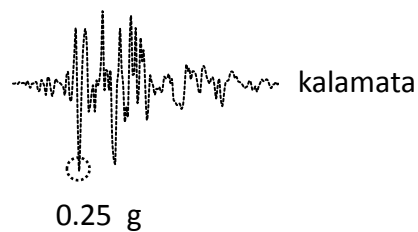
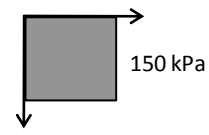
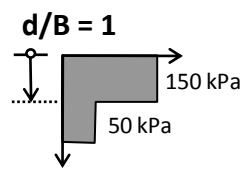
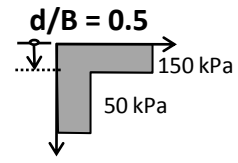
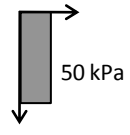
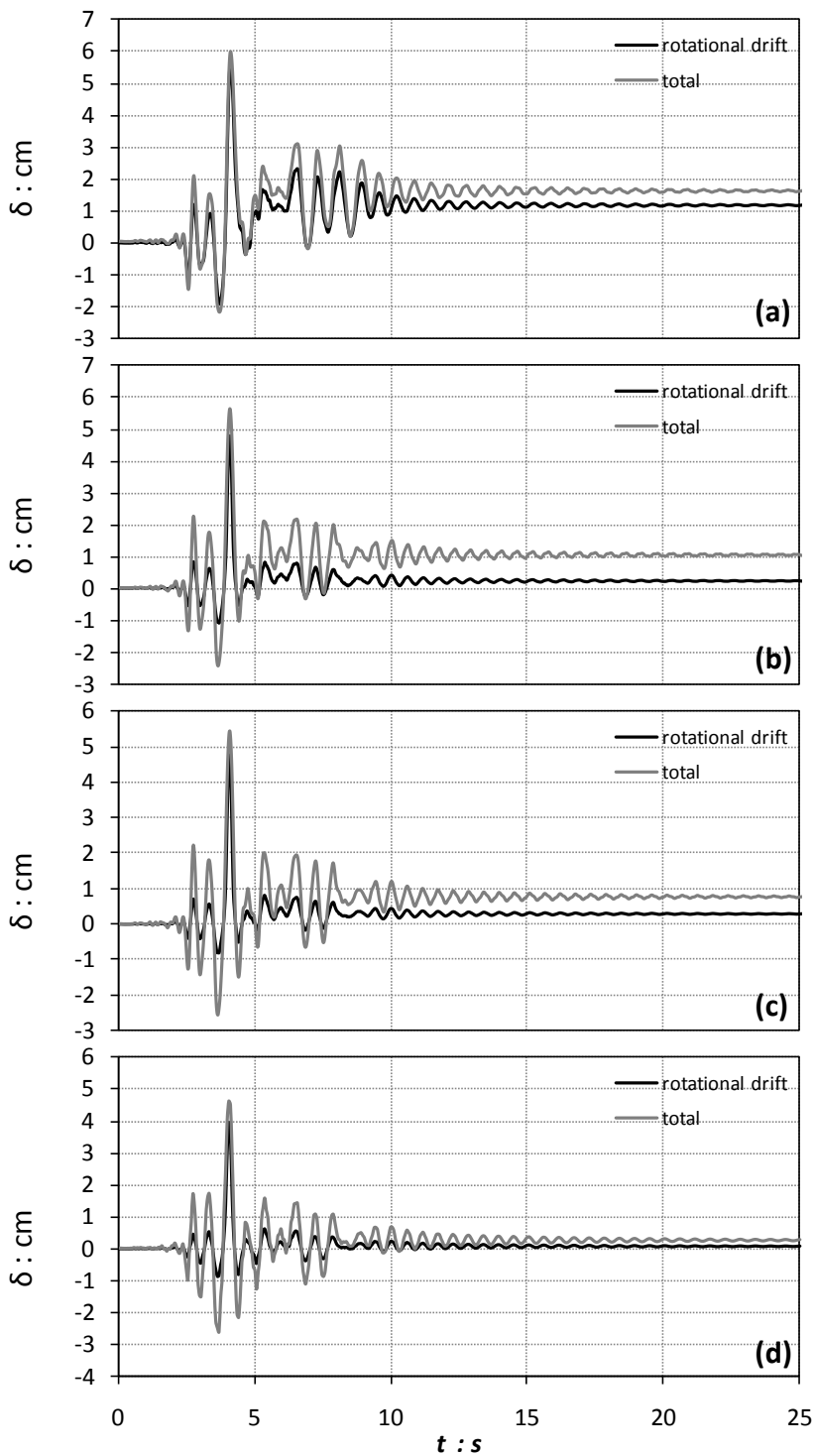
Σχήμα 5.6. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για την καταγραφή *duzdüz_180* για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



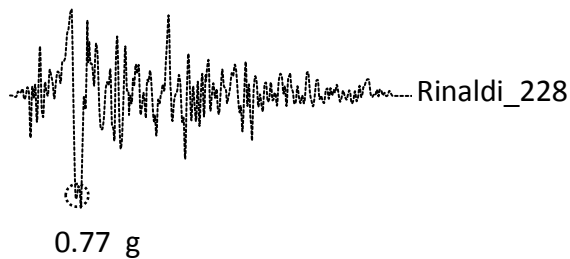
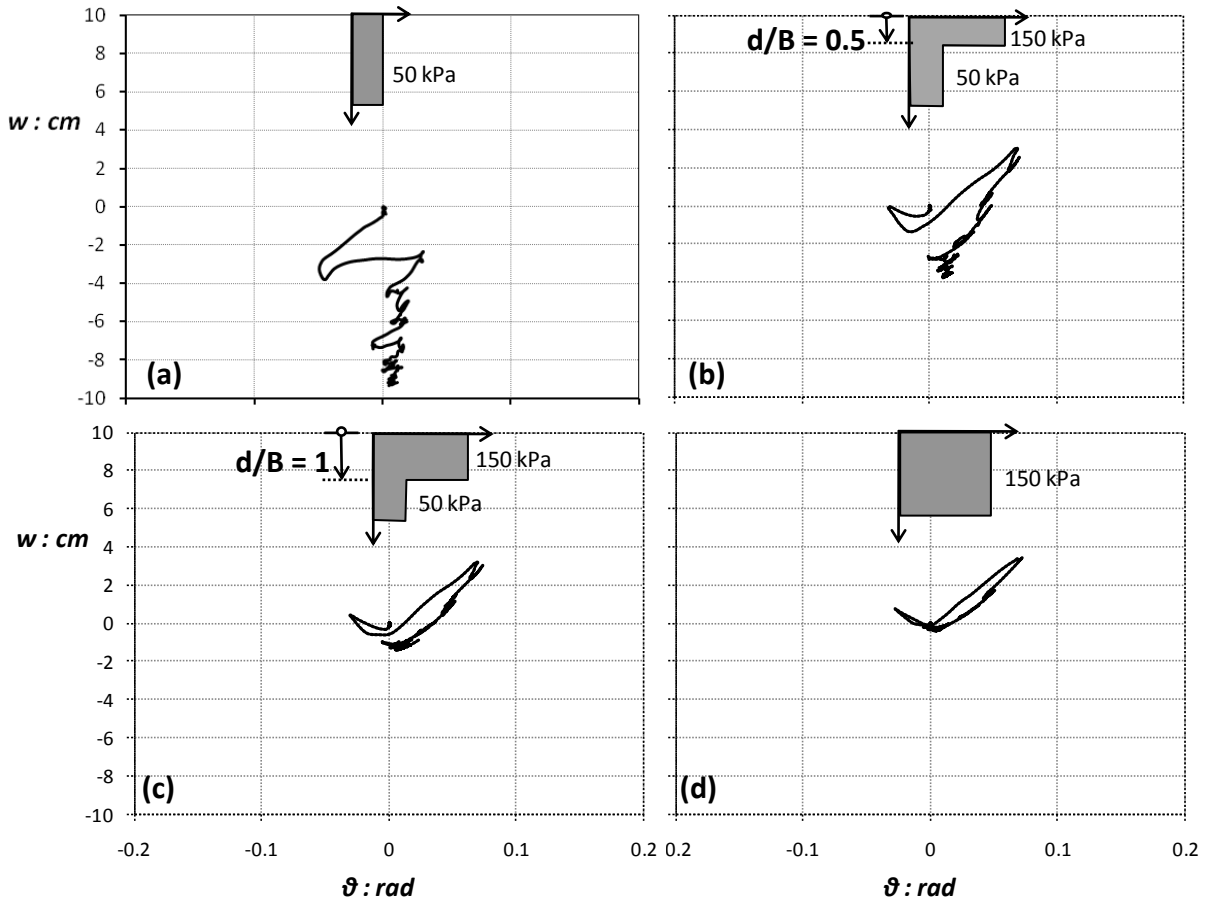
Σχήμα 5.7. Σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης-γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή kalamata για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



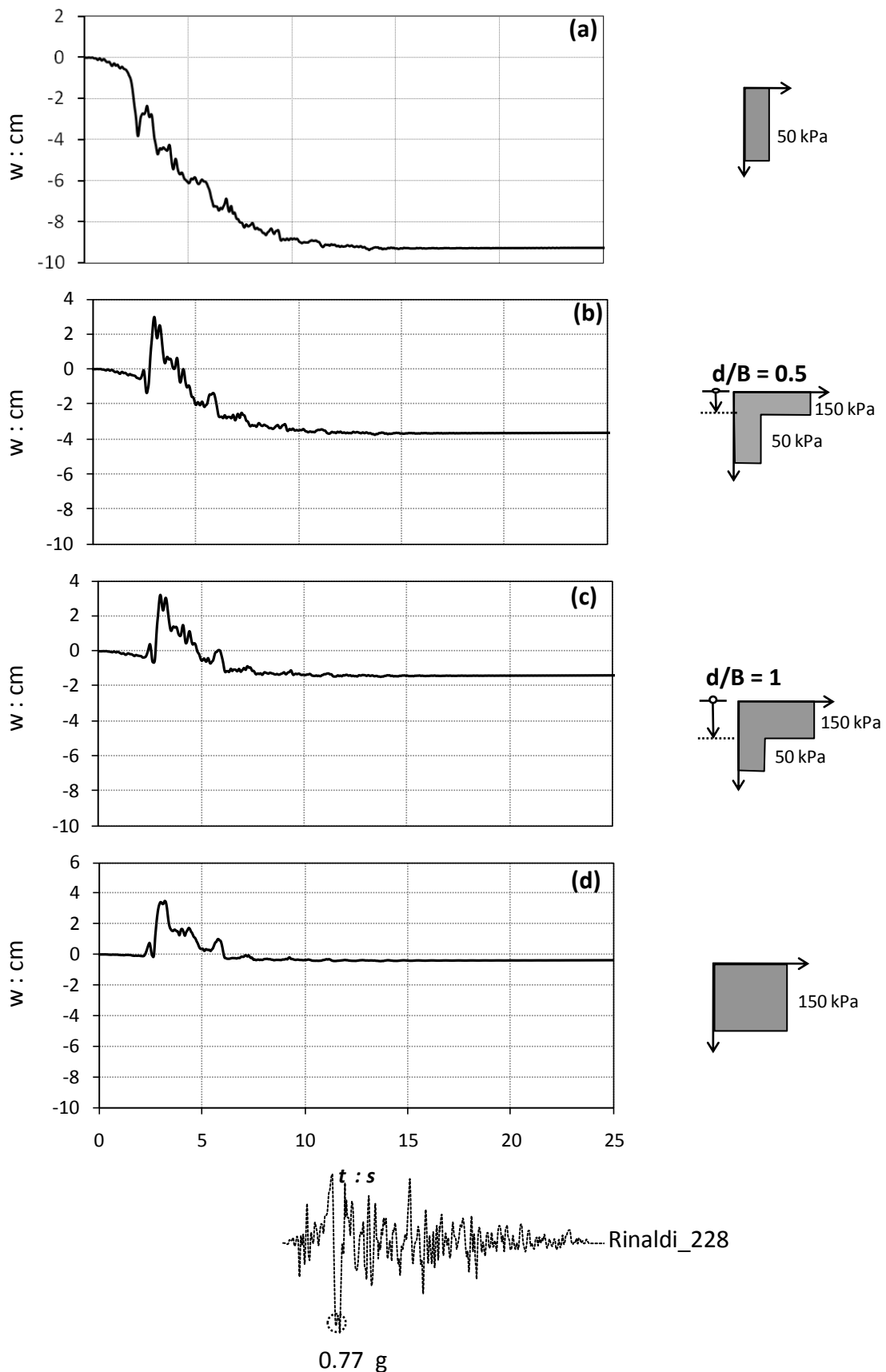
Σχήμα 5.8 Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή kalamata για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa.



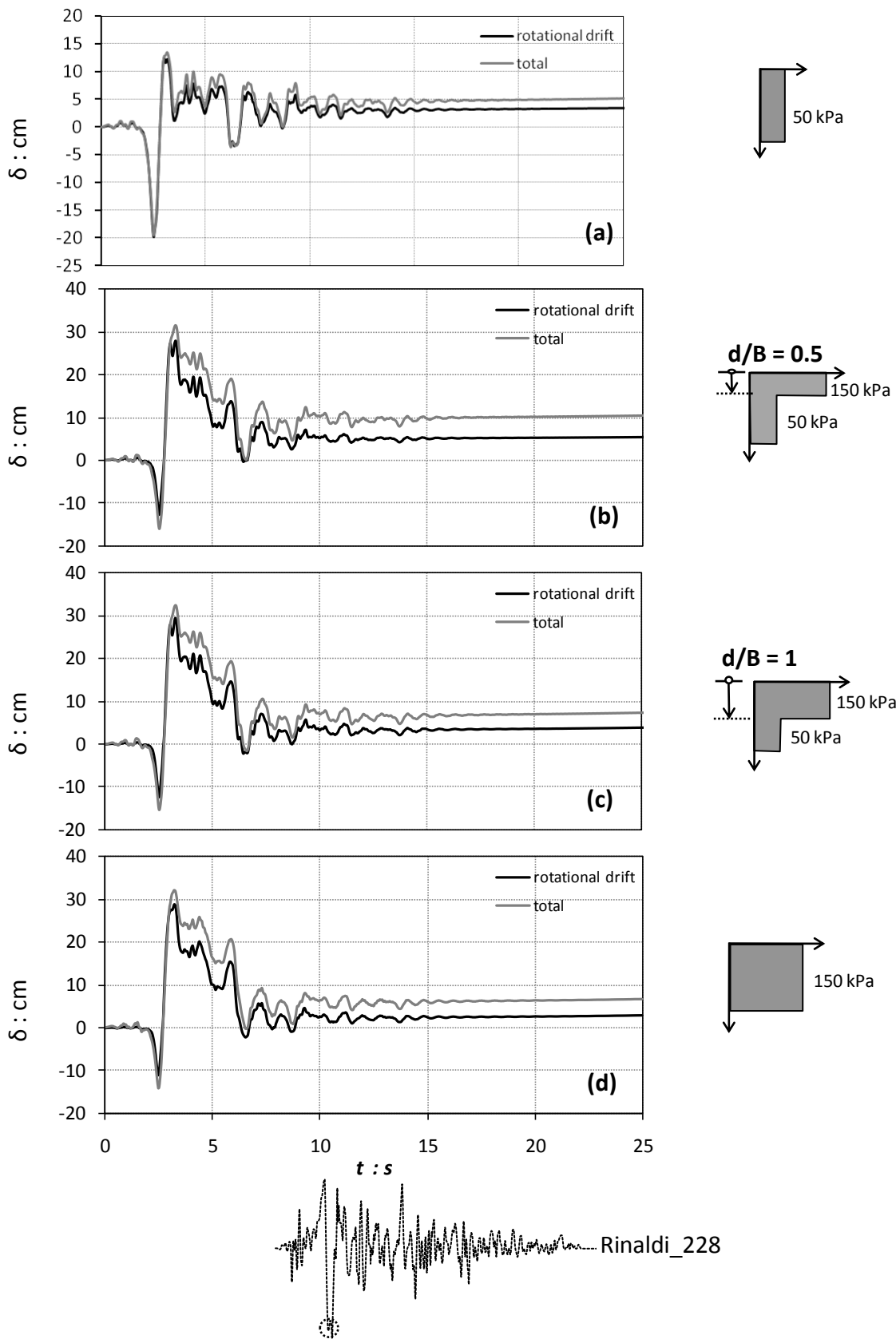
Σχήμα 5.9. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για την καταγραφή kalamata για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



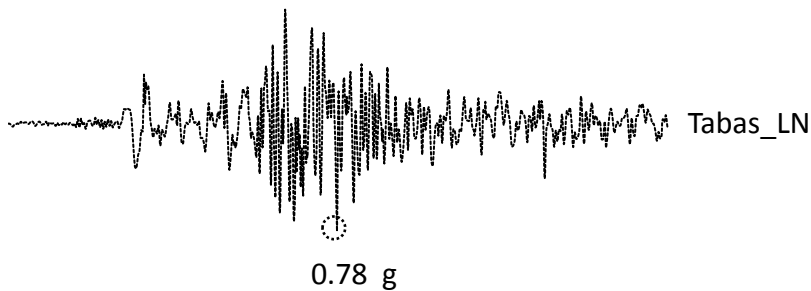
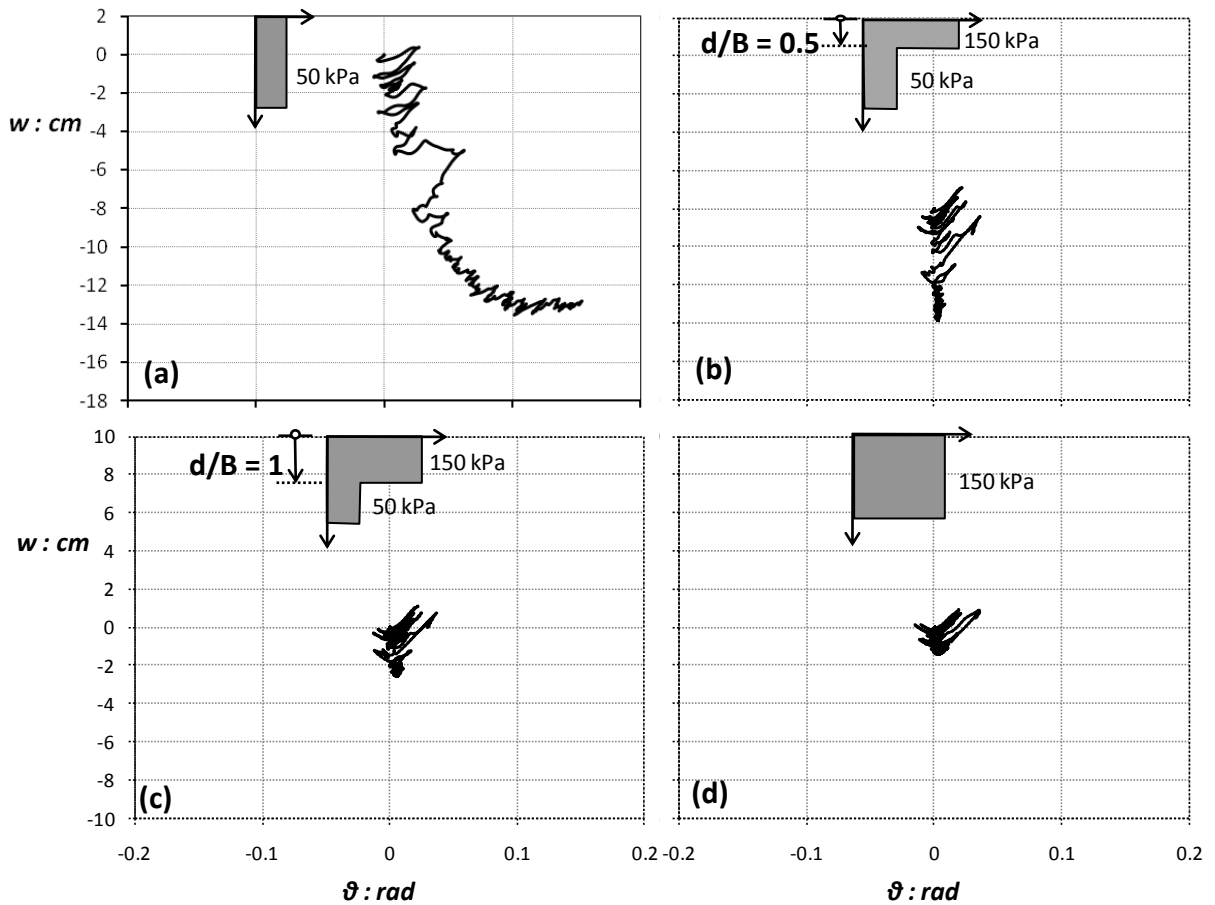
Σχήμα 5.10. Σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης-γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Rinaldi_228 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50 \text{ kPa}$, (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150 \text{ kPa}$.



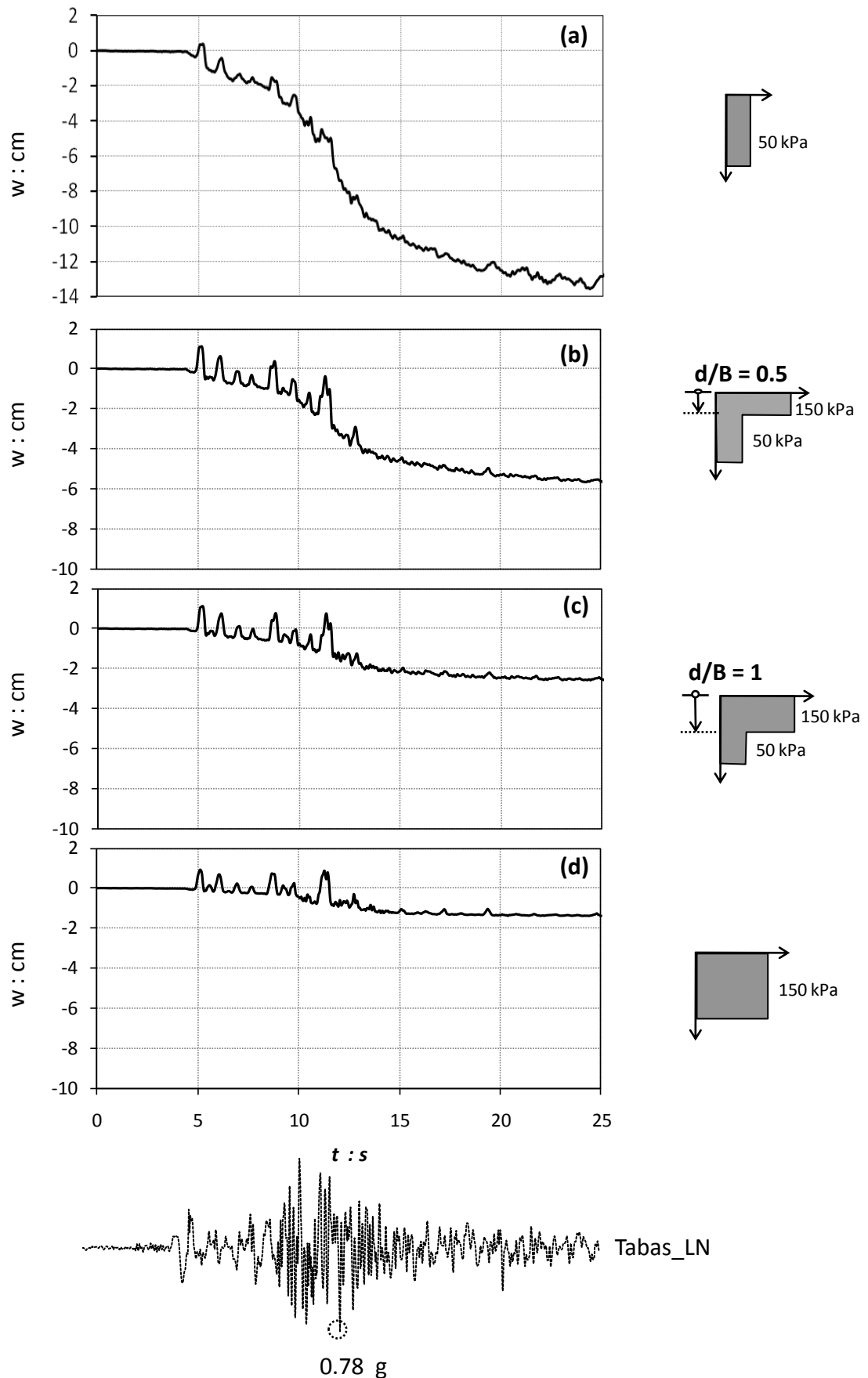
Σχήμα 5.11. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Rinaldi_228 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa.



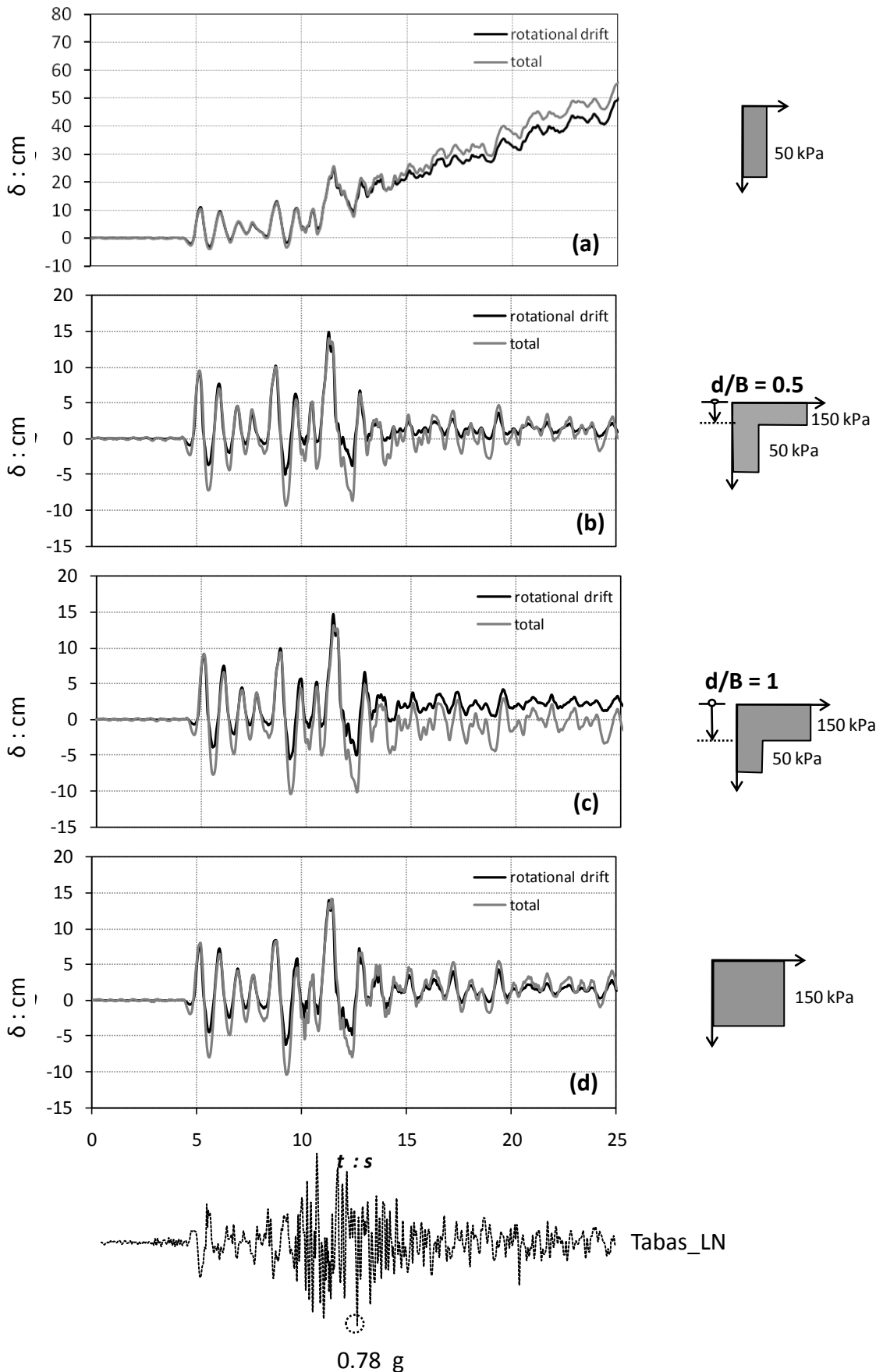
Σχήμα 5.12. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για την καταγραφή Rinaldi_228 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B= 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B= 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



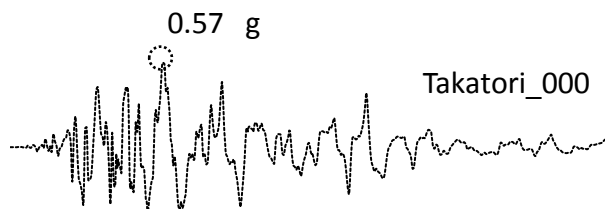
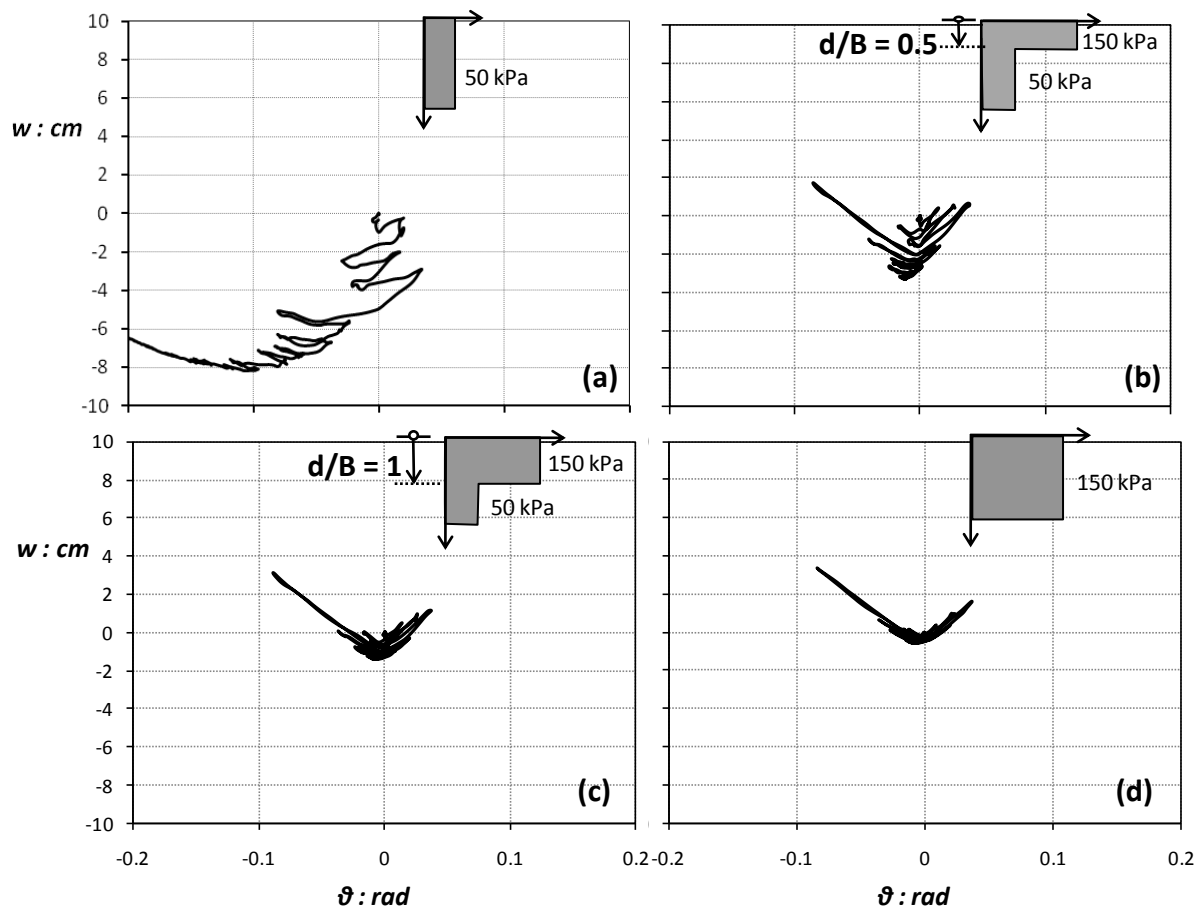
Σχήμα 5.13. Σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης–γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Tabas_LN για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



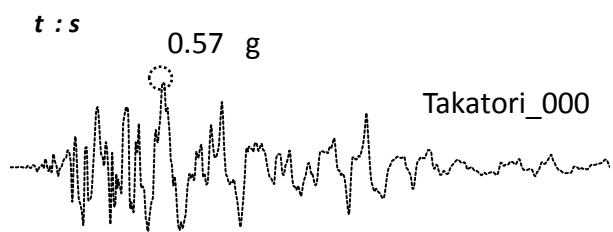
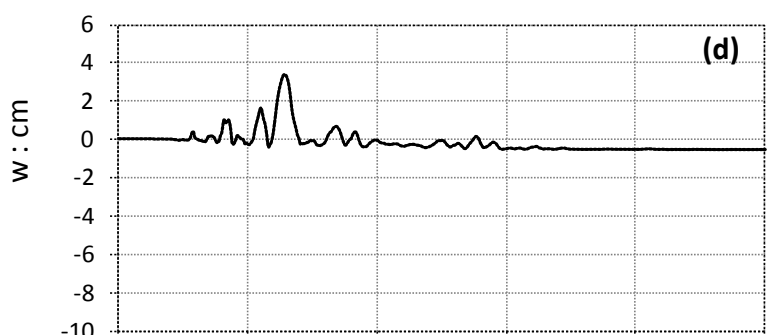
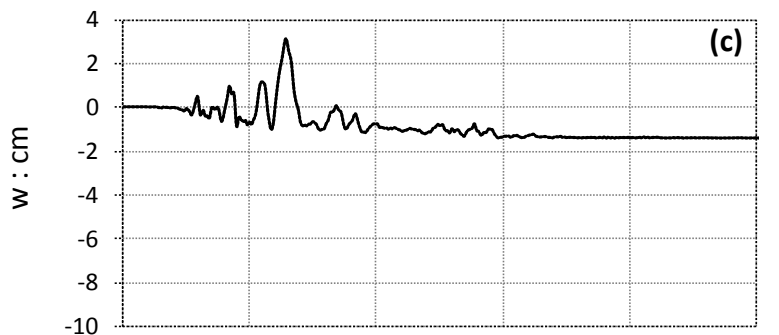
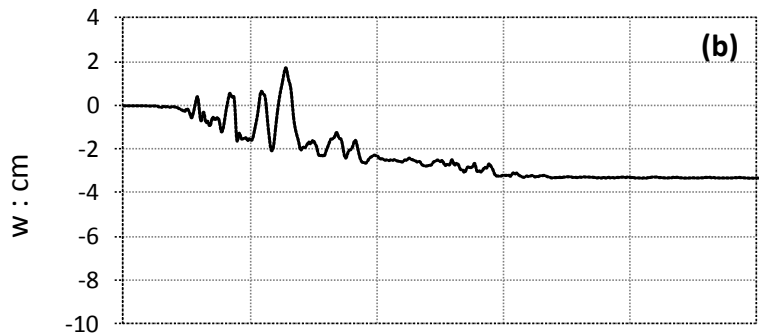
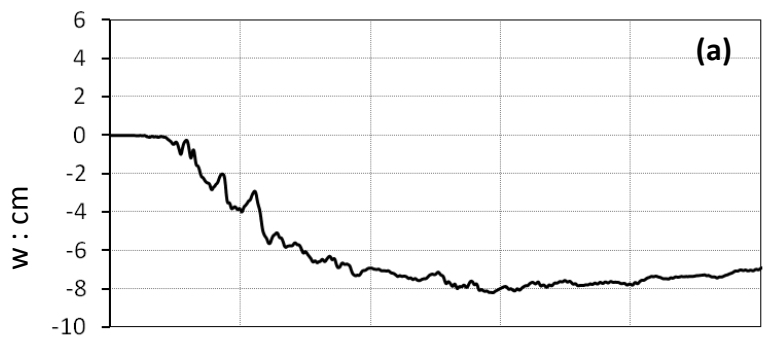
Σχήμα 5.14. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Tabas_LN για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa.



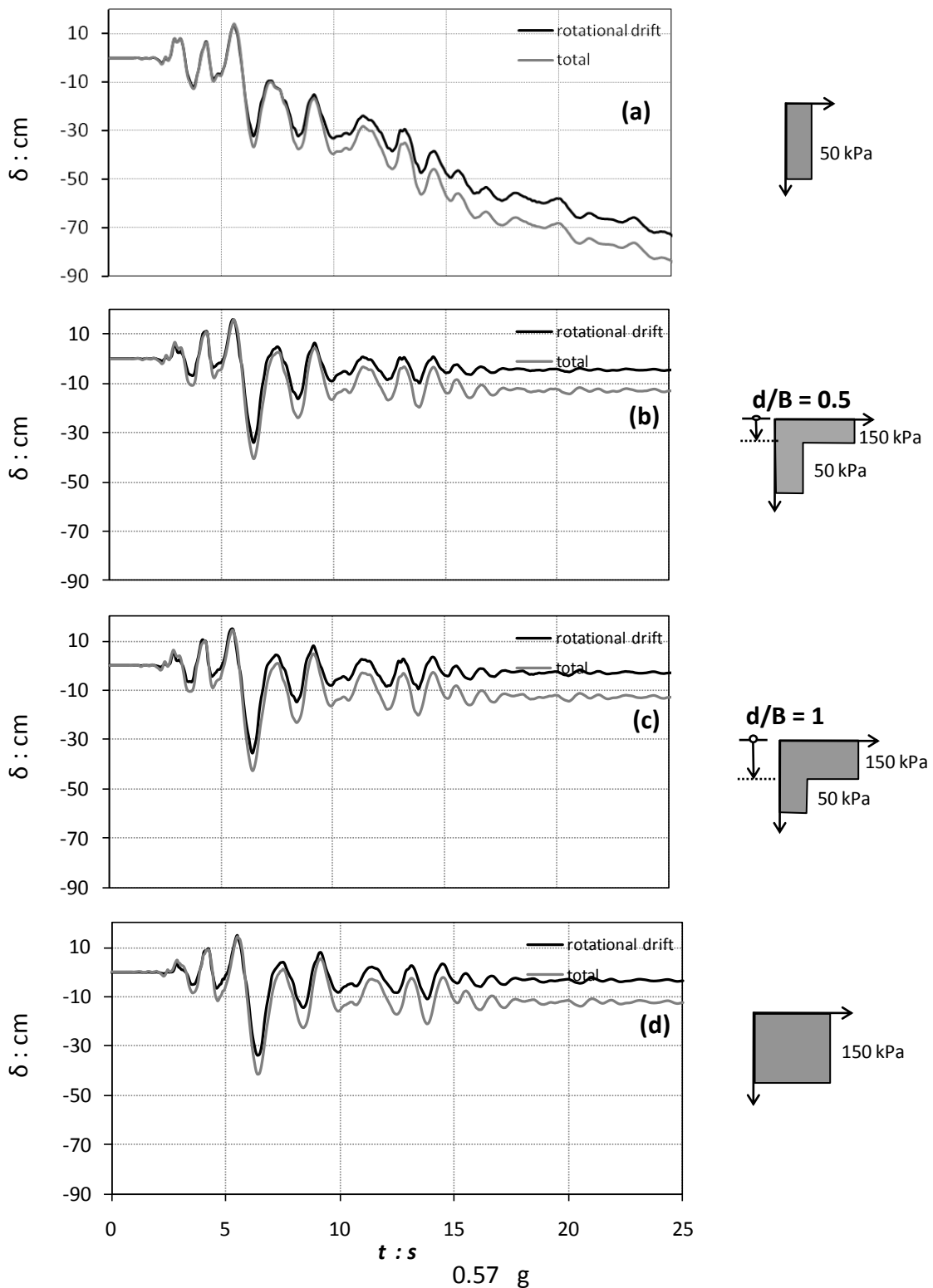
Σχήμα 5.15. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για την καταγραφή Tabas_LN για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .



Σχήμα 5.16. Σύγκριση της κατακόρυφης μετακίνησης-γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Takatori_000 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B= 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B= 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u= 150$ kPa .



Σχήμα 5.17. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης των κατακόρυφων μετακινήσεων του αριστερά θεμελίου για την καταγραφή Takatori_000 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa.



Σχήμα 5.18. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για την καταγραφή Takatori_000 για τα τέσσερα εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ ; (a) Ομοιογενές με $S_u = 50$ kPa , (b) δίστρωτο με $d/B = 0.5$, (c) δίστρωτο με $d/B = 1$; και (d) ομοιογενές με $S_u = 150$ kPa .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΕΠΙΒΟΛΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΙΕΓΕΡΣΕΩΝ ΣΕ ΔΙΣΤΡΩΤΟ ΕΔΑΦΙΚΟ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟ ΜΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΣΤΡΩΣΗ ΜΙΚΡΟΤΕΡΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΑΠΟ ΤΗΝ ΥΠΟΚΕΙΜΕΝΗ

Στο παρόν κεφάλαιο θα εξεταστούν η απόκριση ενός επιλεγμένου δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού όπως θα αναλυθεί παρακάτω για επιβολή 5 διαφορετικών καταγραφών από διάφορους σεισμούς (**σχήμα 6.1**). Στόχος των αναλύσεων ήταν ο προσδιορισμός της απόκρισης του συστήματος πλαίσιο-θεμελίωση-έδαφος υπό διαφορετικής μορφής και μεγέθους σεισμικές διεγέρσεις. Για τις αναλύσεις επιλέχτηκε εδαφικός σχηματισμός με επιφανειακή στρώση εξυγίανσης πάχους $d/B = 1$ αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_{u1} = 150$ kPa και υποκείμενο στρώμα με $S_{u2} = 200$ kPa. Το συγκεκριμένο προφίλ επιλέχτηκε με το σκεπτικό ότι είναι πολύ σύνηθες στην πράξη να υποεκτιμούνται οι εδαφικές ιδιότητες, καθώς συχνά υιοθετείται μια συντηρητική προσέγγιση ως προς τα πειραματικά αποτελέσματα. Θα ήταν ενδιαφέρουσα λοιπόν η σύγκριση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση ομοιογενούς προφίλ με αυτή του δίστρωτου εδαφικού προφίλ για να εκτιμηθεί αν και κατά πόσο συμβάλει η χρήση επιφανειακής στρώσης, ώστε να εξασφαλίζεται μόνωση μέσω λικνισμού όταν οι εδαφικές ιδιότητες του υποκείμενου στρώματος δεν είναι αυτές που θεωρήθηκαν κατά τον αντισυμβατικό σχεδιασμό.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις σεισμικών διεγέρσεων φαίνεται στο **σχήμα 6.1** για τους δύο εδαφικούς σχηματισμούς που εξετάστηκαν. Όπως αναφέρθηκε και στο **κεφάλαιο 2**, το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είχε διαστάσεις 15 m ($\approx 11B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 4 m ($\approx 3B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων επιβάλλεται στην

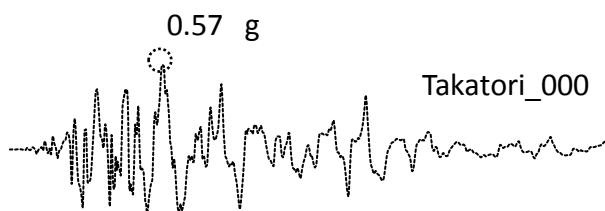
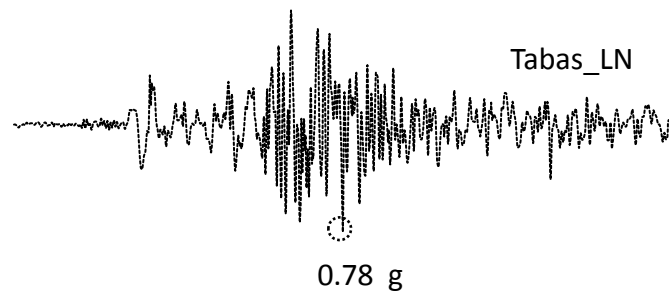
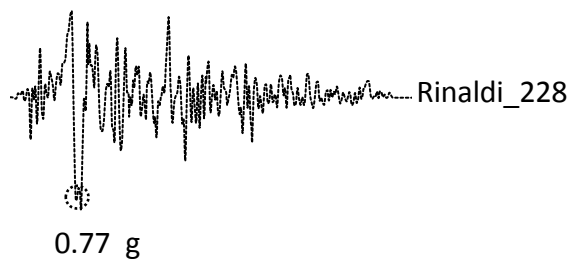
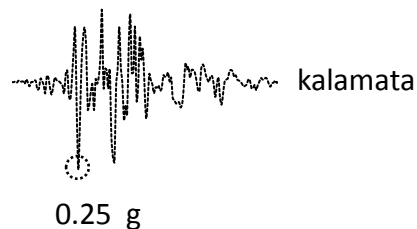
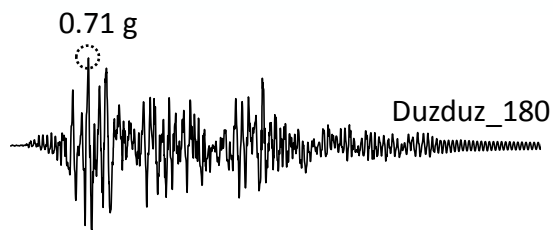
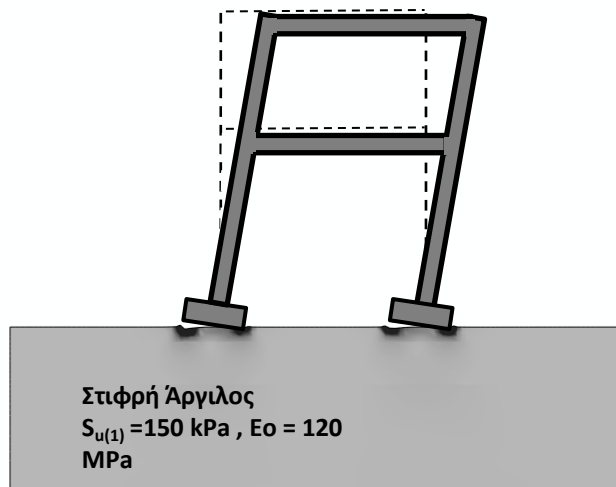
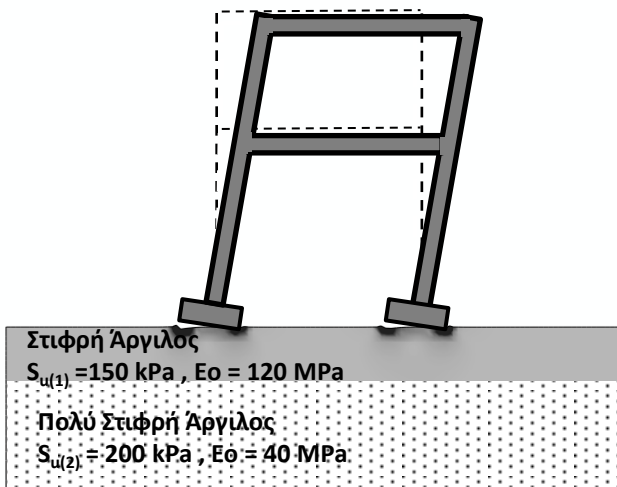
βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Για τις 5 σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν να εξεταστούν, στα **σχήματα 6.2 και 6.3** γίνεται σύγκριση της εξέλιξης της καθίζησης συναρτήσει της γωνίας στροφής του αριστερού θεμελίου και της εξέλιξης της χρονοϊστορίας της καθίζησης αντίστοιχα. Ο δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός με πάχος $d/B = 1$ με $S_{u1} = 150$ kPa και με $S_{u2} = 200$ kPa εμφανίζει ελαφρώς μικρότερες καθιζήσεις σε σχέση με τον ομοιογενή με $S_u = 150$ kPa, αν και γενικά η συμπεριφορά τους θα μπορούσε να χαρακτηριστεί ολόιδια. Η μέγιστη διαφορά ανάμεσα στα δύο συστήματα παρατηρείται για την καταγραφή Tabas_LN (κατά το σεισμό του Tabas, 1978) (**σχήμα 6.3(d)**) και οφείλεται στους πολλούς κύκλους που παρουσιάζει η συγκεκριμένη καταγραφή και συμβάλλουν στην διάδοση των τάσεων σε μεγαλύτερο βάθος με αποτέλεσμα να παίζουν κάποιο ρόλο στις τελικές καθιζήσεις και οι ιδιότητες του κάτω στρώματος. Κατόπιν συγκρίνεται η χρονοϊστορία της συνολικής διαφορικής οριζόντιας μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου για τα δύο εξεταζόμενα συστήματα στο **σχήμα 6.4**. Σε όρους συνολικής διαφορικής μετακίνησης η εικόνα είναι παρόμοια και για τις πέντε καταγραφές, καθώς χωρίς υπερβολή η συμπεριφορά των δυο συστημάτων δεν παρουσιάζει καμία διαφορά! Πιο συγκεκριμένα παρουσιάζεται μεγαλύτερη καμπτική καταπόνηση της κατασκευής για τις καταγραφές Rinaldi_228 (κατά το σεισμό του Northridge, 1994) και Takatori (κατά το σεισμό του Kobe, 1995), αλλά αυτή δεν διαφοροποιείται ανάμεσα στα δυο συστήματα.

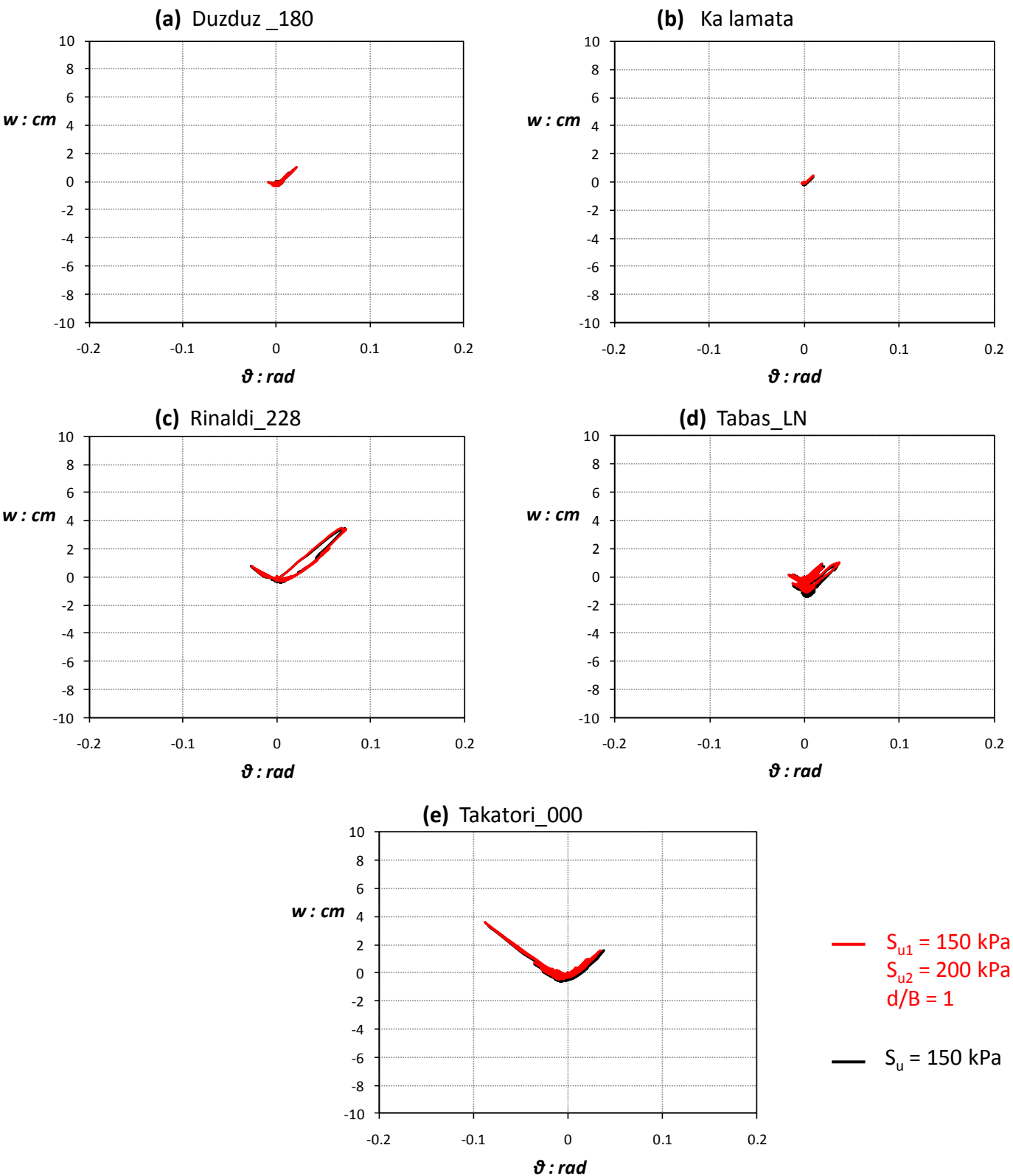
Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης δίνει ευνοϊκά αποτελέσματα ακόμα και για την περίπτωση όπου οι ιδιότητες της υποκείμενης στρώσης έχουν υποεκτιμηθεί. Συνοψίζοντας λοιπόν η χρήση μιας επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης πάχους $d/B = 1$ με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u1} = 150$ kPa παρέχει την επιθυμητή λικνιστική συμπεριφορά που υποθέσαμε κατά τον αντισυμβατικό σχεδιασμό. Όποτε μελλοντικά η λύση της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης θα μπορούσε να έχει πρακτική εφαρμογή σε περιπτώσεις που δεν γνωρίζουμε επακριβώς τις εδαφικές ιδιότητες ή όταν είναι μικρότερες από αυτές που υποθέσαμε κατά τον σχεδιασμό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

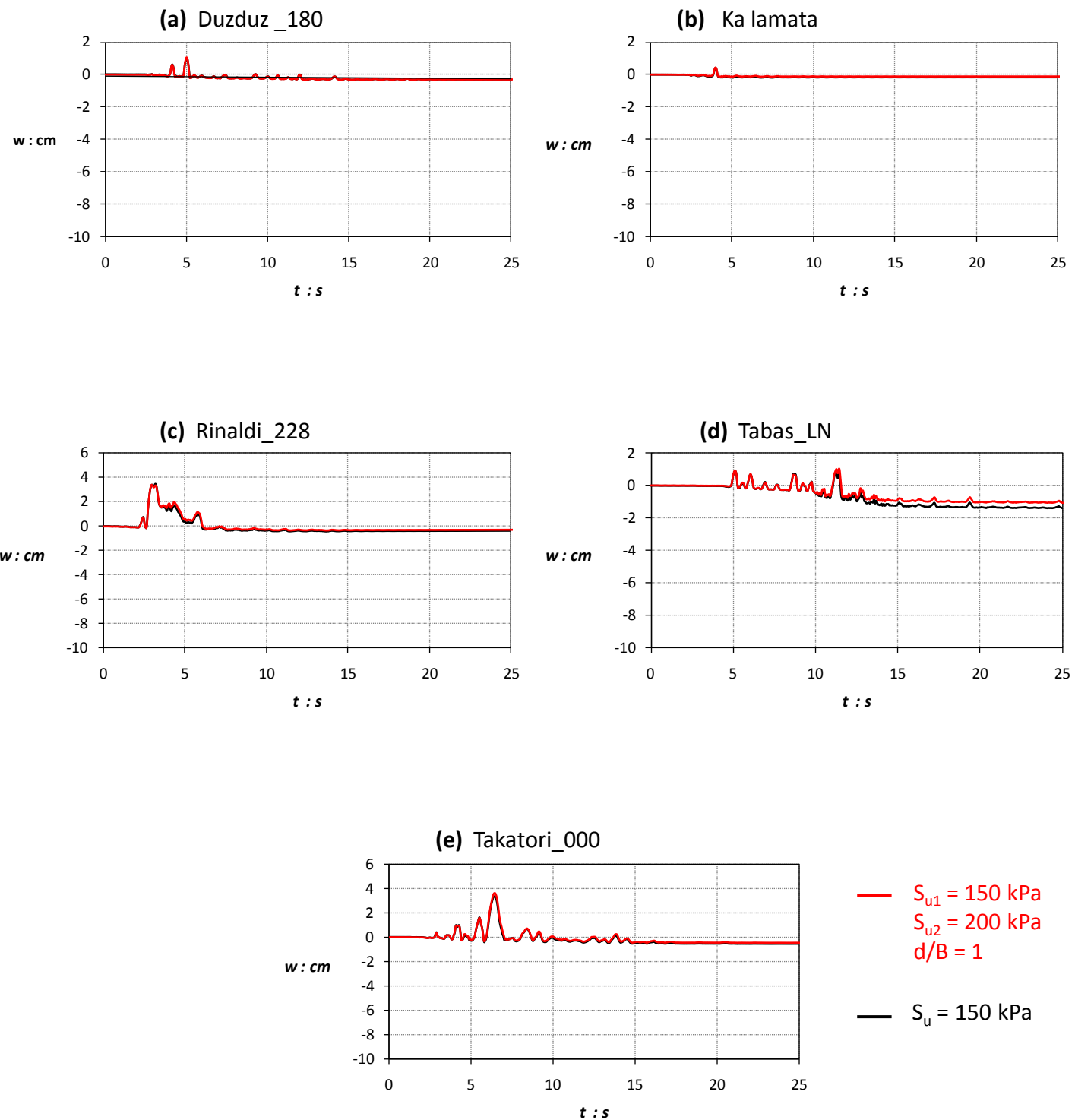
ΣΧΗΜΑΤΑ



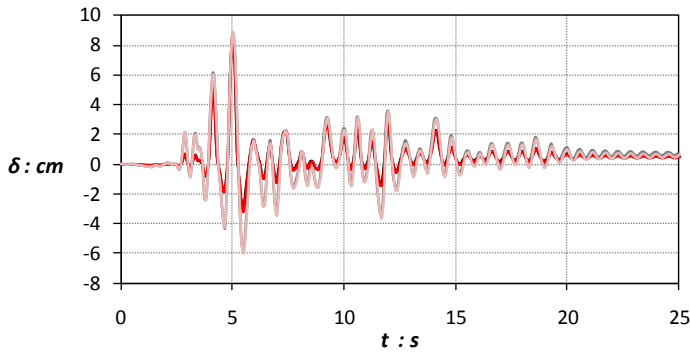
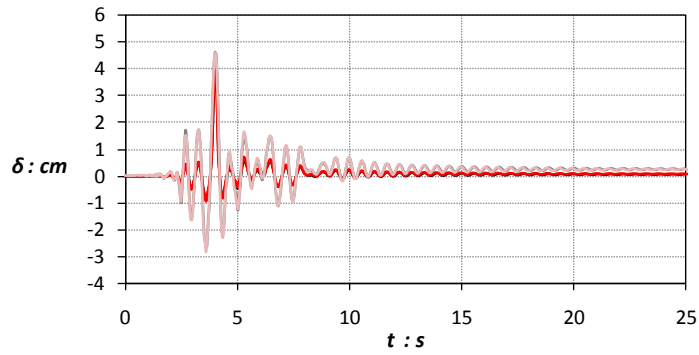
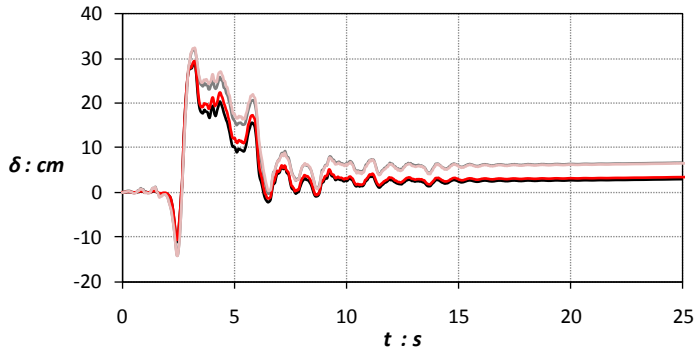
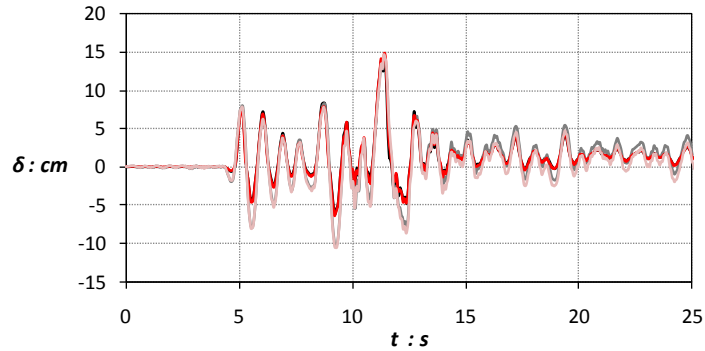
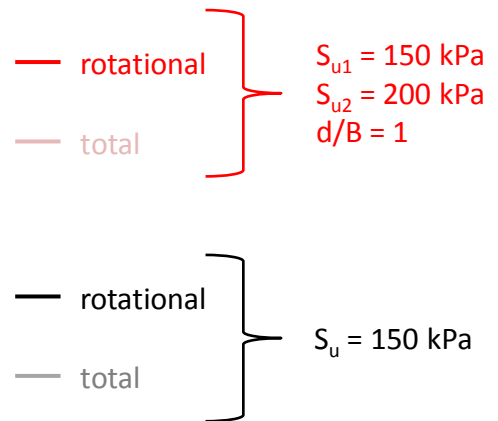
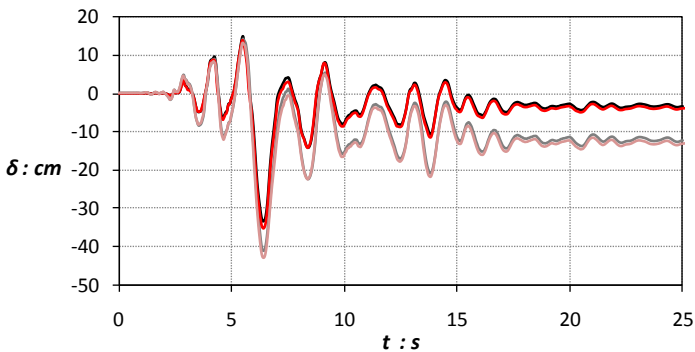
Σχήμα 6.1. Σύγκριση της απόκρισης των δύο ακόλουθων εδαφικών προφίλ για πέντε διαφορετικές σεισμικές καταγραφές: (α) δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού με $S_{u1} = 150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 200 \text{ kPa}$ και $d/B = 1$; και (β) ομοιογενές έδαφος με $S_u = 150 \text{ kPa}$



Σχήμα 6.2. Σύγκριση κατακόρυφης μετακίνησης-γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για δίστρωτο έδαφος με $S_{u1}=150$ kPa , $S_{u2} = 200$ kPa και $d/B = 1$ και για ομοιογενές έδαφος με $S_u= 150$ kPa για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzdüz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228 , (d) Tabas_LN ; και (e) Takatori_000.



Σχήμα 6.3. Σύγκριση κατακόρυφης μετακίνησης-χρόνο ($w-t$) του αριστερά θεμελίου για δίστρωτο έδαφος με $S_{u1}=150 \text{ kPa}$, $S_{u2} = 200 \text{ kPa}$ και $d/B = 1$ και για ομοιογενές έδαφος με $S_u = 150 \text{ kPa}$ για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzdüz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228 , (d) Tabas_LN ; και (e) Takatori_000.

(a) Duzduz_180**(b)** Ka lamata**(c)** Rinaldi_228**(d)** Tabas_LN**(e)** Takatori_000

Σχήμα 6.4. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ($\delta-t$) του αριστερά θεμελίου για δίστρωτο έδαφος με $S_{u1}=150 \text{ kPa}$, $S_{u2}= 200 \text{ kPa}$ και $d/B = 1$ και για ομοιογενές έδαφος με $S_u= 150 \text{ kPa}$ για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzduz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228 , (d) Tabas_LN ; και (e) Takatori_000.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΓΙΑ ΤΥΧΑΙΑ ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΙΔΙΟΤΗΤΩΝ

Στο παρόν κεφάλαιο θα εξεταστούν η απόκριση ενός εδάφους με τυχαία κατανομή ιδιοτήτων με βάση την καμπύλη του Gauss, όπως θα αναλυθεί παρακάτω για επιβολή 5 διαφορετικών καταγραφών από διάφορους σεισμούς (**σχήμα 7.1**). Στόχος των αναλύσεων ήταν η σύγκριση της απόκρισης του συστήματος με την τυχαία κατανομή εδαφικών ιδιοτήτων με το αντίστοιχο ομοιογενές. Το συγκεκριμένο παράδειγμα επιλέχτηκε ώστε να κατασκευαστεί ένα πιο ρεαλιστικό προσομοίωμα, καθώς στην πράξη οι εδαφικές ιδιότητες ενός εδαφικού σχηματισμού μεταβάλλονται χωρικά και ο σχεδιασμός γίνεται με βάση μια ενδεικτική μέση τιμή της αντοχής όπως έχει προκύψει από τις αντίστοιχες γεωτρήσεις.

Το αριθμητικό προσομοίωμα που είχε διαστάσεις 15 m ($\approx 11B$) στην οριζόντια διεύθυνση και 4 m ($\approx 3B$) στην κατακόρυφη, όπου $B = 1.4$ m το πλάτος της θεμελίωσης. Ο κάναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαμορφώθηκε ώστε το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων κάτω από το θεμέλιο να είναι 12 και γίνεται πιο αραιός σε μεγάλο βάθος μακριά από το θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης των σεισμικών διεγέρσεων επιβάλλεται στην βάση του προσομοιώματος, ενώ στα πλευρικά του όρια έχουμε επιβάλλει συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Οι τυχαίες εδαφικές ιδιότητες δόθηκαν στο προσομοίωμα με τη βοήθεια μιας υπορουτίνας η οποία έδινε διαφορετική αντοχή σε κάθε πεπερασμένο στοιχείο του καννάβου η οποία ακολουθούσε την κατανομή του Gauss που είχε κατά περίπτωση επιλεγθεί.

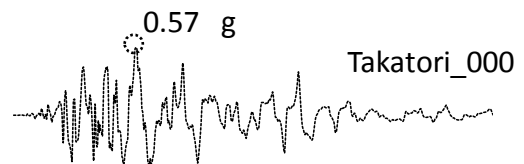
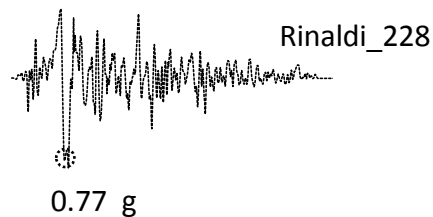
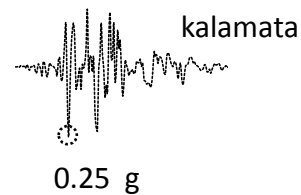
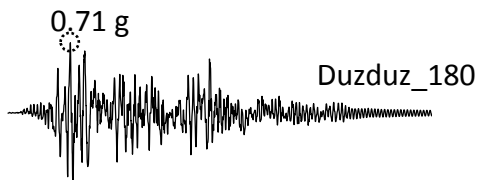
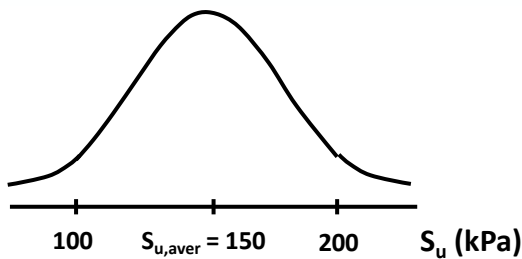
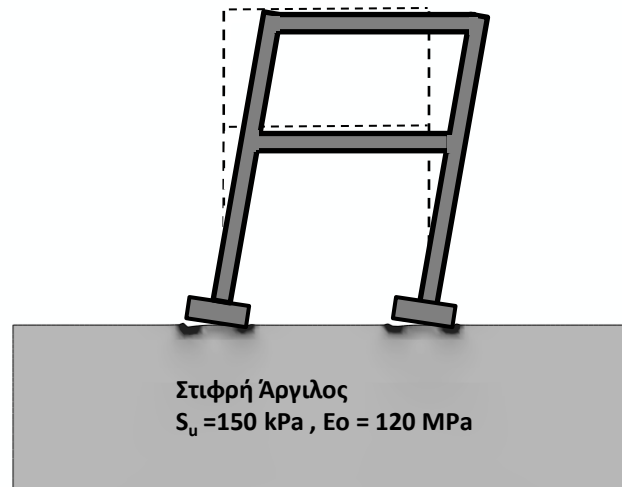
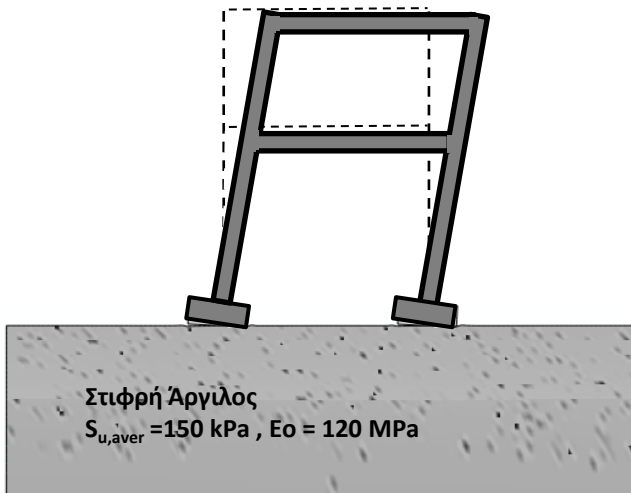
Αρχικά εξετάστηκε κατανομή Gauss με μέσο όρο $S_{u,aver} = 150$ kPa και τυπική απόκλιση $\sqrt{\sigma} = \frac{40}{3}$ τα αποτελέσματα έδειξαν ότι δεν υπήρχε καμία διαφορά σε σύγκριση με το ομοιογενές. Ακολούθως εξετάστηκε κατανομή Gauss με μέσο όρο $S_{u,aver} = 150$ kPa και τυπική απόκλιση $\sqrt{\sigma} = \frac{50}{3}$ τα αποτελέσματα φαίνονται στα **σχήματα 7.2, 7.3 και 7.4**. Όπως φαίνεται η τυχαία κατανομή των εδαφικών ιδιοτήτων δεν επιδρά σχεδόν καθόλου στην απόκριση της κατασκευής για τους 3 από τους 4 σεισμούς. Για την καταγραφή Rinaldi_228

(κατά το σεισμό του Northridge, 1994) σημειώνεται κάποια μικρή διαφοροποίηση στην απόκριση των δύο περιπτώσεων με την τυχαία κατανομή να παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερες καθιζήσεις μεν μικρότερες διαφορικές οριζόντιες μετακινήσεις δε. Αυτή η διαφορά οφείλεται κυρίως στις ιδιότητες των πεπερασμένων στοιχείων κάτω ή κοντά στην θεμελίωση οπότε ίσως σε αυτή την καταγραφή να υπήρξε κάποιο τοπικά μια συσσώρευση πεπερασμένων χαμηλής αντοχής. Έπειτα για την καταγραφή Takatori (κατά το σεισμό του Kobe, 1995) εξετάστηκε κατανομή Gauss με μέσο όρο $S_{u,aver} = 150$ kPa και τυπική απόκλιση $\sqrt{\sigma} = \frac{100}{3}$ μα και πάλι η αύξηση της απόκλισης δεν είχε σημαντική επίδραση στην τελική απόκριση όπως φαίνεται στο **σχήμα 7.5**.

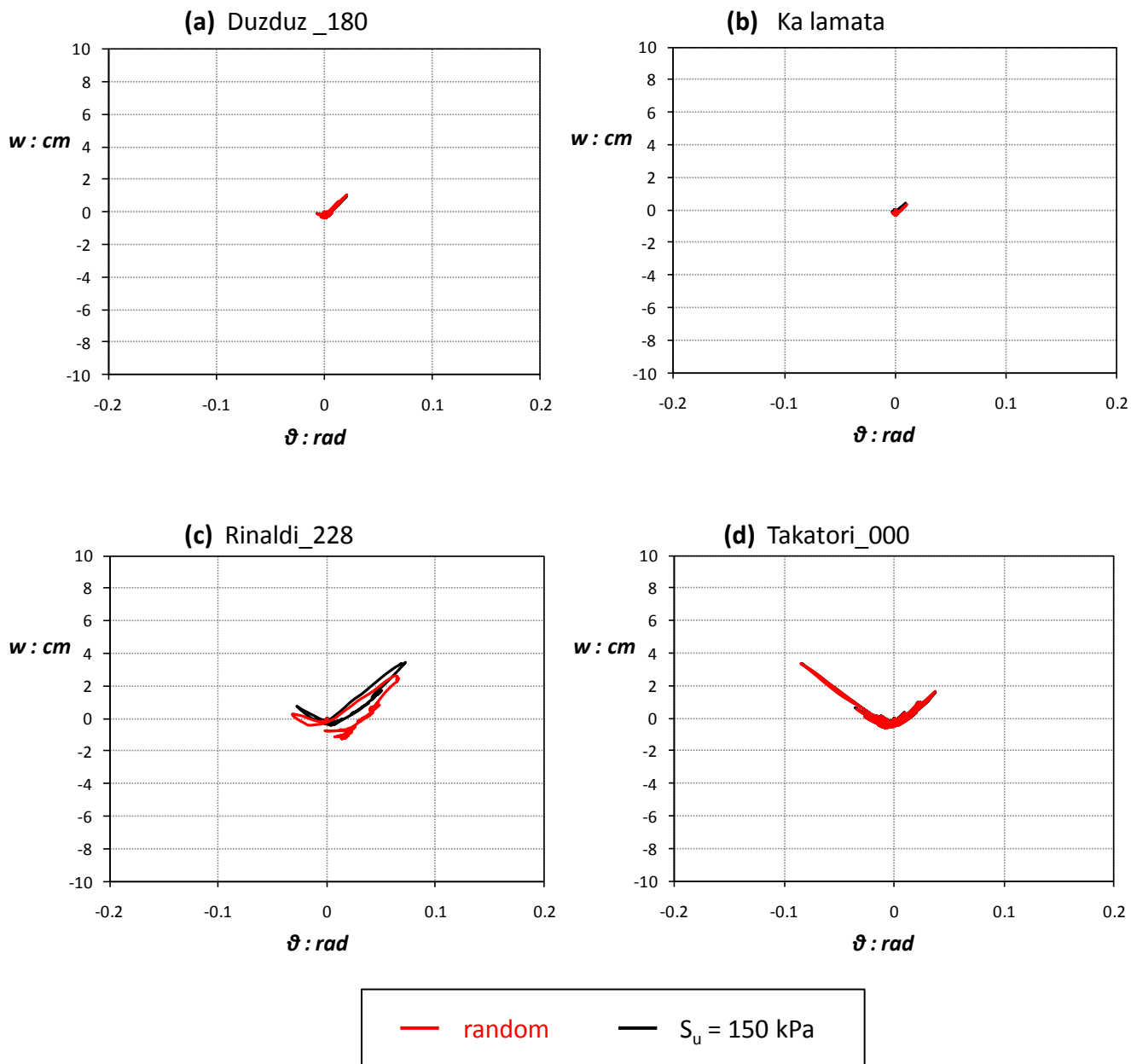
Συμπερασματικά λοιπόν η τυχαία χωρική μεταβολή των εδαφικών ιδιοτήτων με βάση την κατανομή του Gauss δεν επιδρά στην τελική απόκριση του συστήματος. Πιθανώς πρέπει να εξεταστεί μια κατανομή ιδιοτήτων όχι σε κάθε σημείο αλλά σε μεγαλύτερες ομάδες πεπερασμένων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

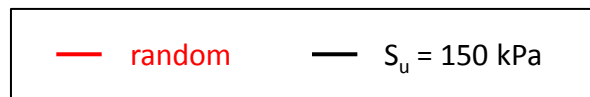
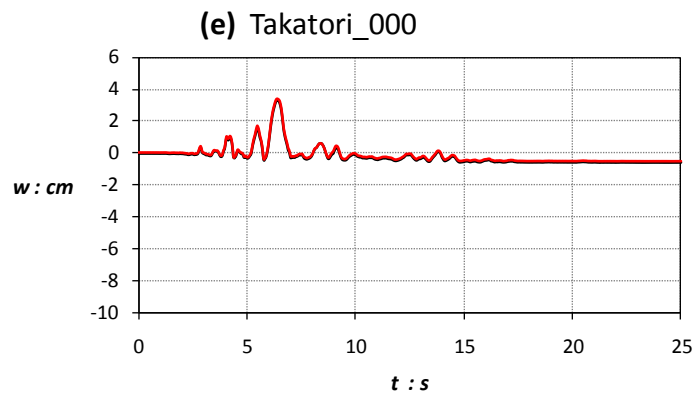
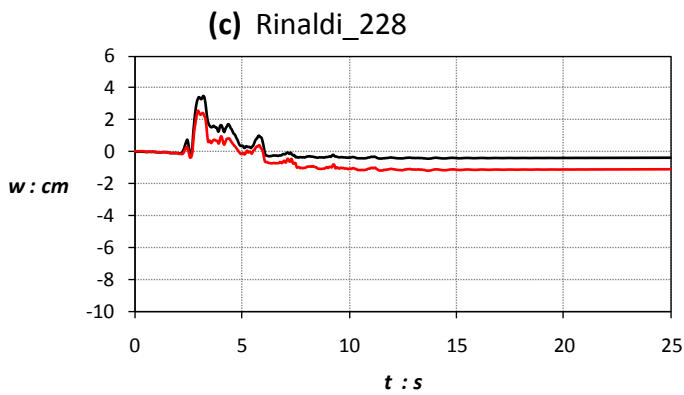
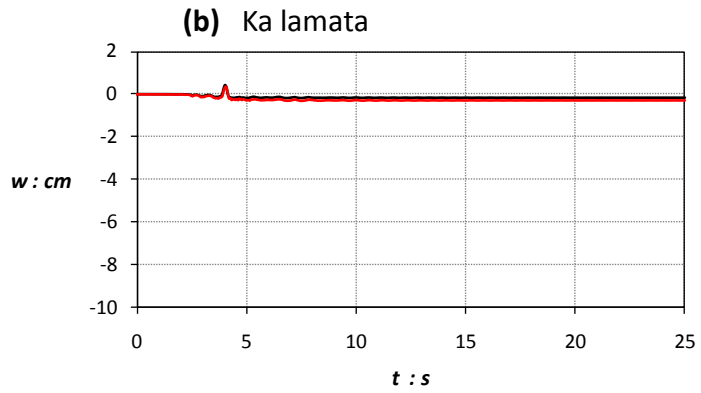
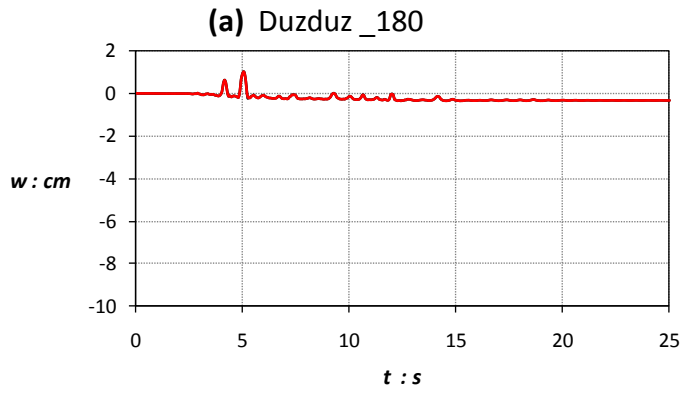
ΣΧΗΜΑΤΑ



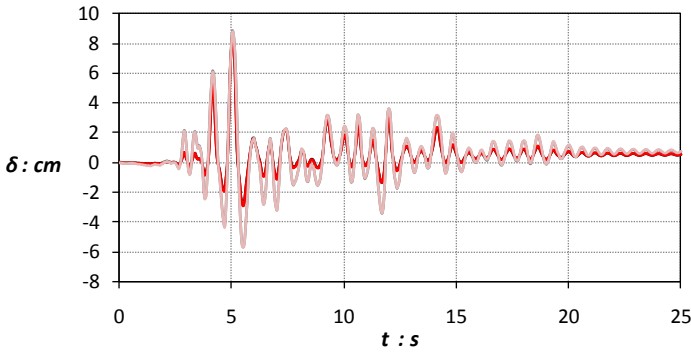
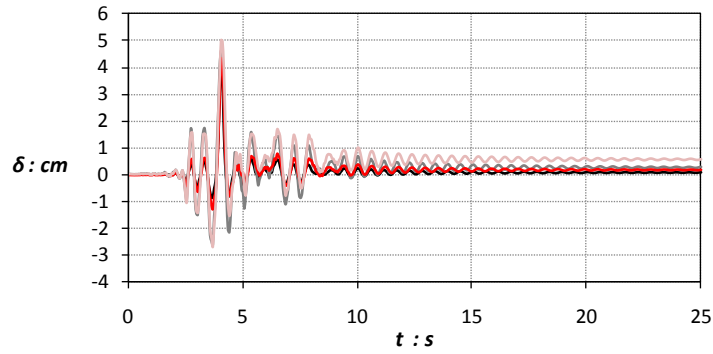
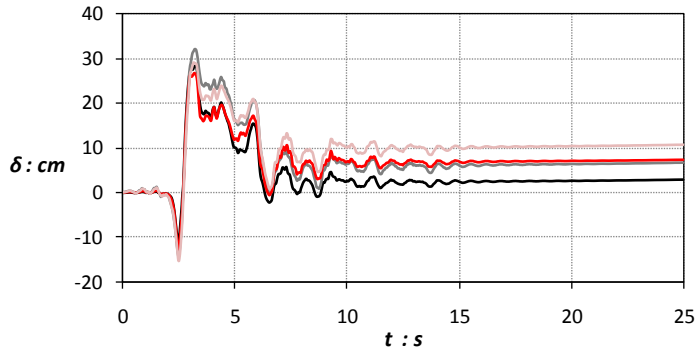
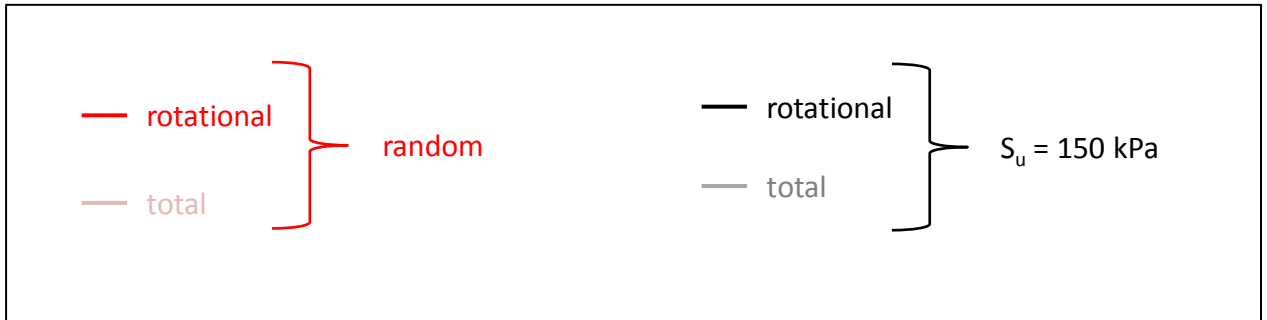
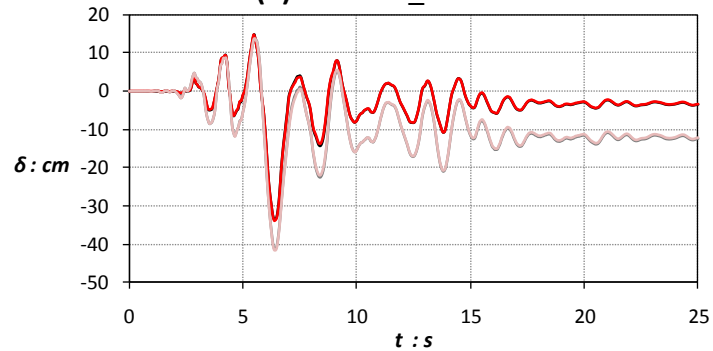
Σχήμα 7.1. Σύγκριση της απόκρισης των δύο ακόλουθων εδαφικών προφίλ για τέσσερις διαφορετικές σεισμικές καταγραφές: (α) εδαφικό προφίλ τυχαίων εδαφικών ιδιοτήτων με $S_{u,aver} = 150 \text{ kPa}$ για τυπική απόκλιση 50/3 ; και (β) ομοιογενές έδαφος με $S_u = 150 \text{ kPa}$



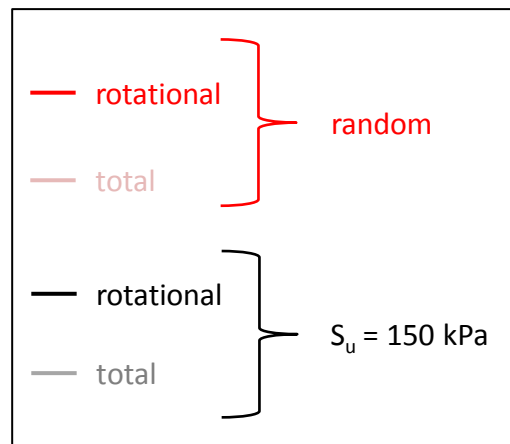
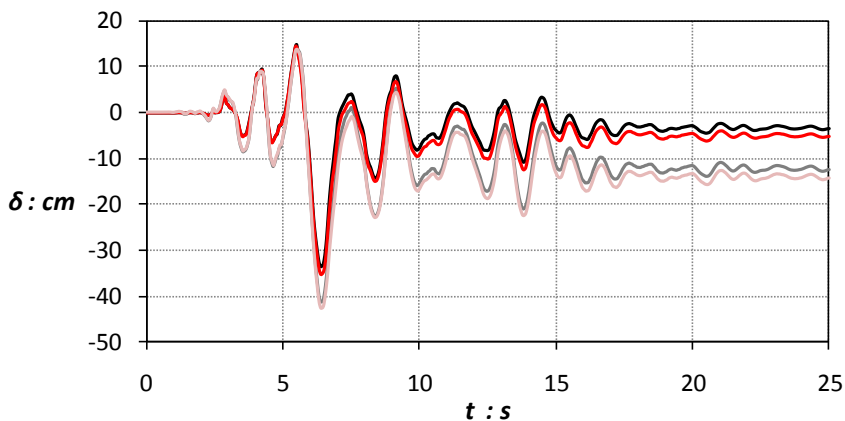
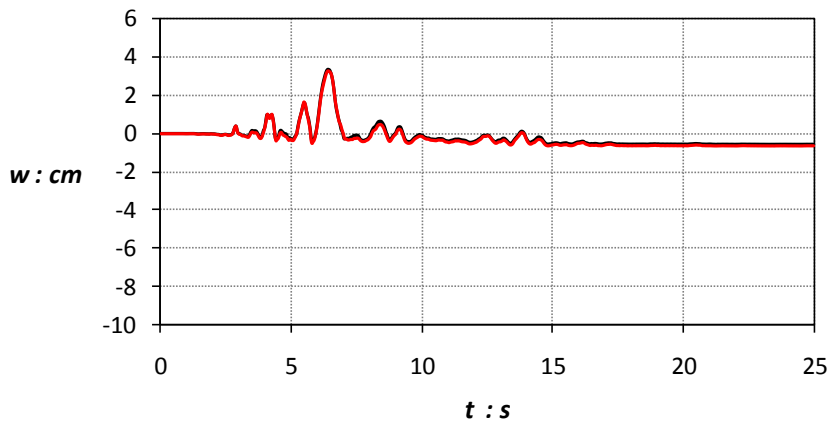
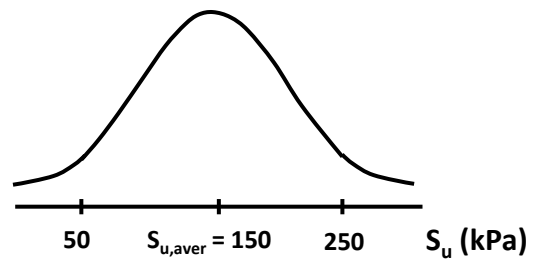
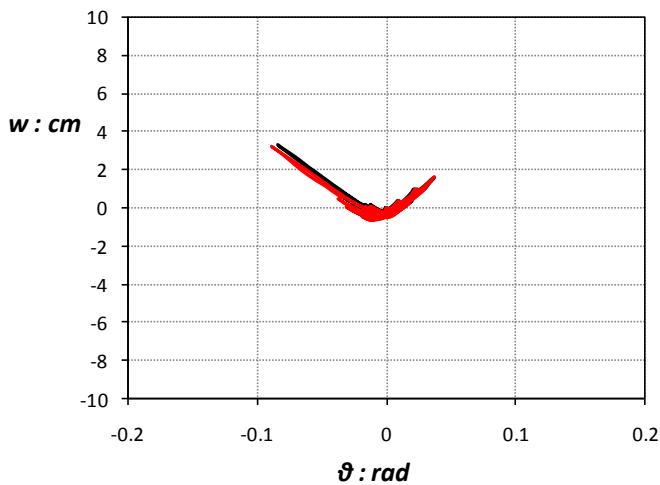
Σχήμα 7.2. Σύγκριση κατακόρυφης μετακίνησης–γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου για εδαφικό προφίλ τυχαίων εδαφικών ιδιοτήτων με $S_{u,aver}=150$ kPa για τυπική απόκλιση 50/3 για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzduz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228; και (d) Takatori_000.



Σχήμα 7.3. Σύγκριση κατακόρυφης μετακίνησης-χρόνο ($w-t$) του αριστερά θεμελίου για εδαφικό προφίλ τυχαίων εδαφικών ιδιοτήτων με $S_{u,aver}=150 \text{ kPa}$ για τυπική απόκλιση 50/3 για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzduz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228; και (d) Takatori_000.

(a) Duzduz_180**(b)** Ka lamata**(c)** Rinaldi_228**(e)** Takatori_000

Σχήμα 7.4. Σύγκριση της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου ($\delta-t$) για εδαφικό προφίλ τυχαίων εδαφικών ιδιοτήτων με $S_{u,aver}=150$ kPa για τυπική απόκλιση 50/3 για τους ακόλουθους σεισμούς: (a) Duzduz_180 , (b) Kalamata , (c) Rinaldi_228; και (d) Takatori_000.



Σχήμα 7.5 Σύγκριση για εδαφικό προφίλ τυχαίων εδαφικών ιδιοτήτων με $S_{u,aver}=150 \text{ kPa}$ για τυπική απόκλιση $100/3$ για την καταγραφή Takatori_000 : (a) της κατακόρυφης μετακίνησης – γωνίας στροφής ($w-\theta$) του αριστερά θεμελίου, (b) της κατακόρυφης μετακίνησης–χρόνο ($w-t$) του αριστερά θεμελίου ; και (c) της χρονικής εξέλιξης της συνολικής οριζόντιας διαφορικής μετακίνησης και της μετακίνησης λόγω στροφής στην στάθμη του ισογείου ($w-t$) .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας, η απόκριση της κατασκευής επί δίστρωτου εδαφικού προφίλ (φυσικός δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός ή χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης με αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_u = 150$ kPa (ίση με την αντοχή για την οποία έγινε ο αντισυμβατικός σχεδιασμός της θεμελίωσης)) δίνει αρκετά ενθαρρυντικά αποτελέσματα. Για υποκείμενο στρώμα μικρότερης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης έχει ευνοϊκή δράση για τις περισσότερες σεισμικές καταγραφές που εξετάστηκαν (ιδιαίτερα για αυτές που κινούνταν εκτός του φάσματος σχεδιασμού του Ε.Α.Κ.), μειώνοντας τις καθιζήσεις και περιορίζοντας την έκταση των βλαβών σε δομικά μέλη. Παρόλα αυτά υπάρχουν κάποιες εξαιρέσεις, καθώς για συγκεκριμένες καταγραφές (Rinaldi_228 κατά το σεισμό του Northridge, 1994) η ύπαρξη επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης προκαλεί μεγαλύτερη καταπόνηση της ανωδομής. Για υποκείμενο στρώμα μεγαλύτερης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (στην περίπτωση της υποεκτίμησης των εδαφικών ιδιοτήτων) η χρήση επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης δίνει ευνοϊκά αποτελέσματα για όλες τις σεισμικές καταγραφές που εξετάστηκαν.

Συμπερασματικά αντισταθμίζοντας τα οφέλη με τα πιθανά μειονεκτήματα, μελλοντικά η λύση της επιφανειακής στρώσης εξυγίανσης θα μπορούσε να έχει πρακτική εφαρμογή σε περιπτώσεις που δεν γνωρίζουμε επακριβώς τις εδαφικές ιδιότητες ή όταν είναι μικρότερες από αυτές που υποθέσαμε κατά τον σχεδιασμό.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M, Gerolymos N. (2010) "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bull Earthquake Eng.* Vol.8, pp. 309-326

Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., G. Gazetas, (2011) "Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations : Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE (in print)*

Bertero V.V., (1980), "Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments", *Structural Engineering and Structural Mechanics*, Volume Honoring E.P. Popov, K. Pister, ed., Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., pp. 188-237

Chatzigogos CT., Pecker A., Salencon J., (2009), "Macroelement modeling of shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.26, No.3, pp. 765-781

Comartin C.D., Niewiaroski R.W., Freeman S., Turner F.M., (2000), "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings: a practical overview of the ATC-40 document", *Earthquake Spectra*, Vol.16, No.1, pp.241-262

Faccioli E., Paolucci R., Vivero G., (2001), "Investigation of seismic soil-footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models", *In Proceedings of 4th International Conference Recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics.*

FEMA-356, (2000), "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", *Federal Emergency Management Agency, Washington DC*

Gajan S., Phalen JD., Kutter BL., Hutchinson TC., Martin G., (2005), "Centrifuge modeling of load deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, No.7-10, pp. 773-783

- Gajan S., Kutter BL., (2008), "Capacity, settlement and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, Vol.134, No.8, pp. 1129-1141
- Gazetas G. (1981) "Machine foundations on deposits of soft clay overlain by a weathered crust", *Geotechnique*, Vol. 31, No. 3, pp. 387-398
- Gazetas G., Apostolou M., Anastasopoulos I.,(2003),"Seismic uplifting of foundations on soft soil, with examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", In: BGA International Conference on Foundation Innovation, Observations, design&practice, Universite of Dundee, Scotland, Sempember, Vol.25, pp. 37-50
- Γελαγωγτή Φ. (2010), "Μεταπλαστική απόκριση και Κατάρρευση Συστημάτων Πλαισίου-Θεμελιώσεως, και σεισμική Μόνωση μέσω λικνισμού" Διδακτορική διατριβή, Ε.Μ.Π.
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., and Gazetas G. (2011) "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Isolated Footings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* (accepted for publication)
- Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., and Gazetas G. (2011), "Rocking–isolated Frame Structures : Margins of Safety against Toppling Collapse and Simplified Design Approach", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (Submitted for possible publication)
- Harden C., Hutchnson T., (2006) "Investigation into the effects of foundation uplift on simplified seismic design procedures", *Earthquake Spectra*, Vol. 22, No. 3, pp.663-692
- Huckelbridge A.A. Jr., Clough R.W., (1978),"Seismic Response of Uplifting Building Frame", *Journal of the Structural Division*, Vol.104, No.8, pp.1211-1229
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", *Soils and Foundations*, Vol. 33(1), pp. 12-191
- Kourkoulis R., Gelagoti F., and Anastasopoulos I. (2011), "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings : Design Insights and Limitations", *Journal of Earthquake Engineering*, (accepted for publication)

- Kutter BL., Martin G., Hutchinson TC., Harden C., Gajan S., Phalen JD., (2003), " Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations", *In: PEER workshop, University of California, Davis, March 2003*
- Makris N., Roussos Y., (2000), "Rocking response of rigid blocks under near source ground motions", *Geotechnique*, Vol.50, No.3, pp.243-262
- Martin GR., Lam IP., (2000), "Earthquake resistant design of foundations: retrofit of existing foundations" *In Proc, Geoeng. 2000 Conference, Melbourne*
- Nakali D.K., and G.C Hart, (1987), " Upliftinf response of structures subjected to earthquake motions", Report No.2.1-3, U.S.-Japan Coordinated Program for Masonry Building Research
- Paolucci R., (1997), "Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacements of shallow foundations", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, pp.563-579
- Paolucci R., Shirato M., Yilmaz MT., (2008), "Seismic behavior of shallow foundations : shaking table experiment vs, numerical modeling", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.37, No.4, pp. 577-595
- Paulay T., (2000), "A simple displacement Compatibility-based Design Strategy for reinforced Concrete buildings", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No.0062
- Pecker A., (1998), "Capacity design principles for shallow foundations in seismic areas", *In: Proc. 11th European conference on earthquake engineering*, A.A. Balkema Publishing
- Pecker A., Pender M.J., (2000), "Earthquake Resistant Design of Foundations: New Construction", Invited paper, *GeoEng2000*, Vol.1,pp. 313-332
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. (2000) "Foundations and retaining structure-research and practice", *15th Int. Conf, on Soil Mechanics and Foundation Eng.*, Istanbul.
- Priestley M.J.N., (2000), "Performance based seismic design, *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)*, Auckland, New Zealand, Paper No. 2831.

Tassios T.P., (1998), "Seismic design: state of practice", Proceedings of 11th European Conference on Earthquake Engineering, Rotterdam: AA Balkema, pp. 2555-267

Yim C.S., Chopra A.K., (1984), "Earthquake response of structures with partial uplift on Winkler foundation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp.263-281

Vintzilaiou E.,Tassios T.P., Chronopoulos M. (2007) "Experimental validation of seismic code provisions for RC columns", *Engineering Structures*, 29, pp1153-1164