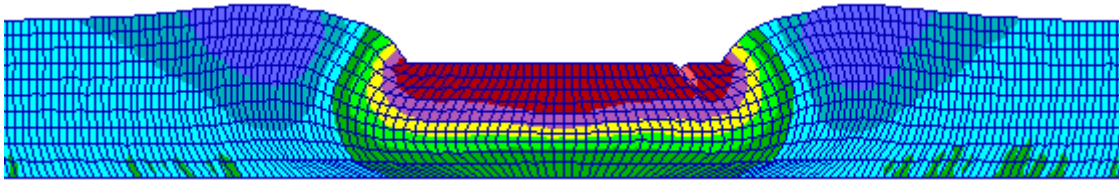




**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΠΜΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**Αποτελεσματικότητα μεθόδων αποτροπής σεισμικής ρευστοποίησης
υπό υφιστάμενες επιμήκεις κατασκευές σε επίπεδο έδαφος**



**Effectiveness of methods mitigating seismic liquefaction under existing
elongated structures on level ground**

Σωμαράκη Ευτυχία

**Επιβλέπων
Παπαδημητρίου Αχιλλέας
Αναπλ. Καθηγητής ΕΜΠ**

Αθήνα, Μάρτιος 2020

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της εργασίας, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του ΕΜΠ, κ. Παπαδημητρίου Αχιλλέα, για την ανάθεση της εκπόνησης της μεταπτυχιακής εργασίας καθώς και για την ευκαιρία και την βοήθεια που μου έδωσε να εμβαθύνω στο γνωστικό αντικείμενο του φαινομένου της σεισμικής ρευστοποίησης.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον κ. Βαλσαμή Αλέξανδρο, Διδάκτωρ ΕΜΠ για την πολύτιμη και συνεχή βοήθειά και καθοδήγησή του καθ' όλη την διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής εργασίας. Οι υποδείξεις και οι επιστημονικές γνώσεις που μου παρείχε, συντέλεσαν καθοριστικά στη διεκπεραίωση της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένειά και τους φίλους μου για την έμπρακτη και ουσιαστική υποστήριξη που μου παρείχαν κατά την διάρκεια των σπουδών μου.

Περιεχόμενα

1. Εισαγωγή	1
1.1. Αντικείμενο	1
1.2. Διάρθρωση εργασίας	1
2. Βιβλιογραφική Επισκόπηση	3
2.1. Εισαγωγή	3
2.2. Επιφανειακές θεμελιώσεις σε ρευστοποιήσιμο έδαφος	3
2.3. Βελτίωση ρευστοποιήσιμων εδαφών	19
3. Μεθοδολογία Αριθμητικών αναλύσεων	37
3.1. Γενικά	37
3.2. Αριθμητική Μεθοδολογία	37
4. Παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης θεμελιο-λωρίδων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος	46
4.1. Γενικά	46
4.2. Σύνοψη παραμετρικής διερεύνησης	46
4.3. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου	49
4.3.1. Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου	50
4.3.2. Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου	56
4.4. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων	61
5. Βελτίωση εδάφους με χρήση πλαστικών στραγγιστηρίων	66
5.1. Γενικά	66
5.2. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου με στραγγιστήρια	69
5.2.1. Τοπική εφαρμογή στραγγιστηρίων	69
5.2.2. Εκτεταμένη εφαρμογή στραγγιστηρίων	80
5.3. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων	90
5.3.1. Περιμετρικά στραγγιστήρια	90
5.3.2. Στραγγιστήρια περιμετρικά της θεμελίωσης και στο κέντρο αυτής	93
5.3.3. Στραγγιστήρια ανά τακτά διαστήματα υπό τη θεμελίωση	96
5.3.4. Εκτεταμένη εφαρμογή στραγγιστηρίων	97
5.4. Σύνοψη	100
6. Βελτίωση εδάφους με χρήση περιμετρικών τοιχίων	102
6.1. Γενικά	102
6.2. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου με περιμετρικά τοιχία	104
6.3. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων	115
6.3.1. Διαφραγματικοί τοίχοι πλήρους βάθους	115
6.3.2. Τοιχία εδαφοπασσάλων πλήρους βάθους	118

6.3.3. Τοιχία εδαφοπασσάλων μικρού βάθους -----	121
6.3.4. Τοιχία εύτμητου γεωϋλικού πλήρους βάθους -----	122
6.4. Σύνοψη -----	123
7. Συμπεράσματα -----	126
7.1. Τελικά συμπεράσματα -----	126
7.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα -----	127
Βιβλιογραφία -----	128
Παράρτημα Α -----	131
Παράρτημα Β -----	139

Κατάλογος Σχημάτων

Σχήμα 2.1: Τυπική διάταξη πειραμάτων των Yoshimi & Tokimatsu (1977).....	4
Σχήμα 2.2: Κοκκομετρική διαβάθμιση άμμου Toyoura που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα των Yoshimi & Tokimatsu (1977).....	5
Σχήμα 2.3: Τυπικές χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων στο εδαφικό μοντέλο χωρίς κατασκευή (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	5
Σχήμα 2.4: Τυπικές χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων, των καθιζήσεων της κατασκευής και της επιτάχυνσης για το πείραμα (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	6
Σχήμα 2.5: Ισοϋψείς καμπύλες των αρχικών κατακόρυφων ενεργών τάσεων σ'_{z0} και των αναφορικών ενεργών τάσεων σ'_{z1} (σε gf/cm^2) (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).	6
Σχήμα 2.6: Μέγιστοι λόγοι υπερπιέσεων του νερού των πόρων (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	7
Σχήμα 2.7: Η επιρροή του φορτίου της κατασκευής στο λόγο υπερπίεσης νερού των πόρων (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	7
Σχήμα 2.8: Ισοϋψείς του μέγιστου λόγου υπερπιέσεων νερού των πόρων για διάφορες περιπτώσεις λόγου καθιζήσεων πάχους άμμου S/D (%) (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	8
Σχήμα 2.9: Αριστερά (α): Επιρροή της ανάπτυξης κρίσιμης περιοχής με υπερπιέσεις πόρων άνω του 60% κάτω από την κατασκευή στις καθιζήσεις. Δεξιά (β): Επιρροή του φορτίου της κατασκευής στις καθιζήσεις (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	8
Σχήμα 2.10: Αριστερά (α): Επιρροή της σχετικής πυκνότητας του εδάφους στις καθιζήσεις της κατασκευής λόγω ρευστοποίησης. Δεξιά (β): Η επιρροή του πλάτους της κατασκευής B ως προς το πάχος του ρευστοποιήσιμου στρώματος D στις καθιζήσεις (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	9
Σχήμα 2.11: Λόγος καθιζήσεων έναντι του λόγου πλάτους για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα στην Niigata (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).....	10
Σχήμα 2.12: Διάταξη αριθμητικών αναλύσεων των Karamitros et al. (2013).....	11
Σχήμα 2.13: Καμπύλη φορτίου-μετακινήσεων του θεμελίου (Karamitros et al., 2013).....	11
Σχήμα 2.14: Αποτελέσματα αριθμητικής προσομοίωσης του συντελεστή υπερπιέσεων πόρων με το χρόνο (Karamitros et al., 2013).....	12
Σχήμα 2.15: Ισοϋψείς συντελεστή υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της δόνησης όπως προέκυψαν από την (α) αριθμητική και (β) αναλυτική επίλυση (Karamitros et al., 2013).	12
Σχήμα 2.16: Χρονοϊστορίες οριζόντιων (α) και κατακόρυφων (β) επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων του θεμελίου, (c) μέρος της διακύμανσης των κατακόρυφων επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων του θεμελίου, αναλυτικές προβλέψεις των χρονοϊστοριών των (d) οριζόντιων και (e) κατακόρυφων επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων χρησιμοποιώντας την θεωρία ολισθαίνοντος στερεού κατά Newmark (Karamitros et al., 2013).	13
Σχήμα 2.17: Η επιρροή των χαρακτηριστικών της εδαφικής στρώσης C_u και H/B , φορτίο θεμελίωσης q και μέγιστες παράμετροι της σεισμικής διέγερσης a_{max} και v_{max} στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (Karamitros et al., 2013).	14
Σχήμα 2.18: Η επιρροή των χαρακτηριστικών της εδαφικής στρώσης C_u και H/B , φορτίο θεμελίωσης q και μέγιστες παράμετροι της σεισμικής διέγερσης a_{max} και v_{max} στην απομειωμένη φέρουσα ικανότητα $q_{ult, deg}$ (Karamitros et al., 2013).....	14
Σχήμα 2.19: Τυπική πειραματική διάταξη (δοκιμή T3-30) των Dashti et al. (2010) σε: (α) κάτοψη και (β) τομή.	16
Σχήμα 2.20: Χρονοϊστορία διέγερσης στην βάση των διατάξεων, (α) μεσαίας και (β) υψηλής έντασης από την καταγραφή του Port Island, Kobe 1995 (Dashti et al., 2010).	17

Σχήμα 2.21: Λόγος υπερπίεσης πόρων στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κάτω από κάθε κατασκευή και χρονοϊστορίες καθιζήσεων στις δοκιμές T3-30 και T3-50-SILT κατά την διάρκεια αριστερά της μέσης και δεξιά της ισχυρής δόνησης (Dashti et al., 2010).	17
Σχήμα 2.22: Συγκριτική παρουσίαση καθιζήσεων των πειραμάτων με παλαιότερες δημοσιεύσεις και ιστορικά περιστατικά (Dashti et al., 2010).	18
Σχήμα 2.23: Τυπική διάταξη πειραμάτων σε φυγοκεντριστή (Liu and Dobry, 1997).	19
Σχήμα 2.24: Διάταξη πειραμάτων σειράς C σε τομή και κάτοψη (Liu and Dobry, 1997).	20
Σχήμα 2.25: Επιβαλλόμενη δόνηση στην βάση των πειραμάτων (Liu and Dobry, 1997).	20
Σχήμα 2.26: Αριστερά (a): Χρονοϊστορία καθιζήσεων. Δεξιά (b): Καθίζηση θεμελίου συναρτήσεως του ανηγμένου βάρους βελτίωσης (Liu and Dobry, 1997).	21
Σχήμα 2.27: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για διάφορα βάθη βελτίωσης (Liu and Dobry, 1997). ..	21
Σχήμα 2.28: Κατανομή υπερπίεσεων πόρων κάτω από τη θεμελίωση με το βάθος τη χρονική στιγμή (a) $t=1$ sec και (b) $t=0.5$ sec (Liu and Dobry, 1997).	22
Σχήμα 2.29: Μέση καθίζηση θεμελίωσης (S_f) προς το πλάτος θεμελίου (B), κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}) από τα πειράματα φυγοκεντριστή και παρατηρήσεις από τους σεισμούς Niigata (1964) και Luzon (1990) (Liu and Dobry, 1997).	23
Σχήμα 2.30: Διατάξεις των δυο πειραμάτων (Adalier et al., 2003).	23
Σχήμα 2.31: Δόνηση στη βάση των δυο πειραμάτων (Adalier et al., 2003).	24
Σχήμα 2.32: Διατάξεις πειραμάτων model 3 και model 4 (Adalier et al., 2003).	24
Σχήμα 2.33: Δόνηση στη βάση των πειραμάτων model 3 και model 4 (Adalier et al., 2003).	24
Σχήμα 2.34: Αθροιστική καθίζηση θεμελίωσης για τις διαδοχικές δονήσεις των διατάξεων με και χωρίς βελτίωση (διατάξεις 4 και 3 αντίστοιχα) (Adalier et al., 2003).	25
Σχήμα 2.35: Πειραματικές διατάξεις με και χωρίς περιμετρικούς τοίχους (Mitrani et al., 2012). ..	26
Σχήμα 2.36: Καθιζήσεις που μετρήθηκαν στα πειράματα WA1P και WA1F (Mitrani et al., 2012). ..	27
Σχήμα 2.37: Χρονοϊστορίες των λόγων υπερπίεσεων πόρων 2.5m από την επιφάνεια στους σεισμούς 2, 3 για τα πειράματα BM1, WA1P και WA1F (Mitrani et al., 2012).	28
Σχήμα 2.38: Επιταχύνσεις στην κατασκευή και υπό αυτήν κατά την διάρκεια του σεισμού 2, για τα πειράματα WA1P και WA1F σε σύγκριση με αυτές του πειράματος βάσης BM1 (Mitrani et al., 2012).	29
Σχήμα 2.39: Όψη πειράματος φυγοκεντριστή (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	30
Σχήμα 2.40: Εισαγόμενη διέγερση (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	30
Σχήμα 2.41: Υπερπίεσεις πόρων (a) κάτω από την κατασκευή για έδαφος με (PPT 106) και χωρίς χαλικοπασσάλους (PPT 013) για βάθος 4.6m από την επιφάνεια και (b) κάτω από την κατασκευή για έδαφος με (PPT 010) και χωρίς χαλικοπασσάλους (PPT 004) για βάθος 2.1m από την επιφάνεια (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	31
Σχήμα 2.42: Ισοΰψεις καμπύλες υπερπίεσεων πόρων στο οριζόντιο επίπεδο στην αρχή της διασποράς, 2.1m κάτω από την επιφάνεια της στρώσης, για έδαφος με χαλικοπασσάλους (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	31
Σχήμα 2.43: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε βάθος 4.6m σε έδαφος χωρίς βελτίωση (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	31
Σχήμα 2.44: Καθιζήσεις κατασκευής σε έδαφος με χαλικοπασσάλους (LVDT D) και χωρίς χαλικοπασσάλους (LVDT ND) (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).	32
Σχήμα 2.45: Πειραματικές διατάξεις που χρησιμοποιήσαν οι Paramasivam et al. (2018).	33
Σχήμα 2.46: Φασματική επιτάχυνση χαρακτηριστικών διεγέρσεων Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).	34
Σχήμα 2.47: Φασματική επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο του πειράματος A-DR κατά τη διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).	34

Σχήμα 2.48: Χρονοϊστορίες των καθιζήσεων και των υπερπιέσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο μετρούμενες σε διαφορετικά βάθη στα τρία πειράματα κατά την διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).....	35
Σχήμα 2.49: Χρονοϊστορίες των καθιζήσεων και των υπερπιέσεων πόρων κάτω από το κέντρο και το άκρο θεμελιώσεων, στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κατά την διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).....	36
Σχήμα 3.1: Μη πεπλεγμένη διαδικασία υπολογισμού τάσεων που χρησιμοποιείται στον κώδικα FLAC.....	38
Σχήμα 3.2: Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο p-q και η προβολή τους στο επίπεδο π. ..	40
Σχήμα 3.3: Διάταξη_1 καννάβου αριθμητικών αναλύσεων, προς χρήση για θεμέλια πλάτους 2 και 5m	41
Σχήμα 3.4: Διάταξη_2 καννάβου αριθμητικών αναλύσεων, προς χρήση για θεμέλια πλάτους 10 και 20m	41
Σχήμα 3.5: Χρονοϊστορία επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στη διέγερση αναφοράς.	42
Σχήμα 3.6: Προσομοίωμα με οριζόντια καλώδια (Tied Nodes) ως συνθήκες στήριξης.	42
Σχήμα 3.7: Επιβαλλόμενο τριγωνικό φορτίο για την προσομοίωση της εκκεντρότητας $e = B/6$	43
Σχήμα 3.8: Επιβαλλόμενο τραπεζοειδές φορτίο για την προσομοίωση της εκκεντρότητας $e = B/12$	43
Σχήμα 3.9: Κάνναβος προσομοίωσης που αποτυπώνεται η θέση τοποθέτησης των σειρών στραγγιστηρίων εκατέρωθεν του θεμελίου με πλάτος $B = 5m$	44
Σχήμα 3.10: Κάνναβος προσομοίωσης που αποτυπώνεται η θέση τοποθέτησης των τοιχίων σκυροδέματος εκατέρωθεν του θεμελίου με πλάτος $B = 5m$	45
Σχήμα 4.1: Σκαρίφημα καννάβου για θεμέλιο $B = 5m$ με τις θέσεις ελέγχου των παραμέτρων του προβλήματος.	47
Σχήμα 4.2: Σκαρίφημα καννάβου για θεμέλιο $B = 20m$ με τις θέσεις ελέγχου των παραμέτρων του προβλήματος.	47
Σχήμα 4.3: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για ελεύθερο πεδίο.	49
Σχήμα 4.4: Παραμορφωμένος κάνναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα γ για θεμέλιο πλάτους $B = 5m$	50
Σχήμα 4.5: Παραμορφωμένος κάνναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα γ για θεμέλιο πλάτους $B = 20m$	50
Σχήμα 4.6: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5$ και $20m$ για τη διέγερση αναφοράς.....	51
Σχήμα 4.7: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5m$	51
Σχήμα 4.8: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20m$	51
Σχήμα 4.9: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5m$	52
Σχήμα 4.10: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20m$	52
Σχήμα 4.11: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης με πλάτος (α) $B = 5m$ αριστερά και (β) $B = 20m$ (δεξιά).....	53
Σχήμα 4.12: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπιέσεων πόρων στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 5m$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).	54

Σχήμα 4.13: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπιέσεων πόρων στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).....	54
Σχήμα 4.14: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης σε 2 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο (αριστερά) και κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης με πλάτος $B = 5\text{m}$ (κέντρο) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά).	55
Σχήμα 4.15: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).	55
Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).	56
Σχήμα 4.17: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση με $e = B/6$	56
Σχήμα 4.18: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση με $e = B/12$	56
Σχήμα 4.19: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5$ και 20m	57
Σχήμα 4.20: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίων πλάτους $B = 5$ και 20m	57
Σχήμα 4.21: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.....	58
Σχήμα 4.22: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.....	58
Σχήμα 4.23: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.....	58
Σχήμα 4.24: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.....	59
Σχήμα 4.25: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτος $(\alpha) B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $(\beta) B = 20\text{m}$ (δεξιά).	59
Σχήμα 4.26: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης σε 2 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο (αριστερά) και κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτος $B = 5\text{m}$ (κέντρο) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά) στα οποία ασκείται έκκεντρη φόρτιση.....	60
Σχήμα 4.27: Καθιζήσεις θεμελίων για μεταβολή των χαρακτηριστικών της διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) δεσπόζουσα περίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για το ελεύθερο πεδίο (FF) και για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m	61
Σχήμα 4.28: Μέσες καθιζήσεις για κεντρικά και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m για την ανάλυση αναφοράς.	62
Σχήμα 4.29: Γωνία στροφής για κεντρικά και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m για την ανάλυση αναφοράς.	62
Σχήμα 4.30: Επίδραση a_{\max} στις καθιζήσεις κεντρικά φορτισμένων θεμελίων με πλάτη $B = 2\text{m}$, 5m , 10m , 20m , για διεγέρσεις με $T_e = 0.35\text{s}$ και $N = 14$	63
Σχήμα 4.31: Επίδραση φορτίου κατασκευής στις καθιζήσεις κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$, για την ανάλυση αναφοράς.....	64
Σχήμα 4.32: Συσχέτιση καθιζήσεων κεντρικά φορτιζόμενων θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m με: (α) το μέσο συντελεστή έναντι ρευστοποίησης F_{S1} (αριστερά) και (β) το δείκτη δυναμικού ρευστοποίησης I_L (δεξιά). Αποτελέσματα για φορτίο $q = 100\text{kPa}$	65

Σχήμα 5.1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g, T_e=0.35sec, N=14$).....	69
Σχήμα 5.2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g, T_e=0.35sec, N=14$).....	70
Σχήμα 5.3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$) και περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains).....	70
Σχήμα 5.4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	71
Σχήμα 5.5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	71
Σχήμα 5.6: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	72
Σχήμα 5.7: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	72
Σχήμα 5.8: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ (αριστερά) και $B = 20m$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	73
Σχήμα 5.9: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	74
Σχήμα 5.10: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	74
Σχήμα 5.11: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g, T_e=0.35sec, N=14$).....	75
Σχήμα 5.12: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g, T_e=0.35sec, N=14$).....	75
Σχήμα 5.13: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5m$ και $20m$ υπό έκκεντρη φόρτιση, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$) και περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains), για τη διέγερση αναφοράς.....	76
Σχήμα 5.14: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίων πλάτους $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	76
Σχήμα 5.15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/6$).	77
Σχήμα 5.16: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/12$).	77

Σχήμα 5.17: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	77
Σχήμα 5.18: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).....	78
Σχήμα 5.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτισμένου θεμελίου, με πλάτος (α) $B = 5m$ αριστερά και (β) $B = 20m$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	78
Σχήμα 5.20: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη υπό το κέντρο έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων πλάτους $B = 5m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	79
Σχήμα 5.21: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη υπό το κέντρο έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων πλάτους $B = 20m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	79
Σχήμα 5.22: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	80
Σχήμα 5.23: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	80
Σχήμα 5.24: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$) και στραγγιστηρίων σε όλο το μήκος της θεμελίωσης (Drains full).....	81
Σχήμα 5.25: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	81
Σχήμα 5.26: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	82
Σχήμα 5.27: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	82
Σχήμα 5.28: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	82
Σχήμα 5.29: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ (αριστερά) και $B = 20m$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος της θεμελίωσης (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	83
Σχήμα 5.30: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	84
Σχήμα 5.31: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	84
Σχήμα 5.32: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	85

Σχήμα 5.33: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	85
Σχήμα 5.34: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	86
Σχήμα 5.35: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίων πλάτους $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος των θεμελιώσεων (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.	86
Σχήμα 5.36: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	87
Σχήμα 5.37: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	87
Σχήμα 5.38: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	87
Σχήμα 5.39: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).....	88
Σχήμα 5.40: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ (αριστερά) και $B = 20m$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.....	88
Σχήμα 5.41: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.	89
Σχήμα 5.42: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20m$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.	89
Σχήμα 5.43: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5m$, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).....	91
Σχήμα 5.44: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20m$, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).....	91
Σχήμα 5.45: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).....	92
Σχήμα 5.46: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).....	92
Σχήμα 5.47: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5m$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).....	93

Σχήμα 5.48: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	93
Σχήμα 5.49: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains mid), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	94
Σχήμα 5.50: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains mid), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	94
Σχήμα 5.51: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	95
Σχήμα 5.52: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	95
Σχήμα 5.53: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για «πυκνά» στραγγιστήρια (Drains-mid+), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	96
Σχήμα 5.54: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	97
Σχήμα 5.55: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	98
Σχήμα 5.56: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	98
Σχήμα 5.57: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	99
Σχήμα 5.58: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για κάρναβο στραγγιστηρίων (DrainsFull), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	99
Σχήμα 5.59: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για κάρναβο στραγγιστηρίων (DrainsFull), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k \cdot 1000$).....	99
Σχήμα 5.60: Απόδοση διαφορετικών διατάξεων πλαστικών στραγγιστηρίων στη μείωση της μέσης καθίζησης θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m υπό αρμονικές διεγέρσεις με $a_{\max} = 0.10 - 0.40g$, $T_e = 0.10 - 0.40\text{sec}$ και αριθμό κύκλων διέγερσης $N_{\text{cycle}} = 7 - 19$	101
Σχήμα 6.1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).....	104

Σχήμα 6.2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	105
Σχήμα 6.3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall).	105
Σχήμα 6.4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall).	106
Σχήμα 6.5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall).	106
Σχήμα 6.6: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).	107
Σχήμα 6.7: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).	107
Σχήμα 6.8: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$ (αριστερά) και $B = 20m$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.....	108
Σχήμα 6.9: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5m$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.....	109
Σχήμα 6.10: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20m$), για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.	109
Σχήμα 6.11: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	110
Σχήμα 6.12: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).....	110
Σχήμα 6.13: Σύγκριση χρονοϊστοριών μέσω καθιζήσεων για έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall) για τη διέγερση αναφοράς.	110
Σχήμα 6.14: Σύγκριση χρονοϊστοριών στροφής έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων με πλάτη $B = 5m$ και $20m$, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall) για τη διέγερση αναφοράς.	111
Σχήμα 6.15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/6$).....	111
Σχήμα 6.16: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/12$).	111
Σχήμα 6.17: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο ($e = B/6$) θεμέλιο πλάτους $B = 5m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).	112

Σχήμα 6.18: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο ($e=B/12$) θεμέλιο πλάτους $B = 20m$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).	112
Σχήμα 6.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου με $B = 5m$ (αριστερά) και $B = 20m$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.....	113
Σχήμα 6.20: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/6$) θεμελίου με $B = 5m$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.	114
Σχήμα 6.21: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/12$) θεμελίου με $B = 20m$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.	114
Σχήμα 6.22: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5m$, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).	116
Σχήμα 6.23: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20m$, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).	116
Σχήμα 6.24: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).....	117
Σχήμα 6.25: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).....	117
Σχήμα 6.26: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5m$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp)..	118
Σχήμα 6.27: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20m$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp)..	118
Σχήμα 6.28: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5m$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).	119
Σχήμα 6.29: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20m$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).	119
Σχήμα 6.30: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).....	120
Σχήμα 6.31: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20m$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).....	120
Σχήμα 6.32: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5m$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).	120

Σχήμα 6.33: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).....121

Σχήμα 6.34: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων βάθους 5m (5m Soilmixing) και 8m (8m Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).....121

Σχήμα 6.35: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων βάθους 5m (5m Soilmixing) και 8m (8m Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).....122

Σχήμα 6.36: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά τοιχία εύτητου γεωϋλικού πλήρους βάθους (ClayWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).....123

Σχήμα 6.37: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά τοιχία εύτητου γεωϋλικού πλήρους βάθους (ClayWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).....123

Σχήμα 6.38: Απόδοση περιμετρικών τοιχίων διαφορετικού τύπου (RetWall – Soilmixing – ClayWall) και διαφορετικού βάθους (5m Soilmixing – 8m Soilmixing) στη μείωση της μέσης καθίζησης θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m υπό αρμονικές διεγέρσεις με $a_{\max} = 0.10 - 0.40g$, $T_e = 0.10 - 0.40\text{sec}$ και αριθμό κύκλων διέγερσης $N_{\text{cycle}} = 7 - 19$125

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1: Τα μοντέλα που εξετάστηκαν από τους Yoshimi & Tokimatsu (1977).	4
Πίνακας 2.2: Ονομασία και κυριότερα χαρακτηριστικά των πειραμάτων των Dashti et al. (2010).16	
Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά πειραμάτων σειράς C (Liu and Dobry, 1997).	20
Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά σειράς G και αποτελέσματα καθιζήσεων (Liu and Dobry, 1997).....	21
Πίνακας 2.5: Ιδιότητες της στρώσης άμμου που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (Mitrani et al., 2012).	26
Πίνακας 2.6: Ιδιότητες άμμου Hostun S28 που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (Mitrani et al., 2012).	26
Πίνακας 2.7: Λεπτομέρειες των σεισμών των πειραμάτων (Mitrani et al., 2012).....	26
Πίνακας 2.8: Ιδιότητες των σεισμικών διεγέρσεων που μετρήθηκαν στην βάση του πειράματος (Paramasivam et al., 2018).	34
Πίνακας 4.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων απόκρισης θεμελίων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος.....	48
Πίνακας 4.2: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων για το ελεύθερο πεδίο (FF).	49
Πίνακας 5.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων κεφαλαίου 5.	67
Πίνακας 5.2 (συνέχεια): Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων κεφαλαίου 5.....	68
Πίνακας 6.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων Κεφαλαίου 6.....	103
Πίνακας 6.2 (συνέχεια): Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων Κεφαλαίου 6.....	104

Περίληψη

Η σεισμική ρευστοποίηση στο έδαφος νέων κατασκευών αποτρέπεται ευχερώς με πλήθος υπάρχουσών μεθόδων βελτίωσης του εδάφους, πριν την κατασκευή της ανωδομής. Όμως, η συντριπτική πλειονότητα αυτών των μεθόδων δεν μπορεί να εφαρμοστεί για την αποτροπή του φαινομένου στο έδαφος θεμελίωσης υφιστάμενων κατασκευών, που κατασκευάστηκαν (πλησίον θαλασσών, ποταμών και λιμνών κυρίως σε περασμένες δεκαετίες) χωρίς καμία σχετική μέριμνα. Συνεπώς αποτελεί ανάγκη να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα των λίγων υπάρχουσών μεθόδων βελτίωσης του εδάφους που μπορούν να εφαρμοστούν σε τέτοιες κατασκευές.

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι η αριθμητική διερεύνηση της αποτελεσματικότητας τέτοιων μεθόδων βελτίωσης εδάφους στη σεισμική απόκριση επιφανειακών επιμήκων θεμελίων σε επίπεδο έδαφος. Έτσι, με αφετηρία την περίπτωση μη ύπαρξης εδαφικής βελτίωσης, πραγματοποιείται διερεύνηση της αποτελεσματικότητας κάθε μεθόδου ξεχωριστά, με έμφαση στη συσσώρευση καθιζήσεων και στροφών. Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν πλήρως συζευγμένες μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για επίπεδη ρευστοποιήσιμη εδαφική στρώση πάχους 10m, η οποία υποβλήθηκε σε 7 διαφορετικές αρμονικές διεγέρσεις. Οι αναλύσεις εκτελέστηκαν με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (λογισμικό FLAC) και το έδαφος προσομοιώνεται με το σοφιστεμένο προσομοίωμα NTUA-SAND. Στην επιφάνεια της στρώσης θεωρήθηκαν λωριδωτές θεμελιώσεις διαφορετικού πλάτους B (5m και 20m) και διαφορετικά φορτία ανωδομής q, που επιβάλλονται τόσο κεντρικά όσο και έκκεντρα. Από τις αριθμητικές αναλύσεις προκύπτουν τα παρακάτω συμπεράσματα για την απόκριση θεμελίων σε ρευστοποιήσιμη εδαφική στρώση:

- Οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u είναι χαμηλότερες σε θέσεις κάτω από το θεμέλιο, συγκριτικά με ό,τι παρατηρείται στο ίδιο βάθος σε παρακείμενες θέσεις εκτός της κάτοψης του θεμελίου.
- Η αύξηση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} , της δεσπόζουσας περιόδου της δόνησης T_e και του αριθμού κύκλων διέγερσης αυξάνουν σχεδόν γραμμικά τις καθιζήσεις των θεμελίων.
- Υπό έκκεντρη φόρτιση του θεμελίου, οι μέσες καθιζήσεις εμφανίζονται ίδιες ή λίγο μικρότερες από εκείνες για τα θεμέλια ίδιου μέσου (κεντρικού) φορτίου q, ενώ συσσωρεύεται και στρόφη προς την πλευρά που επιβάλλεται το έκκεντρο φορτίο.

Στην συνέχεια, εξετάστηκε η απόκριση επιφανειακών θεμελίων μετά την τοποθέτηση πλαστικών στραγγιστηρίων ως μέτρο αποτροπής του φαινομένου της ρευστοποίησης. Διερευνήθηκαν 4 πιθανές διατάξεις τοποθέτησης στραγγιστηρίων κάτω και περιμετρικά των υφιστάμενων κατασκευών, που όλες έφταναν σε βάθος μέχρι το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης. Από τις αριθμητικές αναλύσεις αυτές προέκυψε ότι:

- Η τοποθέτηση περιμετρικών στραγγιστηρίων με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης απομειώνει σε μικρό βαθμό (16%) τις σεισμικές καθιζήσεις, και αυτό ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης.

- Η τοποθέτηση μίας επιπλέον σειράς στραγγιστηρίων στη μέση της κάτοψης αυξάνει την αποτελεσματικότητα της βελτίωσης (μείωση κατά 30%), αλλά κυρίως για το στενό θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$. Το πλατύ θεμέλιο ($B = 20\text{m}$) χρειάζεται επιπλέον σειρές που αν τοποθετηθούν μπορούν να αυξήσουν ελαφρώς την αποτελεσματικότητα (μείωση καθιζήσεων κατά 47%).
- Η τοποθέτηση καννάβου στραγγιστηρίων κάτω από όλη την κάτοψη της θεμελίωσης οδηγεί σε σημαντική μείωση (68%) των συνολικών καθιζήσεων, η οποία μάλιστα είναι συστηματικά μεγαλύτερη για $B = 20\text{m}$. Αλλά αυτό δεν είναι εύκολο να υλοποιηθεί σε υφιστάμενες κατασκευές.
- Για έκκεντρη φόρτιση των θεμελίων η αποτελεσματικότητα των πλαστικών στραγγιστηρίων σε όρους μέσων καθιζήσεων είναι αντίστοιχη με ό,τι ισχύει για κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια, όμως προκύπτει αύξηση της στροφής.

Τέλος, διερευνήθηκε η απόκριση επιφανειακών θεμελίων μετά την τοποθέτηση 2 διαφορετικών τύπων περιμετρικών τοιχίων, με διαφορετικά βάθη ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, ως μέτρο αποτροπής των επιπτώσεων της ρευστοποίησης στα θεμέλια. Από τις αναλύσεις προκύπτουν τα εξής γενικά συμπεράσματα:

- Η τοποθέτηση περιμετρικών τοιχίων σημαντικής αντοχής και στιβαρότητας σε όλο το βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης, μηδενίζει την ανάπτυξη των καθιζήσεων και στροφών και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης.
- Αν τα περιμετρικά τοιχία φτάνουν μέχρι ένα βάθος, αλλά όχι έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, τότε οι καθιζήσεις δεν μηδενίζονται, αλλά απλά μειώνονται ελαφρώς (κατά 24% και κατά 50% για τοιχία βάθους 5m και 8m σε ρευστοποιήσιμη στρώση πάχους 10m).

Abstract

Seismic liquefaction of soils underneath new structures can be effectively mitigated via existing widely applied ground improvement methods, which are implemented before the construction of the superstructure. The vast majority of these methods cannot be implemented to existing structures (near the shores of seas, rivers or lakes), which were built mainly during previous decades without considering liquefaction as a potential geohazard. Thus, there is a need to study the effectiveness of the few existing liquefaction mitigation methods, that can be implemented to existing structures.

The present study aims to predict the effectiveness of such liquefaction mitigation methods, via numerical analyses that focus on the seismic response of elongated structures on level ground. The effectiveness of each method is evaluated by comparing footing settlement and rotation magnitudes before and after ground improvement. Specifically, fully-coupled non-linear dynamic analyses for a 10m thick liquefiable soil layer were performed, using 7 different harmonic excitations. These analyses were performed with the Finite Difference Method (FLAC) in which the soil is simulated with the sophisticated constitutive model NTUA-SAND. The analyses considered surface strip footings with different widths B (5m and 20m) bearing different superstructure loads q , which are applied with and without eccentricity. The results of the numerical analyses lead to the following general conclusions about footing response resting on a liquefiable layer:

- The excess pore pressure ratio r_u values beneath structures are lower than those at the same depth in adjacent positions away from the structure.
- An increase to the peak acceleration a_{max} , the predominant period T_e and the number of cycles N_{cycle} of the seismic excitation lead to an approximately linear increase of settlements.
- Under eccentric footing loading, the accumulated average settlements are the same or slightly reduced in comparison to those that appear for a centrically loaded footing with the same average load q , while producing footing rotation to the side that the eccentric load is applied.

Subsequently, the response of strip footings after application of rows of prefabricated drains as a mitigation method. Four (4) different drain configurations were examined. In each configuration the drains were placed beneath and at the perimeter of the footing, while their depth covered the whole thickness of the liquefiable soil layer. The results of the numerical analyses show that:

- Drains at the perimeter of the footing reduce the seismic settlements only by 16%, regardless of the excitation characteristics.
- Adding an extra row of drains at the center of the footing increases the effectiveness of the mitigation (30% decrease), especially for the narrow footing with $B = 5m$. In the case of the wide footing ($B = 20m$) additional intermediate rows of drains are required, so that the effectiveness can be slightly increased (47% settlement decrease).

- Implementing a mesh of drains beneath the whole footing results in significant reduction (68%) of settlements, which is greater in the case of the wide footing. However, this cannot be implemented underneath existing structures.
- Under eccentric footing loading, the effectiveness of prefabricated drains appears to be equivalent to that of central footing loading. However, the footing rotation increases.

Finally, an investigation of the response of strip footings after the implementation of 2 different type walls at their perimeter, that have different depths with respect to the depth of the liquefiable layer, as a mitigation measure of the effects of liquefaction on the footings. From these analyses, the following were concluded:

- Perimetric walls with significant strength and stiffness, that reach the depth of the liquefiable soil layer, nullifies settlements and rotations, regardless of the excitation characteristics and for all footing widths.
- If the perimetric walls do not reach the depth of the whole of the liquefiable soil layer, the settlements do not nullify, but only reduce slightly (by 24% and 50% for 5m and 8m wall depth, respectively, for a 10m thick liquefiable soil layer)

1. Εισαγωγή

1.1. Αντικείμενο

Η ρευστοποίηση του εδάφους λόγω σεισμού είναι ένα πρόβλημα που καλείται να αντιμετωπίσει ο γεωτεχνικός μηχανικός σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας που αποτελούνται από κορεσμένες στρώσεις χαλαρών λεπτόκοκκων άμμων. Το φαινόμενο σχετίζεται με την αύξηση των υπερπείσεων πόρων και τη σχεδόν ολοκληρωτική απώλεια της διατμητικής αντοχής του εδάφους, μέσα σε λίγα δευτερόλεπτα που διαρκεί μια σεισμική διέγερση. Εμφανίζεται με ιδιαίτερη ένταση σε περιοχές κοντά σε ποτάμια, λίμνες και θαλάσσια μέτωπα, όπου εντοπίζεται μεγάλο μέρος της οικονομικής δραστηριότητας και της οικιστικής ανάπτυξης. Συνεπώς, σε κάθε μεγάλο σεισμό παγκοσμίως προκύπτουν καταστροφικά αποτελέσματα για τις υπάρχουσες υποδομές λόγω ρευστοποίησης.

Ο σχεδιασμός νέων υποδομών έναντι σεισμικής ρευστοποίησης συνήθως περιλαμβάνει τη βελτίωση του εδάφους πριν την κατασκευή με κάποια από πολλές υπάρχουσες τεχνικές. Όμως, καθώς η ρευστοποίηση του εδάφους άρχισε να λαμβάνεται διεθνώς υπόψη στο σχεδιασμό μετά τη δεκαετία του 1980, πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές βρίσκονται θεμελιωμένες επί ρευστοποιήσιμου εδάφους χωρίς να έχει ληφθεί καμία μέριμνα. Το πρόβλημα είναι ότι η μεγάλη πλειονότητα των υπαρχουσών τεχνικών βελτίωσης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης δεν μπορούν να εφαρμοστούν σε υφιστάμενες κατασκευές (π.χ. οι δυναμικές ή δονητικές μέθοδοι συμπίκνωσης του εδάφους). Συνεπώς, υπάρχει ανάγκη εύρεσης μιας τεχνικής αποτροπής της ρευστοποίησης που να μπορεί να εφαρμοστεί ευχερώς σε υφιστάμενες κατασκευές.

Η παρούσα εργασία έχει σκοπό να προσδιορίσει την αποτελεσματικότητα δύο τέτοιων τεχνικών βελτίωσης του εδάφους έναντι ρευστοποίησης, δηλαδή της τοποθέτησης στραγγιστηρίων ή τοιχίων περιμετρικά των υφιστάμενων θεμελίων που είναι τοποθετημένα απευθείας σε ρευστοποιήσιμο επίπεδο έδαφος. Η διερεύνηση έγινε υπολογιστικά με θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης και περιλαμβάνει 185 αριθμητικές πλήρως συζευγμένες, μη-γραμμικές 2D αναλύσεις σεισμικής απόκρισης του εδάφους.

1.2. Διάρθρωση εργασίας

Η παρούσα εργασία αποτελείται από 7 Κεφάλαια. Πιο συγκεκριμένα, στο **Κεφάλαιο 1** παρουσιάζεται συνοπτικά το αντικείμενο και η διάρθρωση της εργασίας. Στην συνέχεια, στο **Κεφάλαιο 2**, παρατίθεται η βιβλιογραφική έρευνα που αφορά το φαινόμενο της ρευστοποίησης σε επιφανειακά θεμέλια, καθώς και τις μεθόδους βελτίωσης του εδάφους έναντι του φαινομένου αυτού. Στο **Κεφάλαιο 3** γίνεται αναλυτική περιγραφή του υπολογιστικού κώδικα FLAC (Itasca Inc 2011) που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων διαφορών που εκτελέστηκαν εδώ. Συγκεκριμένα, δίνονται στοιχεία για τις υπολογιστικές δυνατότητες του κώδικα, ενώ περιγράφεται συνοπτικά η αριθμητική μεθοδολογία που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση της απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος πριν και μετά την τοποθέτηση μέτρων βελτίωσης. Δηλαδή τα πρώτα 3 Κεφάλαια περιγράφουν αναλυτικά το πρόβλη-

μα που μελετάται, τι δεδομένα υπάρχουν γι' αυτό με βάση τη βιβλιογραφία, ενώ δίνονται στοιχεία για την αριθμητική μεθοδολογία που ακολουθείται.

Στη συνέχεια, στο **Κεφάλαιο 4** γίνεται αναλυτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, για την απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, μελετώντας διαφορετικά πλάτη θεμελίωσης και φορτία ανωδομής (κεντρικά και έκκεντρα). Οι αναλύσεις αυτές κατοχυρώνουν την απόκριση αναφοράς, που καλούνται να βελτιώσουν οι 2 διαφορετικές μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους στα επόμενα Κεφάλαια.

Συγκεκριμένα, στο **Κεφάλαιο 5** παρουσιάζονται εκτενώς τα αποτελέσματα των αναλύσεων που αφορούν την απόκριση επιφανειακών θεμελίων μετά την τοποθέτηση σειρών στραγγιστηρίων ως μέτρο αποτροπής της ρευστοποίησης. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκαν 4 πιθανά σενάρια θέσεων τοποθέτησης στραγγιστηρίων κάτω και περιμετρικά των υφιστάμενων κατασκευών, που όλα έφταναν σε βάθος μέχρι το τέλος της ρευστοποίησης στρώσης.

Στη συνέχεια, στο **Κεφάλαιο 6** γίνεται αναλυτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για την διερεύνηση της απόκρισης επιφανειακών θεμελίων μετά την τοποθέτηση 2 διαφορετικών τύπων περιμετρικών τοιχίων, με διάφορα βάθη ως προς το πάχος της ρευστοποίησης στρώσης, ως μέτρο αποτροπής των επιπτώσεων της ρευστοποίησης στις θεμελιώσεις.

Στο τέλος, στο **Κεφάλαιο 7** εξάγονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα από την παρούσα εργασία, ενώ γίνονται και προτάσεις για μελλοντική έρευνα επί του συγκεκριμένου αντικειμένου.

2. Βιβλιογραφική Επισκόπηση

2.1. Εισαγωγή

Στο εν λόγω κεφάλαιο γίνεται μία βιβλιογραφική αναδρομή σε πρόσφατες δημοσιευμένες έρευνες σχετικά με επιφανειακές θεμελιώσεις σε περιοχές με έντονα φαινόμενα ρευστοποίησης. Ειδικότερα, παρουσιάζονται δημοσιευμένες μεθοδολογίες για τις εκτιμήσεις των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιημένα εδάφη και το σχεδιασμό τους, καθώς επίσης και των διαθέσιμων σήμερα μεθόδων βελτίωσης εδάφους με σκοπό τον περιορισμό ή ακόμα και την αποτροπή της εκδήλωσης του φαινομένου.

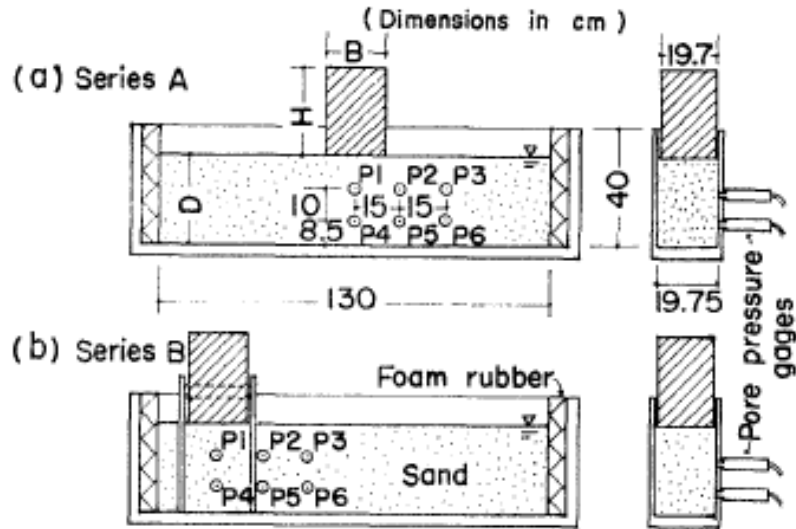
2.2. Επιφανειακές θεμελιώσεις σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Η ρευστοποίηση χαλαρών μη-συνεκτικών κορεσμένων εδαφικών στρώσεων είναι από τους σημαντικότερους κινδύνους για την κτιριακή υποδομή, στο βαθμό που δεν έχει εντοπιστεί και αντιμετωπιστεί αποτελεσματικά κατά τη μελέτη τους. Ο λόγος είναι ότι μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές αστοχίες. Ακόμα και αν η θεμελίωση κτιρίων που εδράζονται σε ρευστοποιημένες στρώσεις δεν αστοχήσει (όταν η φέρουσα ικανότητα του ρευστοποιημένου εδάφους συνεχίζει να είναι μεγαλύτερη από τα φορτία της κατασκευής), αναμένονται μεγάλες καθιζήσεις λόγω της ρευστοποίησης των υποκείμενων εδαφικών στρώσεων. Ανατρέχοντας στη βιβλιογραφία για την εκτίμηση των σεισμικών μετακινήσεων λόγω ρευστοποίησης, υπάρχουν αρκετές δημοσιεύσεις που εστιάζουν στην αναγνώριση των μηχανισμών που οδηγούν σε αυτές.

Οι Yoshimi & Tokimatsu (1977) προκειμένου να προσδιορίσουν τους παράγοντες που επηρεάζουν τις καθιζήσεις προβήκαν σε μια σειρά πειραμάτων μικρής κλίμακας, στα οποία άκαμπτες κατασκευές τοποθετούνται πάνω σε κορεσμένη άμμο και στην συνέχεια συγκρίνονται με τις καταγραφές από καθιζήσεις κτιρίων στον σεισμό της Niigata το 1964.

Για την εκτέλεση των πειραμάτων, όπως βλέπουμε και στο **Σχήμα 2.1**, τοποθετήθηκε κορεσμένη άμμος εντός ενός δοχείου μήκους 140cm, 19.75cm πλάτους και 40cm βάθους, τα πλευρικά τοιχώματα του οποίου ήταν κατασκευασμένα από διαφανείς πλαστικές πλάκες πάχους 1.8cm. Στη βάση του δοχείου δημιουργήθηκε μια στρώση από χονδρόκοκκη άμμο προκειμένου να μην επιτρέπεται η σχετική ολίσθηση μεταξύ του εδάφους και του δοχείου, ενώ τοποθετήθηκε αφρός πάχους 5cm και στα δυο πλευρικά τοιχώματα, ώστε να παρεμποδίζεται η διατμητική παραμόρφωση της άμμου κατά την διάρκεια της δόνησης. Η επιφανειακή κατασκευή ήταν κατασκευασμένη από μέταλλο ή σκυρόδεμα και είχε άκαμπτη και τραχεία βάση. Προκειμένου να εξασφαλιστούν οι συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης είχε κρατηθεί επαρκής απόσταση μεταξύ της κατασκευής και των πλευρικών τοιχωμάτων, ενώ το μέγεθος και το βάρος των μοντέλων κατασκευής δίνεται στον **Πίνακα 2.1**. Επιπροσθέτως, οι ερευνητές προσπάθησαν να εκτιμήσουν την βελτίωση που θα δημιουργούσε ένα ζεύγος άκαμπτων τοιχωμάτων αν τοποθετηθεί στο πλάι της κατασκευής (**Σχήμα 2.1b**, πείραμα Β). Τα τοιχώματα αυτά έχουν πάχος 15mm και αποτελούνται

από ξύλινες σανίδες οι οποίες φτάνουν έως την βάση του δοχείου. Για την καταγραφή των υπερπείσεων τοποθετήθηκαν 6 αισθητήρες σε διαφορετικές θέσεις, ενώ η επιβαλλόμενη επιτάχυνση στη βάση, στην ελεύθερη επιφάνεια και στην κατασκευή καταγράφηκαν από επιταχυνσιόμετρα στις αντίστοιχες θέσεις.



Σχήμα 2.1: Τυπική διάταξη πειραμάτων των Yoshimi & Tokimatsu (1977).

Πίνακας 2.1: Τα μοντέλα που εξετάστηκαν από τους Yoshimi & Tokimatsu (1977).

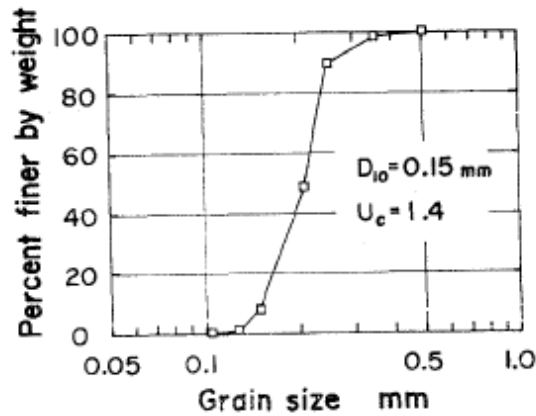
Test series	Test No.	Sand		Structure			Vibration ^{a)}
		Depth <i>D</i> (cm)	Relative density <i>D</i> (%)	Width <i>B</i> (cm)	Height <i>H</i> (cm)	Contact pressure <i>q</i> (t/m ²) ^{b)}	
A	A 0- 1~ 7	30	46~60	(no structure)			<i>s</i>
	A 20- 1~13	30	46~63	20	30	0.20	<i>s</i>
	A 20-14~17	30	29~75	20	30	0.20	<i>s</i>
	A 60- 1~ 5	30	46~56	20	30	0.60	<i>s</i>
B	B 0-1, 2	30	55~63	(no structure)			<i>s</i>
	B 20-1, 2	30	55~63	20	30	0.20	<i>s</i>
C	C 05- 1~ 3	20	48~54	9	5	0.20	<i>s</i>
	C 05- 4	20	48~54	9	5	0.20	<i>c</i>
	C 10- 1, 2	20	48~54	20	10	0.20	<i>s</i>
	C 10- 3	20	48~54	20	10	0.20	<i>c</i>
	C 20- 1, 2	20	48~54	40	20	0.20	<i>s</i>
	C 20- 3	20	48~54	40	20	0.20	<i>c</i>
	C 30- 1, 2	16	48~54	40	20	0.20	<i>c</i>

a) *s* : Vibration stopped when liquefaction first occurred.

c : Vibration continued after liquefaction occurred.

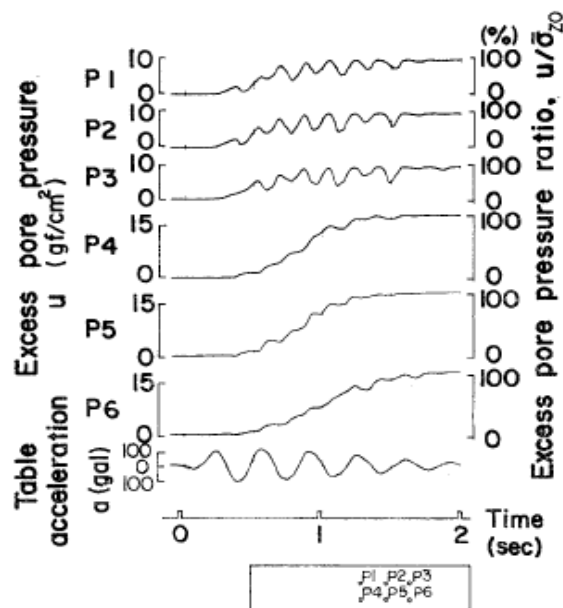
b) 1 t/m²=0.1 kg/cm²=9.81 kN/m²

Στις δοκιμές έγινε χρήση άμμου Τογούρα, με ειδική πυκνότητα στερεών ίση με 2.65 Mg/m³ και την κοκκομετρική διαβάθμιση που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.

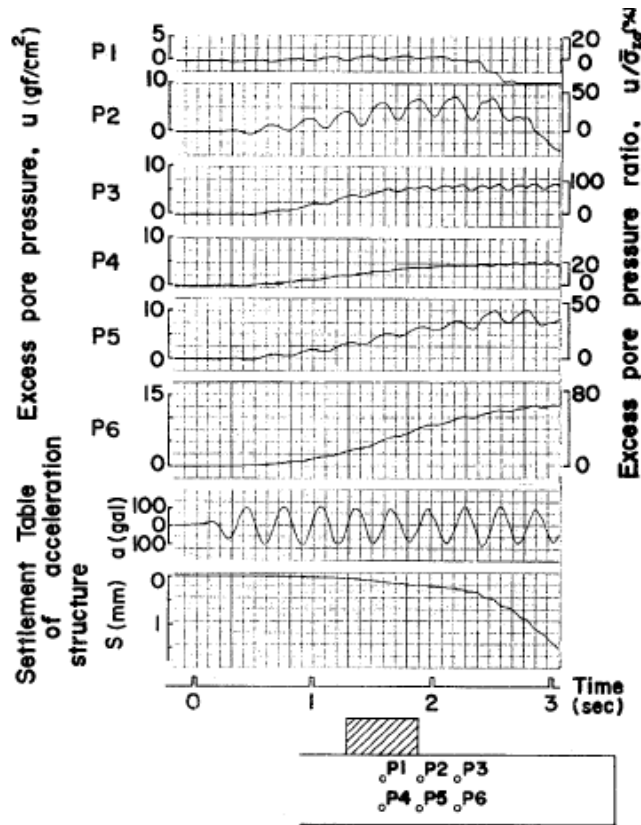


Σχήμα 2.2: Κοκκομετρική διαβάθμιση άμμου Τογουρα που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα των Yoshimi & Tokimatsu (1977).

Οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων του νερού των πόρων στα έξι σημεία που τοποθετήθηκαν μετρητές καθώς επίσης και η επιβαλλόμενη επιτάχυνση παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.3** για την περίπτωση του ελεύθερου πεδίου (χωρίς κατασκευή). Αν και οι πιέσεις του νερού των πόρων ακολουθούν αντίστοιχες διαδρομές σε όλα τα βάθη, κοντά στην επιφάνεια του εδάφους (P1, P2, P3) παρατηρείται μεγαλύτερη διακύμανση από ότι πιο χαμηλά (P4, P5, P6). Στη δεξιά πλευρά του διαγράμματος παρουσιάζεται και ο λόγος υπερπιέσεων του νερού των πόρων (u/σ'_{z0}) ο οποίος φτάνει την τιμή 100%, δηλαδή πλήρη ρευστοποίηση. Στην συνέχεια στο **Σχήμα 2.4** παρουσιάζονται τα αντίστοιχα διαγράμματα για την περίπτωση ύπαρξης κατασκευής, ενώ επιπροσθέτως παρουσιάζεται και η καθίζηση της κατασκευής. Φαίνεται πως οι υπερπιέσεις του νερού των πόρων κάτω από το κέντρο της κατασκευής, στα P1 και P4, είναι μικρότερες από ότι έξω από τα όρια αυτής, ενώ στα P2 και P5 (ακριβώς στο όριο της κατασκευής) οι πιέσεις πόρων αυξάνουν με πιο γρήγορο ρυθμό.

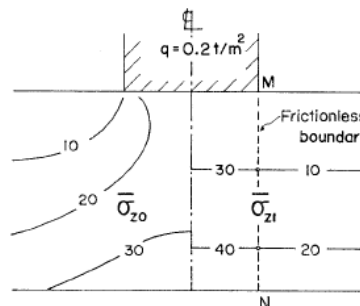


Σχήμα 2.3: Τυπικές χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων πόρων στο εδαφικό μοντέλο χωρίς κατασκευή (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).



Σχήμα 2.4: Τυπικές χρονοϊστορίες των υπερπίεσεων πόρων, των καθιζήσεων της κατασκευής και της επιτάχυνσης για το πείραμα (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

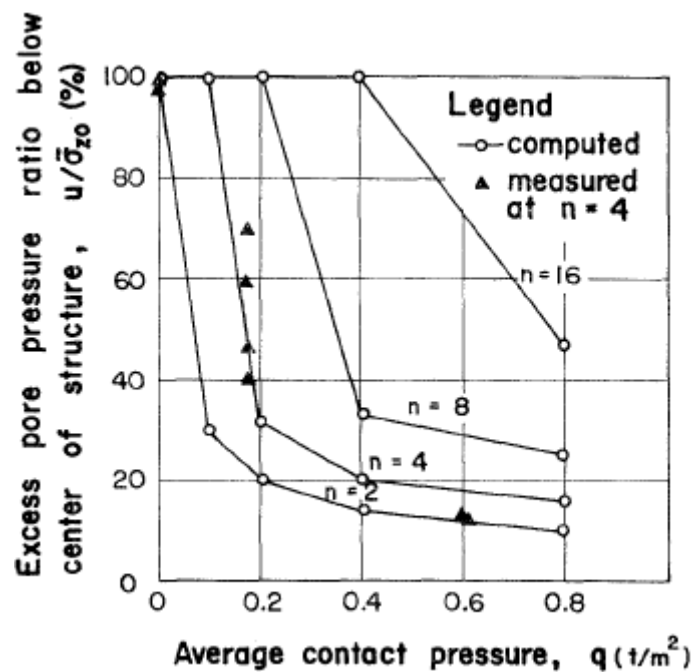
Στο Σχήμα 2.6 παρουσιάζονται οι μέγιστες υπερπίεσεις του νερού των πόρων όπως μετρήθηκαν κατά τα πειράματα, κανονικοποιημένες ως προς τις ενεργές τάσεις σ'_{z0} και σ'_{z1} οι τιμές των οποίων φαίνονται στο Σχήμα 2.5. Σύμφωνα με το Σχήμα 2.6 οι πιέσεις πόρων είναι μικρότερες από το 100% κάτω από την κατασκευή, ενώ έχουμε πλήρη ρευστοποίηση μακριά από την κατασκευή. Από τη συγκριτική αξιολόγηση των πειραμάτων γίνεται φανερό ότι για μεγαλύτερα φορτία κατασκευής μειώνονται οι αναπτυσσόμενες υπερπίεσεις πόρων. Για να γίνει καλύτερα κατανοητό αυτό, στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζονται οι μέγιστοι συντελεστές υπερπίεσεων πόρων κάτω από το κέντρο της κατασκευής (μετρητής P4) συναρτήσεως του μέσου επιβαλλόμενου φορτίου. Επιπροσθέτως, η ύπαρξη των περιμετρικών τοιχίων οδήγησε στην σημαντική μείωση των υπερπίεσεων, πιθανώς εξαιτίας της μείωσης της διατμητικής παραμόρφωσης της άμμου μεταξύ των τοιχίων.



Σχήμα 2.5: Ισοψείς καμπύλες των αρχικών κατακόρυφων ενεργών τάσεων σ'_{z0} και των αναφορικών ενεργών τάσεων σ'_{z1} (σε gf/cm^2) (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

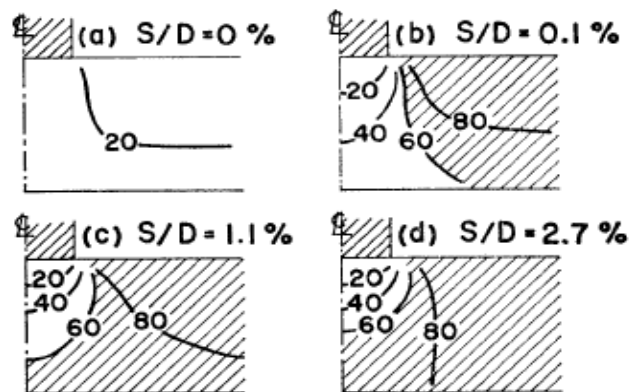
Test	Max. pore pressure	Max. pore pressure ratio		Settlement s (mm)
	u_{max} (gf/cm ²)	$u_{max}/\bar{\sigma}_{z0}$ (%)	$u_{max}/\bar{\sigma}_{z1}$ (%)	
A0				1-3
A20				1-4
A60				0.6-1.5
B0				0.5
B20				0.1-0.4

Σχήμα 2.6: Μέγιστοι λόγοι υπερπίεσεων του νερού των πόρων (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

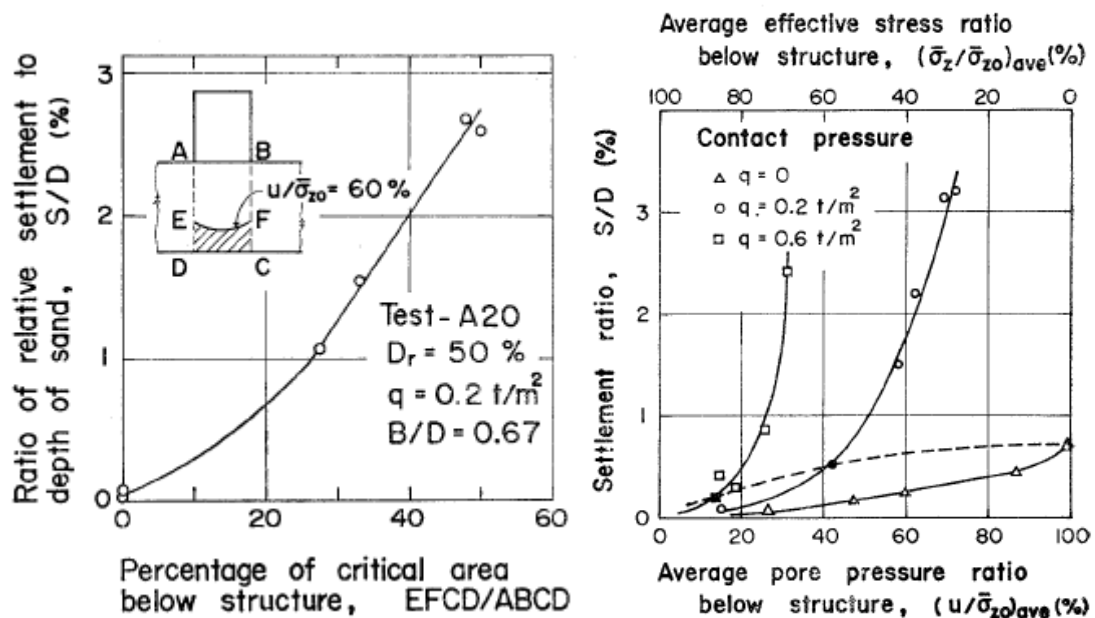


Σχήμα 2.7: Η επιρροή του φορτίου της κατασκευής στο λόγο υπερπίεσης νερού των πόρων (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

Η συσχέτιση της ανάπτυξης πιέσεων πόρων στις καθιζήσεις των κατασκευών απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.8** στο οποίο παρουσιάζονται οι ισοϋψείς του λόγου υπερπιέσεων (u/σ'_{z0}) για τέσσερις διαφορετικές περιπτώσεις του λόγου καθιζήσεων με το πάχος του στρώματος της άμμου (S/D). Οι καθιζήσεις φαίνονται μικρές για τις περιπτώσεις (a) και (b) για τις οποίες ο συντελεστής πιέσεων πόρων της άμμου κάτω από την κατασκευή παραμένει μικρότερος από το 60% για οποιοδήποτε βάθος. Από την άλλη μεριά, οι καθιζήσεις γίνονται αισθητά μεγαλύτερες για τις περιπτώσεις (c) και (d) για τις οποίες η ζώνη του συντελεστή των πιέσεων πόρων ξεπερνάει το 60% ακόμη και κάτω από την κατασκευή. Το ποσοστό 60% ως όριο είναι συμβατό με ό,τι παρατηρείται και σε δοκιμές εδαφικού στοιχείου, όπου η συσσώρευση διατμητικών παραμορφώσεων μεγαλώνει σημαντικά όταν ο λόγος υπερπιέσεων πόρων γίνεται μεγαλύτερος από 0.6.

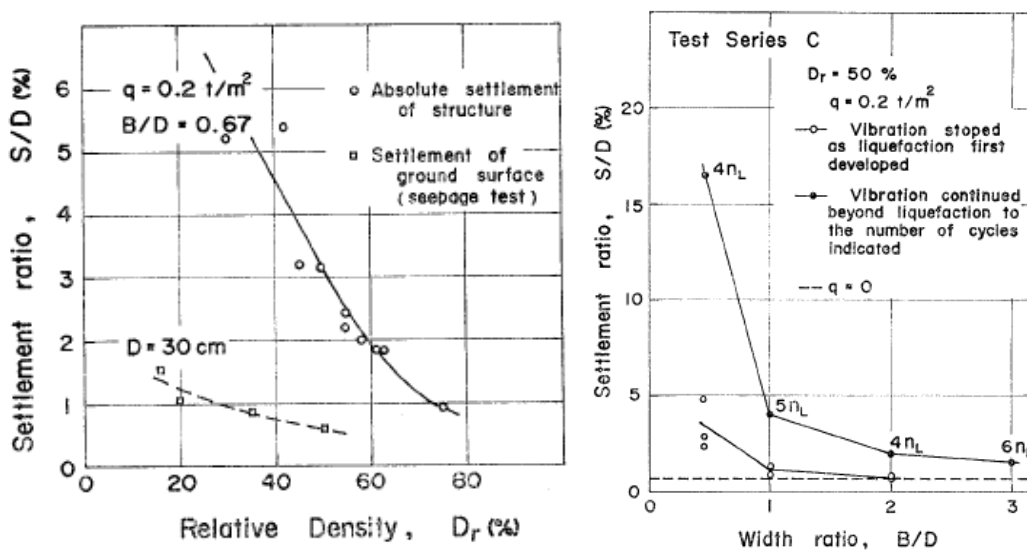


Σχήμα 2.8: Ισοϋψείς του μέγιστου λόγου υπερπιέσεων νερού των πόρων για διάφορες περιπτώσεις λόγου καθιζήσεων πάχους άμμου S/D (%) (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).



Σχήμα 2.9: Αριστερά (α): Επιρροή της ανάπτυξης κρίσιμης περιοχής με υπερπιέσεις πόρων άνω του 60% κάτω από την κατασκευή στις καθιζήσεις. Δεξιά (β): Επιρροή του φορτίου της κατασκευής στις καθιζήσεις (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

Έχοντας κάνει αυτή τη διαπίστωση, οι Yoshimi & Tokimatsu (1977) ονόμασαν κρίσιμη την περιοχή όπου η μέγιστη τιμή του λόγου υπερπίεσης του νερού των πόρων ξεπερνάει το 60% και προσπάθησαν να συσχετίσουν τις καθιζήσεις με το λόγο της επιφάνειας της κρίσιμης περιοχής ως προς τη συνολική επιφάνεια του εδάφους κάτω από το θεμέλιο (**Σχήμα 2.9α**). Με βάση αυτή τη συσχέτιση κατέληξαν πως ο λόγος καθιζήσεων προς το πάχος της εδαφικής στρώσης (S/D) αυξάνει απότομα από την στιγμή που θα εμφανιστεί η κρίσιμη περιοχή κάτω από την κατασκευή. Οι καμπύλες του **Σχήματος 2.9β** αναπαριστούν την επιρροή του φορτίου της κατασκευής στις κανονικοποιημένες καθιζήσεις (S/D) για τη σειρά πειραμάτων A (σχετική πυκνότητα περίπου 50%). Όσο οι καμπύλες τείνουν να γίνουν κατακόρυφες (το φορτίο της κατασκευής αυξάνει και πλησιάζει στη στατική αστοχία), η αύξηση των κανονικοποιημένων καθιζήσεων επέρχεται ακόμα και για χαμηλές τιμές του μέσου λόγου υπερπίεσης πόρων κάτω από το θεμέλιο.

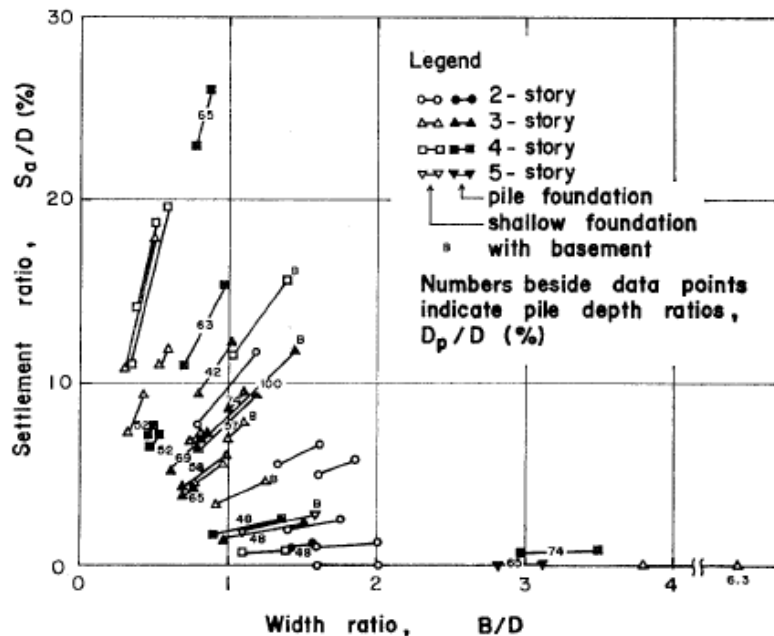


Σχήμα 2.10: Αριστερά (α): Επιρροή της σχετικής πυκνότητας του εδάφους στις καθιζήσεις της κατασκευής λόγω ρευστοποίησης. Δεξιά (β): Η επιρροή του πλάτους της κατασκευής B ως προς το πάχος του ρευστοποιήσιμου στρώματος D στις καθιζήσεις (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

Στο **Σχήμα 2.10α** παρουσιάζεται η επιρροή της σχετικής πυκνότητας D_r του εδάφους στις καθιζήσεις της κατασκευής, όπου φαίνεται ότι οι καθιζήσεις είναι αντιστρόφως ανάλογες της πυκνότητας της άμμου, ενώ συγκριτικά παρουσιάζεται και η καθιζήση της άμμου μετά τη ρευστοποίηση, όπως προσδιορίστηκε από μια σειρά μονοδιάστατων πειραμάτων ροής (Yoshimi et al. 1975). Φαίνεται πως οι καθιζήσεις μιας σχετικώς βαριάς κατασκευής επηρεάζονται περισσότερο από την πυκνότητα της άμμου από ότι οι καθιζήσεις της άμμου σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Όσον αφορά την σχέση μεταξύ του λόγου των καθιζήσεων (S/D) και του λόγου πλάτους κατασκευής ως προς το βάθος της άμμου (B/D) που παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.10β**, είναι φανερό πως οι καθιζήσεις είναι μικρές όταν ο λόγος του πλάτους φτάνει τη μονάδα. Ωστόσο όταν ο λόγος αυτός είναι μικρότερος οι καθιζήσεις αυξάνονται έντονα. Είναι ενδιαφέρον το γεγονός ότι για τιμές του λόγου του πλάτους B/D κοντά στο δυο οι καθιζήσεις της κατασκευής είναι περίπου ίσες με τον λόγο καθιζήσεων της άμμου χωρίς υπερκείμενη κατασκευή.

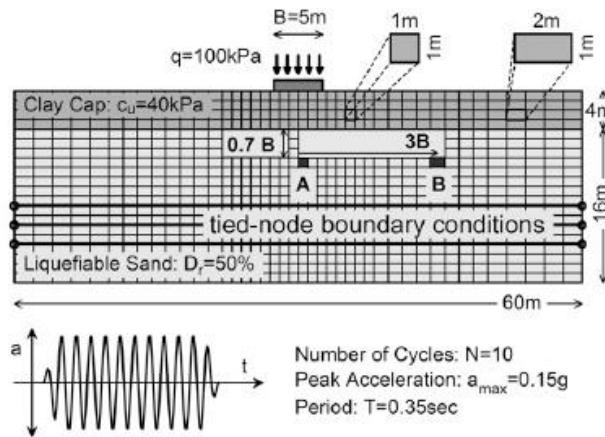
Τέλος στο **Σχήμα 2.11** παρουσιάζεται ο λόγος των μέγιστων καθιζήσεων προς το βάθος της ρευστοποιήσιμης άμμου (S_a/D) έναντι του λόγου του πλάτους του κτιρίου προς το βάθος της ρευστοποιήσιμης άμμου (B/D), με αποτελέσματα τα οποία καταγράφηκαν από υπάρχοντα κτίρια κατά την διάρκεια του σεισμού της Niigata 1964. Συγκρίνοντας με το **Σχήμα 2.10β**, παρατηρείται σύγκλιση των αποτελεσμάτων των πειραμάτων με τις μετρήσεις.



Σχήμα 2.11: Λόγος καθιζήσεων έναντι του λόγου πλάτους για κτίρια από σπλισμένο σκυρόδεμα στην Niigata (Yoshimi & Tokimatsu, 1977).

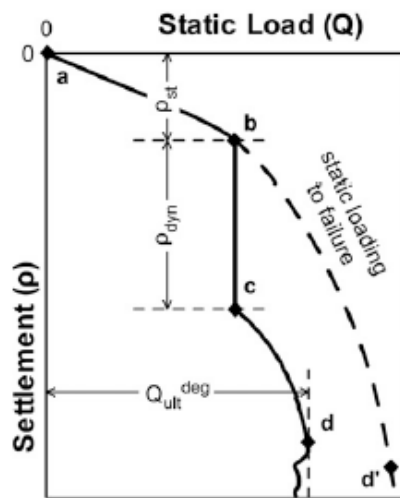
Στην συνέχεια οι Karamitros et al. (2013) εξέτασαν περαιτέρω τους μηχανισμούς που καθορίζουν την συμπεριφορά επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, αυτή την φορά προσθέτοντας και μια αργιλική στρώση ανάμεσα στην θεμελίωση και το ρευστοποιήσιμο έδαφος, σε μια προσπάθεια να ερευνηθεί εάν αυτή θα μπορούσε να αποτρέψει τις επιβλαβείς επιρροές της ρευστοποίησης και να οδηγήσει σε ικανοποιητική ασφάλεια της κατασκευής. Για τον σκοπό αυτό, η απόκριση της θεμελίωσης αναλύθηκε με χρήση μη γραμμικών συζευγμένων δυναμικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών (FLAC, FLAC3D) και στην συνέχεια αξιολογήθηκε με βάση τα ήδη δημοσιευμένα αριθμητικά και πειραματικά στοιχεία. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων κάτω από την θεμελίωση, στην συσσώρευση καθιζήσεων λόγω του σεισμού, τη μείωση της στατικής φέρουσας ικανότητας και την αλληλεπίδραση με την ανωδομή εξαιτίας της αδράνειας.

Οι Karamitros et al. (2013) πραγματοποίησαν 18 παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις για διαφορετικά εδάφη, διεγέρσεις και χαρακτηριστικά κατασκευής, ενώ χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό μοντέλο NTUA-SAND (Andrianopoulos et al. 2010). Η διάταξη της βασικής ανάλυσης φαίνεται στο **Σχήμα 2.32**. Οι τιμές των παραμέτρων του φορτίου της ανωδομής q , της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής C_u και του πάχους της αργιλικής στρώσης H μεταβάλλονται σύμφωνα με τις τιμές $q=40-140$ kPa, $C_u=40-80$ kPa και $H/B = 0.8-2.0$ (όπου B το πλάτος του θεμελίου), ενώ σε κάθε περίπτωση όλες οι υπόλοιπες εισαγόμενες παράμετροι παραμένουν ίδιες με αυτές της βασικής ανάλυσης.



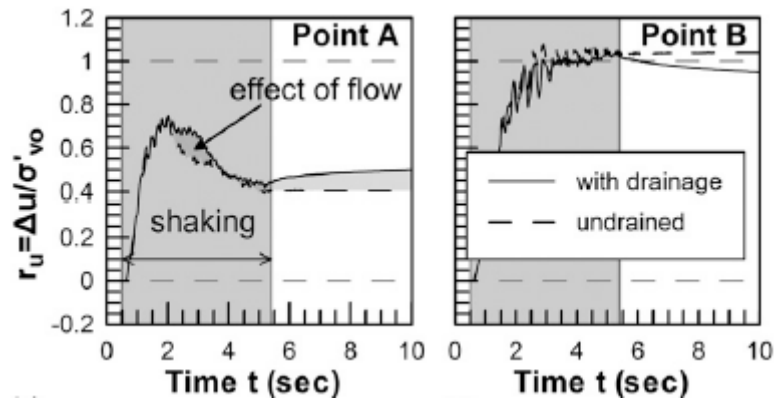
Σχήμα 2.12: Διάταξη αριθμητικών αναλύσεων των Karamitros et al. (2013).

Όλες οι αριθμητικές αναλύσεις εκτελέστηκαν σε τρία βήματα όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.13. Πιο συγκεκριμένα, στο πρώτο βήμα το φορτίο της θεμελίωσης Q εφαρμόζεται στατικά έως ότου επιτευχθεί η επιθυμητή πίεση επαφής (κλάδος a-b), στο δεύτερο βήμα έχουμε την εισαγωγή της σεισμικής διέγερσης στην βάση του μοντέλου (κλάδος b-c) και τέλος στο τρίτο βήμα, αφού έχει τελειώσει ο σεισμός, το στατικό φορτίο Q αυξάνεται μέχρι την αστοχία (κλάδος c-d).

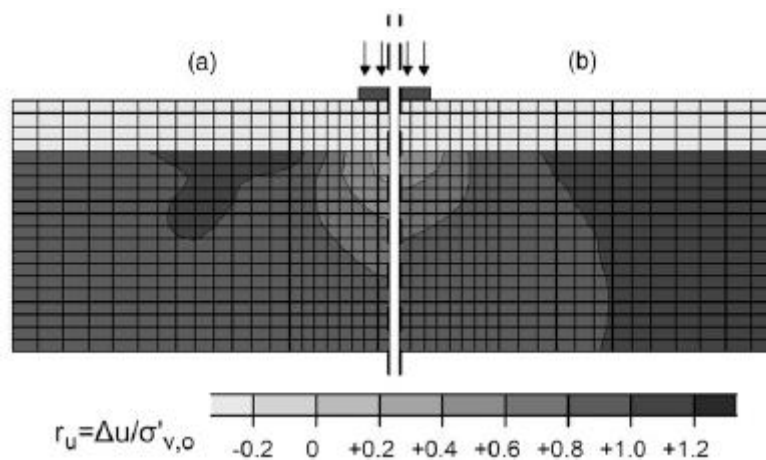


Σχήμα 2.13: Καμπύλη φορτίου-μετακινήσεων του θεμελίου (Karamitros et al., 2013).

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων, όπως βλέπουμε στο Σχήμα 2.14 καθώς και στο Σχήμα 2.15 για δυο διαφορετικά σημεία στην στρώση της ρευστοποιήσιμης άμμου, ο συντελεστής υπερπίεσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο γίνεται ίσος με τη μονάδα υποδεικνύοντας την ρευστοποίηση, ενώ κάτω από το πέδιλο η τιμή του συντελεστή παραμένει μικρότερη από το ένα και αυξάνεται μερικώς με το βάθος και την απόσταση από τον άξονα του θεμελίου. Επίσης ο συντελεστής υπερπίεσεων πόρων κάτω από το πέδιλο φτάνει στη μέγιστη τιμή του στην αρχή της διέγερσης και στην συνέχεια τείνει να μειωθεί έως το πέρας της δόνησης, μετά το τέλος της οποίας αυξάνει και πάλι.



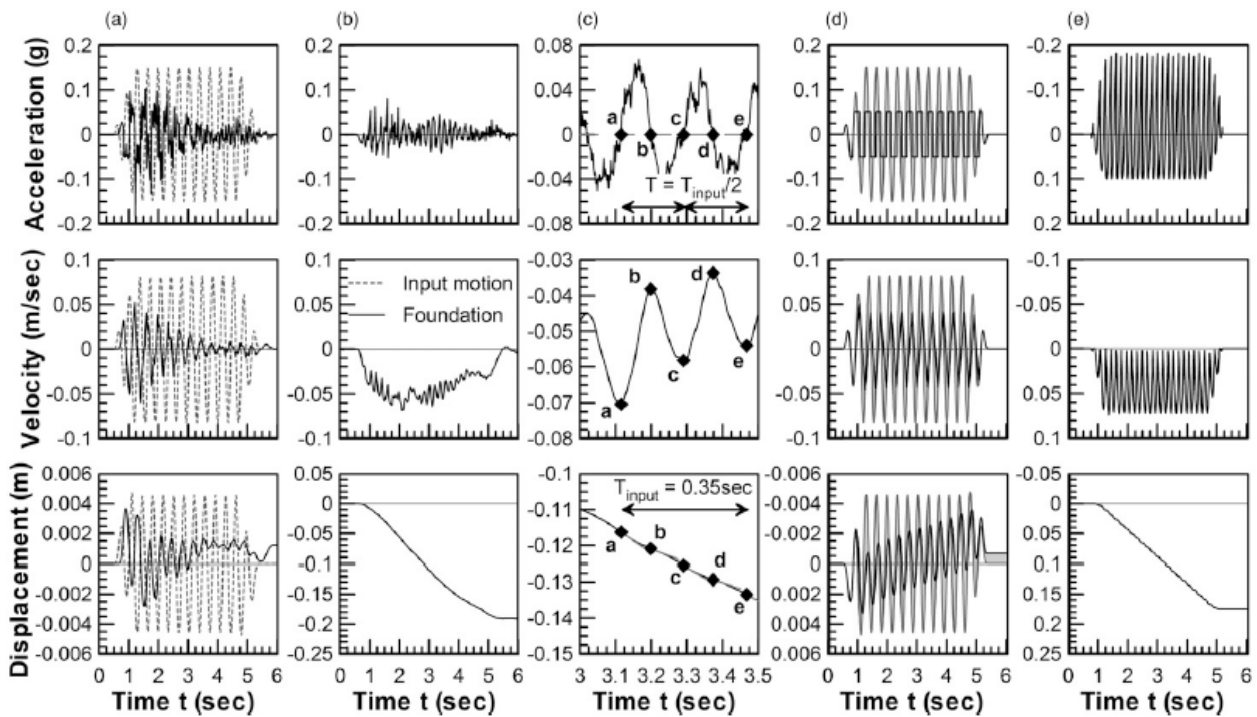
Σχήμα 2.14: Αποτελέσματα αριθμητικής προσομοίωσης του συντελεστή υπερπίεσεων πόρων με το χρόνο (Karamitros et al., 2013).



Σχήμα 2.15: Ισοϋψείς συντελεστή υπερπίεσεων πόρων στο τέλος της δόνησης όπως προέκυψαν από την (a) αριθμητική και (b) αναλυτική επίλυση (Karamitros et al., 2013).

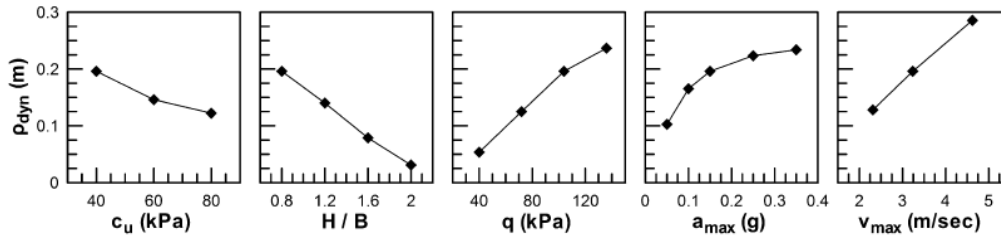
Προκειμένου να γίνει κατανοητός ο μηχανισμός αστοχίας και να ερμηνευτεί η συσσώρευση σεισμικών μετακινήσεων στις οποίες καταλήγουν τα πειράματα φυγοκέντρησης πολλών ερευνητών (Liu and Dobry 1997, Acacio et al., 2001, Adalier et al., 2003, Coelho et al., 2004; Dashti et al., 2010), οι Karamitros et al. (2013) χρησιμοποίησαν τις αναλύσεις τους για να μελετήσουν διεξοδικά το φαινόμενο. Στα **Σχήματα 2.16 (a) και (b)** γίνεται σύγκριση της διέγερσης στη βασική αριθμητική ανάλυση με τις οριζόντιες και κατακόρυφες συνιστώσες της κίνησης του πεδίου σε όρους επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακινήσεων με το χρόνο. Στο **Σχήμα 2.16 (a)** βλέπουμε πως η ρευστοποίηση οδηγεί σε σημαντική απομείωση της εισαγόμενης διέγερσης και στο **Σχήμα 2.16 (b)** πως οι αριθμητικές αναλύσεις συμφωνούν με τις πειραματικές προσεγγίσεις στο ότι η ενίσχυση της κατακόρυφης επιτάχυνσης και ταχύτητάς δεν μειώνεται με το χρόνο, καθώς η δεσπόζουσα συχνότητα τους είναι διπλάσια σε σχέση με αυτή της συνιστώσας της οριζόντιας κίνησης. Ακόμη, για το μεγαλύτερο μέρος της δόνησης, οι σεισμικές ταχύτητες κινούνται γύρω από μια σταθερή τιμή, με αποτέλεσμα στην γραμμική συσσώρευση των καθιζήσεων του πεδίου. Η απόκριση αυτή φαίνεται καλύτερα στο **Σχήμα 2.16 (c)** το οποίο εστιάζει σε έναν ολόκληρο κύκλο (a-d) της κατακόρυφης κίνησης του θεμελίου και συμπεραίνεται ότι οι καθιζήσεις του πεδίου αναπτύσσονται σύμφωνα με τον μηχανισμό ολισθαίνοντος στερεού κατά Newmark, ενώ επίσης ότι έχουμε αστοχία δύο φορές για έναν ολόκληρο κύκλο φόρτισης η οποία συνοδεύεται από

κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου. Τέλος, στο **Σχήμα 2.16 (d), (e)** βλέπουμε πως έκτος από κάποιες αναμενόμενες ποσοτικές διαφορές, υπάρχει ομοιότητα μεταξύ αυτών και του **Σχήματος 2.16 (a), (b)** επιβεβαιώνοντας την αξιοπιστία του μηχανισμού ολίσθησης κατά Newmark. Επομένως, συμπεραίνεται πως οι σεισμικές καθιζήσεις δεν μπορούν να προβλεφθούν χρησιμοποιώντας εμπειρικά διαγράμματα (Tokimatsu and Seed 1987, Ishihara and Yoshimine 1992).



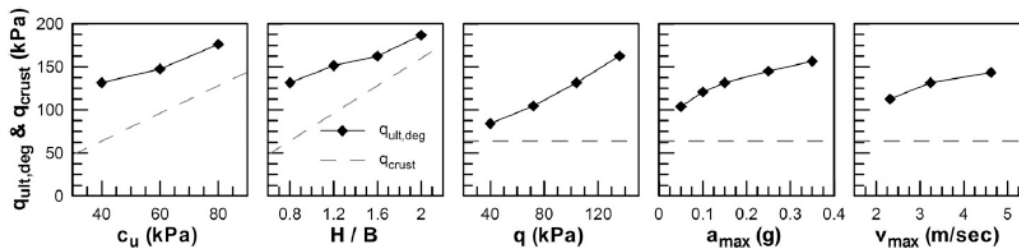
Σχήμα 2.16: Χρονοϊστορίες οριζόντιων (a) και κατακόρυφων (b) επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων του θεμελίου, (c) μέρος της διακύμανσης των κατακόρυφων επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων του θεμελίου, αναλυτικές προβλέψεις των χρονοϊστοριών των (d) οριζόντιων και (e) κατακόρυφων επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων χρησιμοποιώντας την θεωρία ολισθαίνοντος στερεού κατά Newmark (Karamitros et al., 2013).

Στην συνέχεια, στο **Σχήμα 2.17** παρουσιάζονται αριθμητικές προβλέψεις που αφορούν την επιρροή πέντε βασικών παραμέτρων που σχετίζονται με το μηχανισμό ολισθαίνοντος στερεού. Αυτές είναι το μέσο διατμητικό φορτίο (q), η μέγιστη επιτάχυνση υποβάθρου (a_{max}), η μέγιστη ταχύτητα υποβάθρου (v_{max}), η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της στρώσης της αργίλου (C_u) και το πάχος αυτής (H). Οι προβλεπόμενες καθιζήσεις ελέγχονται ουσιαστικά από τις παραπάνω παραμέτρους και ακόμη κάτω από μέτρια ή ισχυρή δόνηση, ίσως μπορούν να περιοριστούν σε αποδεκτά όρια για μια εύλογη παχιά, με αντοχή στην διάτμηση και μη ρευστοποιήσιμη στρώση και με κατάλληλη επιλογή μέσου φορτίου ανωδομής. Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται από τα στοιχεία πεδίου των Acasio et al. (2001) για την συμπεριφορά μη ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης κάτω από επιφανειακή θεμελίωση στις Φιλιππίνες κατά την διάρκεια του σεισμού της Λουζόν το 1990.



Σχήμα 2.17: Η επιρροή των χαρακτηριστικών της εδαφικής στρώσης c_u και H/B , φορτίο θεμελίωσης q και μέγιστες παράμετροι της σεισμικής διέγερσης a_{max} και v_{max} στις δυναμικές καθιζήσεις ρ_{dyn} (Karamitros et al., 2013).

Όσον αφορά στη μείωση της φέρουσας ικανότητας του θεμελίου λόγω του σεισμού, παρατηρείται πως, για μη ρευστοποιημένη άμμο, η αστοχία αναμένεται να συμβεί μέσα στην στρώση της αργίλου, ωστόσο ο μηχανισμός αστοχίας στην περίπτωση όπου η άμμος ρευστοποιείται είναι διαφορετικός. Πιο συγκεκριμένα, το θεμέλιο πιάζει την αργιλική στρώση, αναγκάζοντας την αστοχία να επεκταθεί στην στρώση της ρευστοποιημένης άμμου της οποίας η διατμητική αντοχή είναι πλέον μηδενική. Είναι εμφανές λοιπόν πως η απομείωση της φέρουσας ικανότητας του πεδίου εξαρτάται από δυο στοιχεία, την αντοχή της αργιλικής στρώσης (q_{crust}) και αυτή της ρευστοποιήσιμης άμμου (q_{sand}). Στο **Σχήμα 2.18** υποδεικνύεται η αριθμητική προσέγγιση της επιρροής των προαναφερθέντων παραμέτρων του προβλήματος στην απομειωμένη φέρουσα ικανότητα $q_{ult, deg}$ και q_{crust} .



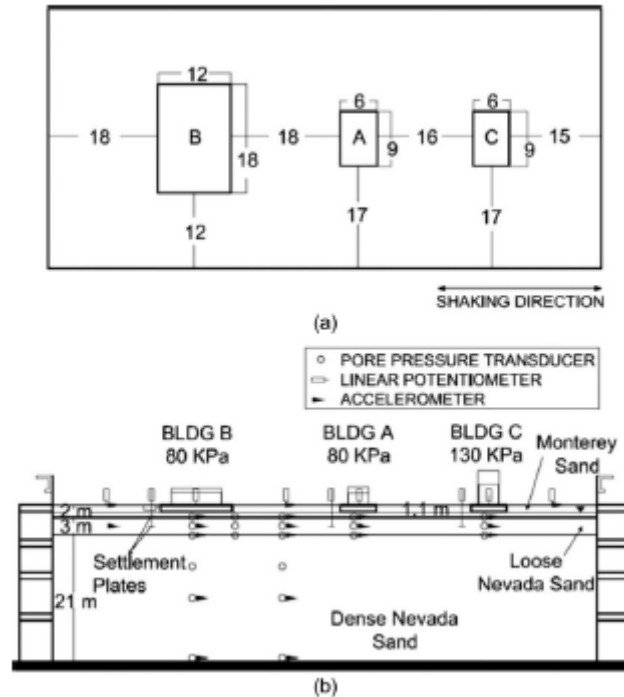
Σχήμα 2.18: Η επιρροή των χαρακτηριστικών της εδαφικής στρώσης c_u και H/B , φορτίο θεμελίωσης q και μέγιστες παράμετροι της σεισμικής διέγερσης a_{max} και v_{max} στην απομειωμένη φέρουσα ικανότητα $q_{ult, deg}$ (Karamitros et al., 2013).

Εκτενή ερευνητική προσπάθεια που οδήγησε σε μια σειρά δημοσιεύσεων έγινε από τους Karamitros et al. (2013), πραγματοποιώντας μια σειρά από δισδιάστατες και τρισδιάστατες αναλύσεις. Παρουσίασαν μια απλοποιημένη αναλυτική μεθοδολογία για τον υπολογισμό των σεισμικών καθιζήσεων λωριδωτών και ορθογωνικών θεμελίων πάνω σε ρευστοποιήσιμο έδαφος με επιφανειακή αργιλική στρώση. Πιο συγκεκριμένα, συσχέτισαν αυτές με τα χαρακτηριστικά της εισαγόμενης διέγερσης και τον απομειωμένο μετασεισμικό στατικό συντελεστή ασφαλείας, λαμβάνοντας υπόψιν την επιρροή της διαστολικότητας του ρευστοποιήσιμου εδάφους λόγω διάτμησης. Στην συνέχεια, διερεύνησαν την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και την απομείωση της διατμητικής αντοχής του ρευστοποιήσιμου εδάφους λόγω σεισμού που οδηγούν στην απομείωση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης και την ανάπτυξη σεισμικών καθιζήσεων. Παρατίθενται συγκεντρωτικά τα κύρια συμπεράσματα των παραπάνω ερευνών των Karamitros et al. (2013) εστιάζοντας στις βασικές πλευρές της συμπεριφοράς της θεμελίωσης και τους αντίστοιχους μηχανισμούς απόκρισης:

- Οι σεισμικές καθιζήσεις ακολουθούν την θεωρία Newmark για ολισθαίνον στερεό και σχετίζονται άμεσα με τα χαρακτηριστικά της διέγερσης.
- Οι σεισμικές καθιζήσεις συσχετίζονται με τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} , για αστοχία της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης μετά την δόνηση.
- Οι καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης αυξάνουν για μεγαλύτερο πάχος και αστράγγιστη διατμητική αντοχή της επιφανειακής αργιλικής στρώσης.
- Όσο οι σεισμικές καθιζήσεις αυξάνουν, οι υπερπιέσεις πόρων στην περιοχή κάτω από την θεμελίωση μειώνουν, οδηγώντας στην βελτίωση των τιμών στην στατικής φέρουσας ικανότητας.
- Η απομειωμένη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί αναλυτικά από πρόταση των Meyerhof and Hanna για εδαφικά προφίλ με επιφανειακή στρώση αργίλου πάνω από ρευστοποιήσιμη άμμο.

Πιο πρόσφατη έρευνα για την μελέτη της συμπεριφοράς επιφανειακών θεμελιώσεων πάνω σε δίστρωτο εδαφικό προφίλ, αποτελούμενο από ρευστοποιήσιμη άμμο στην βάση του και μια διαπερατή στρώση στην επιφάνεια αυτού, έγινε από τους Dimitriadi et al. (2017). Σκοπός της μελέτης ήταν ο προσδιορισμός των σεισμικών καθιζήσεων και η απομείωση της φέρουσας ικανότητας λόγω ρευστοποίησης της άμμου κάτω από την διαπερατή στρώση, αντικαθιστώντας την επιφανειακή αργιλική στρώση με διαπερατή κοκκώδη στρώση. Συνοψίζοντας τα συμπεράσματα καταλήγουν πως επιφανειακές θεμελιώσεις σε τέτοια εδαφικά προφίλ παρουσιάζουν μηχανισμό αστοχίας “runch-like”, η οποία περνά από την διαπερατή στρώση στην υποκείμενη μη βελτιωμένη άμμο και έρχεται σε συμφωνία με τον μηχανισμό αστοχίας κατά Meyerhof και Hanna, δηλαδή αντίστοιχο με ό,τι παρατηρήθηκε και για επιφανειακή αργιλική στρώση από τους Karamitros et al. (2013). Επιπλέον προέκυψε ότι οι δυναμικές καθιζήσεις δεν είναι αποτέλεσμα της συμπίκνωσης της άμμου λόγω σεισμού, αλλά συσσωρεύονται γραμμικά με τους κύκλους φόρτισης της διέγερσης και εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά της εισαγόμενης διέγερσης, της ιδιοπεριόδου του εδάφους καθώς και από τον απομειωμένο συντελεστή ασφαλείας FS_{deg} .

Οι Dashti et al. (2010) πραγματοποίησαν μια σειρά από πειράματα σε φυγοκεντρική για την διερεύνηση της συμπεριφοράς των κατασκευών σε ρευστοποιήσιμο έδαφος. Για τον σκοπό αυτό εξέτασαν τρία διαφορετικά εδαφικά προφίλ, στα οποία υπήρχε ρευστοποιήσιμη στρώση μικρού πάχους, ενώ στην επιφάνεια τοποθέτησαν τρεις διαφορετικές κατασκευές με επιφανειακή θεμελίωση (A,B,C) όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.19**. Τα πειράματα και τα κύρια χαρακτηριστικά αυτών φαίνονται στον **Πίνακα 2.2**.



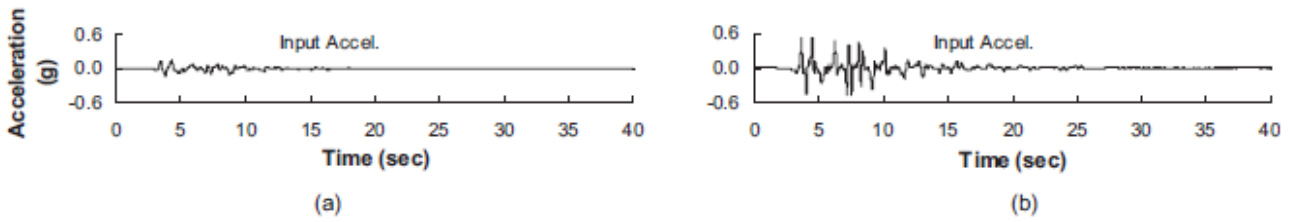
Σχήμα 2.19: Τυπική πειραματική διάταξη (δοκιμή T3-30) των Dashti et al. (2010) σε: (a) κάτοψη και (b) τομή.

Πίνακας 2.2: Ονομασία και κυριότερα χαρακτηριστικά των πειραμάτων των Dashti et al. (2010).

Test ID	Liquef. Layer Prototype Thickness / D_r
T3-30	3 m / 30%
T3-50-SILT	3 m / 50% (with silt placed on top of the liquefiable layer)
T6-30	6 m / 30%

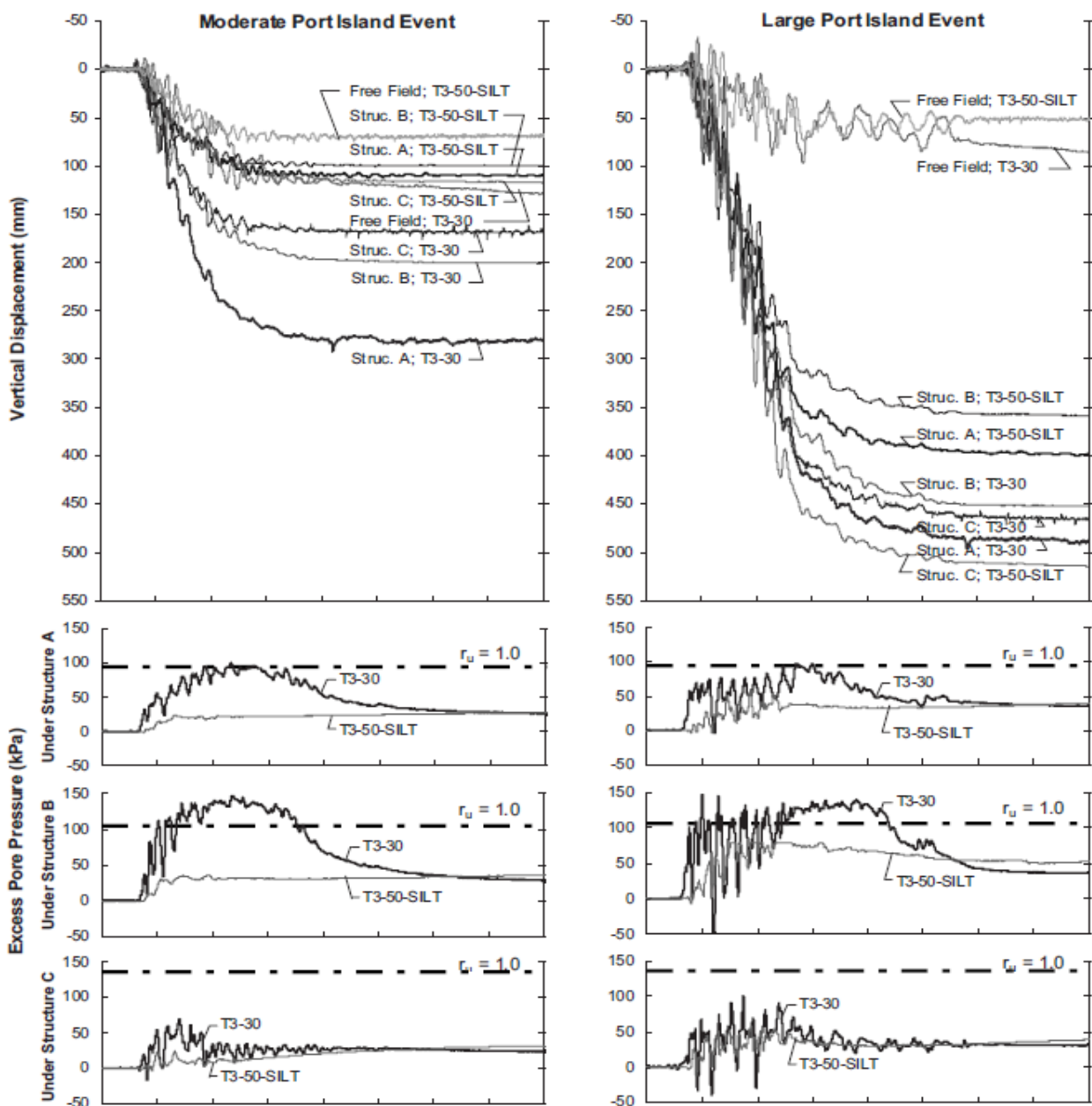
Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με φυγοκεντρική επιτάχυνση 55 g, με άμμο Nevada η οποία είχε χαρακτηριστικά: $d_{50}=0.14$ mm, $C_u=2.0$, $e_{min}=0.54$, $e_{max}=0.78$, καθώς και άμμο Monterey 0/30 με χαρακτηριστικά: $d_{50}=0.40$ mm, $C_u=1.3$, $e_{min}=0.54$, $e_{max}=0.84$. Στην πρώτη δοκιμή (T3-30) το εδαφικό προφίλ αποτελούνταν από μια ρευστοποιήσιμη στρώση άμμου Nevada, πάχους 3m και σχετικής πυκνότητας $D_r=30\%$ και από μια επιφανειακή στρώση άμμου Monterey πάχους 2m. Στην δεύτερη δοκιμή (T3-50-SILT), διατηρήθηκε το παραπάνω προφίλ, αλλά η επιφανειακή στρώση, πάχους 2m, από άμμο Monterey αντικαταστάθηκε από μια στρώση πάχους 0.8m από silica flour και μια πάχους 1.2m άμμου Monterey. Τέλος, στην τρίτη δοκιμή (T6-30), η ρευστοποιήσιμη στρώση είχε πάχος 6m και σχετική πυκνότητα $D_r=30\%$, ενώ η επιφανειακή στρώση άμμου Monterey είχε πάχος 2m.

Οι κατασκευές που τοποθετήθηκαν στην επιφάνεια των εδαφικών προφίλ ήταν ενός βαθμού ελευθερίας, στηρίζονταν σε δυο πλευρικά μεταλλικά υποστυλώματα και ήταν θεμελιωμένες σε μια αλουμινένια άκαμπτη βάση. Η επιβαλλόμενη τάση στις κατασκευές A και B ήταν ίση με 80 kPa, ενώ στην κατασκευή C ίση με 130 kPa. Σε κάθε διάταξη επιβλήθηκαν δύο διεγέρσεις, μεσαίας και υψηλής έντασης με μέγιστες επιταχύνσεις 0.19 και 0.55 g αντίστοιχα. Οι σχετικές χρονοϊστορίες τους παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.20 και προέκυψαν μετά την επικλιμάκια αναγωγή της καταγραφής στην τοποθεσία Port Island από το σεισμό του Kobe 1995.



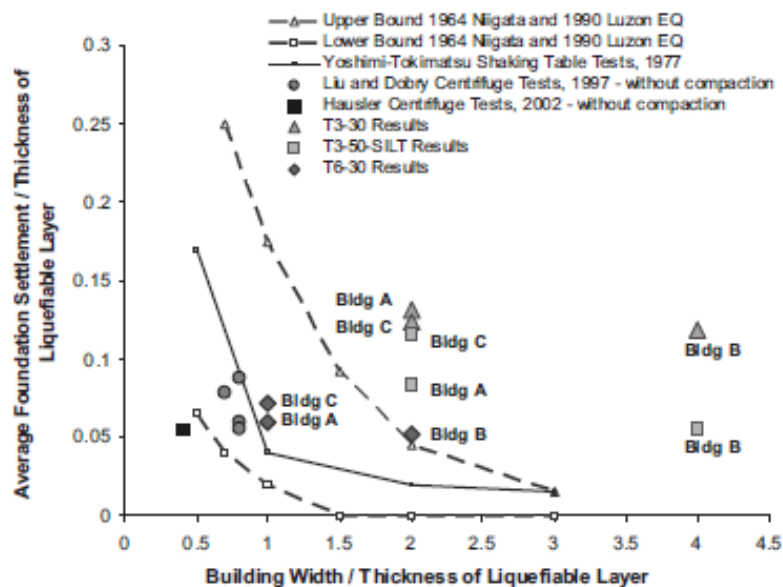
Σχήμα 2.20: Χρονοϊστορία διέγερσης στην βάση των διατάξεων, (α) μεσαίας και (β) υψηλής έντασης από την καταγραφή του Port Island, Kobe 1995 (Dashti et al., 2010).

Στην συνέχεια στο Σχήμα 2.21 παρατίθενται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσης πόρων κάτω από κάθε κατασκευή και στο μέσο βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης καθώς και η χρονική εξέλιξη των καθιζήσεων για τις δύο δονήσεις από τις δοκιμές T3-30 και T3-50-SILT.



Σχήμα 2.21: Λόγος υπερπίεσης πόρων στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κάτω από κάθε κατασκευή και χρονοϊστορίες καθιζήσεων στις δοκιμές T3-30 και T3-50-SILT κατά την διάρκεια αριστερά της μέσης και δεξιά της ισχυρής δόνησης (Dashti et al., 2010).

Τα αποτελέσματα των παραπάνω πειραμάτων συγκρίθηκαν με αυτά άλλων δημοσιεύσεων (Yoshimi and Tokimatsu 1977, Liu and Dobry 1997, Hausler 2002), καθώς και με μετρήσεις καθιζήσεων από ιστορικά περιστατικά από τους σεισμούς της Niigata 1964 και Luzon 1990. Στο **Σχήμα 2.22** παρουσιάζονται οι μετρήσεις καθιζήσεων από όλες τις ανωτέρω πηγές συναρτήσει του πλάτους του κτιρίου, κανονικοποιημένων και των δύο προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης.



Σχήμα 2.22: Συγκριτική παρουσίαση καθιζήσεων των πειραμάτων με παλαιότερες δημοσιεύσεις και ιστορικά περιστατικά (Dashti et al., 2010).

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των πειραμάτων οι Dashti et al. (2010) κατέληξαν στα ακόλουθα συμπεράσματα:

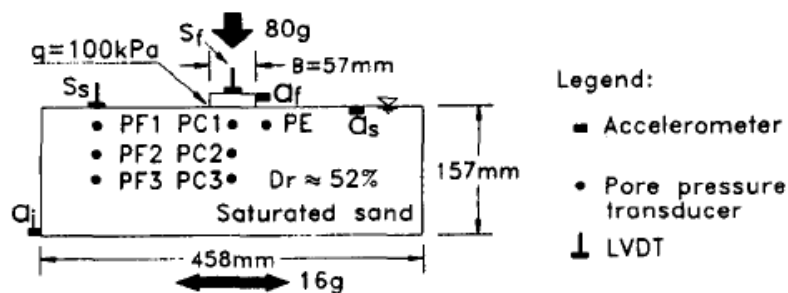
- Η ευρέως χρησιμοποιούμενη συσχέτιση της καθίζησης με τον λόγο πλάτους θεμελίου και πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης είναι παραπλανητική και δεν πρέπει να χρησιμοποιείται (**Σχήμα 2.22**)
- Η καθίζηση των κατασκευών που εξετάστηκαν αναπτύχθηκε στις περισσότερες των περιπτώσεων κατά την διάρκεια του σεισμού (**Σχήμα 2.21**)
- Οι κυριότεροι παράγοντες που επιδρούν στη συσσώρευση καθιζήσεων της θεμελίωσης είναι οι ιδιότητες του εδάφους, της δόνησης και της κατασκευής.

2.3. Βελτίωση ρευστοποιήσιμων εδαφών

Στην παράγραφο αυτή γίνεται βιβλιογραφική αναδρομή σε έρευνες που αφορούν τρόπους βελτίωσης της συμπεριφοράς ρευστοποιήσιμων εδαφών. Η έμφαση δίνεται μόνο σε μεθόδους βελτίωσης που ενδιαφέρουν την παρούσα εργασία, ήτοι σε χαλικο-πασσάλους, στραγγιστήρια και περιμετρικούς τοίχους ενίσχυσης για τη μείωση των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελίων.

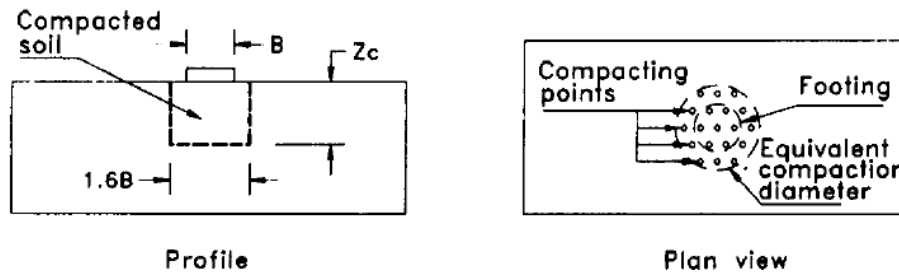
Οι Liu and Dobry (1997) εξέτασαν την επίδραση της έκτασης της συμπυκνωμένης ζώνης κάτω και γύρω από το θεμέλιο καθώς και της διαπερατότητας της ρευστοποιήσιμης άμμου στη σεισμική απόκριση ενός επιφανειακού θεμελίου. Για το σκοπό αυτό πραγματοποίησαν οχτώ πειράματα σε φυγοκεντριστή. Πιο συγκεκριμένα, έγιναν δύο σειρές πειραμάτων. Στην πρώτη (C), με πέντε πειράματα, εξετάστηκε η επίδραση του βάθους συμπύκνωσης στην επιτάχυνση και καθίζηση του θεμελίου. Στη δεύτερη (G), με τρία πειράματα, εξετάστηκε η επιρροή της διαπερατότητας του εδάφους στην ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και στην καθίζηση του θεμελίου.

Για τα πειράματα χρησιμοποιήθηκε δοχείο διαστάσεων 458x204x241mm, ενώ τοποθετήθηκαν μετρητές υπερπιέσεων πόρων, μηκυσιόμετρα και επιταχυνσιογράφοι σε διάφορες θέσεις, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.23**. Στα πειράματα χρησιμοποιήθηκε άμμος Nevada No 120 και $D_{50}=0.13\text{mm}$ με διαπερατότητα $k=0.0021\text{ cm/s}$. Ωστόσο, κατά την διάρκεια των πειραμάτων, λόγω της επιτάχυνσης που αναπτύσσεται στον φυγοκεντριστή, η τιμή της διαπερατότητας είναι διαφορετική και εξαρτάται από την επιτάχυνση στην οποία γίνονται οι δοκιμές, αλλά και από το ιξώδες του ρευστού που χρησιμοποιείται και θα σχολιαστεί σε κάθε πείραμα ξεχωριστά στη συνέχεια.



Σχήμα 2.23: Τυπική διάταξη πειραμάτων σε φυγοκεντριστή (Liu and Dobry, 1997).

Για τα πειράματα της σειράς (C) η επιτάχυνση του φυγοκεντριστή ήταν ίση με 80g και το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης 12.5m. Η θεμελίωση που τοποθετήθηκε ήταν κυκλικής κάτοψης με διάμετρο $B=4.56\text{m}$ και επιβαλλόμενη τάση 100kPa. Η συμπυκνωμένη ζώνη είχε σταθερή διάμετρο $1.6B$ και μεταβλητό βάθος Z_c για κάθε ένα από τα πέντε πειράματα από το 0 έως και 12.5m όπου είναι το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης. Για τον κορεσμό της άμμου χρησιμοποιήθηκε νερό και επομένως, με βάση τους κανόνες κλίμακας των πειραμάτων σε φυγοκεντριστή η διαπερατότητα ισούται με $k=0.168\text{ cm/s}$, η οποία αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκη άμμο, σε πραγματική κλίμακα. Η πειραματική διάταξη της σειράς C φαίνεται στο **Σχήμα 2.24** και οι περιπτώσεις που εξετάστηκαν στον **Πίνακα 2.3**.



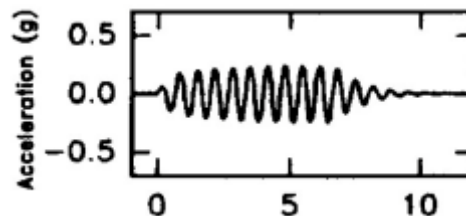
Σχήμα 2.24: Διάταξη πειραμάτων σειράς C σε τομή και κάτοψη (Liu and Dobry, 1997).

Πίνακας 2.3: Χαρακτηριστικά πειραμάτων σειράς C (Liu and Dobry, 1997).

Test (1)	D_r (%) (2)	Z_c (m) (3)	Z_c/B (4)	D_{rc} (%) (5)
C0	54	0.00	0.00	—
C1	51	3.22	0.71	>100
C2	55	6.72	1.47	88
C3	49	9.45	2.07	91
C4	51	12.58	2.76	89

Note: D_r = initial relative density of sand deposit; Z_c = compaction depth; Z_c/B = compaction depth normalized by footing diameter, B ; and D_{rc} = estimated relative density in the compacted area.

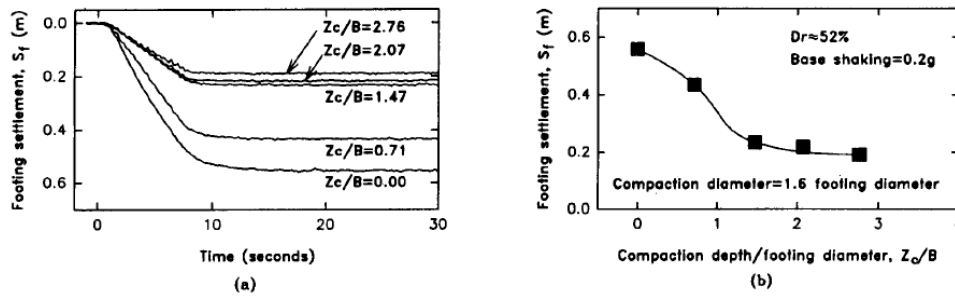
Η δόνηση που επιβλήθηκε στην βάση όλων των πειραμάτων αποτελούνταν από δέκα ημιτονικούς κύκλους συχνότητας 1.5 Hz και μέσου πλάτους 0.2 g και παρατίθεται στο Σχήμα 2.25.



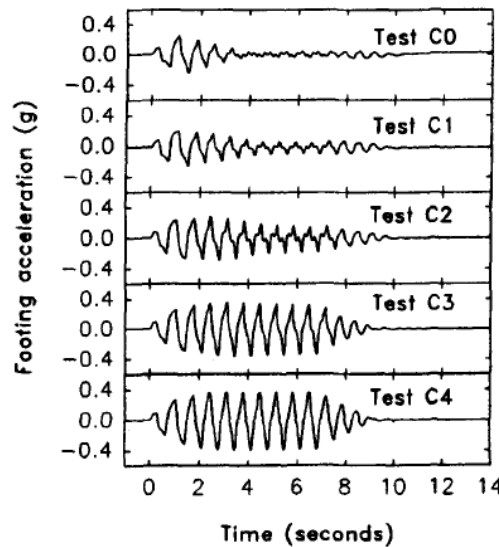
Σχήμα 2.25: Επιβαλλόμενη δόνηση στην βάση των πειραμάτων (Liu and Dobry, 1997).

Από την επεξεργασία και παρατήρηση των αποτελεσμάτων της πρώτης σειράς C πειραμάτων οι Liu and Dobry (1997) κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Το μεγαλύτερο μέρος της καθίζησης αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της δόνησης, ενώ ένα μικρό μέρος της οφείλεται στην αποτόνωση των υπερπιέσεων (Σχήμα 2.26a).
- Με την αύξηση του βάθους συμπίκνωσης του εδάφους έχουμε μείωση των καθιζήσεων του θεμελίου. Μάλιστα παρατηρείται ότι μετά από βάθος 1.5B η επιρροή του βάθους βελτίωσης είναι μικρή (Σχήμα 2.26b).
- Η αύξηση του βάθους βελτίωσης είχε ως αποτέλεσμα την ενίσχυση της οριζόντιας επιτάχυνσης του θεμελίου σε σχέση με την επιτάχυνση στη βάση (Σχήμα 2.27).



Σχήμα 2.26: Αριστερά (a): Χρονοϊστορία καθιζήσεων. Δεξιά (b): Καθίζηση θεμελίου συναρτήσει του ανηγμένου βάθους βελτίωσης (Liu and Dobry, 1997).



Σχήμα 2.27: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για διάφορα βάθη βελτίωσης (Liu and Dobry, 1997).

Για τα τρία πειράματα της σειράς G η επιτάχυνση του φυγοκεντριστή ήταν ίση με 50g και το συνολικό πάχος της εδαφικής στρώσης ήταν 6m, χωρίς καμία εδαφική βελτίωση. Η θεμελίωση που τοποθετήθηκε στην επιφάνεια ήταν κυκλικής κάτοψης διαμέτρου $B=5m$ και επιβαλλόμενου φορτίου 122kPa. Η επιβαλλόμενη δόνηση στην βάση όλων των πειραμάτων αποτελούνταν από δέκα ημιτονικούς κύκλους συχνότητας 2Hz και μέσου πλάτους 0.37g. Αντί για νερό, το υγρό των πόρων ήταν διαφορετικά διαλύματα γλυκερόλης που οδηγούν σε τιμές διαπερατότητας που κυμάνθηκαν από 0.105 έως 0.00118 cm/s. Οι τρεις περιπτώσεις που εξετάστηκαν καθώς και τα αποτελέσματα από τις μετρηθείσες καθιζήσεις φαίνονται στον Πίνακα 2.4.

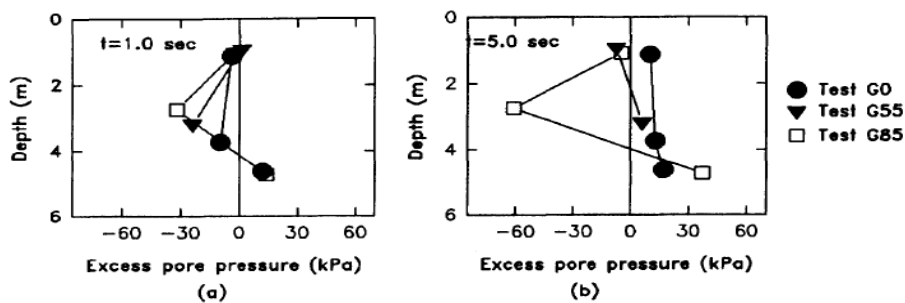
Πίνακας 2.4: Χαρακτηριστικά σειράς G και αποτελέσματα καθιζήσεων (Liu and Dobry, 1997).

Test (1)	Glycerol content, GC (%) (2)	Permeability, k (cm/s) (3)	Foundation Settlement, S_f		
			Percent during shaking (4)	Percent after shaking (5)	Total (m) (6)
G0	0	1.05×10^{-1}	91	9	0.53
G55	55	1.29×10^{-2}	79	21	0.34
G85	85	1.18×10^{-3}	67	33	0.36

Note: Relative density $49 \pm 4\%$; footing contact pressure = 122 ± 3 kPa; average amplitude of base input acceleration = 0.37 ± 0.02 g.

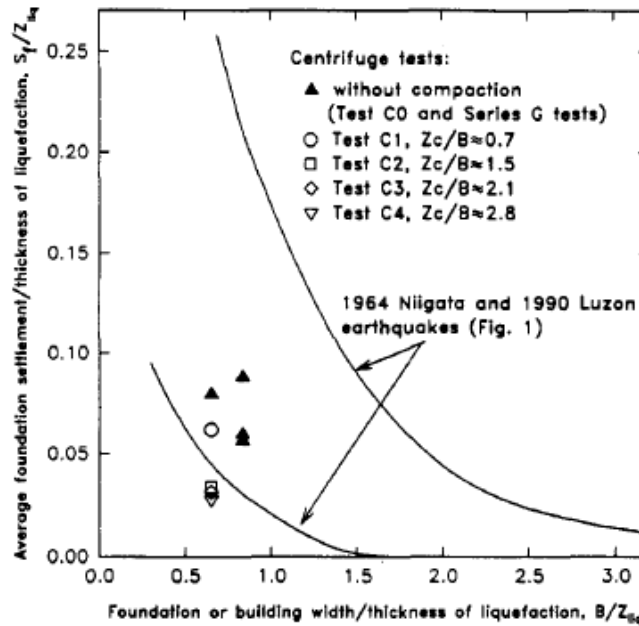
Από την επεξεργασία και παρατήρηση των αποτελεσμάτων της σειράς G πειραμάτων οι Liu and Dobry (1997) κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η μείωση της διαπερατότητας του εδάφους είχε ως αποτέλεσμα την μείωση της καθίζησης της θεμελίωσης, αλλά και την αύξηση του ποσοστού της καθίζησης που αναπτύσσεται μετά το τέλος της δόνησης (**Πίνακας 2.4**).
- Κάτω από την θεμελίωση παρατηρήθηκαν σημαντικές μεταβολές των υπερπιέσεων όπως βλέπουμε και στο **Σχήμα 2.28**. Αυτή η διαφορά αποδόθηκε από τους ερευνητές στην διαστολικότητα του εδάφους λόγω της στατικά επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης υπό την παρουσία θεμελίωσης.



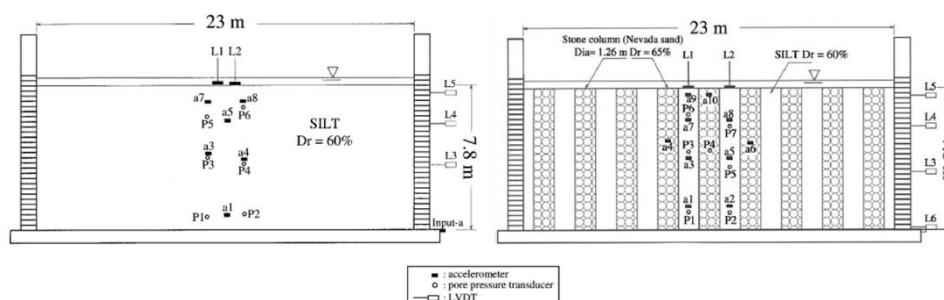
Σχήμα 2.28: Κατανομή υπερπιέσεων πόρων κάτω από τη θεμελίωση με το βάθος τη χρονική στιγμή (a) $t=1$ sec και (b) $t=0.5$ sec (Liu and Dobry, 1997).

Τέλος οι Liu and Dobry (1997) σύγκριναν τα αποτελέσματα από τα πειράματα με αντίστοιχες παρατηρήσεις από δύο ιστορικά περιστατικά, αυτό του σεισμού της Niigata (1964) και της Luzon (1990), σε όρους αναπτυσσόμενων καθιζήσεων. Στο **Σχήμα 2.27**, συνοψίζονται η μέση καθίζηση (S_f) προς το πλάτος του θεμελίου (B), κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}). Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις για τις περιπτώσεις χωρίς βελτίωση αλλά και με μικρό βάθος βελτίωσης βρίσκονται μέσα στο εύρος των παρατηρήσεων. Επίσης η βελτίωση σε βάθος πάνω από 1.5 φορές το πλάτος του θεμελίου έχει σαν αποτέλεσμα σημαντική μείωση της καθίζησης σε σχέση με τα ιστορικά περιστατικά.



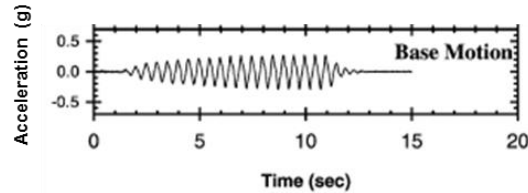
Σχήμα 2.29: Μέση καθίζηση θεμελίωσης (S_f) προς το πλάτος θεμελίου (B), κανονικοποιημένα ως προς το πάχος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Z_{liq}) από τα πειράματα φυγοκεντριστή και παρατηρήσεις από τους σεισμούς Niigata (1964) και Luzon (1990) (Liu and Dobry, 1997).

Οι Adalier et al. (2003) διερεύνησαν την επίδραση της ύπαρξης χαλικοπασσάλων στην αύξηση της δυσμηνσίας σε ιλυώδη ρευστοποιήσιμη στρώση. Για τον σκοπό αυτό πραγματοποίησαν μια σειρά από τέσσερις δοκιμές στον φυγοκεντριστή του Rensselaer Polytechnic Institute (RPI), Troy, NY, USA. Κύριος σκοπός των δύο πρώτων πειραμάτων (Model 1 και 2) ήταν η εξακρίβωση της συνεισφοράς της εν λόγω μεθόδου βελτίωσης στην αντίσταση του εδάφους σε πλευρική εξάπλωση. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκε ένα ορθογώνιο εύκαμπτο δοχείο τύπου lamina box (δοχείο αποτελούμενο καθ' ύψος από άκαμπτα πλαίσια ορθογωνικού ή κυκλικού σχήματος, τα οποία έχουν τη δυνατότητα σχετικής οριζόντιας ολίσθησης μεταξύ τους), με εσωτερικές διαστάσεις 0.458m μήκος, 0.254m πλάτος και 0.254m ύψος. Η φυγοκεντρική επιτάχυνση ήταν ίση με 50g και στα πειράματα προσομοιώθηκε μια ιλυώδης στρώση πάχους 7.8m με σχετική πυκνότητα $D_r=60\%$ και γωνίας τριβής $\phi=25^\circ$. Στην περίπτωση του δεύτερου πειράματος (Model 2) τοποθετήθηκαν 45 χαλικοπάσσαλοι, διαμέτρου 1.26m (πρωτότυπη διάσταση), από άμμο Nevada No 120 σε σχετική πυκνότητα $D_r=65\%$ και γωνία τριβής $\phi=37^\circ$, σε κεντρική απόσταση 2.5m μεταξύ τους, η οποία αντιστοιχούσε σε συντελεστή αντικατάστασης $A_r=20\%$. Οι διατάξεις των δύο πρώτων πειραμάτων φαίνονται στο **Σχήμα 2.30**.



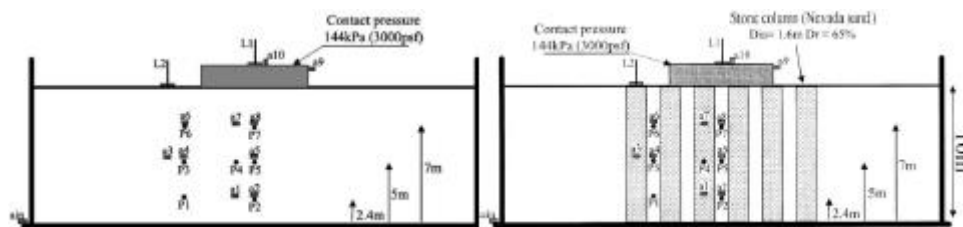
Σχήμα 2.30: Διατάξεις των δυο πειραμάτων (Adalier et al., 2003).

Η δόνηση η οποία επιβλήθηκε στα δύο πρώτα πειράματα, αποτελούνταν από 20 αρμονικούς κύκλους αυξανόμενης έντασης, συχνότητας 1.8Hz και μέγιστης επιτάχυνσης 0.30g, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.31**.



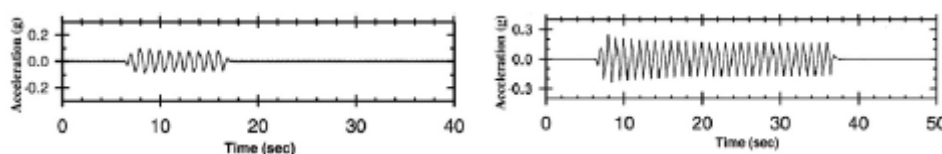
Σχήμα 2.31: Δόνηση στη βάση των δυο πειραμάτων (Adalier et al., 2003).

Για τα δύο επόμενα πειράματα (Model 3 και 4) χρησιμοποιήθηκε ένα άκαμπτο ορθογωνικό δοχείο με εσωτερικές διαστάσεις 0.53m μήκος, 0.252m πλάτος και 0.203m ύψος. Η φυγοκεντρική επιτάχυνση ήταν ίση με 63g και σαν αποτέλεσμα προσομοιώθηκε μια ιλυώδης στρώση πάχους 10m με σχετική πυκνότητα $D_r=60\%$ και γωνίας τριβής $\phi=25^\circ$. Στην επιφάνειά της τοποθετήθηκε μία άκαμπτη μεταλλική κατασκευή η οποία αντιστοιχούσε σε μία επιφανειακή θεμελίωση με επιβαλλόμενη τάση 144kPa. Η θεμελίωση κάλυπτε όλο το πλάτος της συσκευής, δημιουργώντας έτσι συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Στην περίπτωση του τέταρτου πειράματος (Model 4) τοποθετήθηκαν 36 χαλικοπάσσαλοι διαμέτρου 1.6m (πρωτότυπη διάσταση), από άμμο Nevada No. 120 σε σχετική πυκνότητα $D_r=65\%$ και γωνία τριβής $\phi=37^\circ$, σε κεντρική απόσταση 2.55m, η οποία αντιστοιχούσε σε συντελεστή αντικατάστασης $A_r=30\%$. Οι διατάξεις των πειραμάτων 3 και 4 φαίνονται στο **Σχήμα 2.32**.



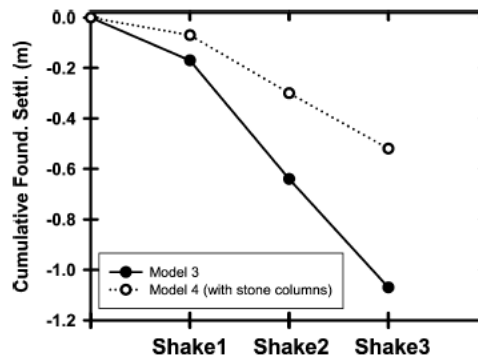
Σχήμα 2.32: Διατάξεις πειραμάτων model 3 και model 4 (Adalier et al., 2003).

Τα μοντέλα δοκιμών 3 και 4 υποβλήθηκαν σε 3 διαδοχικές αρμονικές διεγέρσεις αυξανόμενης έντασης και συχνότητας 1Hz. Η πρώτη (Shake 1) αποτελούνταν από 10 κύκλους με μέγιστη επιτάχυνση 0.08g, η δεύτερη (Shake 2) αποτελούνταν από 30 κύκλους με μέγιστη επιτάχυνση 0.18g ενώ η τρίτη (Shake 3) από 30 κύκλους μέγιστης επιτάχυνσης 0.20g. Οι αντίστοιχες ιστορίες παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.33**. Μεταξύ των διαδοχικών διεγέρσεων δόθηκε αρκετός χρόνος, ώστε να αποτονωθούν οι αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων.



Σχήμα 2.33: Δόνηση στη βάση των πειραμάτων model 3 και model 4 (Adalier et al., 2003).

Παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.27** η συνολική καθίζηση της θεμελίωσης και για τις δύο διατάξεις (model 3, 4) και για τις τρεις διαδοχικές δονήσεις.

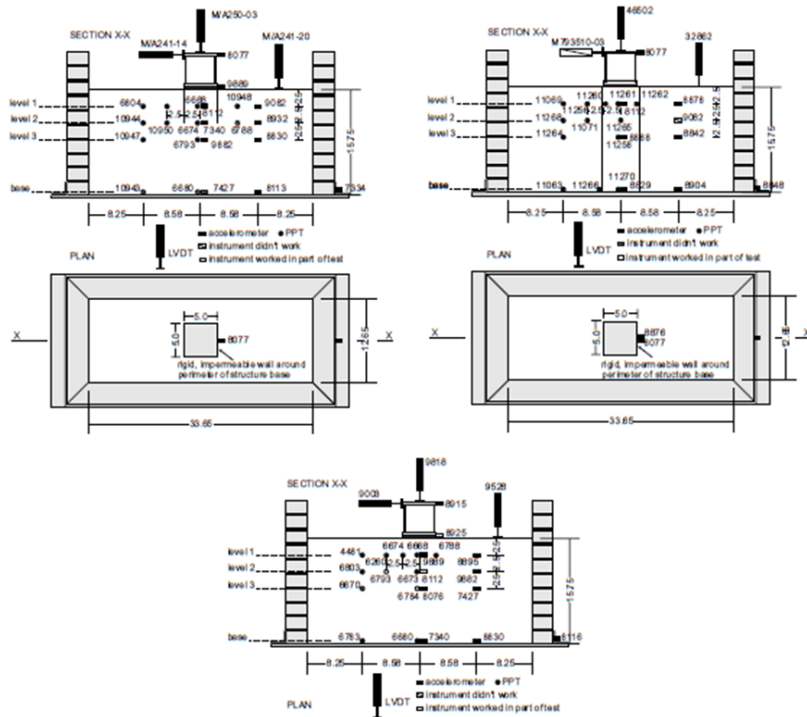


Σχήμα 2.34: Αθροιστική καθίζηση θεμελίωσης για τις διαδοχικές δονήσεις των διατάξεων με και χωρίς βελτίωση (διατάξεις 4 και 3 αντίστοιχα) (Adalier et al., 2003).

Βασισμένοι στα αποτελέσματα και στις παρατηρήσεις από τα τέσσερα πειράματα, οι ερευνητές συμπέραναν μεταξύ άλλων:

- Η βελτίωση του εδάφους είχε σαν αποτέλεσμα τη μείωση της αναπτυσσόμενης καθίζησης της θεμελίωσης κατά περίπου 50%.
- Η αύξηση της καθίζησης γίνεται περίπου γραμμικά συναρτήσει του χρόνου, με μικρότερο ρυθμό ωστόσο στο βελτιωμένο έδαφος.
- Τα εδαφικά στοιχεία κάτω από την θεμελίωση δε ρευστοποιήθηκαν ($\sigma'_v=0$) σε καμία δοκιμή.
- Η βελτίωση του εδάφους με τη χρήση χαλικοπασσάλων, αποτρέποντας τη ρευστοποίηση, οδήγησε σε μη απομείωση του κραδασμού και σε ορισμένες περιπτώσεις ακόμη και στην ενίσχυσή του.

Οι Mitrani et al. (2012) έκαναν μια σειρά πειραμάτων φυγοκεντριστή διερευνώντας την συμπεριφορά άκαμπτων τοίχων ως μέτρο περιορισμού του φαινομένου της ρευστοποίησης. Όλα τα πειράματα έγιναν στον φυγοκεντριστή του πανεπιστημίου του Cambridge, ενώ τα μοντέλα τοποθετήθηκαν σε εύκαμπτο δοχείο (ESB) το οποίο έχει κατασκευαστεί να παραμορφώνεται μαζί με το έδαφος ώστε να περιορίζονται οι επιρροές των συνόρων (σα το laminar box). Χρησιμοποιήθηκε κατασκευή με ιδιοσυχνότητα 76Hz και ασκούμενο διατμητικό φορτίο στην θεμελίωση ίσο με 58 kPa σε όλα τα πειράματα. Πείραμα βάσης αποτελεί αυτό χωρίς βελτίωση (BM1) και αποτελείται από την κατασκευή επί μιας ομογενούς, χαλαρής και κορεσμένης στρώσης άμμου. Το ίδιο προφίλ έχουμε και για τα πειράματα με άκαμπτο τοίχο μέχρι ενός βάθους της ρευστοποιήσιμης στρώσης (WPA1P) και για πειράματα με άκαμπτο τοίχο σε όλο το βάθος της στρώσης (WPA1F). Μετρητές πιέσεων πόρων, επιταχυνσιογράφοι καθώς και μετρητές μετακινήσεων τοποθετήθηκαν σε κάθε πείραμα, η διάταξη των οποίων φαίνεται στο **Σχήμα 2.35**, ενώ οι ιδιότητες της εδαφικής στρώσης δίνονται στον **Πίνακα 2.5**. Σε όλα τα πειράματα έγινε χρήση της άμμου Hostun S28 με ιδιότητες που φαίνονται στον **Πίνακα 2.6**, ενώ οι άκαμπτοι τοίχοι κατασκευάστηκαν από 3.25mm λεπτού αλουμινίου.



Σχήμα 2.35: Πειραματικές διατάξεις με και χωρίς περιμετρικούς τοίχους (Mitrani et al., 2012).

Πίνακας 2.5: Ιδιότητες της στρώσης άμμου που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (Mitrani et al., 2012).

	BM1	WA1P	WA1F
Layer thickness (m)	14.3	15.3	14.9
Dry unit weight, γ_{dry} (kN/m ³)	14.9	14.2	14.7
Saturated unit weight, γ_{sat} (kN/m ³)	19.1	18.7	19.0
Relative density, D_r (%)	59	40	53

Πίνακας 2.6: Ιδιότητες άμμου Hostun S28 που χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (Mitrani et al., 2012).

e_{max}	1.01
e_{min}	0.555
G_s	2.65
ϕ'_{peak}	35°

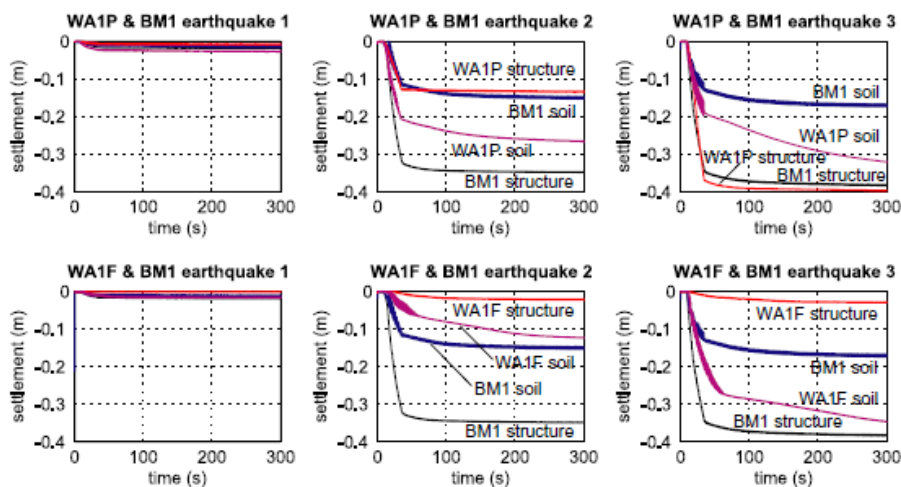
(derived for Hostun RF sand)

Τα πειράματα έγιναν για πέντε διαφορετικούς σεισμούς με αυξανόμενη ένταση και συχνότητα τα στοιχεία των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.7. Εδώ θα γίνει αναφορά μόνο σε δύο εξ αυτών, τους σεισμούς 2 και 3, καθώς είναι αυτοί που παρουσίασαν σημαντικό βαθμό ρευστοποίησης.

Πίνακας 2.7: Λεπτομέρειες των σεισμών των πειραμάτων (Mitrani et al., 2012).

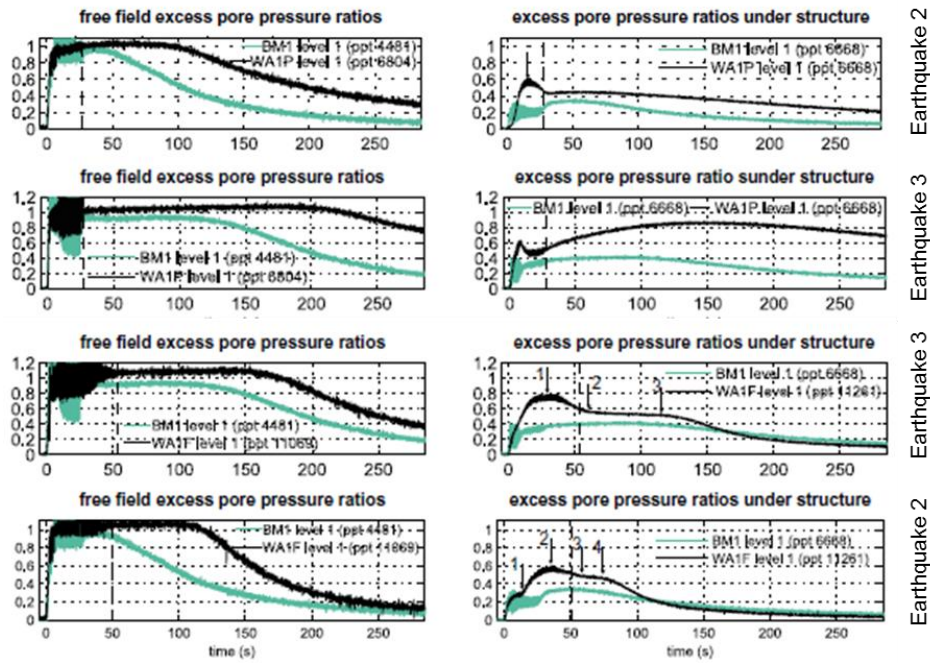
	Frequency (Hz)	Duration (s)			Max. base acceleration (g)			No. of cycles		
		BM1	WA1P	WA1F	BM1	WA1P	WA1F	BM1	WA1P	WA1F
EQ 1	0.6	27	28	40	0.08	0.08	0.07	17	17	24
EQ 2	0.8	28	27	51	0.13	0.12	0.15	22	22	40
EQ 3	1	29	27	54	0.20	0.23	0.27	28	28	52
sweep	1 → 0	≈190	≈193	—	0.27	0.31	—	≈113	≈113	—
EQ 4	1	29	27	—	0.27	0.32	—	28	27	—

Οι καθιζήσεις του εδάφους και της κατασκευής που προέκυψαν από τα πειράματα των Mitrani et al. (2012) παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.36**, απ' όπου προκύπτει ότι για τους σεισμούς 2 και 3 υπάρχει σημαντική βελτίωση στη συμπεριφορά της κατασκευής στο πείραμα WA1F. Για την περίπτωση του πειράματος WA1P παρατηρείται ότι για τον σεισμό 2 έχουμε μείωση των καθιζήσεων της κατασκευής, ενώ για τον σεισμό 3 η συμπεριφορά της είναι ίδια με αυτή στο πείραμα βάσης BM1. Επίσης, στα πειράματα WA1P και BM1 για τους σεισμούς 2 και 3 βλέπουμε πως το μεγαλύτερο ποσοστό των καθιζήσεων της κατασκευής προκύπτει κατά την διάρκεια της διέγερσης. Όμως, η συμπεριφορά είναι διαφορετική στο πείραμα WA1F, καθώς προκύπτουν σημαντικές καθιζήσεις και μετά το πέρας της διέγερσης.



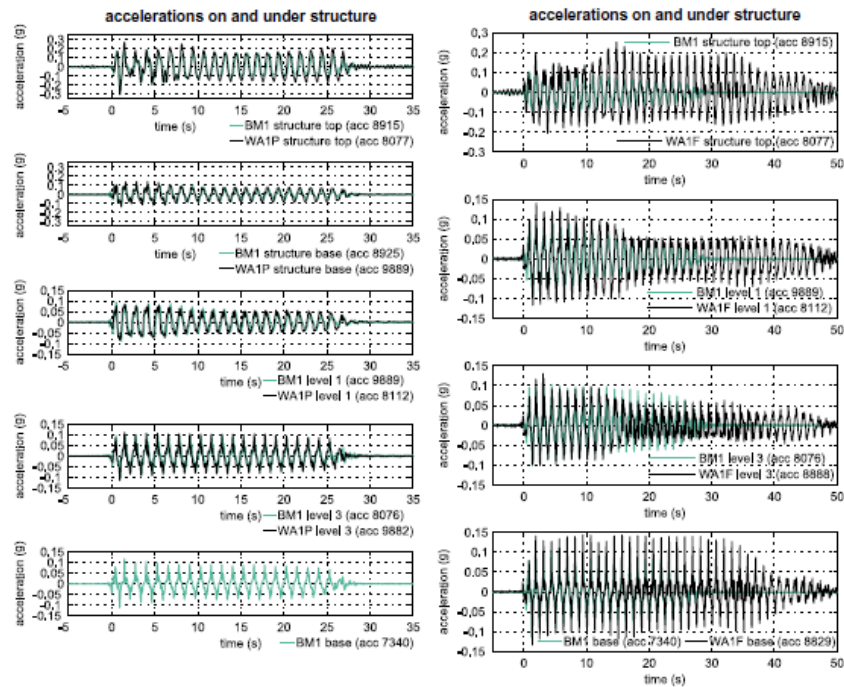
Σχήμα 2.36: Καθιζήσεις που μετρήθηκαν στα πειράματα WA1P και WA1F (Mitrani et al., 2012).

Στο **Σχήμα 2.37** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των πιέσεων πόρων που μετρήθηκαν από τα όργανα που βρίσκονται σε βάθος 2.5m από την επιφάνεια και αφορούν τα πειράματα BM1, WA1P και WA1F και τους σεισμούς 2 και 3. Οι πιέσεις πόρων του ελεύθερου πεδίου δείχνουν ότι προκύπτει ρευστοποίηση πρακτικώς αμέσως με την έναρξη της διέγερσης, ενώ κάτω από την κατασκευή δεν έχουμε ρευστοποίηση. Παρόλα αυτά, δεδομένου ότι ο λόγος υπερπιέσεων πόρων φτάνει σε μεγάλες τιμές κάτω από την κατασκευή (έως και 0.8), το έδαφος γίνεται αρκετά εύτημτο. Μετά το τέλος της διέγερσης, η άμμος στο ελεύθερο πεδίο παραμένει ρευστοποιημένη για αρκετό χρόνο, και αντίστοιχα οι υπερπιέσεις πόρων κάτω από την κατασκευή παραμένουν επίσης αυξημένες και στις δύο περιπτώσεις σε σχέση με το πείραμα βάσης BM1.



Σχήμα 2.37: Χρονοϊστορίες των λόγων υπερπίεσεων πόρων 2.5m από την επιφάνεια στους σεισμούς 2, 3 για τα πειράματα BM1, WA1P και WA1F (Mitrani et al., 2012).

Τέλος οι Mitrani et al. (2012) ασχολήθηκαν και με το αν προκύπτει ενίσχυση ή απομείωση της εισαγόμενης διέγερσης βάσης. Στο Σχήμα 2.38 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων κατά τη διάρκεια της διέγερσης 2 και για τα πειράματα WA1P και WA1F, σε σύγκριση με αυτές του πειράματος βάσης BM1. Στο πείραμα WA1P, ο λόγος ενίσχυσης/εξασθένησης στην βάση της κατασκευής κυμαίνεται από 0.8 έως 1.4, ενώ στο πείραμα BM1 στη αντίστοιχη θέση κυμαίνεται από 0.6 έως 1.15. Γενικότερα, σε όλες τις θέσεις παρατηρείται μερική ενίσχυση των επιταχύνσεων. Όσον αφορά στο πείραμα WA1F, προκύπτει απομείωση των επιταχύνσεων στη βάση της κατασκευής για τους διάφορους σεισμούς, ενώ στην κατασκευή παρατηρούνται επιταχύνσεις 1.1 και 1.9 φορές μεγαλύτερες από την εισαγόμενη διέγερση.



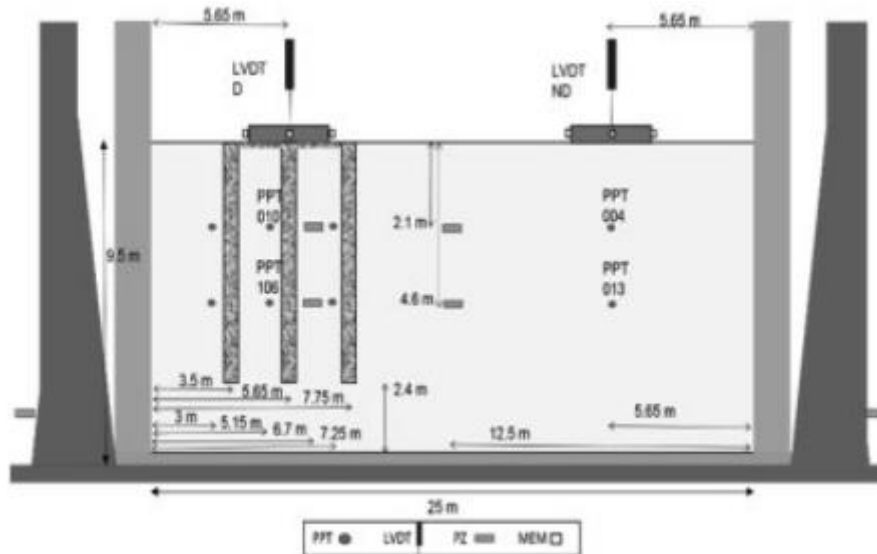
Σχήμα 2.38: Επιταχύνσεις στην κατασκευή και υπό αυτήν κατά την διάρκεια του σεισμού 2, για τα πειράματα WA1P και WA1F σε σύγκριση με αυτές του πειράματος βάσης BM1 (Mitrani et al., 2012).

Συνολικά, οι Mitrani et al. (2012) από τα πειράματα που πραγματοποίησαν και τα αποτελέσματα που παρουσίασαν κατέληξαν στα παρακάτω συμπεράσματα:

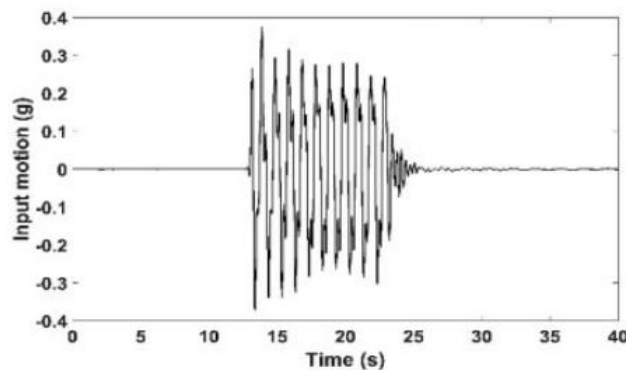
- Οι περιμετρικοί τοίχοι ενίσχυσης σε όλο το βάθος μειώνουν δραστικά τις καθιζήσεις της κατασκευής.
- Στους περιμετρικούς τοίχους ενίσχυσης μερικού βάθους η αστοχία του εδάφους μεταφέρεται από τη στάθμη της βάσης της κατασκευής στη στάθμη της βάσης των τοίχων. Συνεπώς, είναι αποτελεσματικοί στη μείωση των καθιζήσεων της κατασκευής για σεισμούς που προκαλούν ένα βάθος ρευστοποίησης στο ελεύθερο πεδίο, που είναι μικρότερο από το βάθος των τοίχων.
- Όταν υπάρχουν περιμετρικοί τοίχοι ενίσχυσης, οι υπερπιέσεις πόρων μετά τον σεισμό αυξάνουν σε όλες τις θέσεις και το έδαφος κάτω από την κατασκευή παραμένει πιο εύτημτο για περισσότερο χρόνο σε σχέση με την περίπτωση χωρίς βελτίωση.
- Οι περιμετρικοί τοίχοι ενίσχυσης και στις δύο περιπτώσεις (μερικού ή συνολικού βάθους) βοηθούν στον περιορισμό της πλευρικής κίνησης της άμμου και μειώνουν την ογκομετρική μεταβολή αυτής.

Οι Garcia-Torres and Madabhushi (2018) εξέτασαν την αποτελεσματικότητα χαλικοπασσάλων κάτω από υφιστάμενες κατασκευές, ως μέτρο αποτροπής του φαινομένου της ρευστοποίησης, με έμφαση στη δυνατότητα στράγγισης τους. Για το σκοπό αυτό πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων σε φυγοκεντρική με και χωρίς τοποθέτηση χαλικοπασσάλων κάτω από την κατασκευή. Πιο συγκεκριμένα, στα πειράματα χρησιμοποιήθηκε για την προσομοίωση του φυσικού εδάφους άμμος Hostun σε χαλαρή δομή ($D_r = 0.35\%$, $e = 0.875$) ενώ οι χαλικοπάσσαλοι προσομοιώθηκαν με την πιο χονδρόκοκκη άμμο Fraction B, με διαπερατότητα $k=0.7 \cdot 10^{-2}$ m/s. Οι χαλικοπάσσαλοι είχαν διάμετρο 12mm και ύψος 142mm που

αντιστοιχούν σε πραγματική διάμετρο 0.6m και ύψος 7.1m. Στο μοντέλο τοποθετήθηκαν μετρητές πιέσεων πόρων (PPTs), μετρητές μετατοπίσεων (LVDTs), μετρητές επιταχύνσεων (MEMs) και πιεζομετρικά επιταχυνσιόμετρα (PZs) με διάταξη που φαίνεται στο **Σχήμα 2.39**, ενώ το δοχείο χωρίστηκε σε δυο πλευρές με και χωρίς χαλικοπασσάλους. Ακόμη, στις επιφανειακές θεμελιώσεις ασκήθηκε φορτίο 50kPa, ενώ τα πειράματα έγιναν για τρεις διαφορετικούς σεισμούς μέγιστης εισαγόμενης διέγερσης 0.11g, 0.31g και 0.38g. Καθώς και οι τρεις σεισμοί έδειξαν παρόμοια αποτελέσματα επιλέγεται να παρουσιαστούν αυτά για την μεγαλύτερη διέγερση που αντιστοιχεί σε σεισμό διάρκειας 10.7s και ιδιοσυχνότητα 1 Hz και εμφανίζεται στο **Σχήμα 2.40**.



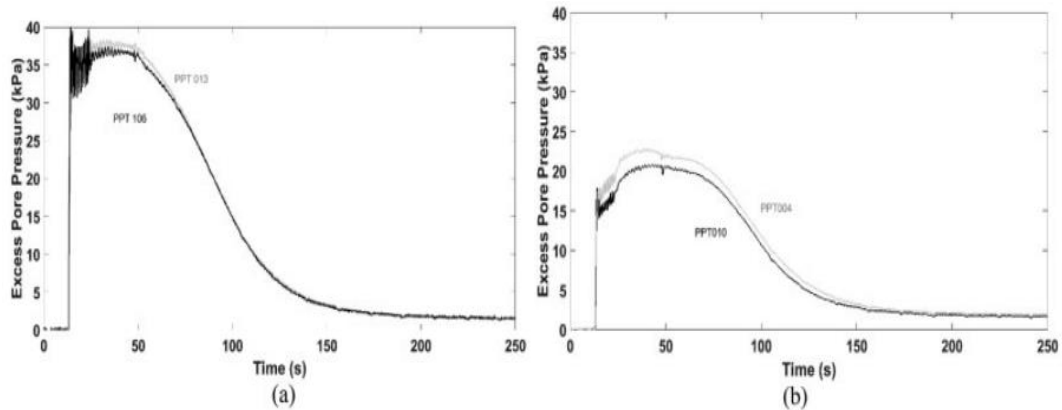
Σχήμα 2.39: Όψη πειράματος φυγοκεντριστή (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).



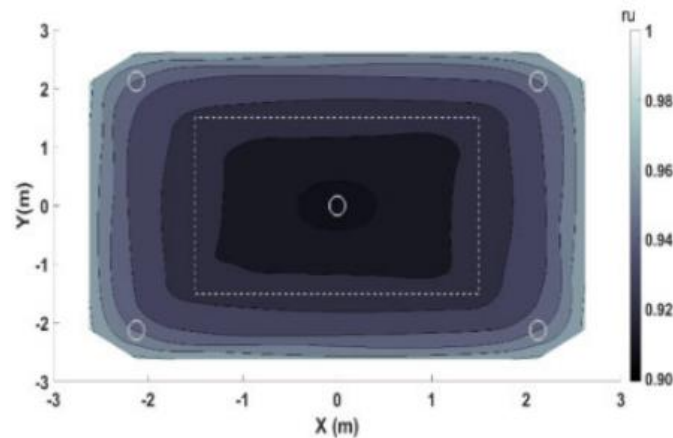
Σχήμα 2.40: Εισαγόμενη διέγερση (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).

Οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων κάτω από τον κεντρικό άξονα της κατασκευής και σε απόσταση 2.1m και 4.6m από την επιφάνεια του εδάφους παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.41**. Παρατηρείται καταρχήν πως οι τιμές των υπερπιέσεων κοντά στην επιφάνεια είναι περίπου οι μισές από αυτές που αναπτύσσονται στο μέσο της στρώσης και για τα δύο θεμέλια. Ακόμη, συγκρίνοντας τα δύο θεμέλια, βλέπουμε μικρή μείωση των υπερπιέσεων για την περίπτωση όπου έχουν τοποθετηθεί χαλικοπάσσαλοι. Στην συνέχεια στο **Σχήμα 2.42** παρουσιάζονται οι ισοΰψεις των υπερπιέσεων πόρων που αναπτύσσονται κάτω από την επιφανειακή στρώση στην οποία εδράζεται η θεμελίωση, κάτω από την οποία έχουν τοποθετηθεί χαλικοπάσσαλοι. Παρατηρείται

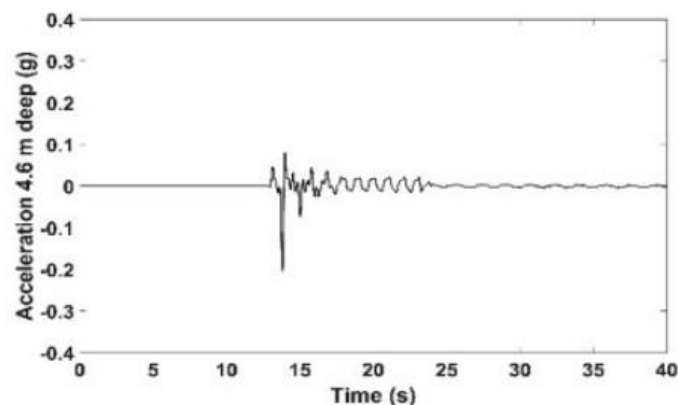
πως οι μικρότερες τιμές υπερπίεσεων καταγράφονται στο κέντρο της θεμελίωσης και αυξάνονται όσο πλησιάζουμε στους περιμετρικούς χαλικοπασσάλους εξαιτίας της συνεχούς ροής από το κέντρο της θεμελίωσης προς τα έξω. Τέλος, παρατηρήθηκε πως οι υψηλές τιμές υπερπίεσεων στο θεμέλιο χωρίς τη βελτίωση οδηγούν στον περιορισμό των επιταχύνσεων που τελικώς φτάνουν στην επιφάνεια (Σχήμα 2.43).



Σχήμα 2.41: Υπερπίεσεις πόρων (α) κάτω από την κατασκευή για έδαφος με (PPT 106) και χωρίς χαλικοπασσάλους (PPT 013) για βάθος 4.6m από την επιφάνεια και (β) κάτω από την κατασκευή για έδαφος με (PPT 010) και χωρίς χαλικοπασσάλους (PPT 004) για βάθος 2.1m από την επιφάνεια (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).

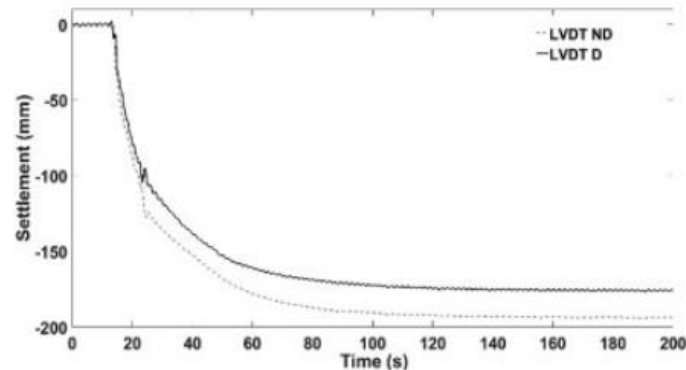


Σχήμα 2.42: Ισοϋψείς καμπύλες υπερπίεσεων πόρων στο οριζόντιο επίπεδο στην αρχή της διασποράς, 2.1m κάτω από την επιφάνεια της στρώσης, για έδαφος με χαλικοπασσάλους (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).



Σχήμα 2.43: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε βάθος 4.6m σε έδαφος χωρίς βελτίωση (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).

Η σύγκριση των ιστοριών των καθιζήσεων που καταγράφηκαν από τα όργανα για τις περιπτώσεις με και χωρίς χαλικοπασσάλους παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.44**. Οι καθιζήσεις πριν και μετά την τοποθέτηση των χαλικοπασσάλων φαίνεται να έχουν μικρή διαφορά. Αυτό πιθανώς οφείλεται στο γεγονός πως μετά την έναρξη της ρευστοποίησης το έδαφος γύρω από τους χαλικοπασσάλους δεν μπορούσε να υποστηρίξει το υλικό πλήρωσης αυτών και αστόχησε. Επιπλέον, οι χαλικοπασσαλοί υπέστησαν παραμόρφωση με αποτέλεσμα την διεύρυνση της πάνω ζώνης τους δημιουργώντας μεγαλύτερη περιοχή αστάθειας γύρω από την κατασκευή.



Σχήμα 2.44: Καθιζήσεις κατασκευής σε έδαφος με χαλικοπασσάλους (LVDT D) και χωρίς χαλικοπασσάλους (LVDT ND) (Garcia-Torres and Madabhushi, 2018).

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι Garcia-Torres and Madabhushi (2018) καταλήγουν πως η γενικότερη συνεισφορά των χαλικοπασσάλων στο έδαφος είναι θετική σε όρους καθιζήσεων και υπερπίεσεων πόρων. Το συμπέρασμα αυτό θα πρέπει να διερευνηθεί περαιτέρω με πρόσθετη δουλειά που να αφορά πιο ρεαλιστικά και λεπτομερή σενάρια προσομοίωσης.

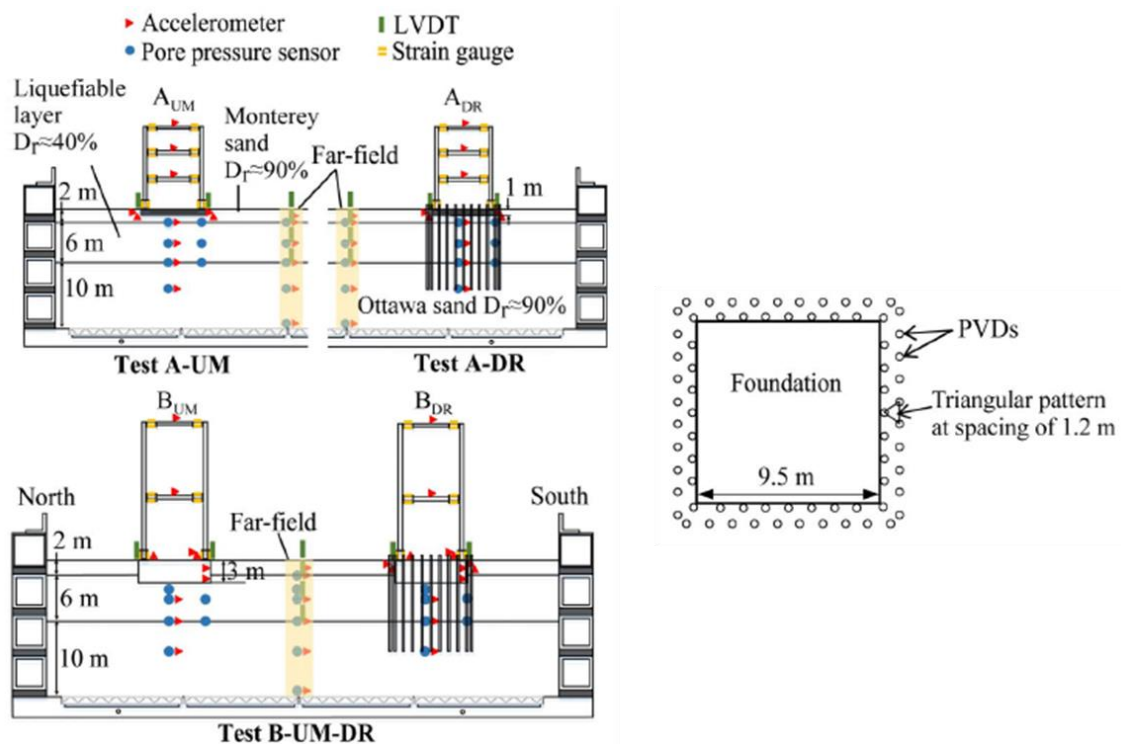
Πρόσφατα οι Paramasivam et al. (2018) διερεύνησαν την επιρροή προκατασκευασμένων κατακόρυφων στραγγιστηρίων (PVDs) περιμετρικά από υφιστάμενες κατασκευές ως μέτρο αποτροπής του φαινομένου την ρευστοποίησης, με έμφαση στην επίδραση τους στις αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων, καθιζήσεις και επιταχύνσεις. Για το σκοπό αυτό πραγματοποίησαν τρία πειράματα σε φυγοκεντριστή στα οποία προσομοίωσαν τριώροφες και εννιαώροφες κατασκευές, εδραζόμενες σε ρευστοποιήσιμο έδαφος.

Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν δύο πειράματα για τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής A (τριώροφο κτίριο), το πρώτο χωρίς βελτίωση της ρευστοποιήσιμης στρώσης (A-UM) και στην συνέχεια τοποθετώντας περιμετρικά προκατασκευασμένα στραγγιστήρια (A-DR). Για την κατασκευή B (εννιαώροφο κτίριο) πραγματοποιήθηκε ένα πείραμα (B-UM-DR), όπου εξετάστηκε η σεισμική απόκριση και των δύο εκδοχών της κατασκευής B, χωρίς βελτίωση (B-UM) και με περιμετρικά προκατασκευασμένα κατακόρυφα στραγγιστήρια (B-DR). Η απόσταση από κέντρο σε κέντρο των δύο κατασκευών απείχε 3.5 φορές το πλάτος της θεμελίωσης τους ώστε να μειωθεί η αλληλεπίδραση αυτών στο μικρότερο δυνατό.

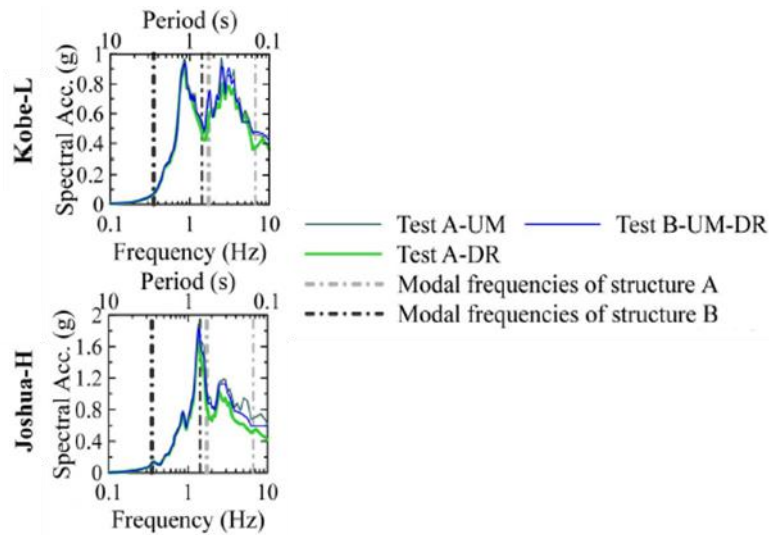
Το δοχείο που χρησιμοποιήθηκε για το σύνολο των πειραμάτων ήταν διαστάσεων 968mm μήκους, 376mm πλάτους και 304mm ύψους και υποβλήθηκε σε 70g φυγόκεντρη επιτάχυνση. Το έδαφος που χρησιμοποιήθηκε αποτελούνταν από 6m ρευστοποιήσιμης στρώσης άμμου Ottawa με σχετική πυκνότητα $D_r=40\%$ με υποκείμενα 10m στρώσης άμμου Ottawa με σχετική πυκνότητα $D_r=$

90%. Πάνω από τη ρευστοποιήσιμη στρώση υπήρχαν 2m πυκνής άμμου Monterey (0/30) με σχετική πυκνότητα $D_r=90\%$. Η ελαφρύτερη, μικρότερη και πιο άκαμπτη κατασκευή Α τοποθετήθηκε 1m μέσα στην εδαφική στρώση, ενώ η πιο βαριά και εύκαμπτη κατασκευή Β σχεδιάστηκε με μονώροφη βάση σε βάθος 3m. Η διάταξη των πειραμάτων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.45**.

Τα στραγγιστήρια τοποθετήθηκαν κατακόρυφα στην περίμετρο των κατασκευών, εκτεινόμενα από το μέσο της πυκνής στρώσης άμμου Ottawa έως την επιφάνεια, ενώ είχαν διάμετρο 3.17mm (0.11m σε πραγματική κλίμακα). Δύο διαδοχικές σεισμικές διεγέρσεις επιβλήθηκαν στη βάση των πειραματικών διαστάσεων. Στο πείραμα B_{UM-DR} η κατασκευή B_{DR} κατέρρευσε μετά τη δεύτερη δόνηση και το πείραμα σταμάτησε. Στο **Σχήμα 2.46** παρουσιάζεται η φασματική επιτάχυνση των σεισμικών διεγέρσεων Kobe -L και Joshua-H που επιβλήθηκαν, ενώ στον **Πίνακα 2.8** παρουσιάζονται οι ιδιότητες αυτών.



Σχήμα 2.45: Πειραματικές διατάξεις που χρησιμοποίησαν οι Paramasivam et al. (2018).

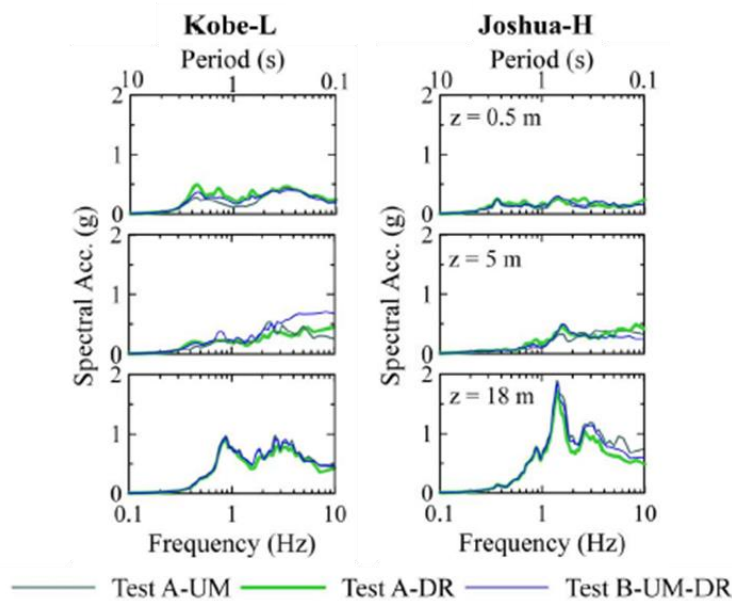


Σχήμα 2.46: Φασματική επιτάχυνση χαρακτηριστικών διεγέρσεων Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).

Πίνακας 2.8: Ιδιότητες των σεισμικών διεγέρσεων που μετρήθηκαν στην βάση του πειράματος (Paramasivam et al., 2018).

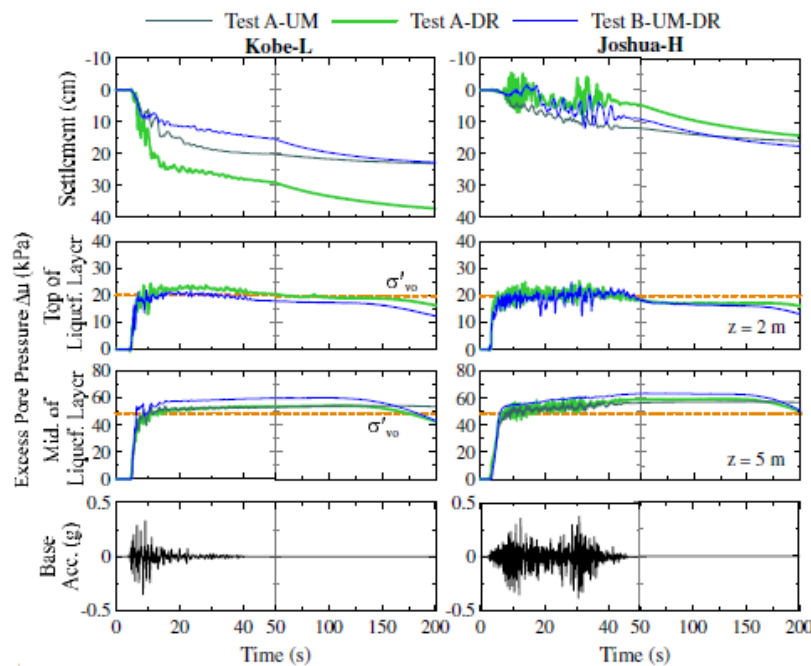
Motion number	Motion identifier	Event name	Recorded station	Peak ground acceleration (PGA) (g)	Significant duration, D_{5-95} (s)	Mean period, T_m (s)	Arias Intensity, I_a (m/s)
1	Kobe-L	1995-Kobe	Takatori	0.38	12	0.67	1.8
2	Joshua-H	1992-Landers	Joshua Tree	0.46	27	0.86	7.1

Στο Σχήμα 2.47 γίνεται σύγκριση των επιταχύνσεων στο ελεύθερο πεδίο (μακριά από τις κατασκευές) σε διάφορα βάθη. Μικρές διαφορές εμφανίζονται στην επίτευξη των επιθυμητών διεγέρσεων βάσης, καθώς η ύπαρξη διαφορετικών κατασκευών με διαφορετικό στατικό και δυναμικό φορτίο οδήγησαν σε διαφοροποιήσεις των επιταχύνσεων του ελεύθερου πεδίου. Παρόλα αυτά τα αποτελέσματα έδειξαν σημαντική απομείωση των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους στα πρώτα στάδια της δόνησης εξαιτίας της ρευστοποίησης του εδάφους.



Σχήμα 2.47: Φασματική επιτάχυνση στο ελεύθερο πεδίο του πειράματος A-DR κατά τη διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).

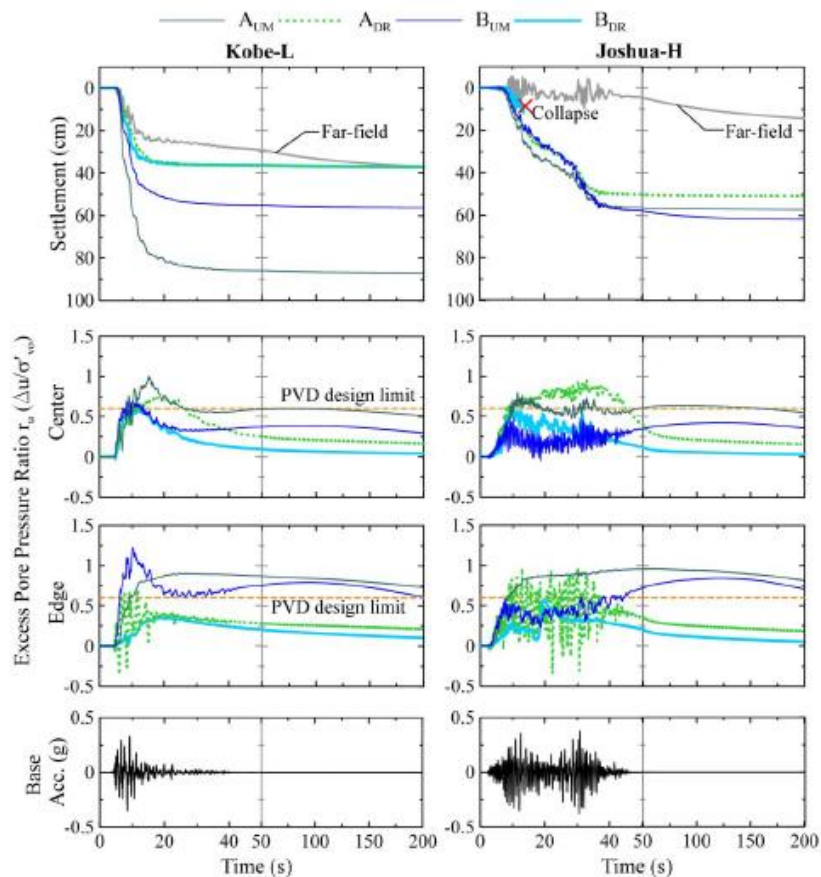
Στην συνέχεια, στο **Σχήμα 2.48** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των υπερπιέσεων (Δu) σε χαρακτηριστικά βάθη, καθώς και οι καθιζήσεις στην επιφάνεια στην ρευστοποιήσιμη στρώση στο ελεύθερο πεδίο. Οι υπερπιέσεις του νερού των πόρων στη μέση και στην επιφάνεια της ρευστοποιήσιμης στρώσης και στα τρία πειράματα παρουσίασαν παρόμοιες τιμές και έφτασαν στην ρευστοποίηση γρήγορα και για τους δύο σεισμούς. Οι υπερπιέσεις πόρων παρέμειναν στη μέγιστη τιμή τους για αρκετό χρόνο μετά το πέρας της διέγερσης, εξαιτίας της ροής του νερού προς τα πάνω. Οι καθιζήσεις εμφανίστηκαν μεγαλύτερες για το πείραμα A-DR σε σύγκριση με τα άλλα δύο πειράματα κατά την διάρκεια του σεισμού Kobe-L. Οι μέθοδοι βελτίωσης που έλαβαν χώρα στο πείραμα A-DR πιθανώς να απομονώνουν την απόκριση των κατασκευών από το περιβάλλον έδαφος, οδηγώντας σε μερικές μεγαλύτερες καθιζήσεις στο ελεύθερο πεδίο. Σε αντίθεση με αυτό, στα πειράματα A-UM και B-UM-DR, η τρισδιάστατη ροή των υπερπιέσεων πόρων του νερού κάτω και γύρω από τις κατασκευές χωρίς βελτίωση (A-UM και B-UM) και οι μετακινήσεις λόγω διάτμησης μακριά από τις θεμελιώσεις επηρέασε και μείωσε τις καθιζήσεις του ελεύθερου πεδίου. Σε όλα τα πειράματα το μεγαλύτερο ποσοστό των καθιζήσεων του ελεύθερου πεδίου παρατηρήθηκε κατά την διάρκεια της διέγερσης.



Σχήμα 2.48: Χρονοϊστορίες των καθιζήσεων και των υπερπιέσεων πόρων στο ελεύθερο πεδίο μετρούμενες σε διαφορετικά βάθη στα τρία πειράματα κατά την διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).

Στο **Σχήμα 2.49** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου των υπερπιέσεων πόρων (r_u) που μετρήθηκαν στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κάτω από το κέντρο και το άκρο κάθε κατασκευής, καθώς και οι καθιζήσεις της θεμελίωσης. Όπως είναι αναμενόμενο οι καθιζήσεις αυξάνονται κάτω από την κατασκευή χωρίς βελτίωση σε σχέση με το ελεύθερο πεδίο. Η κατασκευή B-UM παρουσίασε μικρότερες καθιζήσεις σε σχέση με την κατασκευή A-UM κατά την διάρκεια του σεισμού Kobe-L, ενώ οι καθιζήσεις ήταν παρόμοιες για την περίπτωση του σεισμού Joshua-H. Η ύπαρξη κατακόρυφων στραγγιστηρίων στα πειράματα A-DR και B-DR προκάλεσε γρήγορη μείωση

των υπερπιέσεων πόρων και κατά συνέπεια μικρότερες τιμές r_u στις θεμελιώσεις σε σύγκριση με τις κατασκευές A-UM και B-UM κατά την διάρκεια του σεισμού Kobe-L. Η τιμή του λόγου των υπερπιέσεων κάτω από το κέντρο των κατασκευών B-UM και B-DR ήταν περίπου ίδια κατά την διάρκεια της διέγερσης του σεισμού Kobe-L, αλλά σημαντική μείωση παρατηρήθηκε γύρο από τα άκρα της κατασκευής B-DR. Κατά την διάρκεια του σεισμού Joshua-H, τα στραγγιστήρια δεν επηρέασαν τις τιμές των μέγιστων υπερπιέσεων πόρων κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης κατά την διάρκεια της διέγερσης, αλλά οδήγησαν στην γρηγορότερη απομείωση τους μετά τον σεισμό. Ακόμη, η ύπαρξη στραγγιστηρίων μείωσε τις καθιζήσεις των κατασκευών A-DR και B-DR μειώνοντας την ανάπτυξη μεγάλων τιμών υπερπιέσεων στην υφιστάμενη εδαφική στρώση, με τις καθιζήσεις να εμφανίζονται κατά 57 και 34% αντίστοιχα μικρότερες.



Σχήμα 2.49: Χρονοϊστορίες των καθιζήσεων και των υπερπιέσεων πόρων κάτω από το κέντρο και το άκρο θεμελιώσεων, στο μέσο της ρευστοποιήσιμης στρώσης κατά την διάρκεια των σεισμών Kobe-L και Joshua-H (Paramasivam et al., 2018).

3. Μεθοδολογία Αριθμητικών αναλύσεων

3.1. Γενικά

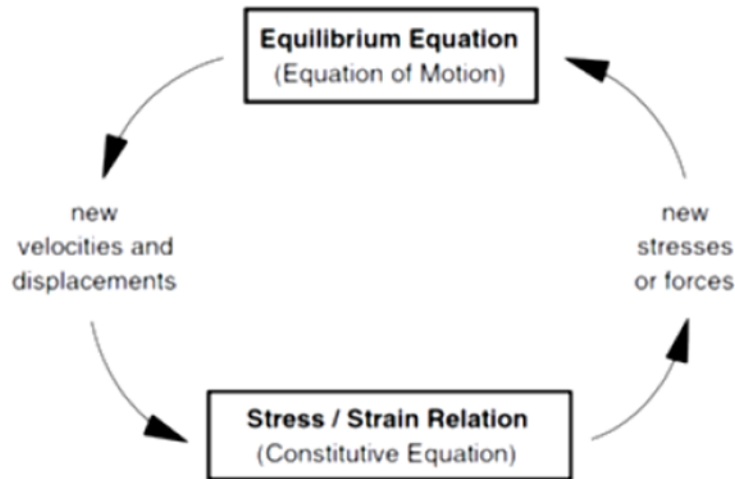
Στο παρόν κεφάλαιο, παρουσιάζεται αναλυτικά η μεθοδολογία σύμφωνα με την οποία εκτελέστηκαν οι πλήρως συζευγμένες αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας Εργασίας για τη μελέτη σεισμικής απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, αλλά κυρίως για τη διερεύνηση της εφαρμοσιμότητας διαφορετικών μεθόδων αποτροπής της ρευστοποίησης σε υφιστάμενες κατασκευές. Η παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος σε δύο διαστάσεις (συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) πραγματοποιήθηκε με τη χρήση του λογισμικού, πεπερασμένων διαφορών, FLAC (Itasca, 2005) και του καταστατικού προσομοιώματος NTUA_SAND (Andrianoopoulos et al. 2010). Τα βασικότερα χαρακτηριστικά των αριθμητικών αναλύσεων περιγράφονται σε αυτό το κεφάλαιο.

3.2. Αριθμητική Μεθοδολογία

Οι πλήρως συζευγμένες αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca, 2005), ενώ η μηχανική συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώθηκε με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA_SAND το οποίο αναπτύχθηκε στον τομέα Γεωτεχνικής, του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου (Papadimitriou and Bouckovalas, 2002) και στην συνέχεια ενσωματώθηκε στο λογισμικό FLAC και FLAC3D (Andrianoopoulos et al., 2010; Karamitros, 2010). Η ακρίβεια της αναπτυχθείσας αριθμητικής μεθοδολογίας έχει επαληθευτεί σε σύγκριση με πειράματα σε φυγοκεντριστή από το πρόγραμμα VELACS (Arulmoli et al., 1992), ενώ έχει χρησιμοποιηθεί και σε σύνθετα γεωτεχνικά προβλήματα (Valsamis et al., 2010; Karamitros, 2010). Η λεπτομερής περιγραφή της αριθμητικής μεθοδολογίας δεν αποτελεί σκοπό της παρούσας εργασίας, παρά μόνο η περιγραφή των βασικών χαρακτηριστικών της.

Το λογισμικό FLAC

Το λογισμικό FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών με δυναμική χαλάρωση για την επίλυση προβλημάτων σε δύο ή τρεις διαστάσεις που σχετίζονται με συνεχή μέσα. Η διατύπωση των εξισώσεων για τα διάφορα είδη προβλημάτων προς επίλυση γίνεται με εφαρμογή της Μεθόδου Κεντρικών Διαφορών στη μη-πεπλεγμένη μορφή της. Το συνεχές μέσο διακριτοποιείται σε πολλά τμήματα πεπερασμένων διαστάσεων, που στο FLAC ονομάζονται ζώνες (zones), ενώ η ισορροπία δυνάμεων ικανοποιείται στα σημεία που ορίζουν το δίκτυο των ζωνών και λέγονται κόμβοι (gridpoints). Το FLAC εξετάζει ανεξάρτητα την ισορροπία κάθε κόμβου και ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία διαδοχικών επιλύσεων, έως ότου ικανοποιηθεί η συνθήκη ισορροπίας (η συνισταμένη κάθε κόμβου να είναι μικρότερη από μια μέγιστη αποδεκτή τιμή). Ένα τυπικό βήμα της μη-πεπλεγμένης μεθόδου επίλυσης του FLAC παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.1**.



Σχήμα 3.1: Μη πεπλεγμένη διαδικασία υπολογισμού τάσεων που χρησιμοποιείται στον κώδικα FLAC.

Με βάση το **Σχήμα 3.1** βλέπουμε ότι κατά την διάρκεια ενός βασικού μη-πεπλεγμένου βήματος υπολογισμού ακολουθούνται τα παρακάτω:

1. Υπολογισμός των ισοδύναμων δυνάμεων στους κόμβους του δικτύου, που οφείλονται στην εντατική κατάσταση του μέσου, μέσω των τάσεων των ζωνών.
2. Επαλληλία των ισοδύναμων δυνάμεων με μια δύναμη απόσβεσης και με εξωτερικές δυνάμεις δίνοντας τη μη ισορροπούσα δύναμη ΣF σε κάθε κόμβο. Η δύναμη αυτή θα πρέπει να είναι ίση με την αδρανειακή δύναμη σύμφωνα με τη διαφορική εξίσωση κίνησης.
3. Υπολογισμός της προσαύξησης της ταχύτητας κάθε κόμβου στην **Σχέση 3.1**, διαιρώντας τη μη ισορροπούσα δύναμη ΣF με την ισοδύναμη μάζα m κάθε κόμβου και πολλαπλασιάζοντας το πηλίκο με το χρονικό βήμα Δt .

$$\dot{u} \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = \dot{u} \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \frac{\Sigma F}{m} \Delta t \quad (3.1)$$

4. Παραγωγή των ταχυτήτων και υπολογισμός του ρυθμού μεταβολής των παραμορφώσεων μέσω της **Σχέσης 3.2**.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.2)$$

5. Υπολογισμός των τάσεων του βήματος μέσω του ρυθμού μεταβολής της παραμόρφωσης ανάλογα με το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται.
6. Επανάληψη της διαδικασίας μέχρι της επίτευξη σύγκλισης.

Σε περίπτωση που το πρόβλημα επιλύεται δυναμικά, η μάζα και η σταθερά αποσβέσεως αντιστοιχούν σε πραγματικές παραμέτρους, ενώ τα βήματα υπολογισμού αντιστοιχούν σε συγκεκριμένο χρονικό διάστημα. Αν η επίλυση επιλεγεί να γίνει στατικά, τότε η μάζα, η σταθερά

αποσβέσεως και το βήμα υπολογισμού καθορίζονται από τον ίδιο τον κώδικα, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται η σύγκλιση, χωρίς να προκύπτουν αδρανειακά φαινόμενα.

Μειονέκτημα της μη-πεπλεγμένης μεθόδου επίλυσης αποτελεί το γεγονός πως ακόμη και για γραμμικά προβλήματα απαιτείται ένας σημαντικός αριθμός βημάτων έως την επίλυση. Παράλληλα όμως, εμφανίζει ένα μεγάλο πλεονέκτημα, το οποίο έγκειται στο γεγονός ότι ο αλγόριθμος δεν προϋποθέτει κανέναν είδους επαναληπτική διαδικασία καθώς και μόνωση και αντιστροφή μητρώων, καθώς οι ζώνες δεν «επικοινωνούν» κατά την διάρκεια του υπολογιστικού βήματος. Ως εκ τούτου ο κώδικας καθίσταται σημαντικά πιο αποτελεσματικός σε εντόνως μη-γραμμικά προβλήματα, όπως αυτά που αφορούν ρευστοποίηση.

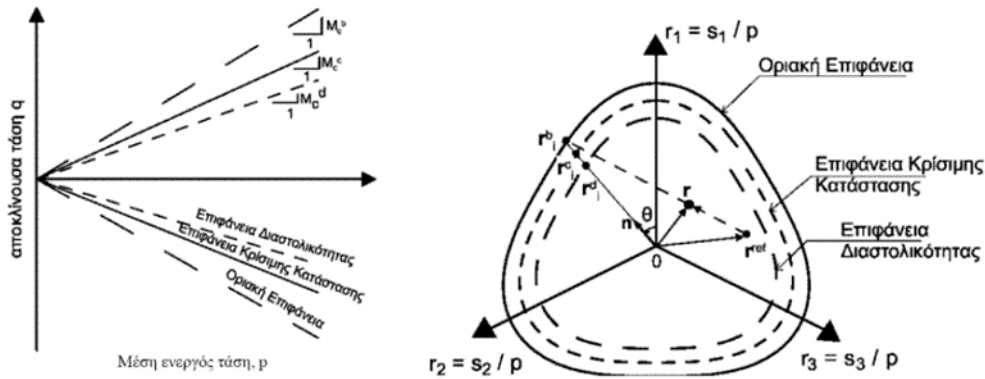
Το καταστατικό προσομοίωμα NTUA_SAND

Το χρησιμοποιούμενο καταστατικό προσομοίωμα καταστρώθηκε σε πρώτη φάση από τους Papadimitriou & Bouckovalas (2002) και πήρε την οριστική του μορφή στα πλαίσια της διδακτορικών διατριβών των Andrianopoulos (2006) και Karamitros (2010). Βασίζεται στις αρχές των θεωριών της πλαστικότητας και της Κρίσιμης Κατάστασης, ενώ θεωρεί σημειακή επιφάνεια διαρροής (εκτιμά πλαστικές παραμορφώσεις σε κάθε επαυξητικό βήμα). Προσομοιώνει την απόκριση μη συνεκτικών (κοκκωδών) εδαφών (άμμων και ιλύων) με την ίδια ομάδα 13 παραμέτρων προσομοιώματος, υπό τις ακόλουθες συνθήκες,:

- Στραγγιζόμενων και αστράγγιστων συνθηκών φόρτισης.
- Μικρών, μεσαίων και μεγάλων ανακυκλικών παραμορφώσεων
- Διαφορετικών τιμών δείκτη πόρων ή σχετικής πυκνότητας.
- Διαφορετικών ενεργών τάσεων στερεοποίησης.

Συγκεκριμένα, προσομοιώνονται ικανοποιητικά η διαστολικότητα του εδάφους, η χαλάρωση και η αλλαγή της δομής του υλικού, η ανάπτυξη υδατικών υπερπιέσεων, καθώς και η συσσώρευση μόνιμων παραμορφώσεων. Επίσης, συσχετίζεται με επιτυχία η απόκριση του υλικού με την παράμετρο κατάστασης ψ (Been & Jefferies, 1985), η οποία ενοποιεί την επίδραση των ενεργών τάσεων στερεοποίησης και των τιμών του δείκτη πόρων ή της σχετικής πυκνότητας σε μια μόνο παράμετρο. Ένα ακόμη χαρακτηριστικό του προσομοιώματος είναι η θεώρηση σημειακής επιφάνειας διαρροής, με επακόλουθο την ελαστοπλαστική απόκριση υλικού σε κάθε υπολογιστικό βήμα. Παράλληλα, επιτυγχάνεται μείωση του υπολογιστικού χρόνου, εφόσον απλοποιείται η αριθμητική ολοκλήρωση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων καθώς δεν εκτιμάται συνθήκη συμβατότητας προς επιφάνεια διαρροής.

Στο **Σχήμα 3.2** παρουσιάζονται οι προβολές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση (αριστερό σχήμα), καθώς και οι μορφές των επιφανειών στο επίπεδο π (αποκλίνον επίπεδο) σε συνδυασμό με το νόμο προβολής του προσομοιώματος που κάνει χρήση του σημείου της τελευταίας αντιστροφής της φόρτισης (δεξιό σχήμα).



Σχήμα 3.2: Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο ρ - q και η προβολή τους στο επίπεδο π .

Έδαφος

Σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν προσομοιώθηκε πάχος στρώσης 10m ρευστοποιήσιμης άμμου με σχετική πυκνότητα $D_r=45\%$, δείκτη πόρων $e=0.7178$, πυκνότητα $\rho=1.53 \text{ Mgr/m}^3$ και πραγματική διαπερατότητα $k=6.5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ ($k_{FLAC}=k/g=6.6 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$). Ουσιαστικά, ως έδαφος θεωρείται η λεπτή άμμος Nevada, καθώς υιοθετούνται οι τιμές των παραμέτρων που προέκυψαν από βαθμονόμηση στην άμμο αυτή (Andrianopoulos et al. 2010).

Θεμέλιο

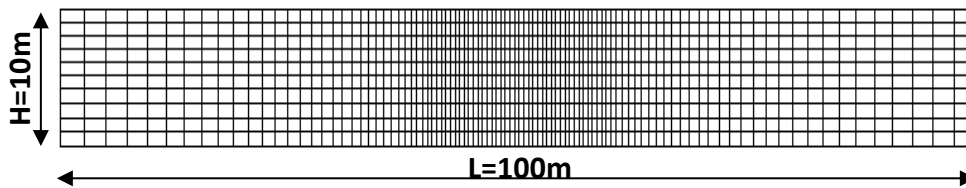
Το άκαμπτο τραχύ λωριδωτό (απειρόμηκες) θεμέλιο το οποίο θεωρήθηκε στην επιφάνεια της στρώσης της άμμου είχε πλάτος B και επέβαλλε ομοιόμορφη κατακόρυφη τάση $q = 100 \text{ kPa}$. Η προσομοίωση του θεμελίου πραγματοποιήθηκε μέσω στοιχείων δοκού. Εκτελέστηκαν αναλύσεις με πλάτος θεμελίωσης $B = 2 \text{ m}, 5 \text{ m}, 10 \text{ m}$ και 20 m , ενώ για πλάτος θεμελίωσης $B = 5 \text{ m}$ έγιναν πρόσθετες αναλύσεις για κατακόρυφη τάση $q = 25 \text{ kPa}, 50 \text{ kPa}, 150 \text{ kPa}, 300 \text{ kPa}$. Για την πλειοψηφία των αναλύσεων και προκειμένου να επιταχυνθεί ο χρόνος επίλυσης η ακαμψία του θεμελίου προσομοιώθηκε με τη δέσμευση των μετακινήσεων των κόμβων του θεμελίου ως προς το κέντρο αυτού και για τις δύο διευθύνσεις x και y (η μέθοδος αυτή θα αποκαλείται εν συντομία fix_x_y). Αντίθετα, για τις περιπτώσεις που εξετάζεται η επιρροή της εκκεντρότητας της φόρτισης, και όπου ένα από τα σημαντικά μεγέθη είναι η στροφή του θεμελίου περί το κέντρο του, δεν ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία προσομοίωσης. Έτσι, θεωρήθηκε πραγματικό θεμέλιο, του οποίου η στιβαρότητα προσομοιώθηκε μέσω του πάχους και του μέτρου ελαστικότητας των στοιχείων δοκού. Μετά από παραμετρική διερεύνηση αποφασίστηκε η χρήση των ακόλουθων παραμέτρων για τα στοιχεία θεμελίου αναλόγως του μεγέθους του θεμελίου, προκειμένου να επιτυγχάνεται η μετακίνησή του ως άκαμπτο σώμα, χωρίς όμως να αυξάνει υπέρμετρα ο απαιτούμενος υπολογιστικός χρόνος.

- $B = 5 \text{ m}$: $E = 10^7 \text{ kPa}$ και $H = 1 \text{ m}$
- $B = 20 \text{ m}$: $E = 10^7 \text{ kPa}$ και $H = 2 \text{ m}$

Για τις άλλες τιμές του πλάτους B , εκτελέστηκαν μόνο αναλύσεις με δέσμευση μετακινήσεων.

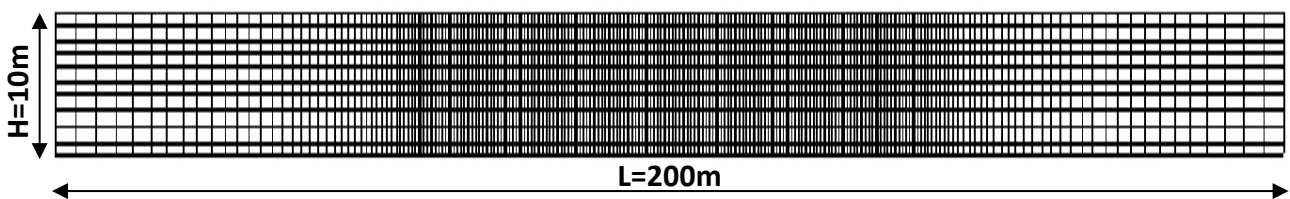
Διακριτοποίηση καννάβου

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκαν δύο κάνναβι διαφορετικού πλάτους αλλά ίδιου πάχους στρώσης. Η διάταξη_1 παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.3** και αποτελείται από μια ομοιόμορφη στρώση ρευστοποιήσιμης άμμου, συνολικού πάχους 10m και πλάτους 100m. Η διακριτοποίηση στη γειτονιά του άξονα συμμετρίας της διάταξης (για απόσταση 10m εκατέρωθεν αυτού) ήταν πυκνότερη, με τα στοιχεία να πυκνώνουν κατά τον (κατακόρυφο) άξονα y με λόγο 1:0.98 προς τον επιφάνεια ενώ κατά τον άξονα x διατηρήθηκε πλάτος στοιχείου 0.5m. Μετά το πέρασ των 10m το πλάτος των στοιχείων αυξάνει σταδιακά με λόγο 1:1.05 μέχρι και τα πλευρικά όρια του καννάβου.



Σχήμα 3.3: Διάταξη_1 καννάβου αριθμητικών αναλύσεων, προς χρήση για θεμέλια πλάτους 2 και 5m

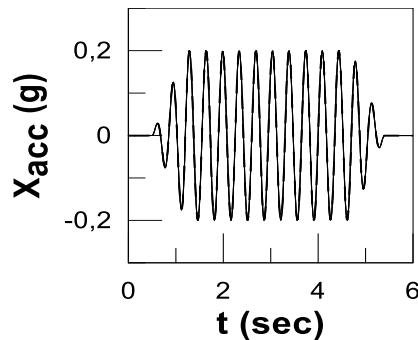
Η διάταξη_2 παρουσιάζεται στο **Σχήμα 3.4** και αποτελείται από την ίδια ομοιόμορφη στρώση πάχους 10m αλλά με μεγαλύτερο συνολικό πλάτος ίσο με 200m. Η διακριτοποίηση γύρω από τον άξονα συμμετρίας έγινε αντίστοιχα πυκνή με τη διάταξη_1 (πλάτος στοιχείου 0.5m) για μεγαλύτερη απόσταση και ίση με 40m εκατέρωθεν αυτού. Το πλάτος των στοιχείων μετά το πέρασ των 40m εκατέρωθεν του άξονα αυξάνει αντίστοιχα με την διάταξη_1 έως τα πλευρικά όρια του καννάβου. Η διάταξη_1 χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις με θεμέλια πλάτους $B=2m$ ή $5m$, ενώ η διάταξη_2 με θεμέλια πλάτους $B=10m$ ή $20m$, προκειμένου αφενός τα όρια των καννάβων να βρίσκονται σε επαρκή απόσταση από τα θεμέλια και να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα και αφετέρου όλη η περιοχή κύριου ενδιαφέροντος (τουλάχιστον $1.5B$ εκατέρωθεν του θεμελίου) να έχει διακριτοποιηθεί με αντίστοιχα πυκνό κάνναβο.



Σχήμα 3.4: Διάταξη_2 καννάβου αριθμητικών αναλύσεων, προς χρήση για θεμέλια πλάτους 10 και 20m

Διέγερση

Το εδαφικό προφίλ υποβλήθηκε σε επτά διαφορετικές αρμονικές διεγέρσεις. Η διεγερση αναφοράς (που χρησιμοποιήθηκε στην πλειονότητα των αναλύσεων) αποτελείται από 14 κύκλους με περίοδο $T=0.35s$ και μέγιστη επιτάχυνση $a_{max}=0.20g$ όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.5**. Δύο κύκλοι μικρότερου και μεταβαλλόμενου πλάτους προστέθηκαν στην αρχή και στο τέλος της χρονοϊστορίας για να διασφαλιστεί μια σταδιακή αύξηση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης.

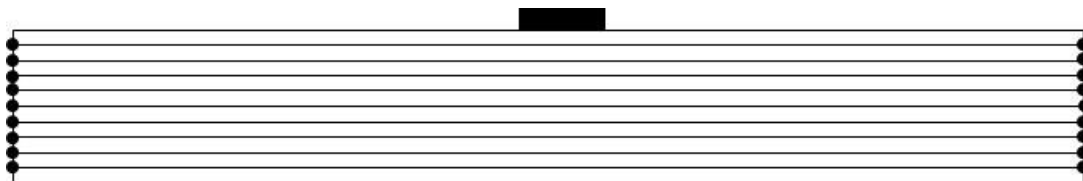


Σχήμα 3.5: Χρονοϊστορία επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στη διέγερση αναφοράς.

Οι υπόλοιπες έξι αρμονικές διεγέρσεις προέκυψαν μεταβάλλοντας μόνο μια παράμετρο κάθε φορά: τη μέγιστη επιτάχυνση a_{max} σε 0.1g ή 0.4g, την περίοδο T σε 0.20s ή 0.50s και τους κύκλους διέγερσης N σε 7 ή 19.

Συνοριακές Συνθήκες

Πριν τη δυναμική φόρτιση, γίνεται στατική επίλυση για τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων που οφείλονται στον ίδιο βάρος του εδάφους και στο επιφανειακό θεμέλιο. Η επίλυση αυτή γίνεται θεωρώντας μηδενικές μετακινήσεις στα πλευρικά σύνορα, τα οποία απέχουν πολύ από το θεμέλιο και έτσι δεν επηρεάζουν το υπολογιζόμενο τασικό πεδίο. Κατά την διάρκεια της δυναμικής φόρτισης, εφαρμόστηκε η μέθοδος των «συζευγμένων κόμβων» (Tied Nodes) στα πλευρικά σύνορα της διάταξης, δηλαδή η επιβολή κοινής μετακίνηση στους πλευρικούς κόμβους του ίδιου ύψους στα πλευρικά όρια του καννάβου. Η φιλοσοφία αυτών των συνοριακών συνθηκών αποτυπώνεται σχηματικά στο **Σχήμα 3.6**, και ουσιαστικά στηρίζεται στην προσομοίωση της απόκρισης των εύκαμπτων δοχείων (laminar boxes) που χρησιμοποιούνται ευρέως σε πειράματα φυγοκεντριστή και σεισμικής τράπεζας, για την προσομοίωση συνθηκών ελεύθερου πεδίου.



Σχήμα 3.6: Προσομοίωμα με οριζόντια καλώδια (Tied Nodes) ως συνθήκες στήριξης.

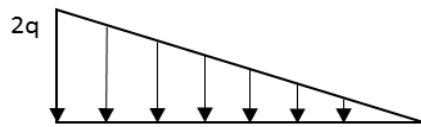
Στάθμη υδροφόρου ορίζοντα

Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα θεωρήθηκε ότι βρίσκεται 0.1m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους. Για τον λόγο αυτό, εφαρμόστηκε ομοιόμορφη κατακόρυφη τάση ίση με 0.981kN/m σε ολόκληρη την επιφάνεια του εδάφους.

Επιβολή εκκεντρότητας

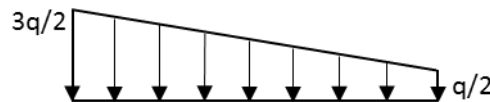
Εξετάστηκαν μεμονωμένες περιπτώσεις επιβολής έκκεντρου φορτίου τόσο κατά την ωρολογιακή όσο και κατά την ανθρωπολογιακή φορά για τις περιπτώσεις θεμελίων πλάτους $B = 5m$ και $20m$. Για την περίπτωση θεμελίωσης $B = 5m$ εφαρμόστηκε το τριγωνικώς μεταβαλλόμενο

φορτίο του **Σχήμα 3.7** το οποίο είναι στο άκρο του ίσο με $2q=2*100\text{kPa}$, και αντιστοιχεί σε εκκεντρότητα $e = B/6$.



Σχήμα 3.7: Επιβαλλόμενο τριγωνικό φορτίο για την προσομοίωση της εκκεντρότητας $e = B/6$

Για την περίπτωση θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ μια εκκεντρότητα $e = B/6$ κρίνεται υπερβολική, οπότε εφαρμόστηκε το τραπεζοειδές μεταβαλλόμενο φορτίο του **Σχήμα 3.8** το οποίο στο ένα άκρο του είναι ίσο με $q/2=100/2=50\text{kPa}$ και στο άλλο είναι ίσο με $3q/2=3*100/2=150\text{kPa}$. Αυτό το φορτίο αντιστοιχεί σε εκκεντρότητα $e = B/12$.



Σχήμα 3.8: Επιβαλλόμενο τραπεζοειδές φορτίο για την προσομοίωση της εκκεντρότητας $e = B/12$

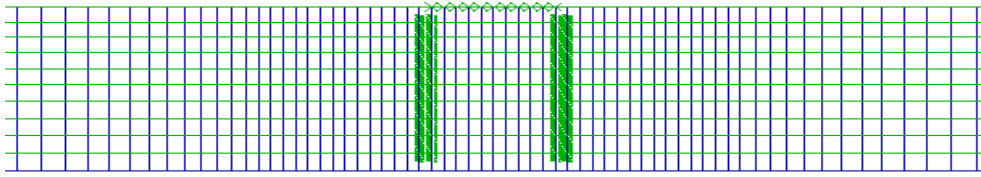
Μέθοδοι βελτίωσης

Εξετάστηκαν δύο εναλλακτικές μέθοδοι βελτίωσης του εδάφους με σκοπό τη μετρίαση ή την αποτροπή των συνεπειών από τη ρευστοποίηση του εδάφους και πιο συγκεκριμένα η τοποθέτηση (πλαστικών) στραγγιστηρίων και η κατασκευή περιμετρικών τοιχιών για τις περιπτώσεις θεμελίωσης πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m . Ο στόχος εδώ είναι η διερεύνηση μεθόδων που είναι εφαρμόσιμες σε υφιστάμενες κατασκευές.

Για τη μέθοδο βελτίωσης του εδάφους μέσω (πλαστικών) στραγγιστηρίων η προσομοίωση έγινε θεωρώντας ότι η τοποθέτηση τους δεν αλλάζει τις μηχανικές ιδιότητες των εδαφικών στοιχείων του καννάβου στις συγκεκριμένες θέσεις, αλλά μόνο αυξάνει τη διαπερατότητα του εδάφους κατά 1000 φορές (ίση με $k_{FLAC}=6.6*10^{-3} \text{ m/s}$). Σε όλες τις περιπτώσεις θεωρήθηκε ότι τα στραγγιστήρια εγκαθίστανται σε όλο το ύψος της ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης. Λόγω της τεχνικής δυσκολίας τοποθέτησης των στραγγιστηρίων σε όλη την επιφάνεια κάτω από υφιστάμενες κατασκευές διερευνήθηκαν οι ακόλουθες διατάξεις τοποθέτησης:

- Σειρά στραγγιστηρίων εκατέρωθεν του θεμελίου. Η περιοχή βελτίωσης είναι πάχους 0.5m (πλάτους 1 εδαφικού στοιχείου) ακριβώς στα όρια της θεμελίωσης. Ως παράδειγμα αυτής της γεωμετρίας παρουσιάζεται το **Σχήμα 3.9**.
- Σειρά στραγγιστηρίων εκατέρωθεν του θεμελίου και πρόσθετη σειρά στραγγιστηρίων στο κέντρο του θεμελίου (πλάτους 1.0m , ήτοι 2 εδαφικών στοιχείων και για λόγους συμμετρίας του προσομοιώματος).
- Στραγγιστήρια κάτω από όλο το πλάτος θεμελίωσης έως και 0.5m έξω από αυτό, μια ιδανική λύση που δύσκολα μπορεί να κατασκευαστεί.
- Για την περίπτωση θεμελίωσης $B = 20\text{m}$, εξετάστηκε επιπροσθέτως η περίπτωση τοποθέτησης επιπροσθέτως αυτών εκατέρωθεν του θεμελίου και σειράς στραγγιστηρίων πλάτους 0.5m ανά 4.5m κάτω από τη θεμελίωση.

Ως αναλύσεις αναφοράς διερευνήθηκαν και οι περιπτώσεις όπου (πλαστικά) στραγγιστήρια τοποθετούνται σε όλο το πλάτος του καννάβου.



Σχήμα 3.9: Κάνναβος προσομοίωσης που αποτυπώνεται η θέση τοποθέτησης των σειρών στραγγιστηρίων εκατέρωθεν του θεμελίου με πλάτος $B = 5\text{m}$.

Για την περίπτωση της κατασκευής περιμετρικών τοιχίων η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε αλλάζοντας το καταστατικό προσομοίωμα και τις ιδιότητες των εδαφικών στοιχείων στην περιοχή του καννάβου που «τοποθετούνται» τα τοιχία. Σημειώνεται ότι η επιβολή του φορτίου θεμελίωσης υπό στατικές συνθήκες γίνεται πριν την «τοποθέτηση» των τοιχίων, δηλαδή πριν την αλλαγή των ιδιοτήτων των συγκεκριμένων στοιχείων, όπως συμβαίνει και στην πράξη σε βελτίωση εδάφους στη γειτονιά υφιστάμενων κατασκευών. Σε όλες τις περιπτώσεις το πάχος του τοιχίου θεωρήθηκε ίσο με 0.5m (πλάτος 1 εδαφικού στοιχείου), ενώ εξετάστηκαν διαφορετικά ήδη τοιχίων (διαφραγματικός τοίχος, εδαφοπάσσαλοι και εντελώς ενδεικτικά ένα πέτασμα με εύτημο εδαφικό υλικό), καθώς και διαφορετικά βάρη του τοιχίου (5m , 8m και 10m , πάντα σε ρευστοποιήσιμη στρώση πάχους 10m). Τα τοιχία προσομοιώθηκαν με ελαστικό προσομοίωμα με τις ακόλουθες ιδιότητες:

Διαφραγματικός τοίχος από οπλισμένο σκυρόδεμα:

- Μέτρο συμπίεσότητας $1.67 \cdot 10^7 \text{ kPa}$
- Μέτρο διάτμησης $1.25 \cdot 10^7 \text{ kPa}$
- Πυκνότητα 2.50 Mgr/m^3
- Διαπερατότητα $6.6 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ (δηλαδή 100 φορές μικρότερη του φυσικού εδάφους)

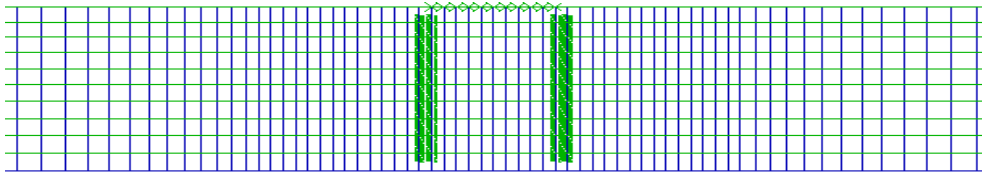
Τοιχίο με αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους:

- Μέτρο συμπίεσότητας $1.67 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ (δηλαδή 10 φορές μικρότερο του σκυροδέματος)
- Μέτρο διάτμησης $1.25 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ (δηλαδή 10 φορές μικρότερο του σκυροδέματος)
- Πυκνότητα 2.00 Mgr/m^3
- Διαπερατότητα $6.6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ (δηλαδή 10 φορές μικρότερη του φυσικού εδάφους)

Τοιχίο με εύτημο εδαφικό υλικό:

- Μέτρο συμπίεσότητας $1.67 \cdot 10^3 \text{ kPa}$ (δηλαδή 1000 φορές μικρότερο των εδαφοπασσάλων)
- Μέτρο διάτμησης $1.25 \cdot 10^3 \text{ kPa}$ (δηλαδή 1000 φορές μικρότερο των εδαφοπασσάλων)
- Πυκνότητα 1.70 Mgr/m^3
- Διαπερατότητα $6.6 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ (δηλαδή 10 φορές μικρότερη του φυσικού εδάφους)

Στο **Σχήμα 3.10** παρουσιάζεται αντιπροσωπευτικά η περίπτωση τοποθέτησης τοιχίων περιμετρικά του θεμελίου $B = 5\text{m}$.



Σχήμα 3.10: Κάνναβος προσομοίωσης που αποτυπώνεται η θέση τοποθέτησης των τοιχίων σκυροδέματος εκατέρωθεν του θεμελίου με πλάτος $B = 5\text{m}$.

4. Παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης θεμελιο-λωρίδων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

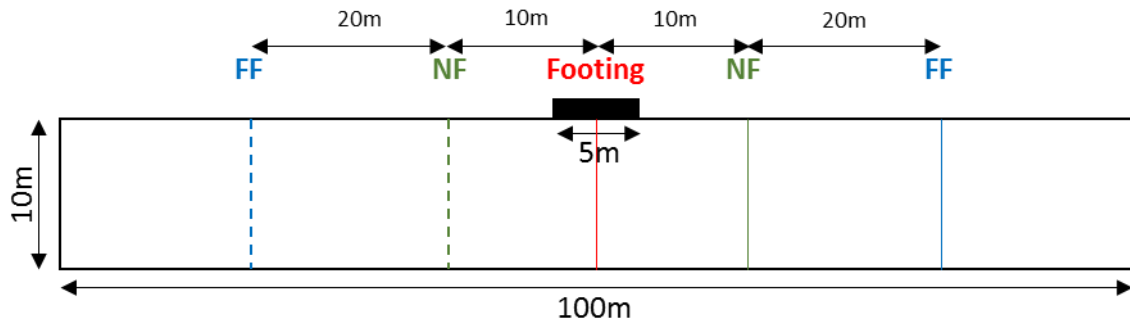
4.1. Γενικά

Αξιοποιώντας την αριθμητική μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, εδώ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τη σεισμική απόκριση θεμελιο-λωρίδων διαφορετικού πλάτους B που εδράζονται απευθείας σε ρευστοποιήσιμο έδαφος πάχους 10m. Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις για τέσσερα διαφορετικά πλάτη θεμελίωσης $B = 2\text{m}, 5\text{m}, 10\text{m}$ και 20m . Με αφετηρία την περίπτωση ύπαρξης μιας πλήρως ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης σε όλο το πλάτος του καννάβου και διατηρώντας τις ίδιες εδαφικές ιδιότητες και παραδοχές, σκοπός της παραμετρικής διερεύνησης είναι η μελέτη της συμπεριφοράς επιφανειακών θεμελιώσεων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος υπό διάφορες αρμονικές διεγέρσεις, υπό σταθερό και έκκεντρο φορτίο.

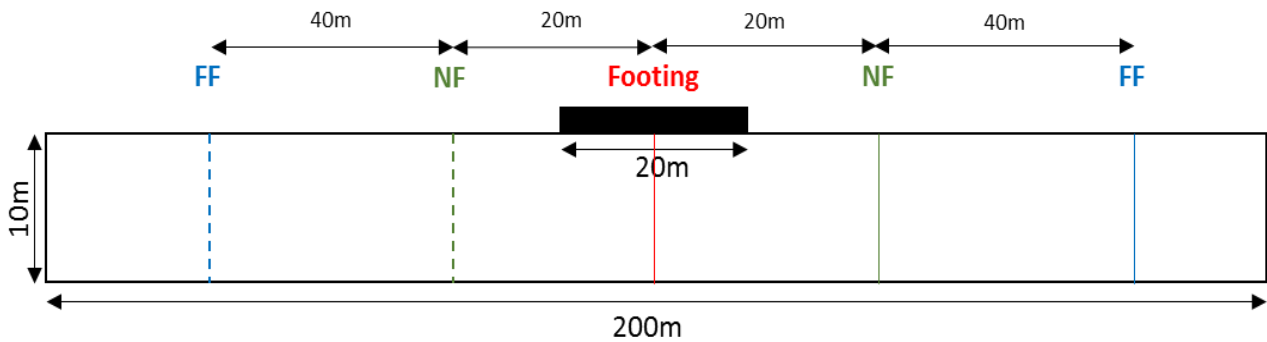
Πιο συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκαν συνολικά 34 αριθμητικές αναλύσεις, από 12 για τα πλάτη αναφοράς $B = 5\text{m}$ και 20m , από 3 για τα πλάτη $B = 2\text{m}$ και 10m , και 4 για διαφορετικά φορτία ανωδομής. Για τα πλάτη αναφοράς $B = 5\text{m}$ και 20m σε κάθε ανάλυση μεταβάλλεται μια εκ των παραμέτρων της βασικής διέγερσης (μέγιστη επιτάχυνση a_{max} , δεσπόζουσα περίοδος T_e , αριθμός κύκλων N), όπως περιεγράφηκε στην παράγραφο 3.2, ενώ διερευνήθηκε και η απόκριση όταν η θεμελιο-λωρίδα φορτίζεται έκκεντρα.

4.2. Σύνοψη παραμετρικής διερεύνησης

Προκειμένου να διευκολυνθεί η κατανόηση διαφόρων συμβολισμών που χρησιμοποιούνται στη συγκεκριμένη εργασία παρατίθενται τα ακόλουθα **Σχήματα 4.1** και **4.2**. Πιο συγκεκριμένα, το **Σχήμα 4.1** αφορά την περίπτωση θεμελίωσης πλάτους $B = 5\text{m}$ για κάνναβο διάταξης_1. Τα σημεία του ελεύθερου πεδίου στα οποία μετρήθηκαν τα βασικά μεγέθη που θα μελετηθούν στη συνέχεια εμφανίζονται με μπλε χρώμα και τον συμβολισμό FF (Free Field) και απέχουν από το κέντρο του καννάβου (ή το κέντρο του άξονα της θεμελίωσης) εκατέρωθεν απόσταση 30m. Αντίστοιχα, τα σημεία ελέγχου κοντά στην θεμελίωση εμφανίζονται με πράσινο χρώμα και την ονομασία NF (Near Field) και απέχουν από το κέντρο του καννάβου εκατέρωθεν απόσταση 10m, ενώ τα σημεία ελέγχου κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης παρουσιάζονται με κόκκινο χρώμα και την ονομασία Footing.



Σχήμα 4.1: Σκαρίφημα καννάβου για θεμέλιο $B = 5\text{m}$ με τις θέσεις ελέγχου των παραμέτρων του προβλήματος.



Σχήμα 4.2: Σκαρίφημα καννάβου για θεμέλιο $B = 20\text{m}$ με τις θέσεις ελέγχου των παραμέτρων του προβλήματος.

Στο **Σχήμα 4.2**, το οποίο αφορά την περίπτωση θεμελίωσης πλάτους $B = 20\text{m}$, ακολουθείται η ίδια ονοματολογία των στοιχείων με διαφορά την αλλαγή της θέσης όπου αυτά μετρούνται μιας και χρησιμοποιείται ο κάρναβος της διάταξης_2, ο οποίος είναι μεγαλύτερου πλάτους. Πιο συγκεκριμένα, τα μεγέθη στο ελεύθερο πεδίο (FF) μετρήθηκαν σε απόσταση από το κέντρο του καννάβου 60m, ενώ κοντά στην θεμελίωση (NF) σε απόσταση 20m.

Στην συνέχεια με σκοπό την εποπτεία του συνόλου των αναλύσεων που παρουσιάζονται στο παρόν κεφάλαιο παρατίθεται ο **Πίνακας 4.1** ο οποίος συγκεντρώνει τα βασικά παραμετρικά δεδομένα αυτών. Οι αναλύσεις αναφοράς για τα δύο πλάτη θεμελίωσης είναι η #1 και η #11 αντίστοιχα, ενώ με έντονο χρώμα παρουσιάζεται η παράμετρος που αλλάζει κάθε φορά.

Πίνακας 4.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων απόκρισης θεμελίων σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

Case No.	Fix	B (m)	q (kPa)	Te (s)	N	t (s)	amax (g)	e/B	Imp.
1	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
2	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	-
3	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	-
4	x-y	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	-
5	x-y	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	-
6	x-y	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	-
7	x-y	5	100	0.5	14	7	0.2	0	-
8	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
9	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	-
10	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	-
11	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
12	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	-
13	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	-
14	x-y	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	-
15	x-y	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	-
16	x-y	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	-
17	x-y	20	100	0.5	14	7	0.2	0	-
18	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
19	None	20	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.833	-
20	None	20	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.833	-
21	x-y	2	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
22	x-y	2	100	0.35	14	4.9	0.1	0	-
23	x-y	2	100	0.35	14	4.9	0.4	0	-
24	x-y	10	100	0.35	14	4.9	0.2	0	-
25	x-y	10	100	0.35	14	4.9	0.1	0	-
26	x-y	10	100	0.35	14	4.9	0.4	0	-
27	x-y	5	25	0.35	14	4.9	0.2	0	-
28	x-y	5	50	0.35	14	4.9	0.2	0	-
29	x-y	5	150	0.35	14	4.9	0.2	0	-
30	x-y	5	300	0.35	14	4.9	0.2	0	-
31	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.05	0	-
32	x-y	5	100	0.35	7	2.45	0.05	0	-
33	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.05	0	-
34	x-y	20	100	0.35	7	2.45	0.05	0	-

Στις αναλύσεις #8 και #18 έχουν εισαχθεί τα ίδια δεδομένα στην προσομοίωση με αυτά των αναλύσεων αναφοράς #1 και #11, αντίστοιχα, με τη διαφορά ότι δεν πραγματοποιείται δέσμευση των κόμβων της θεμελίωσης όπως εξηγήθηκε στο Κεφάλαιο 3. Οι αναλύσεις αυτές έγιναν με σκοπό να επιβεβαιωθεί εάν οι δύο μέθοδοι προσομοίωσης της συμπεριφοράς του θεμελίου συγκλίνουν στο ίδιο αποτέλεσμα για κεντρικά φορτισμένο θεμέλιο, ούτως ώστε να χρησιμοποιηθούν και ως βάση σύγκρισης για τη διερεύνηση της σημασίας της έκκεντρης φόρτισης. Η στήλη Imp επισημαίνει ότι πρόκειται για αναλύσεις σε ρευστοποιήσιμο έδαφος, δηλαδή χωρίς βελτίωση (Improvement) σε αντιδιαστολή με εκείνες σε επόμενα Κεφάλαια. Τέλος, στον Πίνακα 4.2 παρουσιάζονται τα βασικά παραμετρικά δεδομένα που χρησιμοποιήθηκαν για τις αναλύσεις ελεύθερου πεδίου (χωρίς θεμέλιο), ώστε να διερευνηθεί το κατά πόσον οι εκτιμήσεις FF από τις αναλύσεις με το θεμέλιο είναι συμβατές με τις αναλύσεις του πραγματικού ελευθέρου πεδίου.

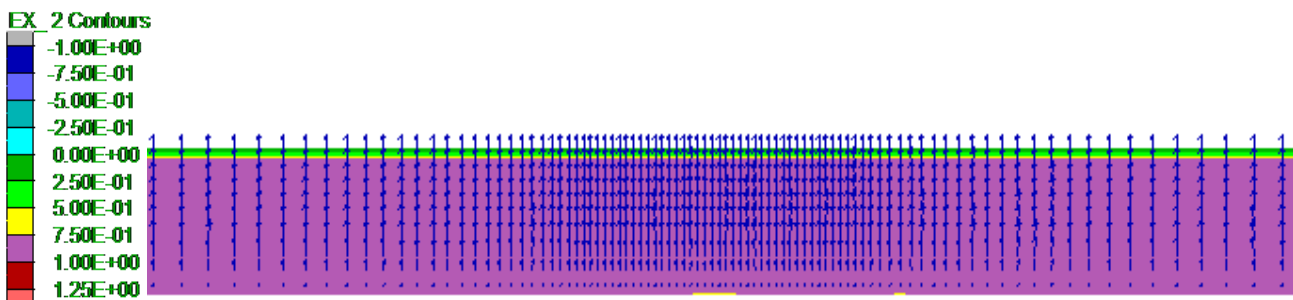
Πίνακας 4.2: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων για το ελεύθερο πεδίο (FF).

Case No.	B (m)	q (kPa)	T _e (s)	N	t (s)	a _{max} (g)	e/B
FF1	0	0	0.35	14	4.9	0.2	0
FF2	0	0	0.35	14	4.9	0.1	0
FF3	0	0	0.35	14	4.9	0.4	0
FF4	0	0	0.35	7	2.45	0.2	0
FF5	0	0	0.35	19	6.65	0.2	0
FF6	0	0	0.2	14	2.8	0.2	0
FF7	0	0	0.5	14	7	0.2	0
FF8	0	0	0.35	14	4.9	0.05	0
FF9	0	0	0.35	7	2.45	0.05	0

4.3. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου

Εδώ γίνεται εκτενής αναφορά στην ανάλυση αναφοράς (με διέγερση με $a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35s$, $N=14$), ώστε να γίνει καλύτερα κατανοητή η απόκριση άκαμπτων θεμελίων σε ρευστοποιημένο έδαφος, δηλαδή το φυσικό πρόβλημα που καλούμαστε να αποτρέψουμε με τη βελτίωση του εδάφους. Στόχος είναι να καταγραφεί ποιοτικά και ποσοτικά η σεισμική απόκριση του θεμελίου σε όρους μετακινήσεων, πιέσεων πόρων και επιταχύνσεων για ένα κεντρικά (παράγραφος 4.3.1) κι ένα έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο (παράγραφος 4.3.2), πριν διερευνηθεί η επίδραση των σημαντικών παραμέτρων του προβλήματος (στην παράγραφο 4.4).

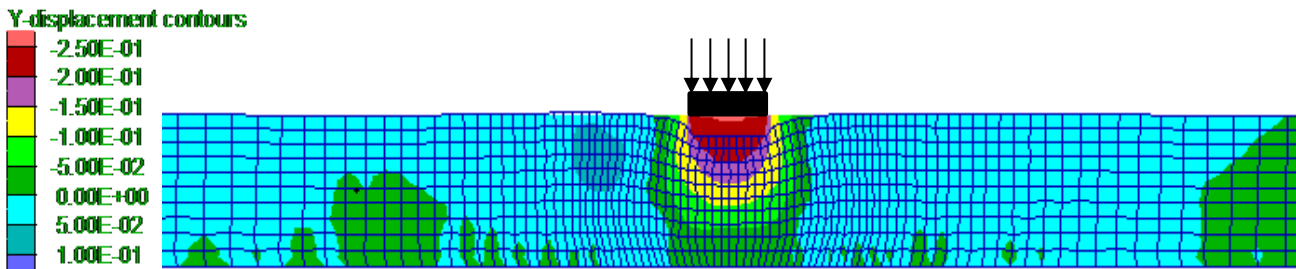
Πρώτα όμως χρήσιμη θεωρείται η μελέτη της απόκρισης υπό συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Συγκεκριμένα, η ανάλυση αναφοράς δίνει πρακτικώς μηδενική καθίζηση της επιφάνειας του εδάφους, και το προφίλ λόγου υπερπιέσεων και διανυσμάτων ροής στον κάρναβο παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.4**. Είναι φανερό ότι το έδαφος ρευστοποιείται στο σύνολό του ($r_u > 0.75$) και η ροή του νερού είναι κατακόρυφη προς την ελεύθερα στραγγιζόμενη επιφάνεια.



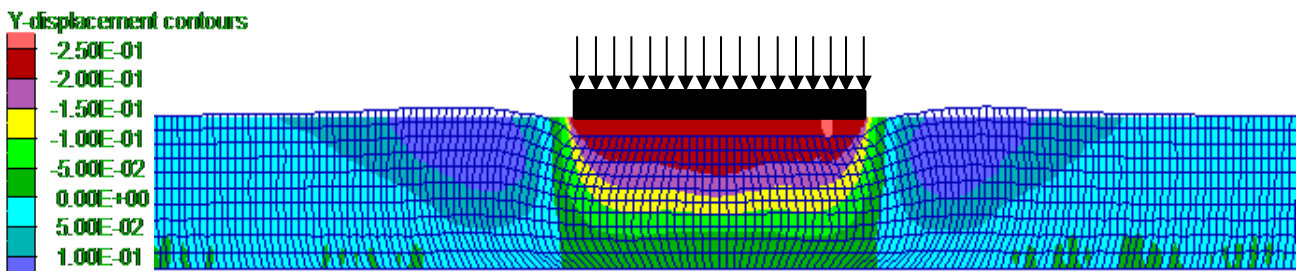
Σχήμα 4.3: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για ελεύθερο πεδίο.

4.3.1. Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Στην υπο-παράγραφο αυτή παρουσιάζονται λεπτομερώς τα αποτελέσματα για κεντρικά φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m . Συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 4.4** και **4.5** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι καθιζήσεις στο τέλος της διέγερσης (αναφοράς) για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και $B = 20\text{m}$ αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα αριθμητικά αποτελέσματα η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση είναι περίπου 0.25m και είναι πρακτικώς κοινή για όλα τα σημεία του θεμελίου, ενώ αυτό ισχύει και για τα 2 θεμέλια.

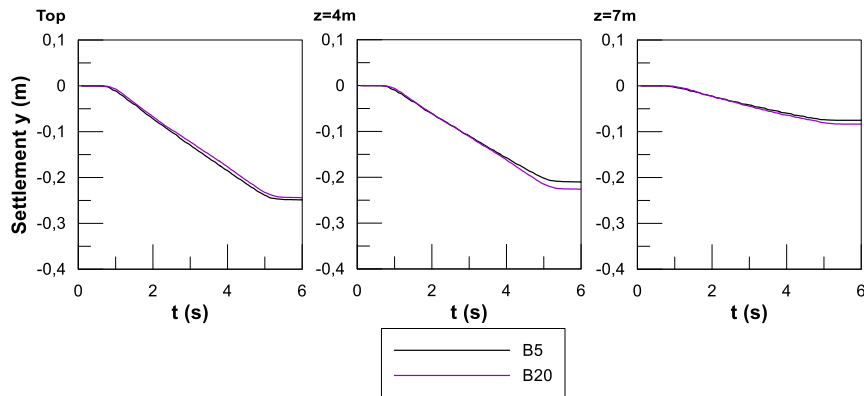


Σχήμα 4.4: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$.



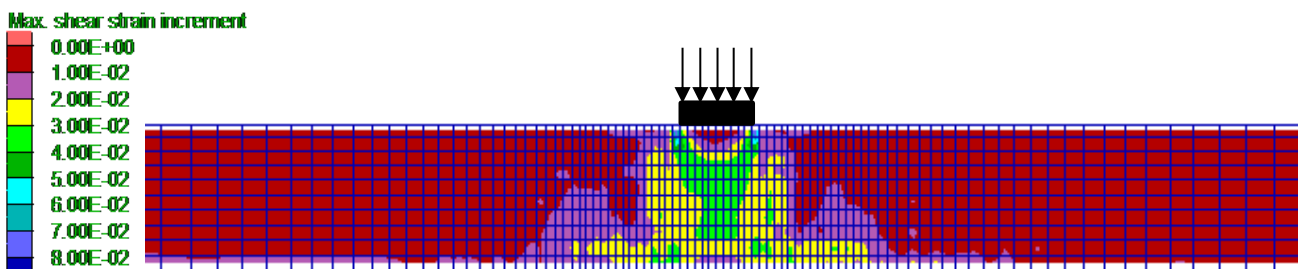
Σχήμα 4.5: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$.

Οι χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σημείων σε διαφορετικά βάθη κάτω από το κέντρο των θεμελίων κατά τη διάρκεια της διέγερσης αναφοράς παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.6**. Όπως αναμένεται, μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στην επιφάνεια της στρώσης (ακριβώς κάτω από το θεμέλιο), ενώ η καθίζηση συσσωρεύεται περίπου γραμμικά με το χρόνο κατά τη διάρκεια της διέγερσης. Επίσης, παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης είναι πρακτικά ίδιες, με το θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ να έχει ελάχιστα μικρότερες τιμές.

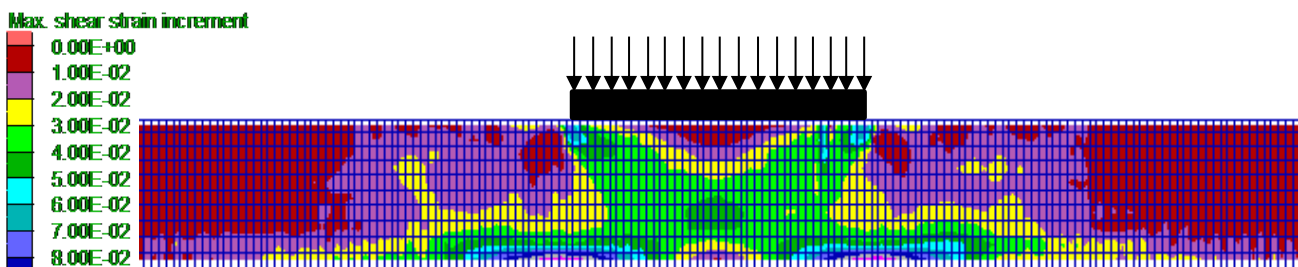


Σχήμα 4.6: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5$ και 20m για τη διέγερση αναφοράς

Στα **Σχήματα 4.7** και **4.8** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ss_i σε ορολογία FLAC) κατά το πέρας της διέγερσης για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα. Όπως είναι φανερό, και στα δύο θεμέλια, η ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων είναι έντονη στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο και σε μία απόσταση $1.5B$ εκατέρωθεν αυτού (μηχανισμός αστοχίας). Είναι ενδιαφέρον ότι, λόγω ρευστοποίησης, η αστοχία δεν εκτείνεται σε εύρος περίπου $3.5B$ έως $5B$ όπως συμβαίνει υπό στατικές συνθήκες, ούτε περιορίζεται σε βάθος $1.5B$ αντίστοιχα. Αντιθέτως, συγκεντρώνεται στην περιοχή κοντά στο θεμέλιο και εκτείνεται μέχρι το πέρας της ρευστοποιημένης εδαφικής στρώσης ακόμα και για την περίπτωση του στενού θεμελίου. Επιπλέον και στα δύο σχήματα βλέπουμε ότι ακριβώς κάτω από τα θεμέλια δημιουργείται αστοχία μορφής «σφήνας», η οποία όμως δεν επεκτείνεται πλευρικά, συνεπώς συνολικά διαμορφώνεται μια αστοχία τύπου «διάτρησης».



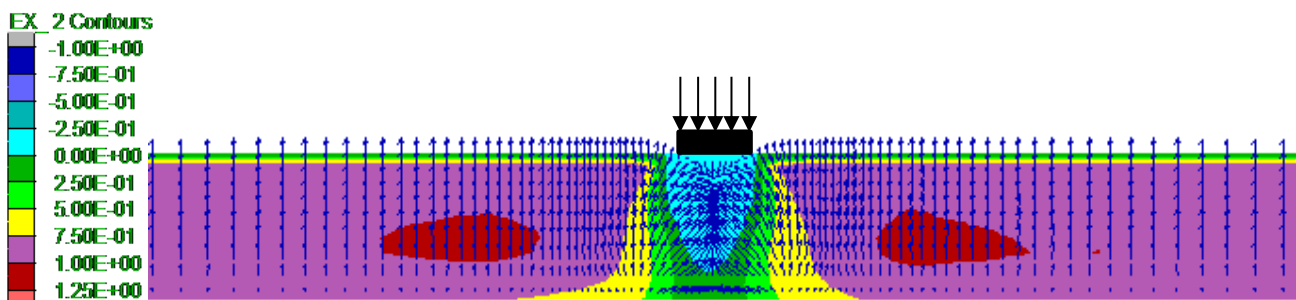
Σχήμα 4.7: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$.



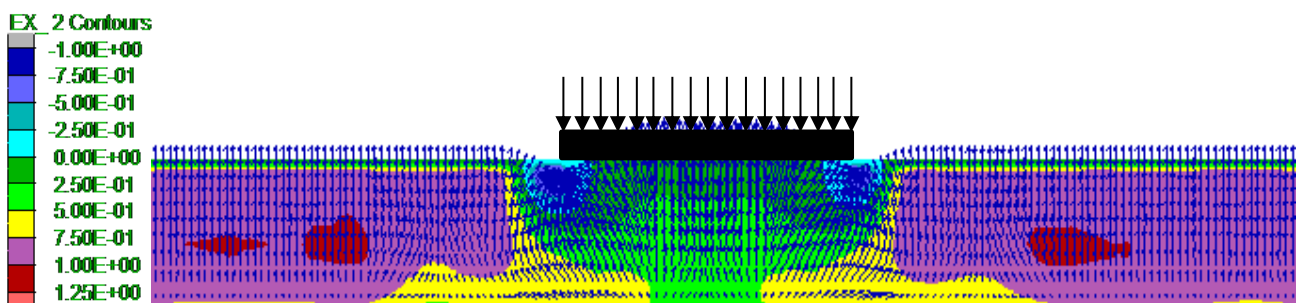
Σχήμα 4.8: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$.

Στα Σχήματα 4.9 και 4.10 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της δόνησης για τα θεμέλια $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα, καθώς και τα διανύσματα της ροής του νερού την ίδια στιγμή. Αυτό που παρατηρείται είναι πως οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u είναι χαμηλότερες σε θέσεις κάτω από τον άξονα του θεμελίου σε σχέση με παρακείμενες θέσεις (NF ή FF), και αυτό ανεξάρτητα από το βάθος. Όπως προκύπτει, το μεγαλύτερο πλάτος θεμελίωσης λειτουργεί ευεργετικά στον περιορισμό της ανάπτυξης λόγου υπερπιέσεων πόρων, καθώς ακόμη και οι ίδιες υπερπιέσεις να δημιουργούνται αυτές αντιστοιχούν σε μικρότερη τιμή του λόγου r_u λόγω μεγαλύτερης κατακόρυφης τάσης στο ίδιο βάθος. Επιπλέον, η αύξηση των κατακόρυφων ενεργών τάσεων στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο αυξάνει τον συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης, έναντι αυτού υπό συνθήκες ελευθέρου πεδίου.

Ακόμη, παρατηρώντας τα διανύσματα της ροής στη πλατιά θεμελίωση προκύπτει ότι στα άκρα της υπάρχει τοπικά υποπίεση, λόγω της τοπικά έντονης διατμητικής παραμόρφωσης και της συνεπαγόμενης διαστολικότητας. Αντίθετα, στο κέντρο της θεμελίωσης η κατανομή των υπερπιέσεων είναι πιο ομαλή. Στο μικρότερο θεμέλιο, λόγω της μικρής απόστασης μεταξύ των δύο άκρων, η συγκεκριμένη απόκριση (ακόμη και με υποπίεσεις πόρων) είναι σχετικώς ομοιόμορφη.



Σχήμα 4.9: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$.

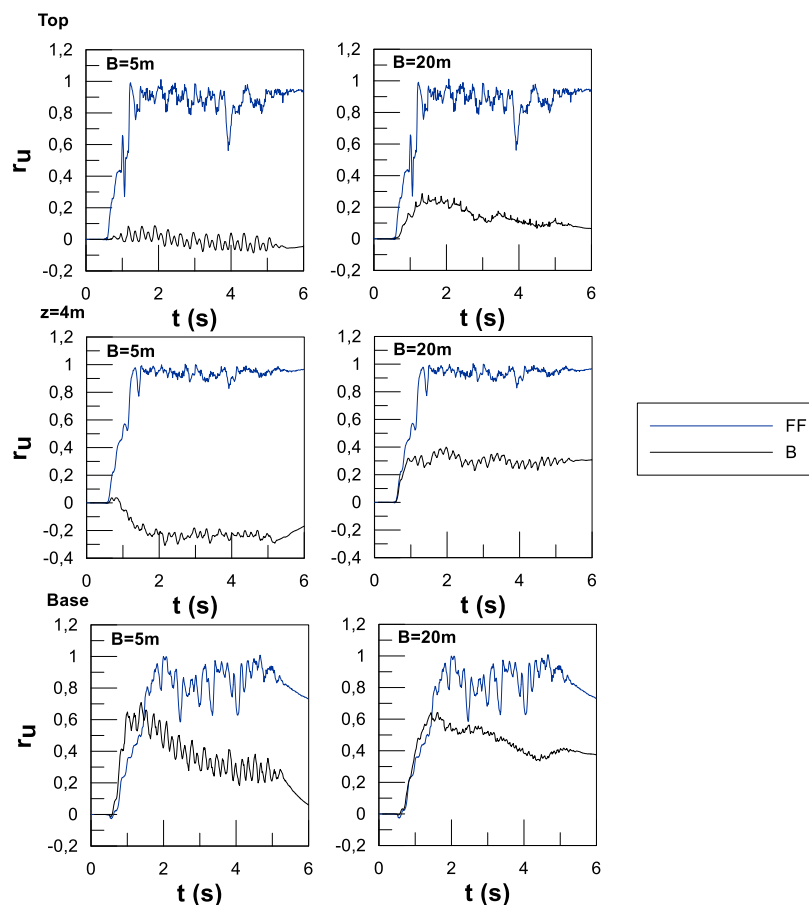


Σχήμα 4.10: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$.

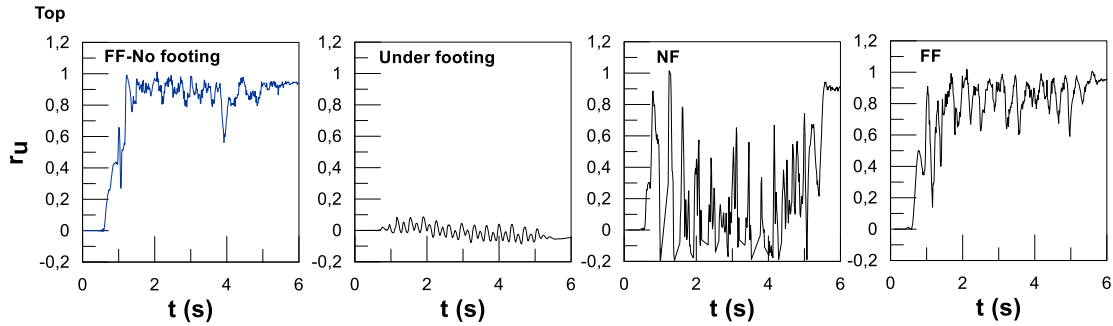
Στο Σχήμα 4.11 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων του νερού των πόρων κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης διαφορετικού εύρους ($B = 5\text{m}$ στα αριστερά και $B = 20\text{m}$ στα δεξιά), ενώ χάριν σύγκρισης παρουσιάζονται και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες για την περίπτωση ελευθέρου πεδίου (αριστερά υπο-σχήμα). Όπως εύκολα διακρίνεται, για την περίπτωση του ελεύθερου πεδίου, οι τιμές του συντελεστή υπερπιέσεων πόρων φτάνουν κοντά στην μονάδα πράγμα το οποίο υποδεικνύει την πλήρη ρευστοποίηση της άμμου. Ωστόσο δεν συμβαίνει το ίδιο για την περίπτωση όπου υπάρχει θεμελίωση. Συγκεκριμένα, και για τα δυο πλάτη θεμελίωσης, οι τιμές του λόγου είναι αισθητά μικρότερες στην βάση της στρώσης και όσο πλησιάζει

ζουμε προς την επιφάνεια τείνουν να μηδενιστούν, επαληθεύοντας την ποικιλότητα ευεργετική επίδραση της θεμελίωσης. Σημειώνεται ότι στο κέντρο του μεγαλύτερου θεμελίου, υπάρχει απόσταση από την άκρη όπου παρατηρούνται ακόμη και υποπίεσεις πόρων, ενώ δε συμβαίνει το ίδιο στο μικρό θεμέλιο όπου προκύπτουν υποπίεσεις ακόμη και στο κέντρο του. Με άλλα λόγια, τουλάχιστον κάτω από το κέντρο του θεμελίου, οι υπερπίεσεις πόρων είναι γενικώς μικρότερες στο μικρό θεμέλιο.

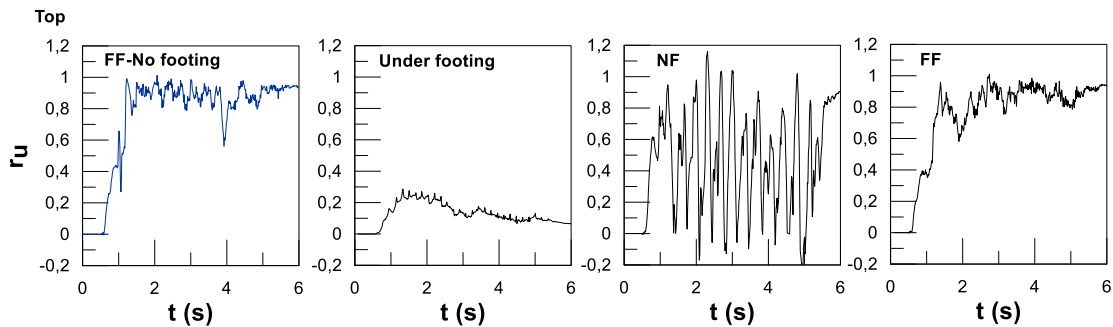
Επιπροσθέτως στο **Σχήμα 4.12** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσεων πόρων στην επιφάνεια της στρώσης της άμμου στις τρεις θέσεις ελέγχου (Footing, NF, FF) της ανάλυσης με θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$, και η σύγκρισή τους με εκείνη στο ίδιο βάθος από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου. Το **Σχήμα 4.13** παρουσιάζει την αντίστοιχη σύγκριση για το θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$. Παρατηρείται πως όσο απομακρυνόμαστε από το κέντρο της θεμελίωσης οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων πόρων τείνουν να εξισωθούν με αυτές του ελεύθερου πεδίου. Η μόνη διαφορά έγκειται μόνο στην εντός των κύκλων διακύμανση του λόγου r_u , η οποία είναι πιο έντονη στη θέση FF στην ανάλυση με το θεμέλιο, συγκριτικά με την ανάλυση ελεύθερου πεδίου, και αυτό λόγω παλμών διαστολικότητας που οφείλονται στην προς τα κάτω μετατόπιση του θεμελίου.



Σχήμα 4.11: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης με πλάτος (α) $B = 5\text{m}$ αριστερά και (β) $B = 20\text{m}$ (δεξιά).

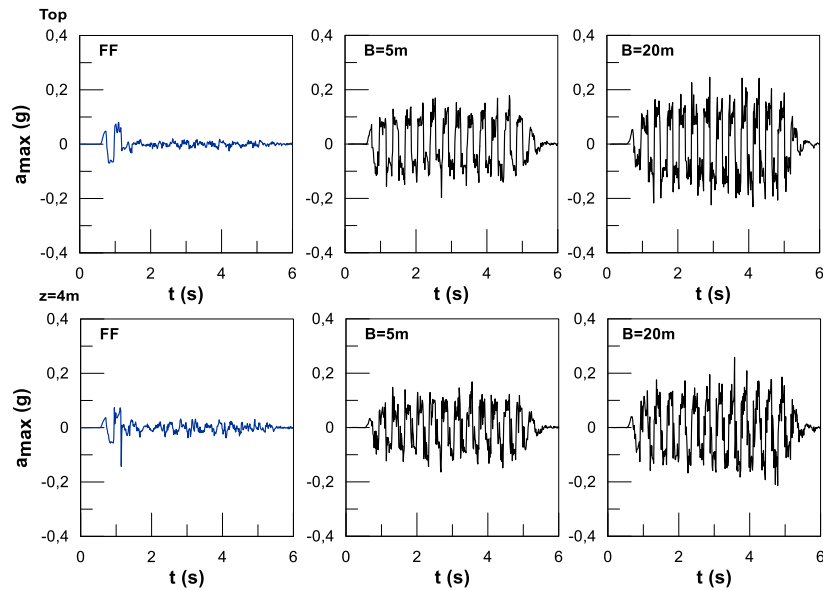


Σχήμα 4.12: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπίεσεων πόρων στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).



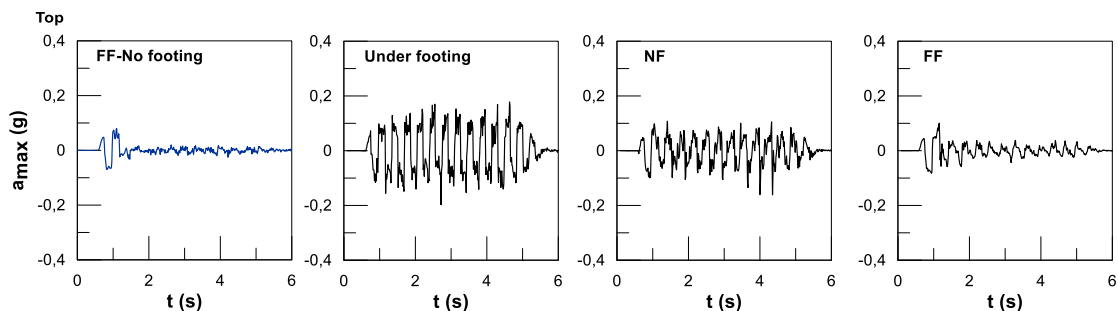
Σχήμα 4.13: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπίεσεων πόρων στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον κεντρικό άξονα του καννάβου για διαφορετικά βάρη στην στρώση της άμμου παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.14**, για τις περιπτώσεις ύπαρξης δύο επιφανειακών θεμελιώσεων ($B=5, 20\text{m}$), αλλά και ελεύθερου πεδίου. Όπως ήταν αναμενόμενο, για την περίπτωση του ελεύθερου πεδίου, οι επιταχύνσεις που τελικώς καταφέρνουν να φτάσουν στην επιφάνεια της στρώσης έχουν τιμές σχεδόν μηδενικές. Αυτό είναι λογικό αφού η στρώση της άμμου είναι πλήρως ρευστοποιημένη και έτσι η ενέργεια της ταλάντωσης αποσβένεται πλήρως μέχρι να φτάσει στην επιφάνεια. Διαφορετική συμπεριφορά εμφανίζεται όταν επί της στρώσης τοποθετηθεί επιφανειακή θεμελίωση. Προκύπτει ότι για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ μεγάλο μέρος της επιτάχυνσης καταφέρνει να φτάσει έως την επιφάνεια της στρώσης. Το ίδιο παρατηρείται και για θεμέλιο $B = 20\text{m}$ για το οποίο προκύπτει ακόμη και μικρή ενίσχυση της διέγερσης βάσης. Τα παραπάνω είναι σε απόλυτη συμφωνία με τις παρατηρήσεις σχετικά με τις υπερπίεσεις που, όπως προαναφέρθηκε, δείχνουν ότι η ύπαρξη των θεμελίων μείωσε αισθητά την ανάπτυξη υπερπίεσης του νερού των πόρων και τη ρευστοποίηση των υποκείμενων εδαφικών στρώσεων στις περιοχές κάτω από τα θεμέλια.

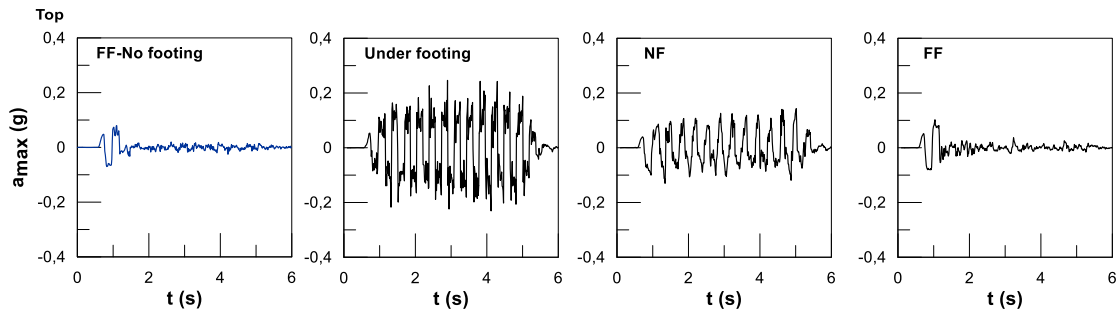


Σχήμα 4.14: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιτάχυνσης σε 2 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο (αριστερά) και κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης με πλάτος $B = 5\text{m}$ (κέντρο) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά).

Στο **Σχήμα 4.15** παρουσιάζονται οι χρονιοιστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στην επιφάνεια της άμμου, στις τρεις θέσεις ελέγχου (Footing, NF, FF) της ανάλυσης με θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$, και η σύγκρισή τους με εκείνη στο ίδιο βάθος από την ανάλυση ελεύθερου πεδίου (αριστερά υπο-σχήμα). Το **Σχήμα 4.16** παρουσιάζει την αντίστοιχη σύγκριση για το θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$. Σε πλήρη αντιστοιχία με τις παρατηρήσεις για τις χρονιοιστορίες της υπερπίεσης των πόρων, όσο απομακρυνόμαστε από την ζώνη επιρροής της θεμελίωσης οι χρονιοιστορίες των επιταχύνσεων τείνουν να πλησιάσουν τις τιμές που εμφανίζονται στο ελεύθερο πεδίο, δηλαδή στη σχεδόν πλήρη σεισμική μόνωση λόγω ρευστοποίησης των υποκείμενων εδαφικών στρώσεων.



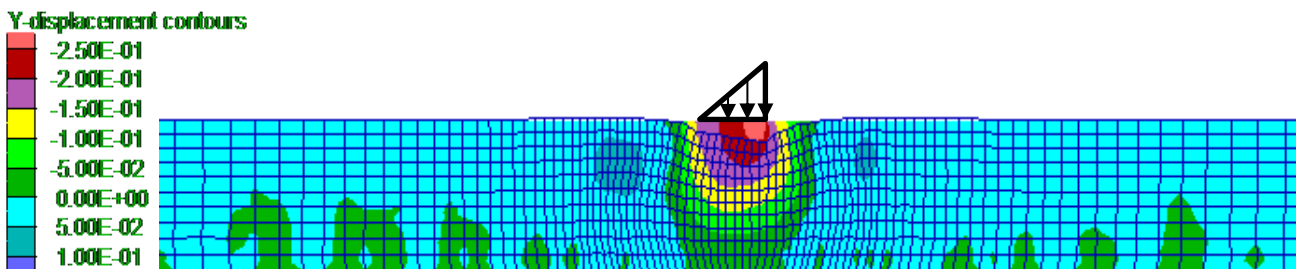
Σχήμα 4.15: Χρονιοιστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).



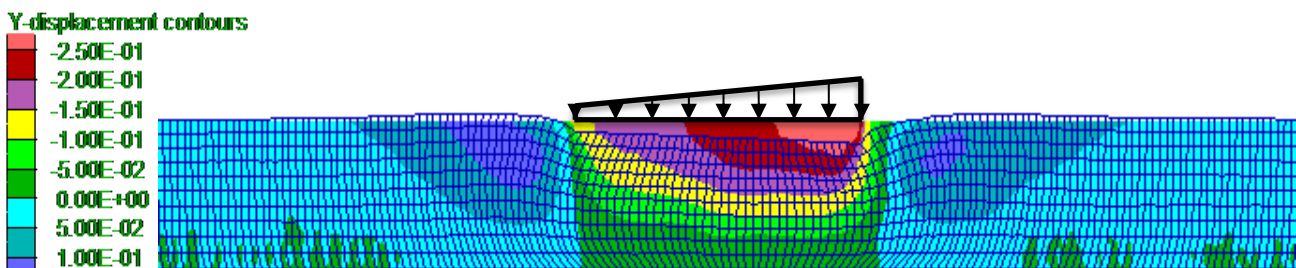
Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια της στρώσης για το ελεύθερο πεδίο και για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ κάτω από τη θεμελίωση (Footing), κοντά στη θεμελίωση (NF) και μακριά από τη θεμελίωση (FF).

4.3.2. Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται λεπτομερώς τα αποτελέσματα για έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m . Υπενθυμίζεται ότι για το μικρού πλάτους θεμέλιο θεωρήθηκε εκκεντρότητα $e = B/6$, ενώ για το μεγάλο πλάτους θεμέλιο η εκκεντρότητα αυτή θεωρήθηκε υπερβολική και έτσι επιλέχθηκε $e = B/12$. Ο στόχος της λεπτομερούς παρουσίασης εδώ είναι να υπογραμμιστούν οι όποιες διαφοροποιήσεις προκύπτουν σε όρους μετακινήσεων, υπερπιέσεων πόρων και επιταχύνσεων για την ανάλυση αναφοράς, λόγω της εκκεντρότητας. Συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 4.17** και **4.18** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης (αναφοράς) για τα έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , αντίστοιχα. Παρατηρείται ανάπτυξη μεγαλύτερων καθιζήσεων στην πλευρά των θεμελιώσεων όπου ασκείται η έκκεντρη φόρτιση, όπως ήταν λογικό. Παρόλα αυτά οι τιμές των μέσων καθιζήσεων δεν διαφέρουν ουσιαστικά από αυτές που αναπτύσσονται για θεμέλια με μηδενική εκκεντρότητα ($e = 0$).

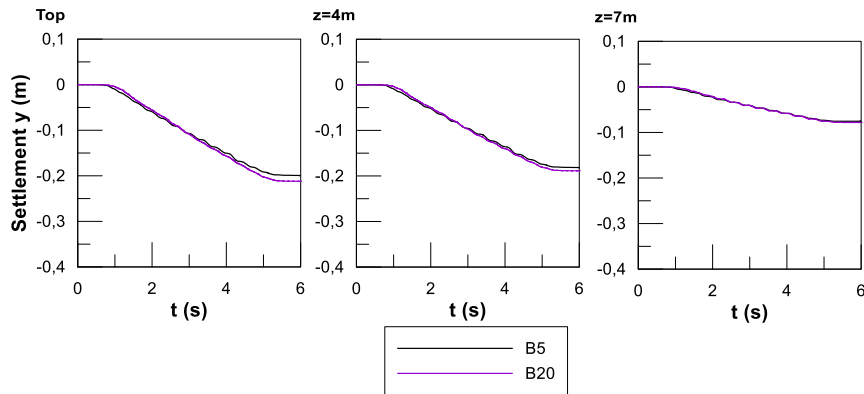


Σχήμα 4.17: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση με $e = B/6$.



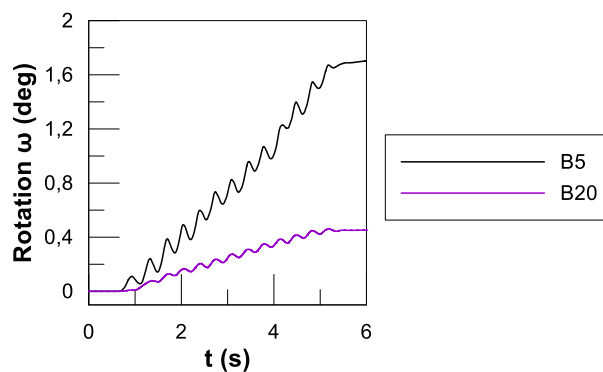
Σχήμα 4.18: Παραμορφωμένος κάρναβος και μετακινήσεις κατά τον άξονα y για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση με $e = B/12$.

Η χρονοϊστορία των κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.19**. Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις (μετατοπίσεις του θεμελίου) και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης είναι και πάλι ίδιες (όπως συμβαίνει για $e = 0$), με την περίπτωση θεμελίου $B = 5\text{m}$ να έχει αυτή τη φορά ελάχιστα μικρότερες τιμές (αντίθετα με ό,τι συμβαίνει για $e = 0$).



Σχήμα 4.19: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5$ και 20m .

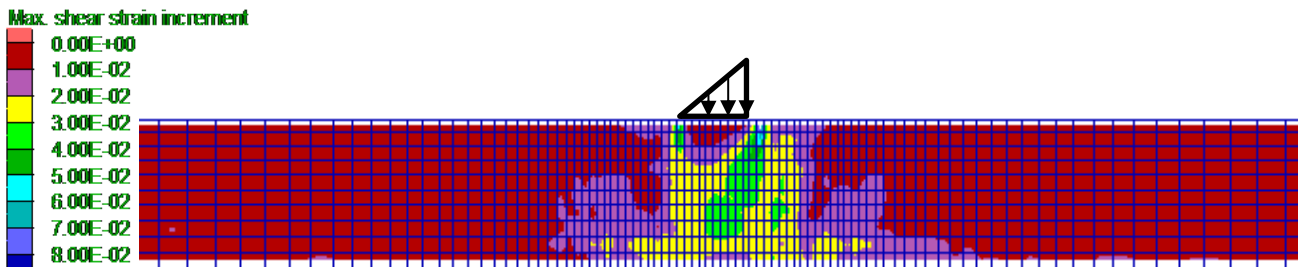
Λόγω εκκεντρότητας του φορτίου κατασκευής αναπτύσσεται και στροφή στο θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης αναφοράς για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m εμφανίζεται στο **Σχήμα 4.20**. Η στροφή συσσωρεύεται πρακτικώς γραμμικά με το χρόνο κατά τη διάρκεια της διέγερσης (όπως και οι καθιζήσεις), ενώ, όπως ήταν αναμενόμενο, μεγαλύτερη στροφή έχουμε για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$, αφού σε αυτό ασκείται το ίδιο μέσο φορτίο με μεγαλύτερη εκκεντρότητα.



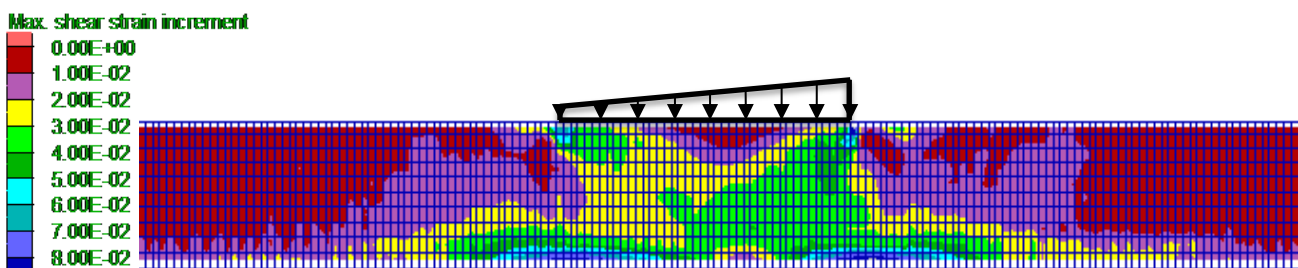
Σχήμα 4.20: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίων πλάτους $B = 5$ και 20m .

Στα **Σχήματα 4.21, 4.22** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ss_i σε ορολογία FLAC) μετά το πέρας της διέγερσης για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα στα οποία ασκείται έκκεντρο φορτίο. Όπως είναι φανερό, και στα δύο θεμέλια, η ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων είναι έντονη στην περιοχή κάτω από την θεμελίωση, δηλαδή δεν προκύπτει μηχανισμός «γενικευμένης» αστοχίας όπως υπό στατικές συνθήκες. Με άλλα λόγια, παρατηρείται παρόμοια απόκριση με την περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης, με την διαφορά ότι

έχουμε συγκέντρωση μεγαλύτερων διατμητικών παραμορφώσεων στην πλευρά όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο, δηλαδή οι «μηχανισμοί αστοχίας» που αναπτύσσονται παύουν να είναι συμμετρικοί ως προς το θεμέλιο.

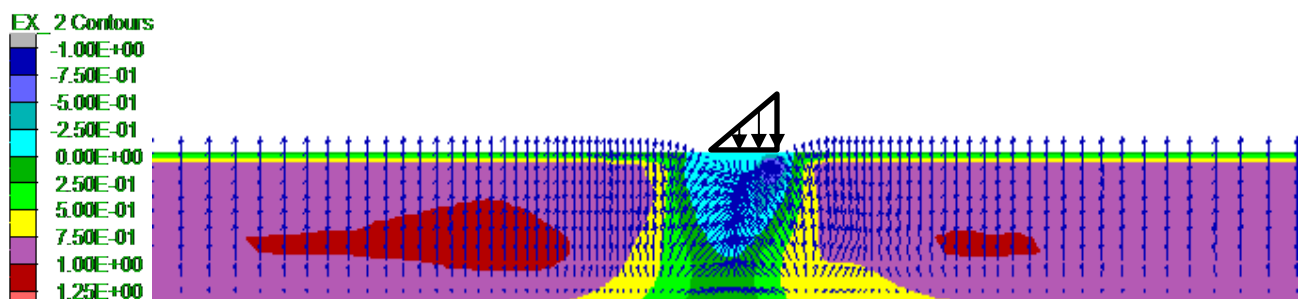


Σχήμα 4.21: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.

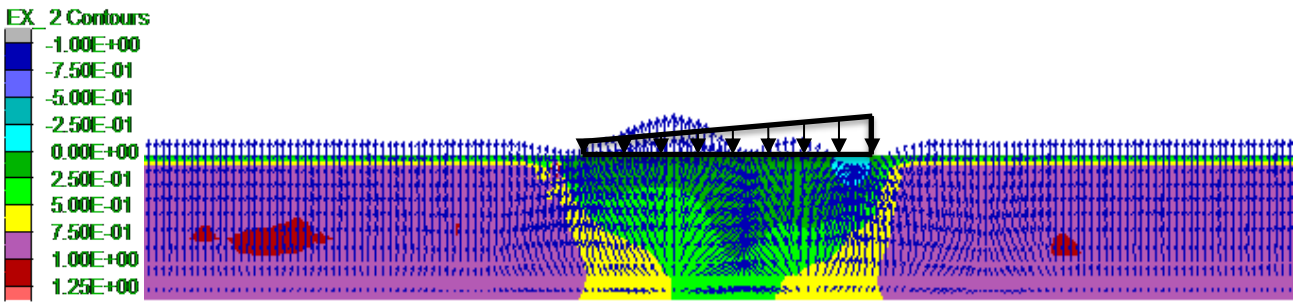


Σχήμα 4.22: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.

Στα Σχήματα 4.23, 4.24 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων r_u στο τέλος της δόνησης για τα θεμέλια $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα στα οποία ασκείται έκκεντρο φορτίο, καθώς και τα διανύσματα της ροής του νερού την ίδια στιγμή. Αυτό που παρατηρείται σε σχέση με τα αντίστοιχα σχήματα για $e = 0$ είναι ότι οι τιμές των r_u είναι αντίστοιχες ποσοτικά. Επιπλέον όμως, εδώ οι τιμές των r_u δεν είναι πια συμμετρικές ως προς το θεμέλιο, δηλαδή προκύπτουν πιο χαμηλές υπερπιέσεις (ή/και υποπιέσεις) από την πλευρά που ασκείται το έκκεντρο φορτίο λόγω μεγαλύτερων διατμητικών παραμορφώσεων και της διαστολικότητας που σχετίζεται με αυτές.

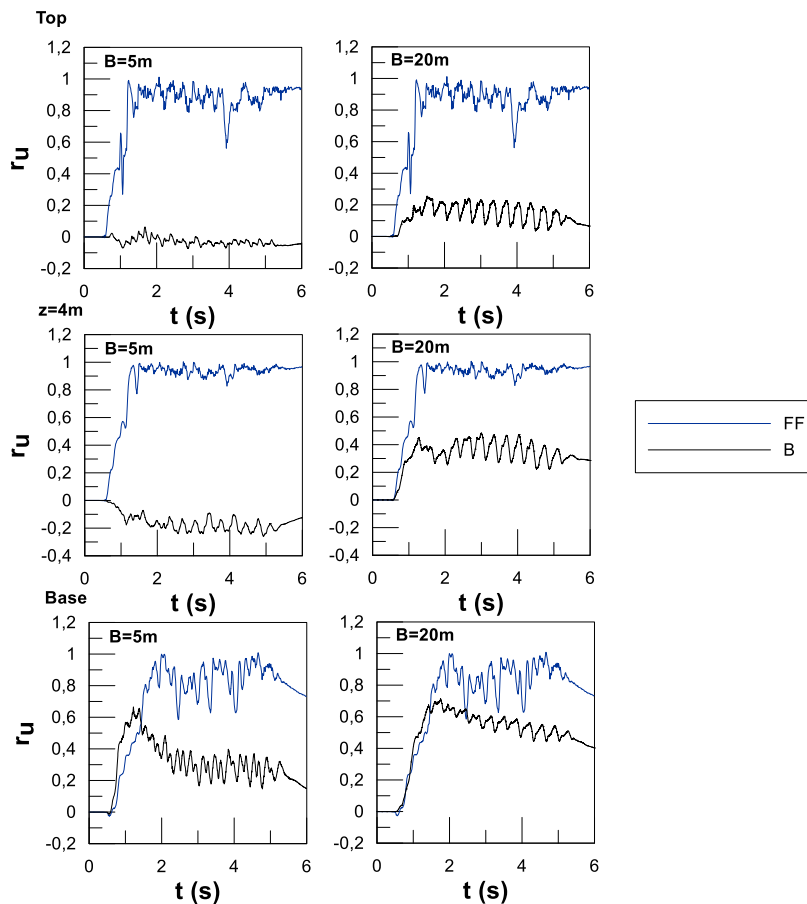


Σχήμα 4.23: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.



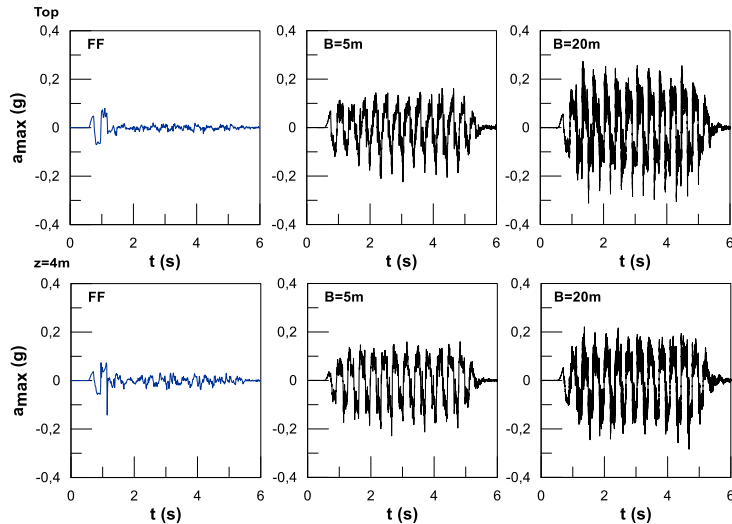
Σχήμα 4.24: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και ροή νερού στο τέλος της δόνησης για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση.

Στο Σχήμα 4.25 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων πόρων κάτω από το κέντρο του θεμελίου διαφορετικού εύρους ($B = 5\text{m}$, 20m), και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες για την περίπτωση ελεύθερου πεδίου (στα ίδια βάθη). Συγκρίνοντας το Σχήμα 4.25 με το Σχήμα 4.11 της προηγούμενης ενότητας παρατηρείται πως δεν υπάρχει κάποια ποιοτική διαφορά στα δύο αυτά διαγράμματα, δηλαδή παραμένουν οι σαφώς χαμηλότερες τιμές r_u κάτω από το θεμέλιο με τις διαφορές να μειώνονται με το βάθος.



Σχήμα 4.25: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο και κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτος (α) $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και (β) $B = 20\text{m}$ (δεξιά).

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται σε διαφορετικά βάθη κάτω από τον άξονα των έκκεντρα φορτιζόμενων θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$, 20m παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.26**, και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες για το ελεύθερο πεδίο. Όπως ήταν αναμενόμενο, δεν παρατηρείται κάποια διαφορά στις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων λόγω εκκεντρότητας φόρτισης, τουλάχιστον στον άξονα συμμετρίας.

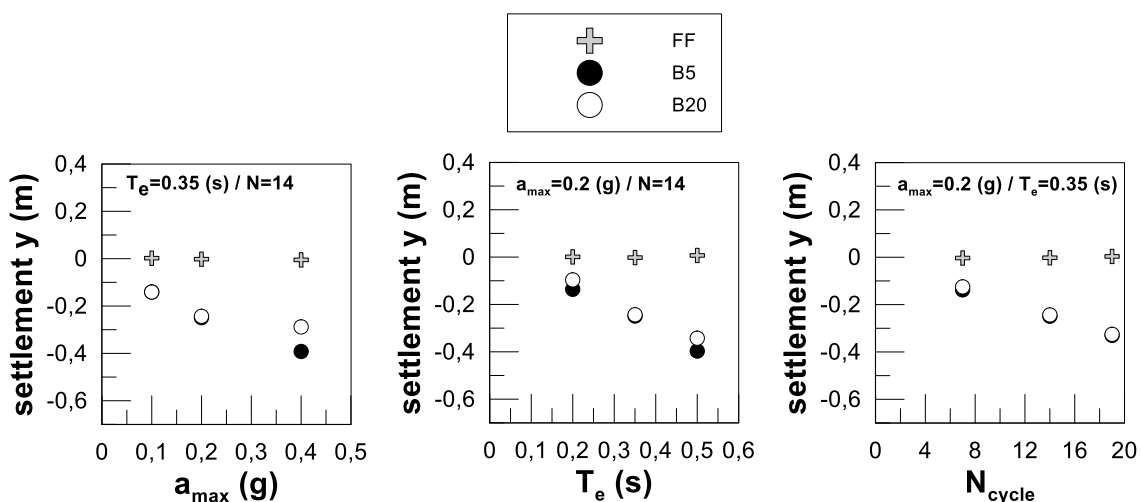


Σχήμα 4.26: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης σε 2 χαρακτηριστικά βάθη στο ελεύθερο πεδίο (αριστερά) και κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτος $B = 5\text{m}$ (κέντρο) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά) στα οποία ασκείται έκκεντρα φόρτιση.

4.4. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων

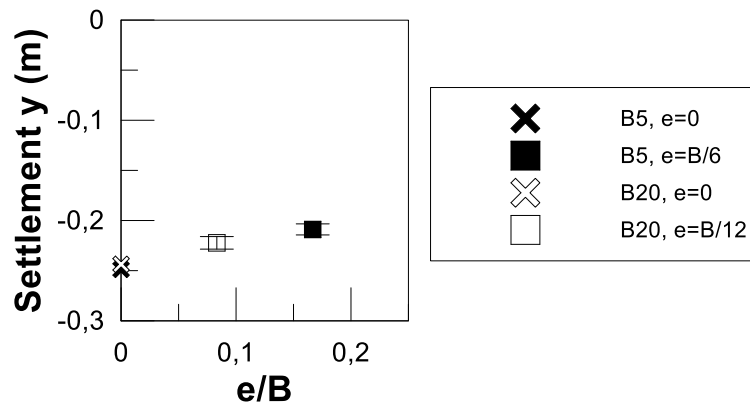
Προκειμένου να διαπιστωθεί η επιρροή της κάθε παραμέτρου στην απόκριση των θεμελίων σε συνθήκες ρευστοποίησης, έγιναν αναλύσεις θεωρώντας ως βάση αναφοράς τις παραμέτρους της βασικής ανάλυσης (#1 και #11 για τα κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{ m}$ και 20 m αντίστοιχα) και μεταβάλλοντας κάθε φορά μία μόνο από τις παραμέτρους. Η έμφαση δίνεται στην απόκριση σε όρους (ομοιόμορφης) καθίζησης στα κεντρικά φορτιζόμενα πέδιλα, καθώς και (μέσης) καθίζησης και στροφής στα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα.

Στο **Σχήμα 4.27** παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων. Σημειώνεται ότι σε όλα τα διαγράμματα με σταυρό συμβολίζεται η «μηδενική» καθίζηση που προκύπτει στο ελεύθερο πεδίο. Πιο συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 4.27α** εμφανίζεται η ανάπτυξη των συνολικών καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης a_{\max} και για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{ m}$ και 20 m (αναλύσεις 1, 2, 3, 11, 12, 13). Παρατηρείται πως για αύξηση της μέγιστης επιτάχυνσης προκύπτει (περίπου γραμμική) αύξηση των καθιζήσεων των θεμελίων, με πολύ μικρές διαφορές για τα διαφορετικά πλάτη, αν και το μεγάλο θεμέλιο έχει την τάση να έχει ελαφρά μικρότερες καθιζήσεις. Αντίστοιχα, στο **Σχήμα 4.27β** παρουσιάζεται η επιρροή της μεταβολής της ιδιοπεριόδου της διέγερσης T_e στην ανάπτυξη των συνολικών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίων $B = 5\text{ m}$ και 20 m (αναλύσεις 1, 6, 7, 11, 16, 17). Από το **Σχήμα 4.27β** προκύπτει πως και για τα δύο πλάτη θεμελίων η αύξηση της τιμής της ιδιοπεριόδου της διέγερσης οδηγεί σε (περίπου γραμμική) αύξηση των καθιζήσεων, ενώ και πάλι το μεγάλο πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{ m}$ έχει ελαφρώς μικρότερες καθιζήσεις. Τέλος, στο **Σχήμα 4.27γ** παρουσιάζονται οι καθιζήσεις συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} της εισαγόμενης (αρμονικής) διέγερσης για τα 2 εξεταζόμενα πλάτη θεμελίων (αναλύσεις 1, 4, 5, 11, 14, 15). Παρατηρείται και πάλι πως η αύξηση των κύκλων φόρτισης της διέγερσης οδηγεί σε (περίπου γραμμική) αύξηση των καθιζήσεων, ενώ πολύ ελαφριά παραμένει η ευεργετική επίδραση του πλάτους θεμελίου.



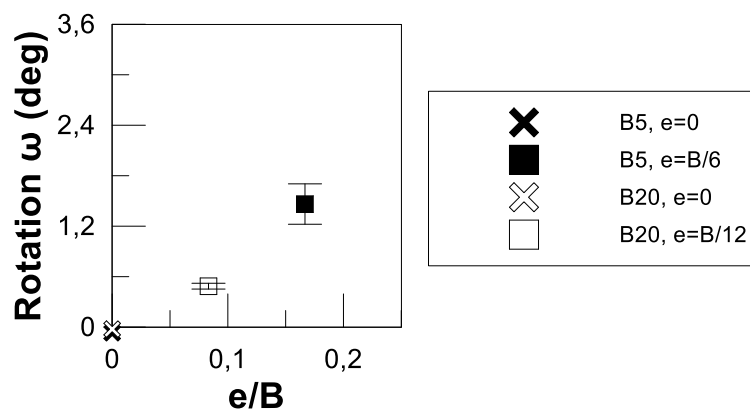
Σχήμα 4.27: Καθιζήσεις θεμελίων για μεταβολή των χαρακτηριστικών της διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) δεσπόζουσα περίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για το ελεύθερο πεδίο (FF) και για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{ m}$ και 20 m .

Στην συνέχεια, θα εξεταστεί η επίδραση της εκκεντρότητας της (στατικής) φόρτισης στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις 8, 9, 10, 18, 19, 20), πάντα για την ίδια διέγερση αναφοράς ($a_{\max} = 0.20g$, $T_e = 0.35\text{sec}$, $N=14$). Στο **Σχήμα 4.28** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για τις δύο έκκεντρες φορτίσεις, για τις θεμελιώσεις $B=5\text{m}$, 20m και συγκρίνονται με αυτές για $e = 0$. Παρατηρείται πως η μέση καθίζηση έκκεντρου φορτίου είναι λίγο μικρότερη από αυτή του ομοιόμορφου φορτίου για ίδιο πλάτος θεμελίωσης, ενώ το μέγεθος της εκκεντρότητας δεν φαίνεται να παίζει σπουδαίο ρόλο στην απόκριση αυτή, τουλάχιστον αν κυμαίνεται έως $B/6$.



Σχήμα 4.28: Μέσες καθιζήσεις για κεντρικά και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m για την ανάλυση αναφοράς.

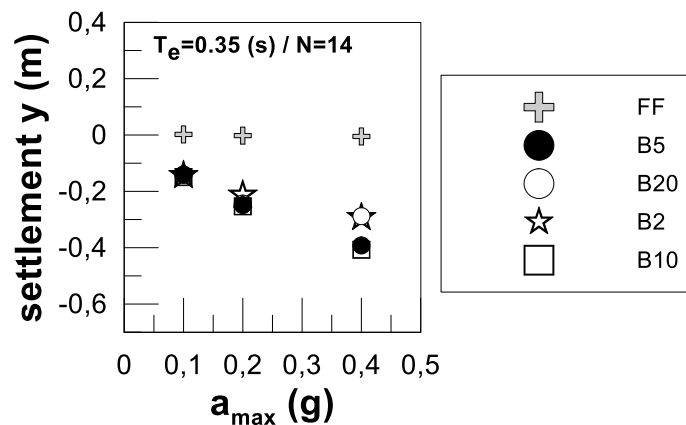
Ακόμη, προκύπτει ασήμαντη διακύμανση στην τιμή της μέσης καθίζησης ανάλογα με την φορά της διέγερσης σε σχέση με την εκκεντρότητα (γι' αυτό και οι γραμμές άνω και κάτω ορίου ανά περίπτωση έκκεντρου θεμελίου).



Σχήμα 4.29: Γωνία στροφής για κεντρικά και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m για την ανάλυση αναφοράς.

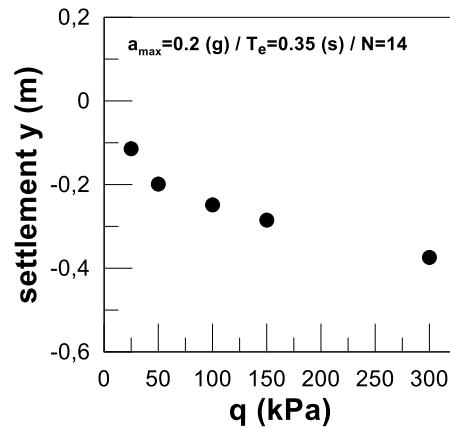
Η τελική στροφή των έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και $B = 20\text{m}$ λόγω της διέγερσης αναφοράς παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.29**. Προκύπτει πως το μέγεθος της εκκεντρότητας αυξάνει σαφώς τη στροφή, ενώ υπάρχει ορατή διακύμανση στην τιμή της στροφής ανάλογα με την φορά της διέγερσης σε σχέση με την εκκεντρότητα του στατικού φορτίου (γι' αυτό και οι γραμμές άνω και κάτω ορίου ανά περίπτωση έκκεντρου θεμελίου).

Επιπλέον, χάριν πληρότητας, θεωρήθηκε χρήσιμη η λεπτομερέστερη διερεύνηση της επίδρασης του πλάτους θεμελίου στην καθίζηση, τουλάχιστον για την περίπτωση κεντρικής φόρτισης ίδιου φορτίου $q = 100\text{kPa}$. Έτσι εξετάστηκαν επιπλέον και οι περιπτώσεις για $B = 2\text{m}$ και 10m , για τη διέγερση αναφοράς. Επιπλέον, έγινε διερεύνηση και της επίδρασης της a_{\max} για ίδιες τιμές T_e και N για όλες τα εύρη κεντρικά φορτισμένων θεμελίων (αναλύσεις 21, 22, 23, 24, 25, 26). Στο **Σχήμα 4.30** εμφανίζεται η επίδραση της a_{\max} στην καθίζηση θεμελίων με όλα τα πλάτη που διερευνήθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας ($B = 2\text{m}, 5\text{m}, 10\text{m}, 20\text{m}$). Από τα αποτελέσματα προκύπτει σαφώς ότι η επίδραση της a_{\max} είναι πολύ σημαντικότερη εκείνης του πλάτους θεμελίου. Επιπλέον προκύπτει ότι σε μικρές τιμές a_{\max} το πλάτος B δεν παίζει κανέναν ρόλο, ενώ αρχίζει να υπάρχει διαφοροποίηση λόγω πλάτους όσο αυξάνει η a_{\max} . Σε κάθε περίπτωση, δεν κατέστη δυνατή η διασαφήνιση της επίδρασης του B στις μεγάλες τιμές a_{\max} με βάση τις παρούσες αναλύσεις, καθώς θεωρείται ότι πιθανότατα αυτή καθορίζεται και από τις υπόλοιπες παραμέτρους της διέγερσης (T_e, N) και του προβλήματος (π.χ. πάχος στρώσης).



Σχήμα 4.30: Επίδραση a_{\max} στις καθιζήσεις κεντρικά φορτισμένων θεμελίων με πλάτη $B = 2\text{m}, 5\text{m}, 10\text{m}, 20\text{m}$, για διεγέρσεις με $T_e = 0.35\text{s}$ και $N = 14$

Αντίστοιχα, και πάλι για λόγους πληρότητας, θεωρήθηκε αναγκαία η διερεύνηση της επίδρασης του φορτίου θεμελίου στην καθίζηση, τουλάχιστον για την περίπτωση κεντρικής φόρτισης θεμελίου ίδιου πλάτους $B = 5\text{m}$. Έτσι εξετάστηκαν επιπλέον και περιπτώσεις θεμελίων (με $B = 5\text{m}$) με κεντρικό φορτίο $q = 25\text{kPa}, 50\text{kPa}, 150\text{kPa}, 300\text{kPa}$, για τη διέγερση αναφοράς (αναλύσεις # 1, 27, 28, 29, 30). Στο **Σχήμα 4.31** παρουσιάζεται η επίδραση του φορτίου q στην καθίζηση θεμελίωσης πλάτους $B = 5\text{m}$. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η αύξηση του φορτίου της ανωδομής οδηγεί στην αύξηση των συνολικών καθιζήσεων της κατασκευής, με την επίδραση αυτή να προκύπτει μη-γραμμική.



Σχήμα 4.31: Επίδραση φορτίου κατασκευής στις καθιζήσεις κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$, για την ανάλυση αναφοράς

Επιπλέον, σε μια προσπάθεια να συσχετιστούν τα αποτελέσματα σε όρους καθιζήσεων ως προς μια παράμετρο που να σχετίζεται με την αντοχή του εδάφους έναντι ρευστοποίησης, ή και την έκταση της ρευστοποίησης στην εδαφική στρώση, υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης (FS_L) και ο δείκτης δυναμικού ρευστοποίησης (Liquefaction Potential Index, I_L). Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης (FS_L) υπολογίστηκε σύμφωνα με την σχέση των Bouckovalas et al. (2016) :

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{N_L}{N_{EQ}} \right)^b$$

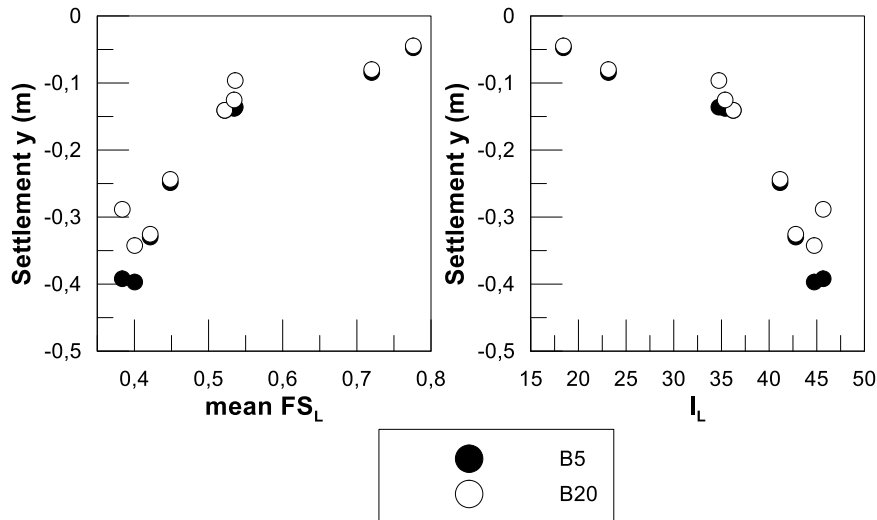
όπου: N_L ο αριθμός των κύκλων φόρτισης που απαιτούνται μέχρι την αρχική ρευστοποίηση (όταν $r_u = 1$), N_{EQ} ο αριθμός των κύκλων φόρτισης της εισαγόμενης διέγερσης και ο συντελεστής b θεωρήθηκε ίσος με 0.45. Έτσι, με βάση τις αναλύσεις ελευθέρου πεδίου, με βάση τη χρονοϊστορία του λόγου r_u σε κάθε βάθος εκτιμήθηκε ο συντελεστής FS_L και στη συνέχεια εκτιμήθηκε η μέση τιμή mFS_L της θέσης, ανά διέγερση. Επιπλέον, εκτιμήθηκε και ο δείκτης δυναμικού ρευστοποίησης I_L σύμφωνα με την σχέση των Iwasaki et al. (1984) :

$$I_L = \int_0^{20} FW(z)dz$$

όπου: $F = 1 - FS_L$, με το FS_L να υπολογίζεται ανά βάθος με βάση την προηγούμενη σχέση, και $W(z) = 10 - 0.5z$, με το z να είναι το βάθος κάθε στρώσης. Συνεπώς για κάθε διέγερση της στρώσης άμμου πάχους 10m που έχει θεωρηθεί στις αναλύσεις εδώ εκτιμήθηκε μία τιμή mFS_L και μία τιμή I_L .

Στο **Σχήμα 4.32** συσχετίζονται οι καθιζήσεις των θεμελίων με τις τιμές του μέσου συντελεστή ασφαλείας mFS_L και του δείκτη δυναμικού ρευστοποίησης I_L , με βάση τις αναλύσεις σεισμικής απόκρισης για κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m με $q = 100\text{kPa}$, ενώ για μεγαλύτερη εποπτεία έγιναν δύο συμπληρωματικές αναλύσεις για $a_{max} = 0.05\text{g}$ και κύκλους φόρτισης $N_{cycle} = 14, 7$ για κάθε πλάτος θεμελίωσης ξεχωριστά. Από το σχήμα αυτό προκύπτει μειωτική επίδραση του mFS_L και αυξητική του I_L , με τις καθιζήσεις για $B = 20\text{m}$ να είναι συστηματικά ελαφρώς μικρότερες απ' ό,τι για $B = 5\text{m}$. Η συσχέτιση αυτή είναι ελπιδοφόρος, αλλά χρειάζεται συμπλήρωση με αποτελέσματα για μικρότερης έντασης διεγέρσεις (ή πυκνότερες άμμους) που αναμένεται να δίνουν μικρότερες καθιζήσεις λόγω τιμών των παραμέτρων mFS_L και I_L που θα προ-

σεγγίζουν το 1.0 και 0.0, αντίστοιχα. Επιπλέον, θα χρειαστεί γενίκευση με αποτελέσματα για άλλες τιμές φορτίου q των ίδιων θεμελίων που θα δίνουν άλλες τιμές καθίζησης για τις ίδιες τιμές mFS_L και I_L , και πιθανώς και με αναλύσεις για τις ίδιες τιμές φορτίου q θεμελίων σε στρώσεις μικρότερου των 20m



Σχήμα 4.32: Συσχέτιση καθιζήσεων κεντρικά φορτιζόμενων θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m με: (α) το μέσο συντελεστή έναντι ρευστοποίησης FS_L (αριστερά) και (β) το δείκτη δυναμικού ρευστοποίησης I_L (δεξιά). Αποτελέσματα για φορτίο $q = 100\text{kPa}$.

5. Βελτίωση εδάφους με χρήση πλαστικών στραγγιστηρίων

5.1. Γενικά

Όπως έγινε φανερό από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο για θεμελιο-λωρίδες εδραζόμενες απευθείας σε ρευστοποιήσιμα εδάφη, είναι απαραίτητο σε υπάρχουσες κατασκευές να ληφθούν μέτρα για την απομείωση, αν όχι την αποτροπή, των συνεπειών της ρευστοποίησης στο έδαφος θεμελίωσης. Προς τον σκοπό αυτό, στο παρόν κεφάλαιο, εξετάζεται η τοπική ή γενικευμένη εφαρμογή στραγγιστηρίων στην περιοχή της θεμελίωσης ως μέσου βελτίωσης της σεισμικής απόκρισης του υποκείμενου εδάφους, μέσω της στράγγισης των υπερπιέσεων πόρων που αυτά προσφέρουν στην περιοχή εφαρμογής. Η μελέτη αφορά πλαστικά στραγγιστήρια και όχι χαλικο-στραγγιστήρια. Ο λόγος είναι ότι μόνο τα πρώτα μπορούν να εισαχθούν ευχερώς στη γειτονιά υφιστάμενων κατασκευών με εξοπλισμό που δεν προκαλεί ταλαντώσεις. Αλλιώς, τα δεύτερα θα ήταν μάλλον προτιμότερα, καθώς προσφέρουν πέραν της στράγγισης και αύξηση της ισοδύναμης διατμητικής αντοχής.

Για τη διερεύνηση της αποτελεσματικότητας αυτής της μεθόδου βελτίωσης πραγματοποιήθηκε σειρά παραμετρικών αναλύσεων σε θεμελιο-λωρίδες πλάτους $B=5\text{m}$ και 20m , σε αντιστοιχία με το βασικό όγκο αναλύσεων του προηγούμενου κεφαλαίου. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 84 αριθμητικές αναλύσεις με στραγγιστήρια, που αφορούν 3 διαφορετικές λογικές στην τοποθέτηση των στραγγιστηρίων στη γειτονιά υφιστάμενων κατασκευών:

1. Τοποθέτηση σειράς στραγγιστηρίων μόνο στην περίμετρο της θεμελιο-λωρίδας
2. Πέραν της περιμετρικής σειράς στραγγιστηρίων, τοποθέτηση πρόσθετων σειρών κάτω από την κάτοψη: μία επιπλέον σειρά στο κέντρο του θεμελίου, ή τρεις επιπλέον σειρές κάτω από την κάτοψη του θεμελίου (μόνο για $B=20\text{m}$)
3. Τοποθέτηση καννάβου στραγγιστηρίων κάτω από όλη την κάτοψη των θεμελίων.

Εκτός των προαναφερθέντων διατάξεων τοπικής βελτίωσης, ως περίπτωση αναφοράς θεωρείται η «ιδανική» επιλογή μιας συνολικής βελτίωσης, όπου όλη η ρευστοποιήσιμη στρώση βελτιώνεται με στραγγιστήρια και αποκτά μια πολύ αυξημένη «ισοδύναμη» διαπερατότητα 1000 φορές μεγαλύτερη της φυσικής με ονομασία “ $k*1000$ ” (που αντιστοιχεί σε $6.6*10^{-3} \text{ m/s}$).

Το σύνολο των αναλύσεων σεισμικής απόκρισης με χρήση στραγγιστηρίων που πραγματοποιήθηκαν συνοψίζονται στον **Πίνακα 5.1**, ο οποίος συνοψίζει τα βασικά παραμετρικά δεδομένα αυτών. Υπογραμμίζεται ότι στον Πίνακα αυτό χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες ονομασίες για τον προσδιορισμό της διάταξης στραγγιστηρίων που εξετάζεται κάθε φορά:

- “Drains”, η περίπτωση όπου τα στραγγιστήρια τοποθετούνται περιμετρικά των θεμελίων (λογική #1),
- “Drains Mid”, η περίπτωση όπου έχουμε στραγγιστήρια περιμετρικά των θεμελίων και στο κέντρο αυτών, ενώ “Drains +” η περίπτωση όπου έχουμε στραγγιστήρια περιμετρικά του θεμελίου, σε απόσταση 4.5 από τα άκρα και στο κέντρο αυτού για $B = 20\text{m}$ (λογική #2)
- “Drains Full” η περίπτωση όπου τοποθετούνται στραγγιστήρια κάτω από όλο το πλάτος θεμελίωσης,
- “ $k*1000$ ”, η (μη-ρεαλιστική) περίπτωση της γενικευμένης βελτίωσης με στραγγιστήρια.

Πίνακας 5.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων κεφαλαίου 5.

Case No.	Fix	B (m)	q (kPa)	Te (s)	N	t (s)	amax (g)	e/B	Imp.
35	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	k*1000
36	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	k*1000
37	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	k*1000
38	x-γ	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	k*1000
39	x-γ	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	k*1000
40	x-γ	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	k*1000
41	x-γ	5	100	0.5	14	7	0.2	0	k*1000
42	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	k*1000
43	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	k*1000
44	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	k*1000
45	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	k*1000
46	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	k*1000
47	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	k*1000
48	x-γ	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	k*1000
49	x-γ	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	k*1000
50	x-γ	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	k*1000
51	x-γ	20	100	0.5	14	7	0.2	0	k*1000
52	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	k*1000
53	None	20	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.833	k*1000
54	None	20	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.833	k*1000
55	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains
56	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains
57	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains
58	x-γ	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains
59	x-γ	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains
60	x-γ	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains
61	x-γ	5	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains
62	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains
63	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains
64	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains
65	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains
66	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains
67	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains
68	x-γ	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains
69	x-γ	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains
70	x-γ	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains
71	x-γ	20	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains
72	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains
73	None	20	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Drains
74	None	20	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Drains

Πίνακας 5.2 (συνέχεια): Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων κεφαλαίου 5.

75	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Full
76	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains Full
77	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains Full
78	x-γ	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains Full
79	x-γ	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains Full
80	x-γ	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains Full
81	x-γ	5	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains Full
82	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Full
83	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains Full
84	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains Full
85	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Full
86	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains Full
87	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains Full
88	x-γ	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains Full
89	x-γ	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains Full
90	x-γ	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains Full
91	x-γ	20	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains Full
92	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Full
93	None	20	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Drains Full
94	None	20	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Drains Full
95	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Mid
96	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains Mid
97	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains Mid
98	x-γ	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains Mid
99	x-γ	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains Mid
100	x-γ	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains Mid
101	x-γ	5	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains Mid
102	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Mid
103	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains Mid
104	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Drains Mid
105	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains Mid
106	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains Mid
107	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains Mid
108	x-γ	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains Mid
109	x-γ	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains Mid
110	x-γ	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains Mid
111	x-γ	20	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains Mid
112	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Drains +
113	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Drains +
114	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Drains +
115	x-γ	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Drains +
116	x-γ	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Drains +
117	x-γ	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Drains +
118	x-γ	20	100	0.5	14	7	0.2	0	Drains +

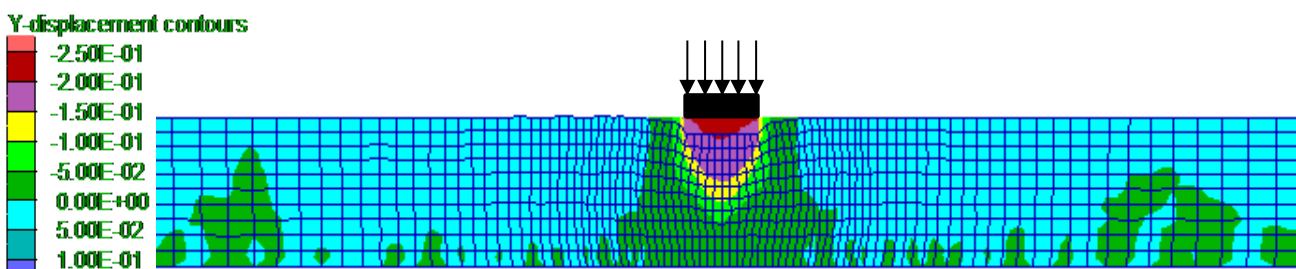
5.2. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου με στραγγιστήρια

5.2.1. Τοπική εφαρμογή στραγγιστηρίων

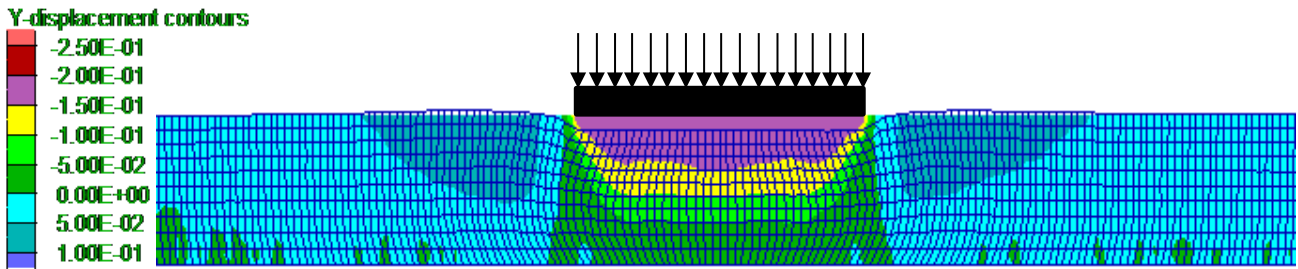
Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Αρχικά, θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων περιμετρικά των θεμελιώσεων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m . Η συγκεκριμένη διάταξη (Drains) είναι από πρακτικής άποψης η πιο εύκολη να υλοποιηθεί σε υπάρχουσες θεμελιώσεις, καθώς η επέμβαση γίνεται εξωτερικά της θεμελίωσης. Σε όλες τις άλλες περιπτώσεις που θα εξεταστούν υπάρχει και η πρόσθετη δυσκολία να βρεθεί τρόπος προσέγγισης και τοποθέτησης των στραγγιστηρίων στις ενδιάμεσες θέσεις κάτω από την θεμελίωση, πράγμα που σε αρκετές περιπτώσεις είναι αποτρεπτικό. Επιπροσθέτως, τα αποτελέσματα που θα παρατεθούν αφορούν τις περιπτώσεις #55, #65 για προσομοίωση με χρήση της διέγερσης αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$), ενώ θα γίνει σύγκριση αυτών με τις αναλύσεις αναφοράς για ρευστοποιήσιμο έδαφος (#1, #11) που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 και την (μη-ρεαλιστική) περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης (k^*1000 , περιπτώσεις #35, #45).

Στα **Σχήματα 5.1** και **5.2** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στο τέλος της διέγερσης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα, για την περίπτωση της περιμετρικής τοποθέτησης στραγγιστηρίων (Drains). Όπως και στις αντίστοιχες αναλύσεις αναφοράς (χωρίς στραγγιστήρια), παρατηρείται συσσώρευση των κατακόρυφων μετακινήσεων υπό το θεμέλιο, ενώ ποσοτικά οι τιμές των καθιζήσεων του θεμελίου φαίνεται να είναι μόνο ελαφρώς μικρότερες (περίπου 0.20m) από εκείνες για το ρευστοποιήσιμο έδαφος. Αυτό υποδεικνύει ότι η τοποθέτηση στραγγιστηρίων μόνο περιμετρικά, δεν μπορεί επί της ουσίας να βελτιώσει τη σεισμική απόκριση του θεμελίου, ακόμα και στην περίπτωση μικρών σχετικά θεμελιο-λωρίδων ($B = 5\text{m}$).

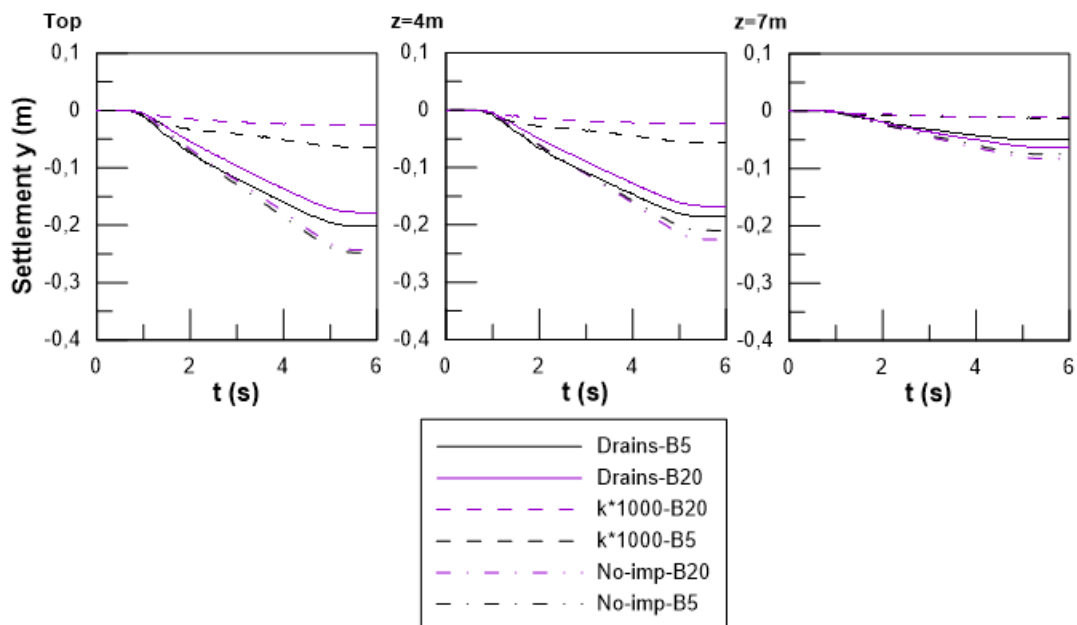


Σχήμα 5.1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



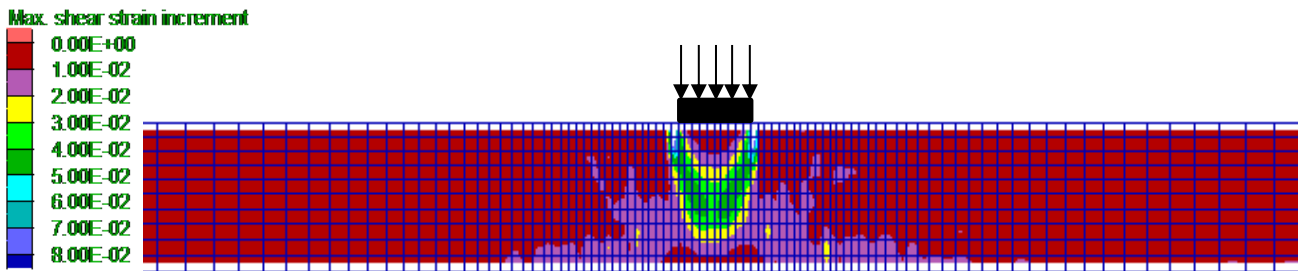
Σχήμα 5.2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Αναλυτικότερα, οι χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σημείων σε διαφορετικά βάθη κάτω από το κέντρο των θεμελίων κατά τη διάρκεια της διέγερσης αναφοράς παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται και οι χρονοϊστορίες των καθιζήσεων για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και γενικευμένης βελτίωσης (k^*1000), χάριν συγκρίσεως. Όπως αναμένεται, μεγαλύτερες κατακόρυφες μετατοπίσεις παρατηρούνται στην επιφάνεια της στρώσης (ακριβώς κάτω από το θεμέλιο), ενώ η καθίζηση συσσωρεύεται περίπου γραμμικά με το χρόνο κατά τη διάρκεια της διέγερσης σε όλες αυτές τις περιπτώσεις. Συγκρίνοντας τις τιμές των καθιζήσεων με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) με εκείνες για ρευστοποιήσιμη άμμο (No-imp) προκύπτει πολύ ελαφρά βελτίωση, σε αντίθεση με τη γενικευμένη βελτίωση (k^*1000) όπου οι τελικές καθιζήσεις είναι σημαντικά μειωμένες (έως 5cm). Σε κάθε περίπτωση, το πλατύ θεμέλιο εμφανίζει τις μικρότερες καθιζήσεις, αν και η επίδραση των στραγγιστηρίων δείχνει πιο έντονη για το πλατύ θεμέλιο δεδομένου ότι για ρευστοποιημένο έδαφος τα 2 θεμέλια δίνουν πρακτικώς ταυτόσημες καθιζήσεις.

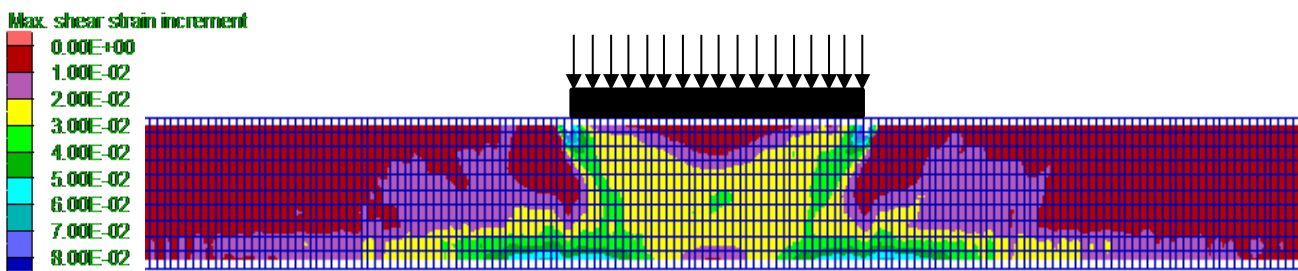


Σχήμα 5.3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης (k^*1000) και περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains).

Στα **Σχήματα 5.4** και **5.5** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (*ssi* σε ορολογία FLAC) στο πέρας της διέγερσης αναφοράς για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα, με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains). Σε σύγκριση με τους αντίστοιχους μηχανισμούς αστοχίας που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 (Σχήματα 4.7 και 4.8), στην περίπτωση χρήσης στραγγιστηρίων περιμετρικά της θεμελίωσης ο μηχανισμός αστοχίας φαίνεται να περιορίζεται στην περιοχή κάτω από το θεμέλιο και να μην επεκτείνεται εκτός αυτής (επιφανειακά), ακριβώς λόγω της ευεργετικής δράσης των στραγγιστηρίων που περιορίζουν σημαντικά τη ρευστοποίηση σε μία στενή λωρίδα στα όρια της θεμελίωσης.



Σχήμα 5.4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).

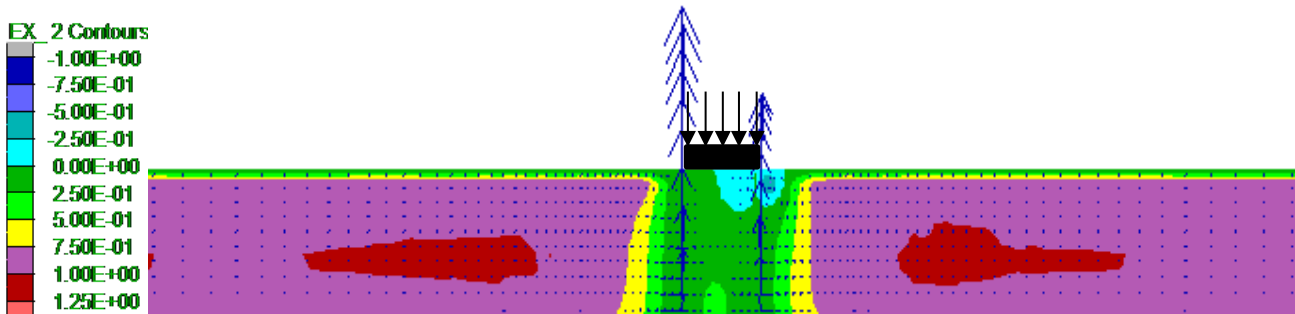


Σχήμα 5.5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).

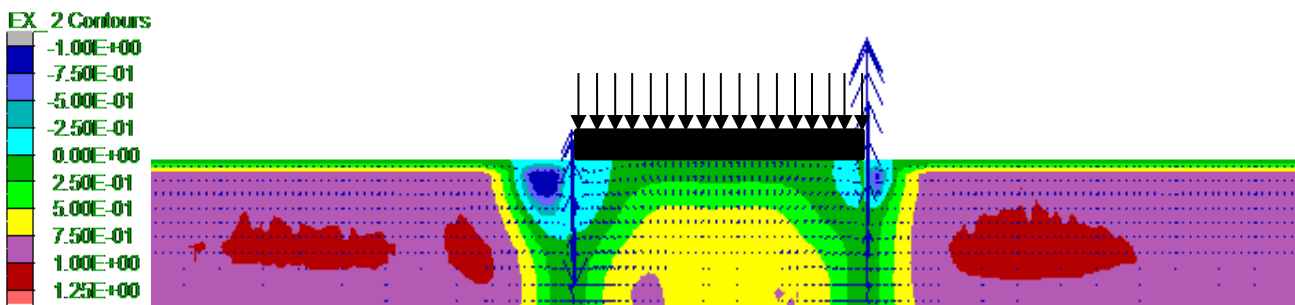
Στο **Σχήμα 5.6** παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u στο τέλος της δόνησης αναφοράς για το κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο $B = 5\text{m}$, καθώς και τα διανύσματα της ροής του υγρού πόρων για την περίπτωση περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains). Παρατηρείται πως οι τιμές του συντελεστή υπερπιέσεων πόρων r_u είναι μηδενικές σε θέσεις κάτω από τον άξονα της θεμελίωσης, ενώ κοντά στα στραγγιστήρια βλέπουμε πως αναπτύσσονται υποπιέσεις, λόγω της έντονης στράγγισης (ροής) προς τα πάνω. Αντίστοιχα, το **Σχήμα 5.7** αφορά στις τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u και τα διανύσματα ροής του υγρού πόρων για περιμετρική τοποθέτηση στραγγιστηρίων (Drains) για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$. Η ευεργετική δράση των στραγγιστηρίων στην περίπτωση αυτή περιορίζεται κοντά στην ζώνη επίδρασης αυτών, καθώς παρατηρούνται μηδενικές έως και αρνητικές τιμές του συντελεστή μόνο στην περιοχή αυτή. Στις θέσεις κάτω από τον άξονα θεμελίωσης οι τιμές του r_u λαμβάνουν μηδενικές τιμές κοντά στην επιφάνεια της στρώσης και αυξάνουν με το βάθος, χωρίς να φτάνουν τη ρευστοποίηση.

Συγκριτικά με τις περιπτώσεις χωρίς βελτίωση (βλ. Κεφάλαιο 4) προκύπτει ότι για πλάτος θεμελίου $B = 5\text{m}$ τα περιμετρικά στραγγιστήρια μειώνουν μερικώς τις υπερπιέσεις ακόμη και στον κεντρικό άξονα του θεμελίου, ενώ για πλάτος θεμελίου $B = 20\text{m}$ οι υπερπιέσεις μειώνονται μόνο

τοπικά. Επιπροσθέτως, δεν παρατηρούνται διαφοροποιήσεις των τιμών του λόγου υπερπίεσεων πόρων σε παρακείμενες θέσεις εκτός θεμελίου (NF, FF) ανεξαρτήτως βάθους. Τα διανύσματα των ροών συγκεντρώνονται στον άξονα των στραγγιστηρίων, όπως ήταν αναμενόμενο, αφού το πλεονάζον νερό βρίσκει δίοδο ώστε να εκτονωθεί προς την ελεύθερη επιφάνεια.

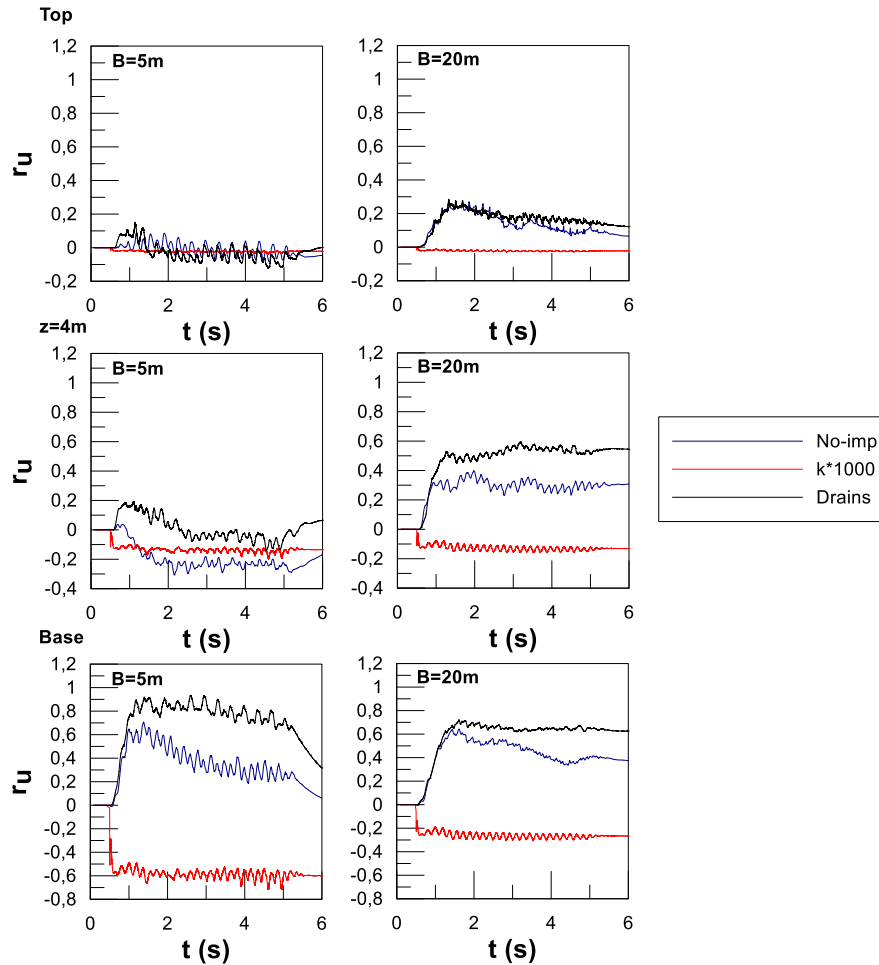


Σχήμα 5.6: Λόγος υπερπίεσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).



Σχήμα 5.7: Λόγος υπερπίεσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).

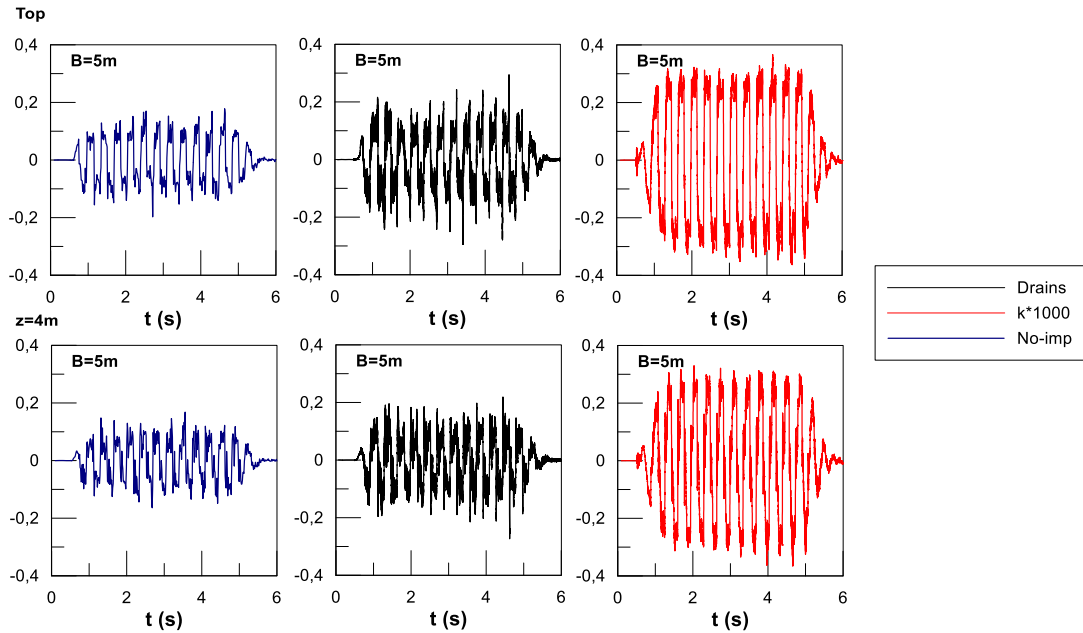
Στην συνέχεια, στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του συντελεστή υπερπίεσεων πόρων για τις περιπτώσεις με (Drains) και χωρίς περιμετρικά στραγγιστήρια, αλλά και την περίπτωση της γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$) και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m . Διακρίνεται πως για την περίπτωση τοποθέτησης περιμετρικών στραγγιστηρίων οι τιμές του συντελεστή υπερπίεσεων στην επιφάνεια του εδάφους ταυτίζονται με αυτές της περίπτωσης χωρίς καθόλου βελτίωση, ενώ σε μεγαλύτερα βάθη ο λόγος υπερπίεσης είναι αυξημένος για την περίπτωση περιμετρικής στράγγισης έναντι της περίπτωσης χωρίς βελτίωση. Με άλλα λόγια, ενώ χωρίς βελτίωση δημιουργούνται συνθήκες χαμηλότερων υπερπίεσεων ή και υποπίεσεων κάτω από τα θεμέλια λόγω διαστολικότητας από τις μεγαλύτερες καθιζήσεις, αυτό δε συμβαίνει όταν υπάρχουν τα περιμετρικά στραγγιστήρια. Μάλιστα προκύπτει ότι σε μεγαλύτερα βάθη, τα στραγγιστήρια αποδεικνύονται λιγότερο αποδοτικά, γι' αυτό και οι διαφορές στο λόγο r_u βαίνουν αυξανόμενες. Αποτέλεσμα αυτών των παρατηρήσεων είναι ότι η απομείωση των καθιζήσεων λόγω περιμετρικών στραγγιστηρίων δεν είναι όσο μεγάλη πιθανώς θα αναμένονταν, ή όσο προκύπτει από μια (μη-ρεαλιστική) γενικευμένη βελτίωση όπου παρατηρούνται σχεδόν μηδενικές υπερπίεσεις ή/και υποπίεσεις σε όλα τα βάθη.



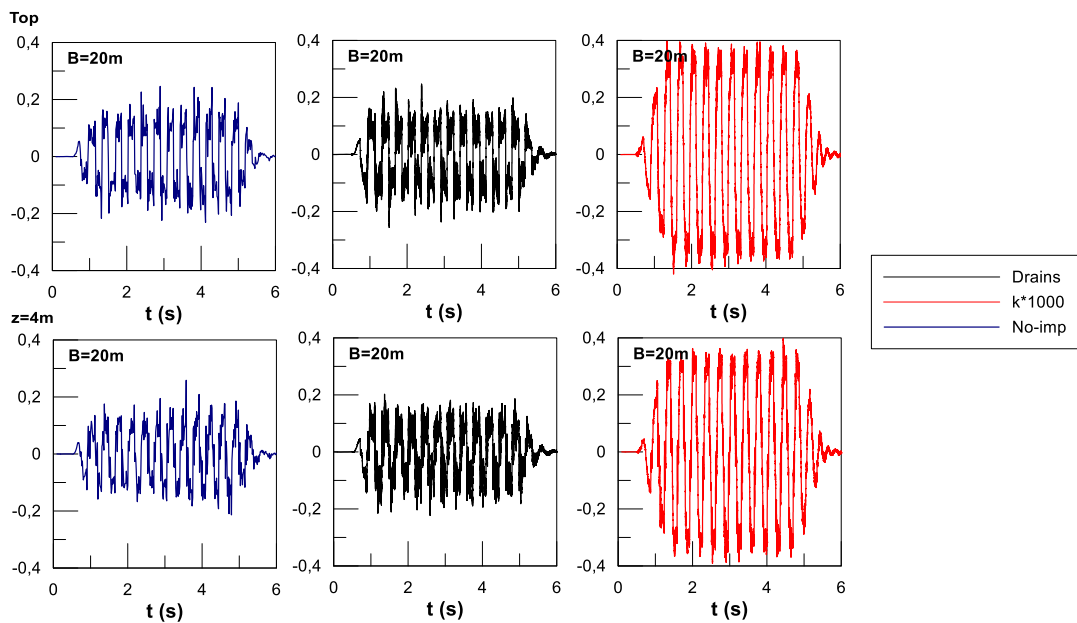
Σχήμα 5.8: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Στο **Σχήμα 5.9** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων σε 3 διαφορετικά βάθη κάτω από το κέντρο κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$. Οι χρονοϊστορίες αφορούν τις περιπτώσεις ύπαρξης και μη περιμετρικής βελτίωσης με στραγγιστήρια (Drains) και την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), πάντα για τη διέγερση αναφοράς με $a_{\max} = 0.20g$ στη βάση. Παρατηρείται πως με τα περιμετρικά στραγγιστήρια δεν υπάρχει η μικρή απομείωση της διέγερσης που παρατηρείται σε ρευστοποιήσιμη στρώση, αλλά ούτε και η σημαντική ενίσχυση του κραδασμού που παρατηρείται στη γενικευμένη βελτίωση.

Συνεχίζοντας, στο **Σχήμα 5.10** εμφανίζονται ομοίως οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στις αντίστοιχες θέσεις, για τις αντίστοιχες περιπτώσεις, αυτή τη φορά για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$. Για αυτό το πλάτος θεμελίωσης βλέπουμε αντίστοιχη σεισμική απόκριση, με τη διαφορά ότι η ενίσχυση για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης είναι σημαντική.



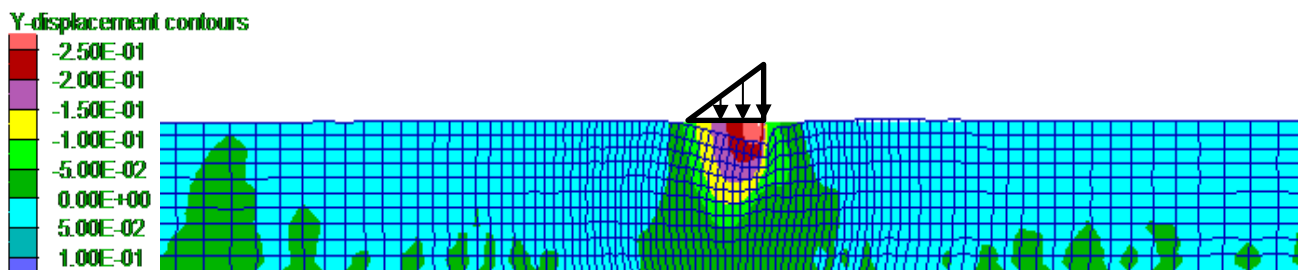
Σχήμα 5.9: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.



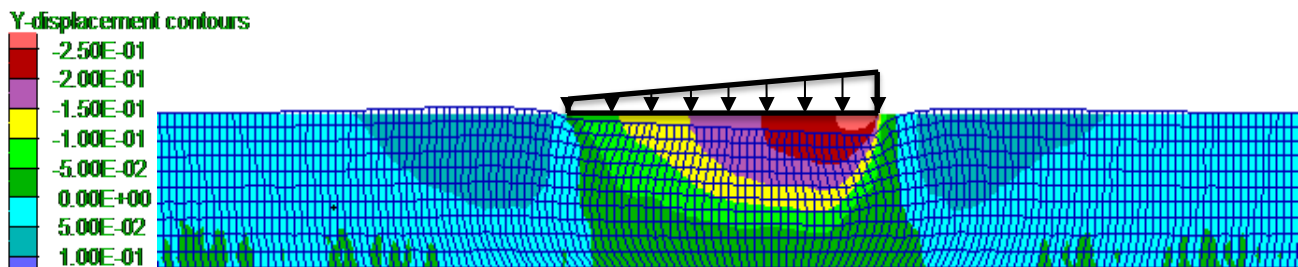
Σχήμα 5.10: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20\text{m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται λεπτομερώς τα αποτελέσματα για έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί στραγγιστήρια. Στόχος της παρουσίασης αποτελεί ο προσδιορισμός των διαφοροποιήσεων που προκύπτουν σε όρους μετακινήσεων, υπερπιέσεων πόρων και επιταχύνσεων λόγω της εκκεντρότητας για τη διέγερση αναφοράς. Στα **Σχήματα 5.11** και **5.12** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στο τέλος της διέγερσης για τα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , αντίστοιχα, με στραγγιστήρια τοποθετημένα στην περίμετρο τους. Παρατηρείται ανάπτυξη μεγαλύτερων καθιζήσεων στο τμήμα του πεδίου όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο (όπως αναμενόταν), παρόλα αυτά οι καθιζήσεις αυτές δεν είναι πολύ μεγαλύτερες από αυτές που αναπτύσσονται για κεντρική φόρτιση ($e=0$).



Σχήμα 5.11: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

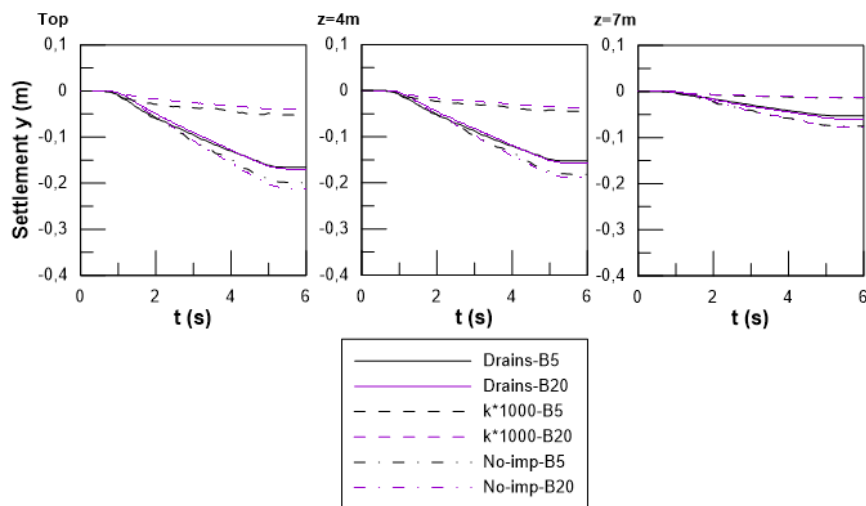


Σχήμα 5.12: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

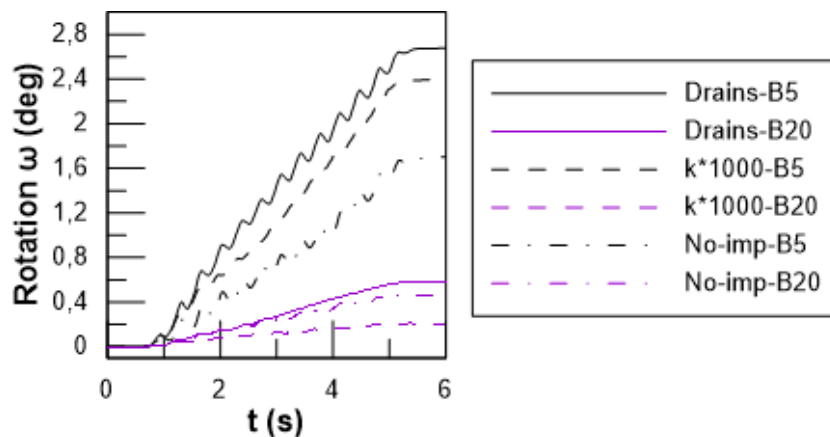
Η χρονοϊστορία των κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.13**. Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις (μετατοπίσεις του θεμελίου) και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης είναι ελάχιστα μικρότερες απ' ό,τι για ρευστοποιήσιμη στρώση, όπως συμβαίνει για $e = 0$. Επίσης οι τελικές (μέσες) καθιζήσεις των έκκεντρα φορτιζόμενων θεμελίων με περιμετρικά στραγγιστήρια προκύπτουν λίγο μικρότερες από ό,τι αν ήταν κεντρικά φορτιζόμενα, αντίστοιχα με ό,τι παρατηρήθηκε και σε ρευστοποιήσιμη στρώση.

Λόγω εκκεντρότητας του φορτίου κατασκευής αναπτύσσεται και στροφή στο θεμέλιο. Η χρονοϊστορία της στροφής του θεμελίου που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης αναφοράς για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (με περιμετρικά στραγγιστήρια) εμφανίζεται στο **Σχήμα 5.14**, σε σύγκριση με τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης στρώσης (No-imp) και γενικευμένης

βελτίωσης ($\kappa \cdot 1000$). Όπως σε όλες τις περιπτώσεις, η στρόφη συσσωρεύεται πρακτικώς γραμμικά με το χρόνο κατά τη διάρκεια της διέγερσης (όπως και οι καθιζήσεις), και το θεμέλιο με $B = 5\text{m}$ εμφανίζει σαφώς μεγαλύτερη στρόφη από εκείνο με $B = 20\text{m}$, ακριβώς όπως συμβαίνει για ρευστοποιήσιμη στρώση και για γενικευμένη βελτίωση. Αυτό που χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση είναι το γιατί η στρόφη θεμελίων με περιμετρικά στραγγιστήρια είναι μεγαλύτερη από εκείνη για ρευστοποιήσιμη στρώση.



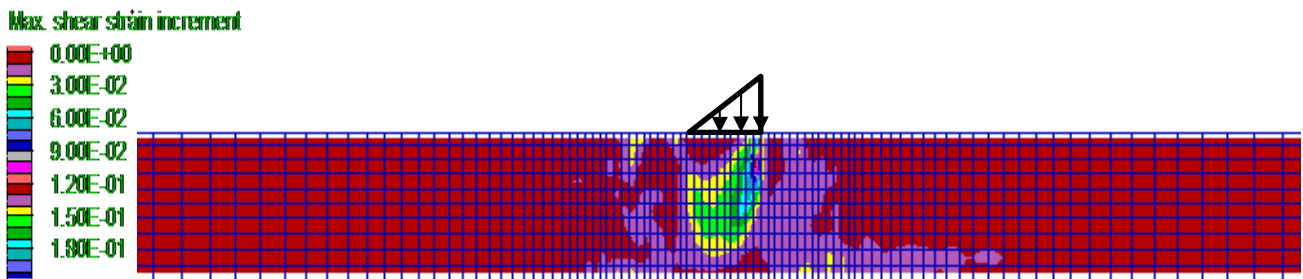
Σχήμα 5.13: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m υπό έκκεντρη φόρτιση, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($\kappa \cdot 1000$) και περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains), για τη διέγερση αναφοράς.



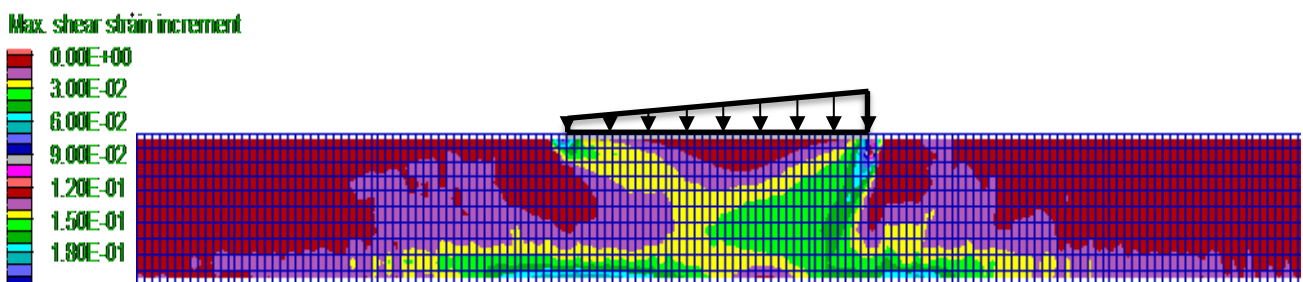
Σχήμα 5.14: Χρονοϊστορίες στρόφης θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($\kappa \cdot 1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Στα **Σχήματα 5.15** και **5.16** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) μετά το πέρας της διέγερσης αναφοράς για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα, στα οποία έχουν τοποθετηθεί περιμετρικά στραγγιστήρια και ασκείται έκκεντρο φορτίο. Και σε αυτή την περίπτωση η ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων είναι έντονη στην περιοχή κάτω από την θεμελίωση, δηλαδή δεν προκύπτει μηχανισμός «γενικευμένης» αστοχίας όπως υπό στατικές συνθήκες. Φαίνεται πως αναπτύσσονται μεγαλύτερες διατμητικές παραμορφώσεις στην πλευρά όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο, δηλαδή οι «μηχανισμοί αστοχίας» που αναπτύσσονται παύουν

να είναι συμμετρικοί ως προς το θεμέλιο, ενώ συγκρίνοντας το μέγεθος των παραμορφώσεων με την περίπτωση χωρίς βελτίωση προκύπτει ότι είναι ελαφρώς μεγαλύτερες.

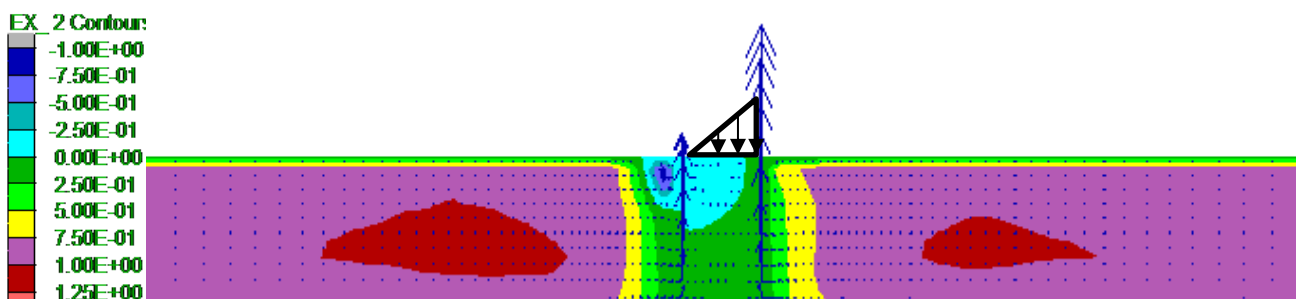


Σχήμα 5.15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/6$).

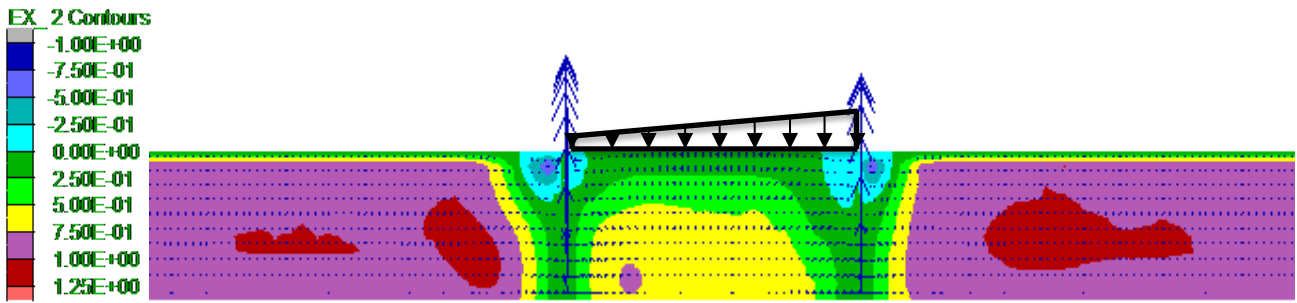


Σχήμα 5.16: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/12$).

Στα Σχήματα 5.17, 5.18 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων στο τέλος της δόνησης για τα θεμέλια $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα στα οποία έχουν τοποθετηθεί περιμετρικά στραγγιστήρια και ασκείται έκκεντρο φορτίο, καθώς και τα διανύσματα της ροής του νερού την ίδια στιγμή. Αυτό που παρατηρείται είναι ότι εμφανίζονται υποπιέσεις εκτός του πλάτους θεμελίωσης και αντίθετα από την πλευρά που ασκείται το έκκεντρο φορτίο, γεγονός που φαίνεται να οδηγεί σε αύξηση της στροφής. Αντιθέτως, στην περίπτωση της ρευστοποιήσιμης στρώσης αναπτύσσονται και πάλι υπο-πιέσεις από την πλευρά όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο, γεγονός που φαίνεται να απομειώνει τη διάθεση για περαιτέρω στροφή.

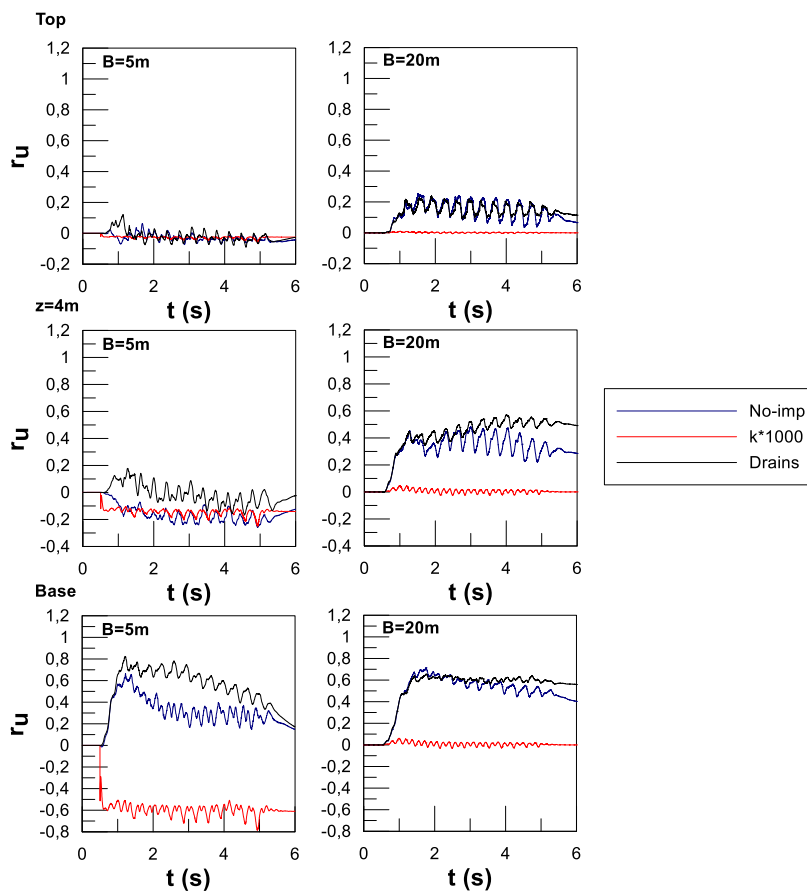


Σχήμα 5.17: Λόγος υπερπιέσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).



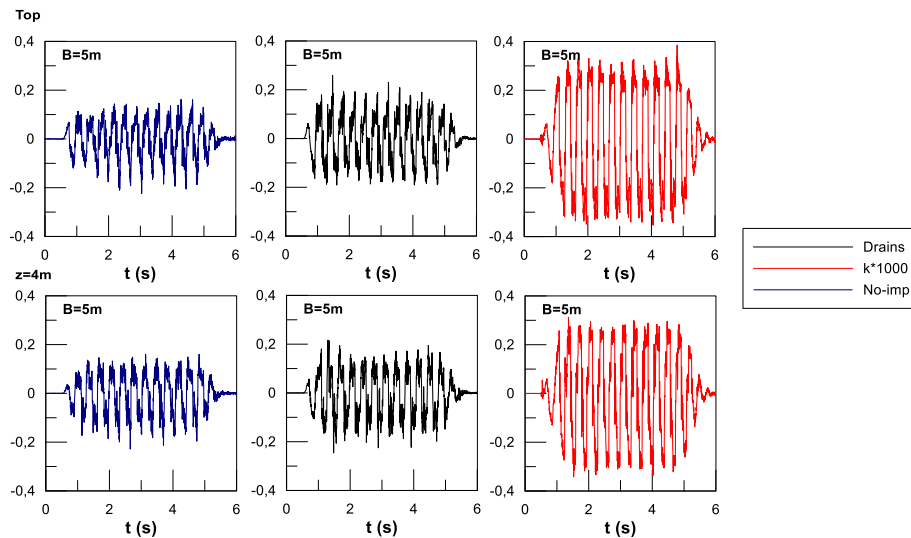
Σχήμα 5.18: Λόγος υπερπιάσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains).

Στην συνέχεια στο Σχήμα 5.19 εμφανίζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιάσεων πόρων κάτω από το κέντρο της έκκεντρα φορτιζόμενων θεμελίων διαφορετικού εύρους ($B = 5\text{m}$, 20m) με περιμετρικά στραγγιστήρια, σε σύγκριση με τις αντίστοιχες περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης στρώσης (No-imp) και γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$). Δεν παρατηρείται σημαντική διαφοροποίηση από τα αποτελέσματα για ομοιόμορφη φόρτιση ($e=0$), αν και οι χρονοϊστορίες για τη ρευστοποιήσιμη στρώση και για περιμετρικά στραγγιστήρια είναι μάλλον πιο συμβατές μεταξύ τους απ' ό,τι για $e = 0$.

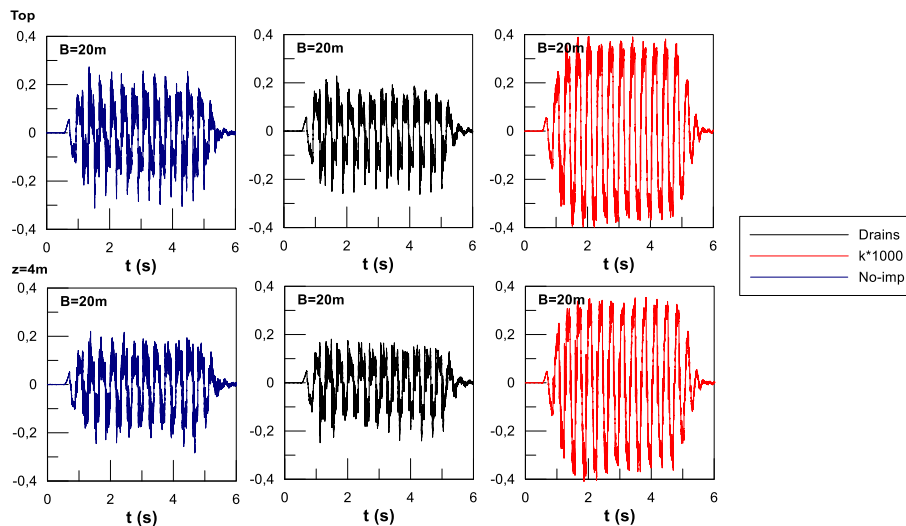


Σχήμα 5.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιάσεων πόρων σε 3 χαρακτηριστικά βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτισμένου θεμελίου, με πλάτους (α) $B = 5\text{m}$ αριστερά και (β) $B = 20\text{m}$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον κεντρικό άξονα του καννάβου για διαφορετικά βάθη στην στρώση της άμμου παρουσιάζονται στα **Σχήματα 5.20** και **5.21**, για τις περιπτώσεις ύπαρξης επιφανειακών θεμελιώσεων με $B = 5\text{m}$, 20m στις οποίες ασκείται έκκεντρο φορτίο. Οι χρονοϊστορίες αφορούν τις περιπτώσεις ύπαρξης και μη περιμετρικής βελτίωσης με στραγγιστήρια (Drains) και την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$). Όπως ήταν αναμενόμενο, δεν παρατηρείται κάποια διαφορά στις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων λόγω εκκεντρότητας φόρτισης, τουλάχιστον στον άξονα συμμετρίας.



Σχήμα 5.20: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη υπό το κέντρο έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.



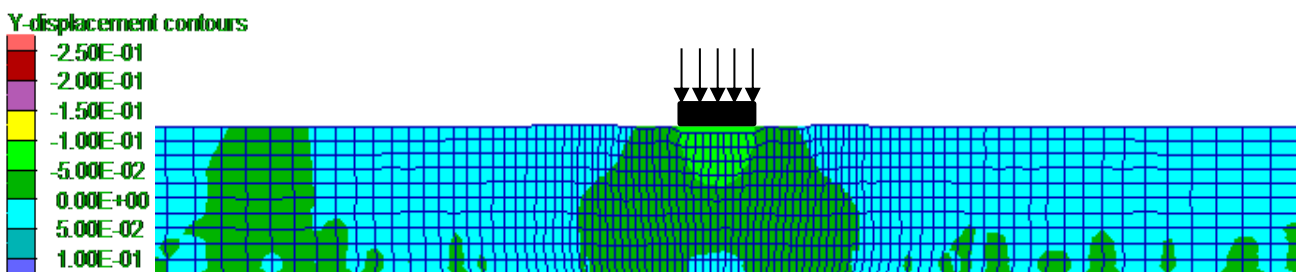
Σχήμα 5.21: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη υπό το κέντρο έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων πλάτους $B = 20\text{m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

5.2.2. Εκτεταμένη εφαρμογή στραγγιστηρίων

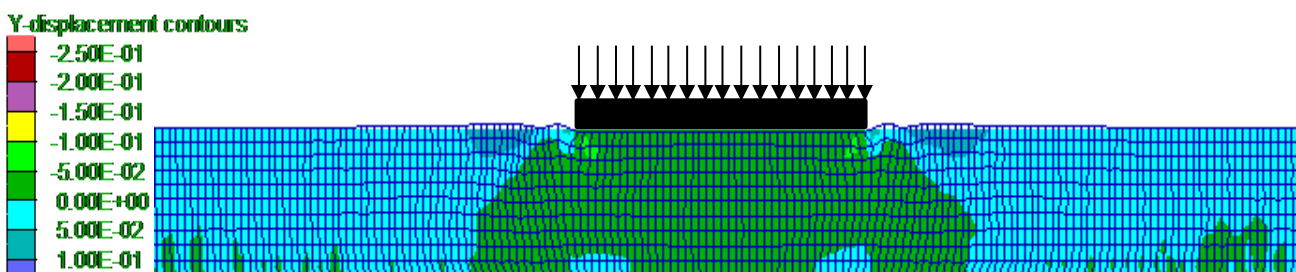
Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Στην ενότητα αυτή θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων κάτω από όλο το πλάτος των θεμελιώσεων $B = 5\text{m}$, 20m σε μια προσπάθεια να διερευνηθεί εάν η εκτεταμένη εφαρμογή πλαστικών στραγγιστηρίων κάτω από μία θεμελίωση, μπορεί να οδηγήσει στον ικανό περιορισμό του φαινομένου της ρευστοποίησης και κατά συνέπεια στη σημαντική απομείωση των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων της κατασκευής. Σημειώνεται ότι σε υπάρχουσες θεμελιώσεις η κατασκευή τόσο εκτενούς δικτύου στράγγισης είναι πρακτικώς αδύνατη, αλλά έχει ενδιαφέρον η μελέτη αυτής ως περίπτωσης αναφοράς. Επισημαίνεται ότι έγινε μελέτη και ενδιάμεσων διατάξεων, όπου υπάρχουν περιορισμένες σειρές στραγγιστηρίων κάτω από τα θεμέλια, των οποίων τα αναλυτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Παράρτημα Α. Εδώ, τα αποτελέσματα που θα παρατεθούν αφορούν τις περιπτώσεις # 75, 85 για προσομοίωση με χρήση της διέγερσης αναφοράς, ενώ θα γίνει σύγκριση αυτών με τις αναλύσεις αναφοράς (ρευστοποιήσιμη στρώση, # 1, 11) και την περίπτωση προσομοίωσης γενικευμένης βελτίωσης (# 35, 45).

Στα **Σχήματα 5.22** και **5.23** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης αναφοράς για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m στην περίπτωση εφαρμογής στραγγιστηρίων σε όλο το πλάτος της θεμελίωσης. Σε αυτή την περίπτωση υπάρχει σημαντικά μικρότερη συσσώρευση καθιζήσεων στο κέντρο της θεμελίωσης, με τη μέγιστη τιμή να κυμαίνεται σε λιγότερο από 0.10m και στα δύο θεμέλια.

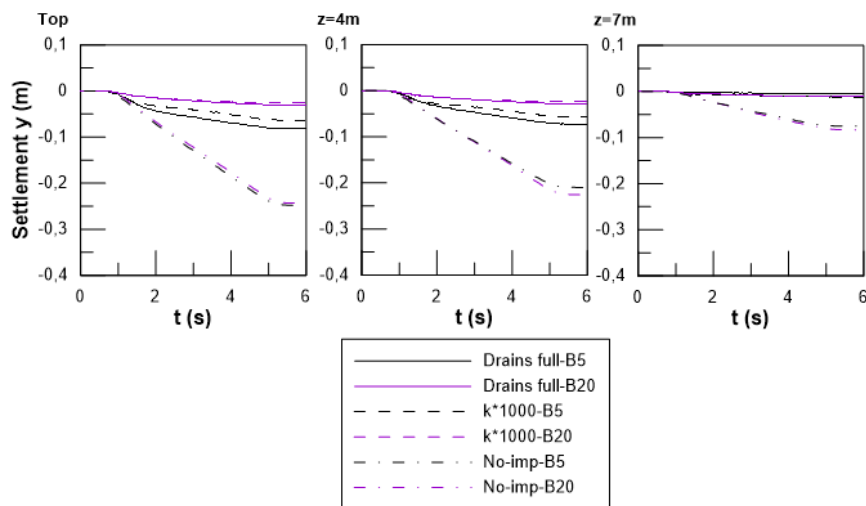


Σχήμα 5.22: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



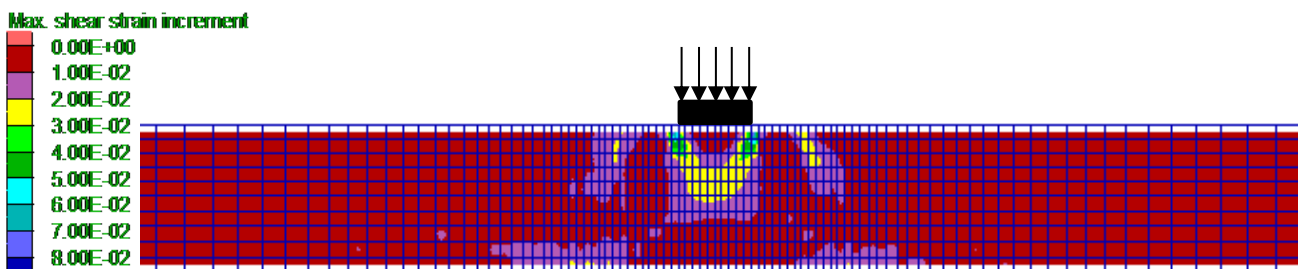
Σχήμα 5.23: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Η χρονοϊστορία της κατακόρυφης μετακίνησης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης αναφοράς παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.24**, για διαφορετικά βάθη στη στρώση της άμμου. Διακρίνεται και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης πως οι καθιζήσεις περιορίζονται σε μεγάλο βαθμό και πλησιάζουν τις τιμές της καθιζήσης για την «ιδανική» περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης. Παρόλα αυτά για μικρό πλάτος θεμελίωσης όπως αυτό των 5m οι καθιζήσεις αυτές είναι της τάξης των 8cm, μέγεθος που δεν θεωρείται μικρό.

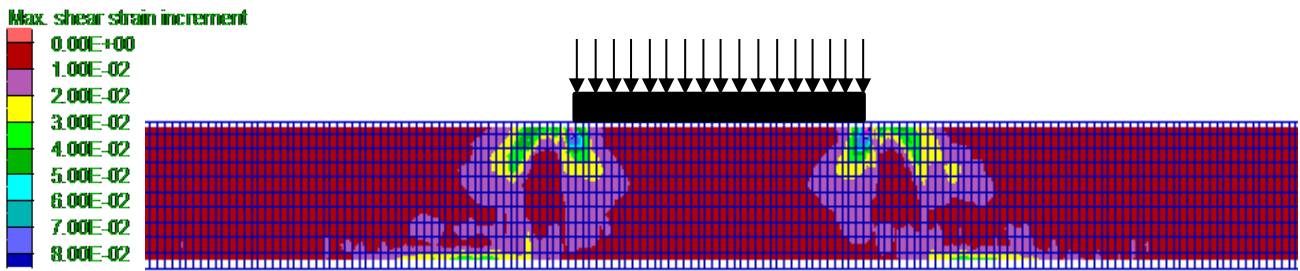


Σχήμα 5.24: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης (k^*1000) και στραγγιστηρίων σε όλο το μήκος της θεμελίωσης (Drains full).

Στα **Σχήματα 5.25** και **5.26** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) μετά το πέρας της διέγερσης για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους. Και στις δύο περιπτώσεις οι αναπτυσσόμενες διατμητικές παραμορφώσεις είναι πολύ μικρότερου μεγέθους από ότι στην περίπτωση χωρίς βελτίωση, ενώ ο μηχανισμός αστοχίας είναι πιο περιορισμένος σε βάθος, ενώ υπάρχει τάση επέκτασης και εκατέρωθεν του θεμελίου κάτω από το οποίο έχει γίνει η βελτίωση.

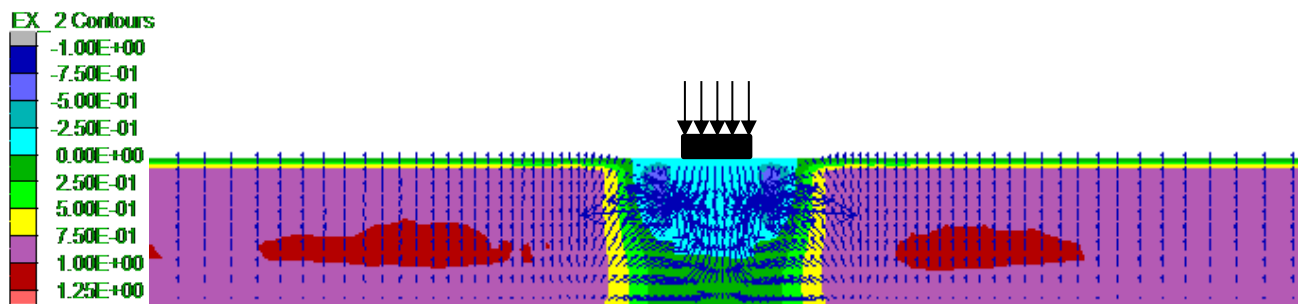


Σχήμα 5.25: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

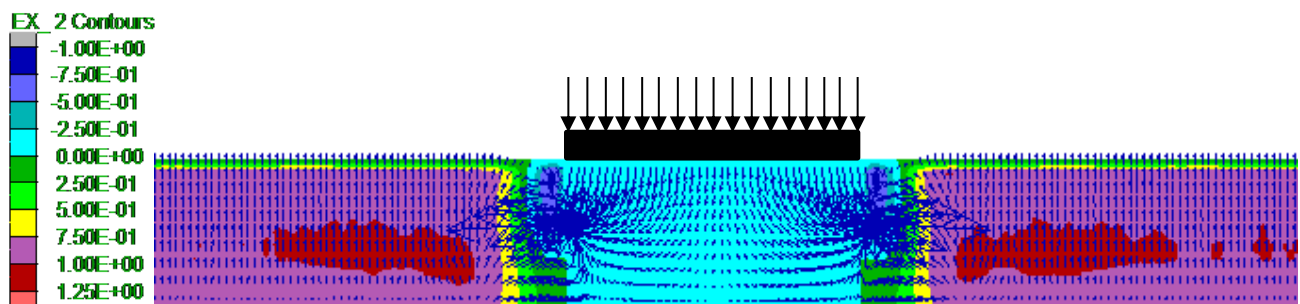


Σχήμα 5.26: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

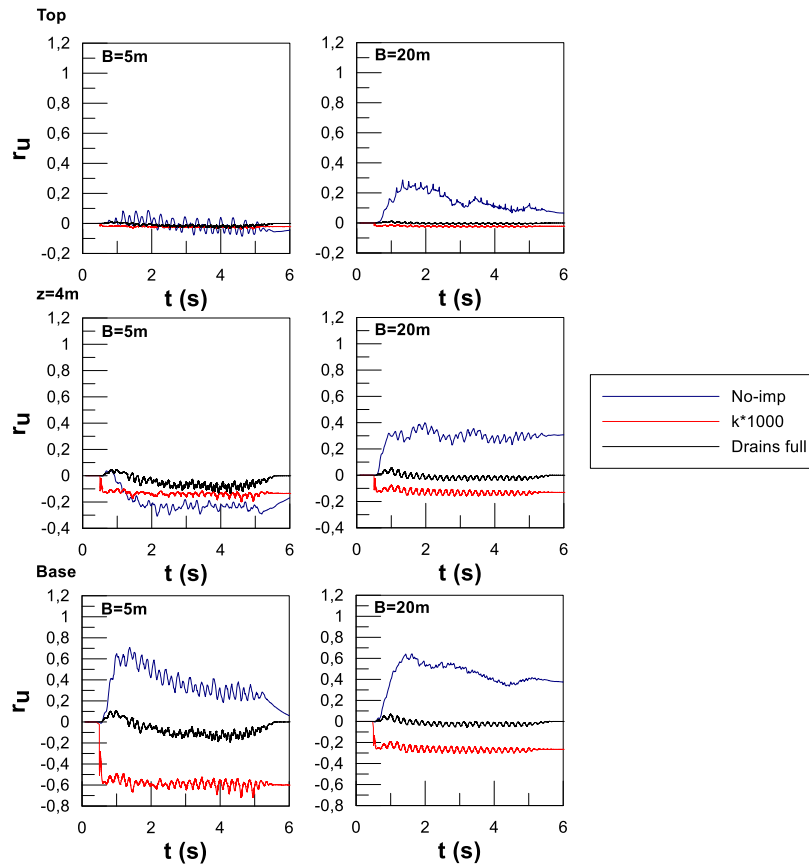
Στα Σχήματα 5.27 και 5.28 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της δόνησης για τα θεμέλια $B = 5\text{m}$ και 20m με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους, καθώς και τα διανύσματα της ροής του νερού την ίδια στιγμή. Παρατηρείται και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης πως οι τιμές του λόγου των υπερπιέσεων πόρων στην περιοχή βελτίωσης αλλά και σε απόσταση περίπου 2m έξω από αυτή, είναι σημαντικά απομειωμένες (επί της ουσίας μηδενικές) λόγω της αυξημένης δυνατότητας στράγγισης. Η παρατήρηση αυτή επαληθεύεται από τα διαγράμματα του Σχήματος 5.29 όπου παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων του νερού των πόρων κάτω από το κέντρο της θεμελίωσης, συγκριτικά με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες για τις περιπτώσεις χωρίς βελτίωση (No-imp) και γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$).



Σχήμα 5.27: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

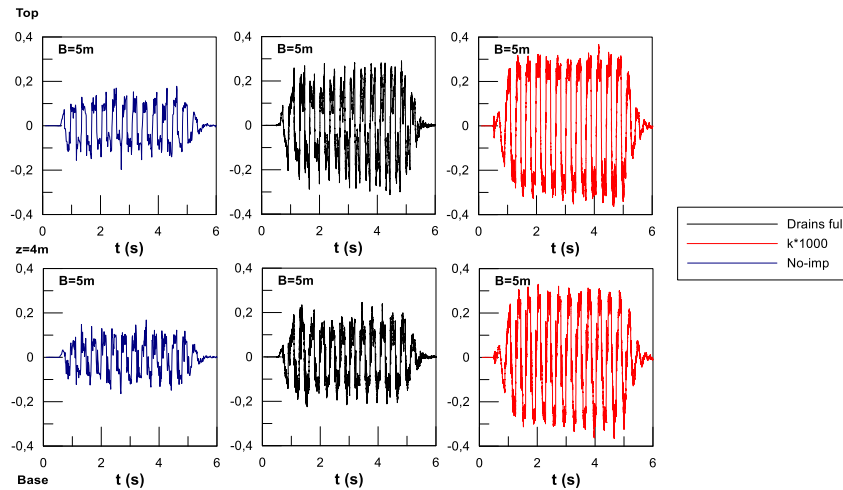


Σχήμα 5.28: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

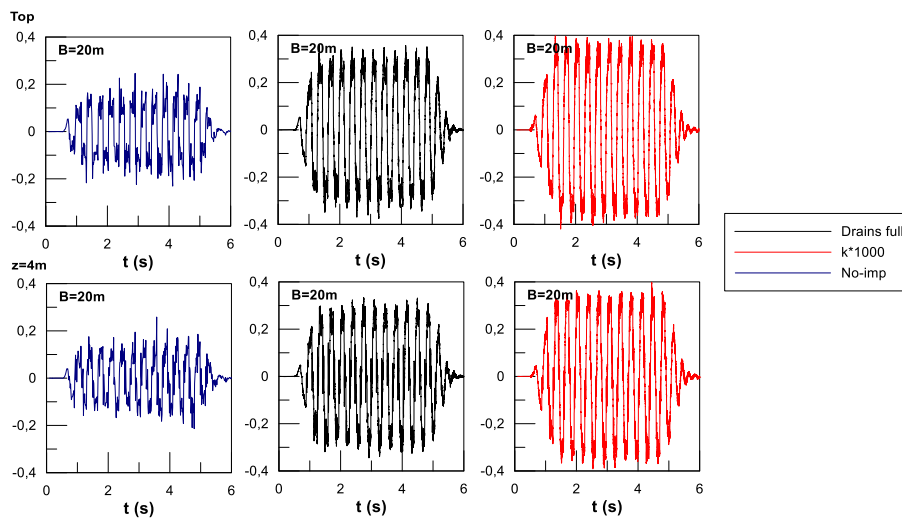


Σχήμα 5.29: Σύγκριση των ιστοριών του λόγου υπερπύεσσης πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης (k^*1000), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος της θεμελίωσης (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Οι ιστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον άξονα του θεμελίου για διαφορετικά βάθη στην στρώση της άμμου παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.30** και **Σχήμα 5.31**, για τις περιπτώσεις ύπαρξης δυο επιφανειακών θεμελιώσεων ($B = 5, 20\text{m}$) με τοποθετημένα στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους, αλλά και τις περιπτώσεις χωρίς βελτίωση και γενικευμένης βελτίωσης. Παρατηρείται και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης, ότι η βελτίωση σε όλο το πλάτος του θεμελίου οδηγεί σε σχετική ενίσχυση της δόνησης, ειδικά σε αυτή που φθάνει στο θεμέλιο, αν και η ενίσχυση είναι λίγο μικρότερη συγκριτικά με εκείνη για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης.



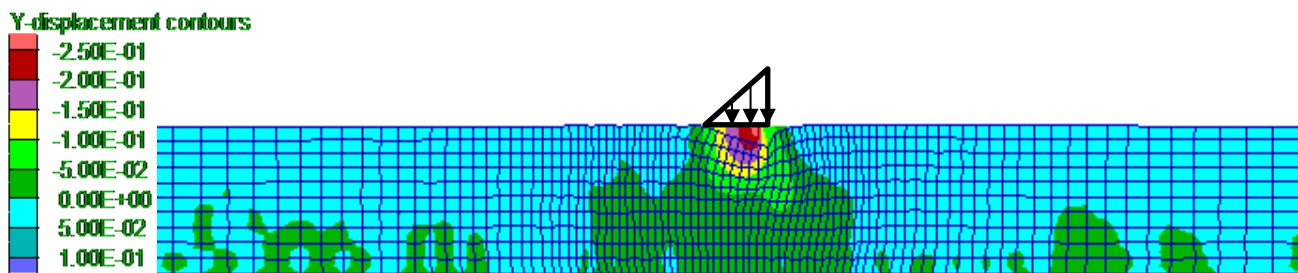
Σχήμα 5.30: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{ m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.



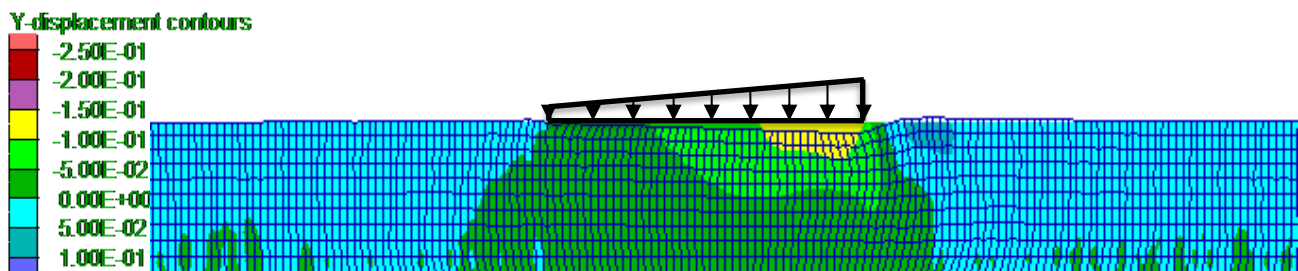
Σχήμα 5.31: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20\text{ m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην παράγραφο αυτή παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m για την περίπτωση εκτεταμένης εφαρμογής στραγγιστηρίων κάτω από τη θεμελίωση. Στα **Σχήματα 5.32** και **5.33** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετατοπίσεις στο τέλος της διέγερσης για τα έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και $B = 20\text{m}$, αντίστοιχα. Παρατηρείται πως η μέγιστη τιμή των καθιζήσεων είναι αρκετά μεγαλύτερη από αυτή που μετρήθηκε για την περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης, ενώ, αναμενόμενα, εμφανίζεται στην πλευρά όπου ασκείται η μέγιστη τιμή του έκκεντρου φορτίου.

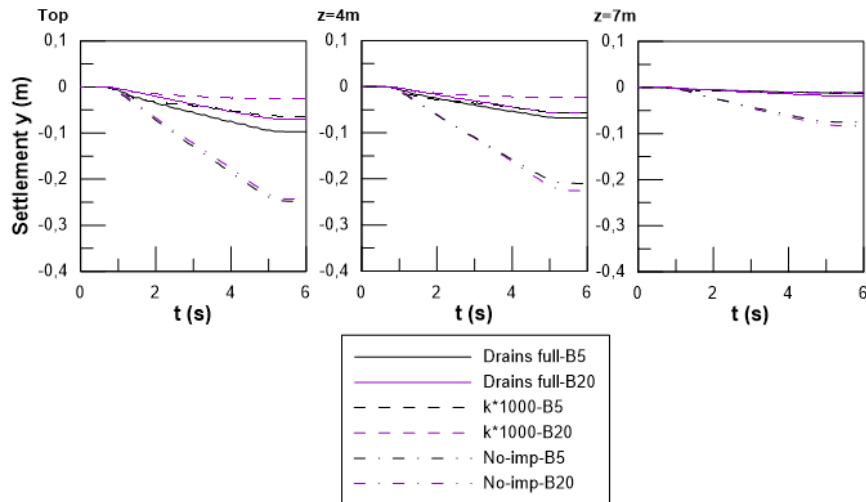


Σχήμα 5.32: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



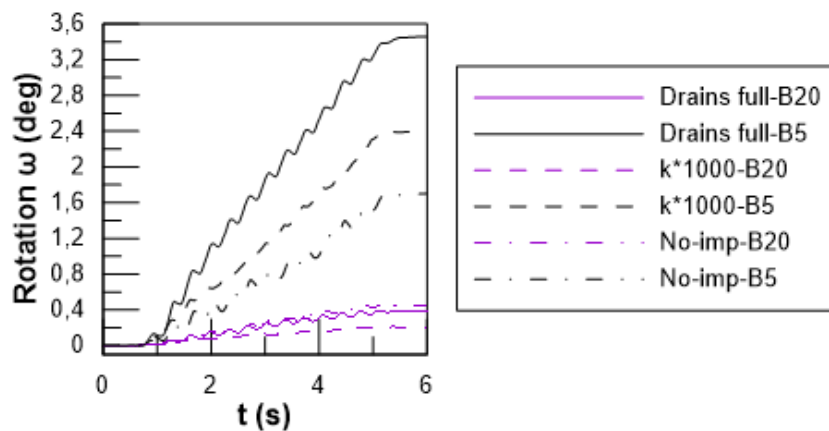
Σχήμα 5.33: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Η χρονοϊστορία της (μέσης) κατακόρυφης μετατόπισης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της δόνησης αναφοράς παρουσιάζεται στο **Σχήμα 5.34**, για διαφορετικά βάθη στην στρώση της άμμου κάτω από τον άξονα του θεμελίου. Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις στο κέντρο της θεμελίωσης είναι ελαφρά μεγαλύτερες από αυτές για ομοιόμορφη φόρτιση.



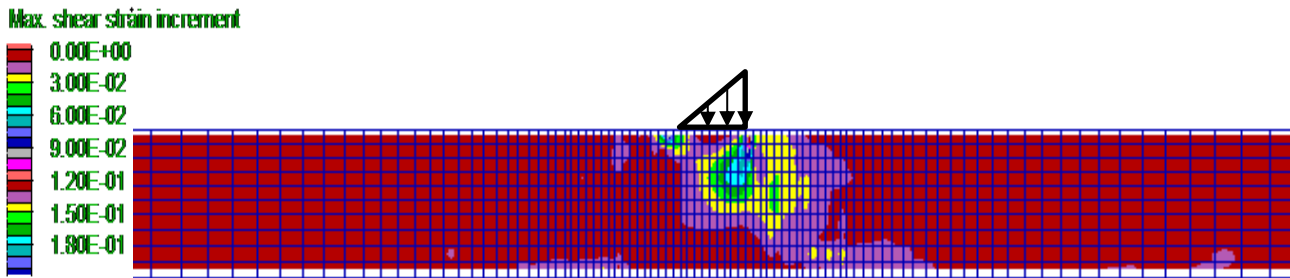
Σχήμα 5.34: Χρονοϊστορίες κατακόρυφων μετατοπίσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Η χρονοϊστορία της στροφής θεμελίου που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m εμφανίζεται στο **Σχήμα 5.35**. Το θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ παρουσιάζει μεγαλύτερη στροφή από κάθε άλλη περίπτωση που έχει διερευνηθεί. Για το θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ η στροφή σε σχέση με την περίπτωση χωρίς βελτίωση είναι περίπου η ίδια.

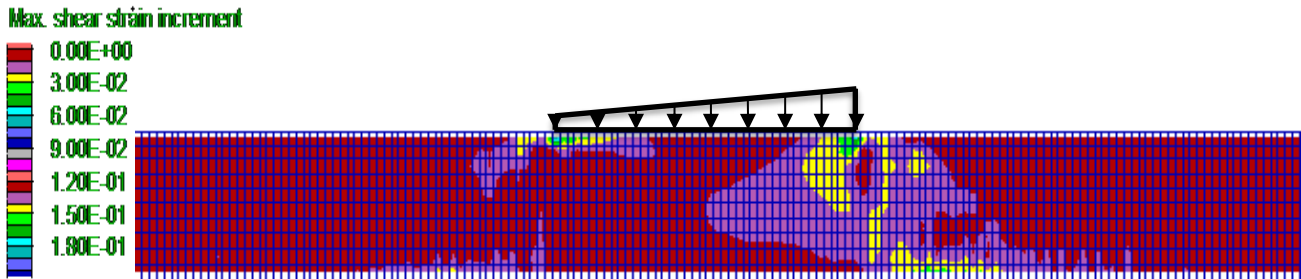


Σχήμα 5.35: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος των θεμελιώσεων (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Στα **Σχήματα 5.36** και **5.37** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) μετά το πέρας της διέγερσης αναφοράς για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , στα οποία ασκείται έκκεντρο φορτίο, για την περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων σε όλο το πλάτος της θεμελίωσης. Και στα δύο θεμέλια υπάρχει έντονη ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων στην περιοχή προς την οποία ασκείται το έκκεντρο φορτίο, γεγονός που συνάδει με την ανάπτυξη στροφής του θεμελίου.

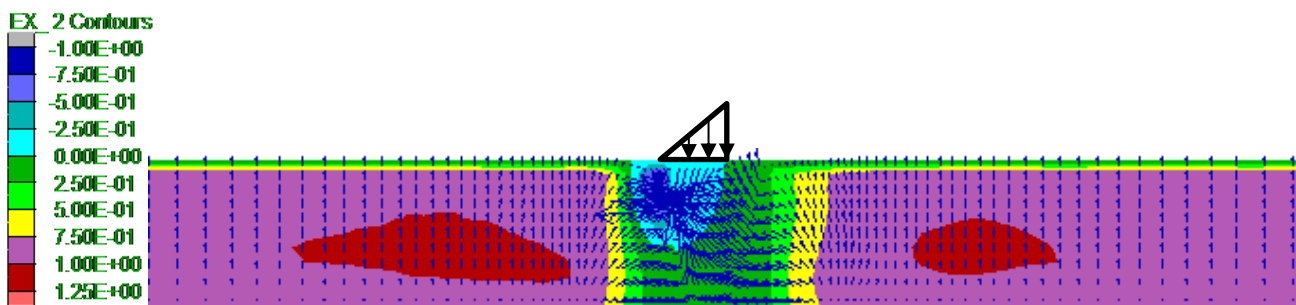


Σχήμα 5.36: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

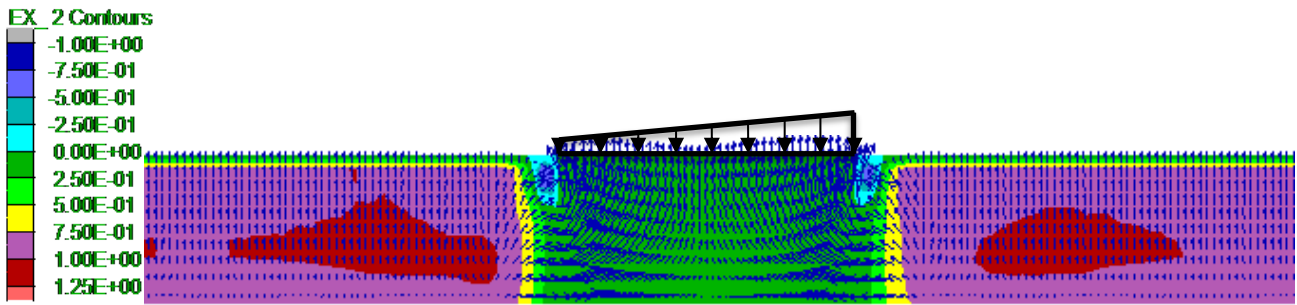


Σχήμα 5.37: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

Στα Σχήματα 5.38 και 5.39 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλια $B = 5\text{m}$ και 20m , στα οποία ασκείται έκκεντρο φορτίο, στην περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων σε όλο το πλάτος τους, καθώς και τα διανύσματα ροής του νερού την ίδια στιγμή. Αυτό που παρατηρείται είναι πως οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων είναι ουσιαστικά μηδενικές κάτω από τα θεμέλια, σε αντιστοιχία με την περίπτωση φόρτισης χωρίς εκκεντρότητα, αν και οι χαμηλότερες τιμές εμφανίζονται στην αντίθετη πλευρά του έκκεντρου φορτίου θεμελίου, και αυτό ειδικά στην περίπτωση θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$, γεγονός που επεξηγεί και την αυξημένη στροφή αυτού.

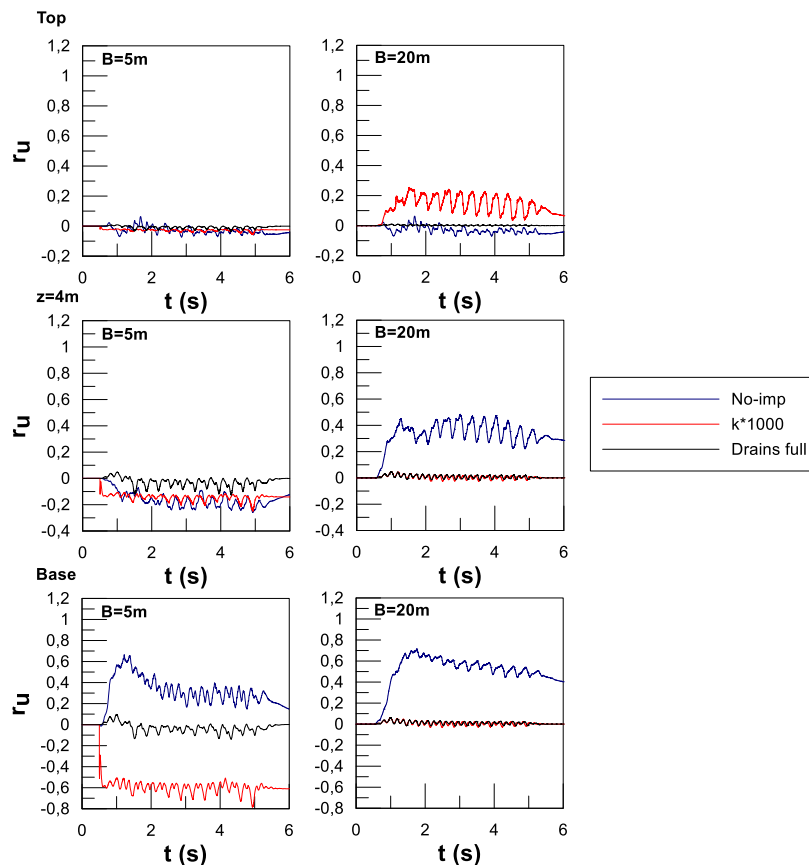


Σχήμα 5.38: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).



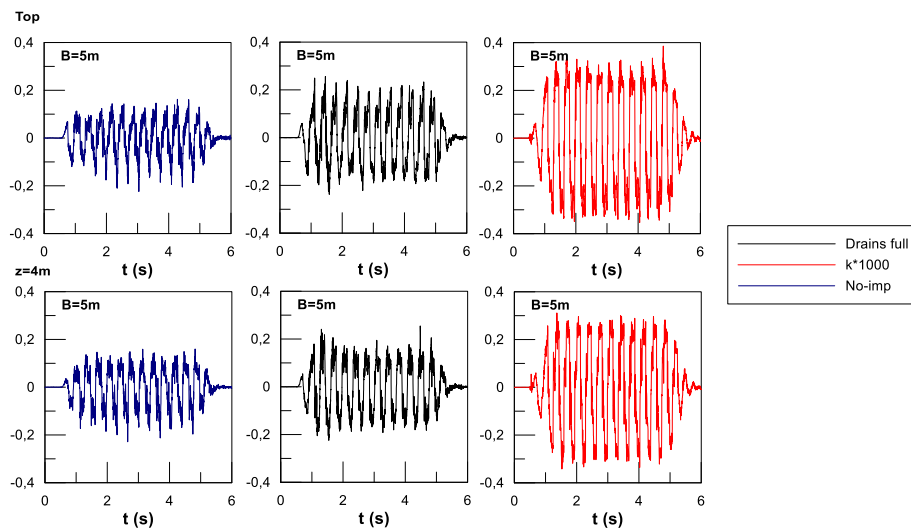
Σχήμα 5.39: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος του (Drains full).

Στο Σχήμα 5.40 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων πόρων κάτω από το κέντρο των θεμελιώσεων στα οποία ασκείται έκκεντρο φορτίο, για τις περιπτώσεις με (Drains full) και χωρίς βελτίωση (No-imp), αλλά και για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$). Όπως περιμέναμε οι τιμές του λόγου των υπερπιέσεων και για τα 2 θεμέλια είναι περίπου μηδενικές για την περίπτωση στραγγιστηρίων σε όλο το πλάτος θεμελίωσης.

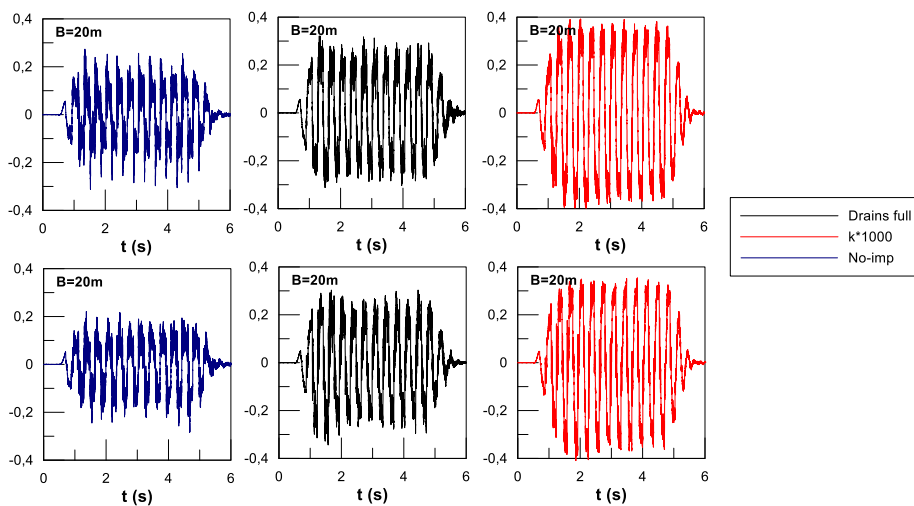


Σχήμα 5.40: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά) για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$), με στραγγιστήρια σε όλο το μήκος τους (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Τέλος, οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται κάτω από το κέντρο θεμελίων για διαφορετικά βάρη παρουσιάζονται στα **Σχήματα 5.41** και **5.42**, για τις περιπτώσεις με (Drains full) και χωρίς βελτίωση (No-imp), αλλά και για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$). Συγκρίνοντας αυτές με την ίδια περίπτωση όπου ασκείται ομοιόμορφο φορτίο στις θεμελιώσεις παρατηρείται μικρή απομείωση των μέγιστων επιταχύνσεων, αλλά χωρίς ουσιώδεις διαφορές.



Σχήμα 5.41: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάρη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{ m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.



Σχήμα 5.42: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάρη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20\text{ m}$ για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια όλο το μήκος του (Drains full) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

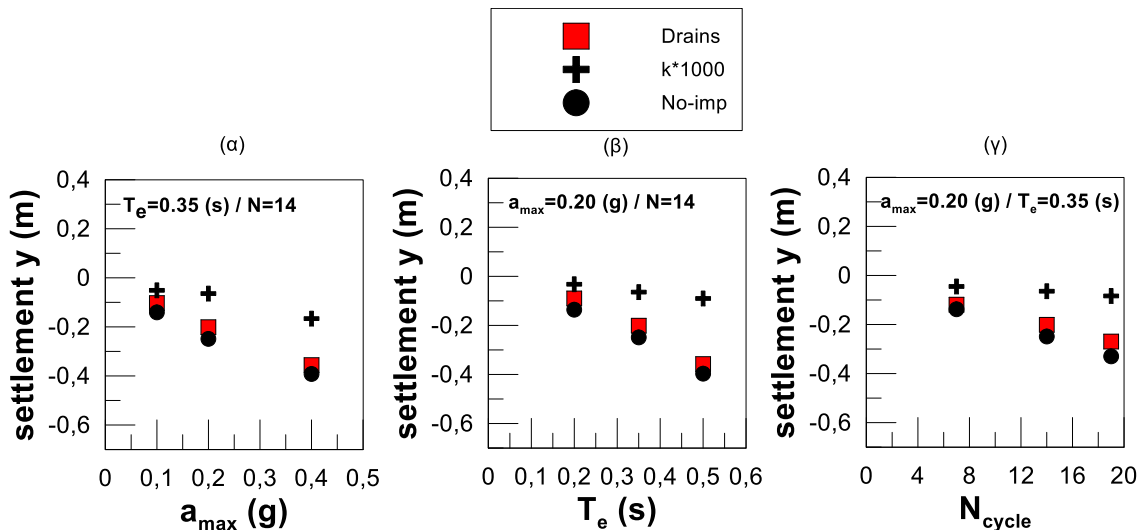
5.3. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων

Προκειμένου να διαπιστωθεί η επιρροή της κάθε παραμέτρου στην απόκριση των θεμελίων σε συνθήκες ρευστοποίησης, έγιναν αναλύσεις θεωρώντας ως βάση αναφοράς τις παραμέτρους της βασικής ανάλυσης για κάθε διάταξη εφαρμογής στραγγιστηρίων (#55, #75, #95 και #65, #85, #105, #112 για τα κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , αντίστοιχα) και μεταβάλλοντας κάθε φορά μία μόνο από τις παραμέτρους. Η έμφαση δίνεται στην απόκριση σε όρους (ομοιόμορφης) καθίζησης στα κεντρικά φορτιζόμενα πέδιλα, καθώς και (μέσης) καθίζησης και στροφής στα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα, ενώ συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές για το μη-βελτιωμένο έδαφος (No-imp) και για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$).

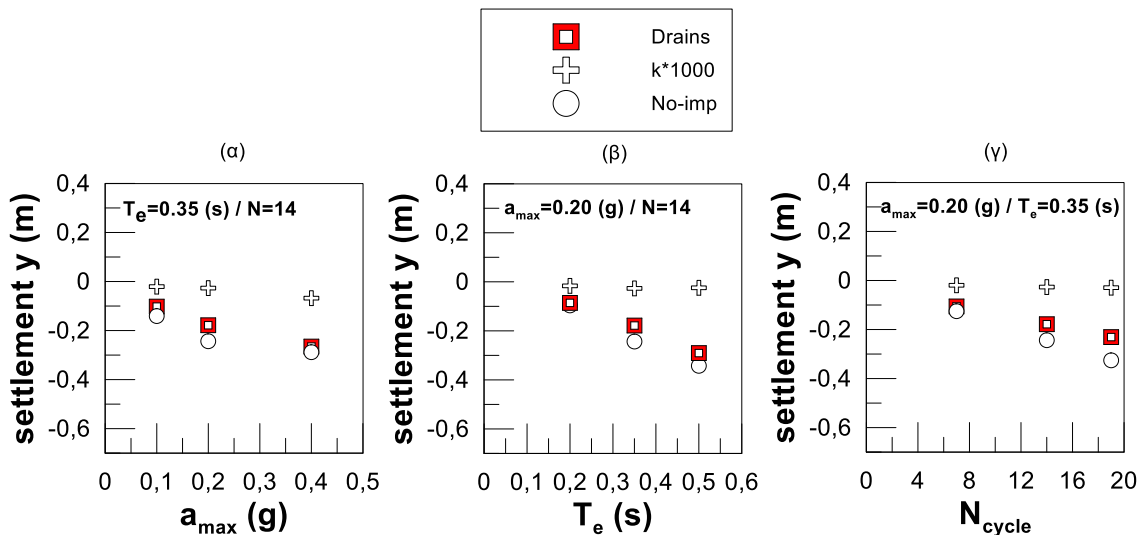
5.3.1. Περιμετρικά στραγγιστήρια

Στα **Σχήματα 5.43, 5.44** παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους με περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains). Σε όλα τα διαγράμματα, με σταυρό συμβολίζεται η καθίζηση γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$, μέγιστη δυνατή βελτίωση με στραγγιστήρια), ενώ με κύκλο η καθίζηση για θεμελίωση στο ρευστοποιήσιμο έδαφος χωρίς βελτίωση (No-imp). Πιο συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 5.43α, 5.44α** εμφανίζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με περιμετρικά στραγγιστήρια, όσο αυξάνει η μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης a_{max} , για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις # 1, 2, 3, 11, 12, 13, 35, 36, 37, 45, 46, 47, 55, 56, 57, 65, 66, 67). Αντίστοιχα, στα **Σχήματα 5.43β, 5.44β** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με περιμετρικά στραγγιστήρια, για τα δυο πλάτη θεμελίωσης και για αύξηση της ιδιοπεριόδου T_e της διέγερσης (αναλύσεις # 1, 6, 7, 11, 16, 17, 35, 40, 41, 45, 50, 51, 55, 60, 61, 65, 70, 71), ενώ τέλος στα **Σχήματα 5.43γ, 5.44γ** παρουσιάζονται οι μεταβαλλόμενες καθιζήσεις για βελτιωμένο (ή μη) εδαφικό προφίλ, για τα δύο πλάτη θεμελίωσης συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις # 1, 4, 5, 11, 14, 15, 35, 38, 39, 45, 48, 49, 55, 58, 59, 65, 68, 69).

Από τα σχήματα αυτά προκύπτει αρχικώς ότι, ανεξαρτήτως βελτίωσης και διέγερσης, οι καθιζήσεις του θεμελίου με $B = 5\text{m}$ είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με εκείνες για $B = 20\text{m}$. Από εκεί και πέρα, η τοποθέτηση περιμετρικών στραγγιστηρίων βελτιώνει σε μικρό βαθμό τις σεισμικές καθιζήσεις και για τα δύο πλάτη θεμελίων, και αυτό ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης. Μάλιστα, η βελτίωση βαίνει ποσοστιαία μειούμενη, όσο ισχυροποιείται η δόνηση σε όρους αύξησης των a_{max} , T_e και N_{cycle} . Συνεπώς, σε πρώτη προσέγγιση, η τοποθέτηση περιμετρικών στραγγιστηρίων δεν μπορεί να αποτελέσει μία αξιόπιστη μεθοδολογία για τον μετριασμό της ρευστοποίησης κάτω από υπάρχουσες θεμελιώσεις.



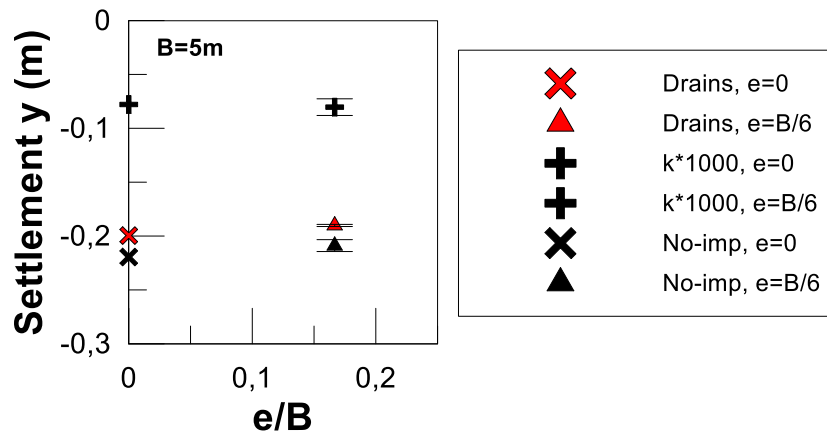
Σχήμα 5.43: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5$ m, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$)



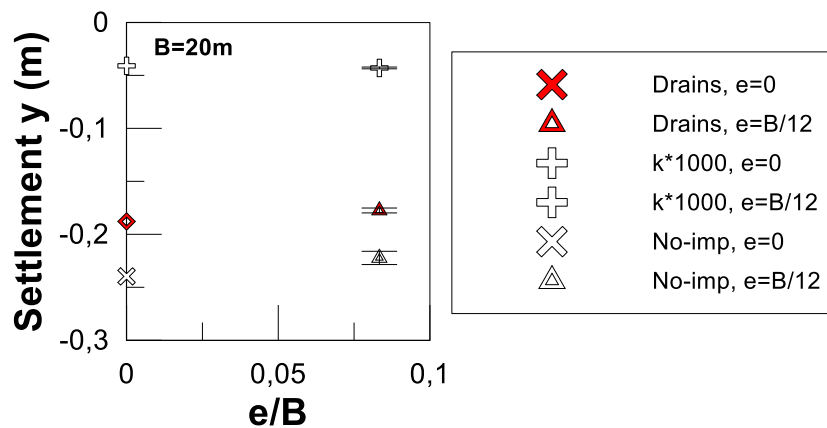
Σχήμα 5.44: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20$ m, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

Στην συνέχεια εξετάστηκε η επίδραση εκκεντρότητας της φόρτισης στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων πλάτους $B = 5$ m και 20m, για τη διέγερση αναφοράς (αναλύσεις # 8, 9, 10, 18, 19, 20, 42, 43, 44, 52, 53, 54, 62, 63, 64, 72, 73, 74). Έγιναν αναλύσεις όπου το έκκεντρο φορτίο τοποθετήθηκε και προς τις 2 κατευθύνσεις, ώστε να προκύψει η μέγιστη δυνατή διαφοροποίηση για την ίδια κάθε φορά διέγερση. Έτσι, στα **Σχήματα 5.45** και **5.46** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για κεντρικά ($e = 0$) και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5$ m και 20m, για τις περιπτώσεις με (Drains) και χωρίς βελτίωση (No-imp) με περιμετρικά στραγγιστήρια, αλλά και για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$). Με βάση τα αποτελέσματα προκύπτει ασήμαντη διακύμανση στην τιμή της μέσης καθιζήσης ανάλογα με τη σχετική φορά της διέγερσης ως προς την εκκεντρότητα (το εύρος υποδηλώνεται με τις γραμμές άνω και κάτω ορίου ανά περίπτωση έκκεντρου θεμελίου).

Τέλος, παρατηρείται πως η μέση καθίζηση έκκεντρου φορτίου είναι γενικά λίγο μικρότερη από αυτή του ομοιόμορφου φορτίου για ίδιο πλάτος θεμελίωσης, ενώ το μέγεθος της εκκεντρότητας δεν φαίνεται να παίζει σπουδαίο ρόλο στην απόκριση αυτή, τουλάχιστον αν κυμαίνεται έως $B/6$.

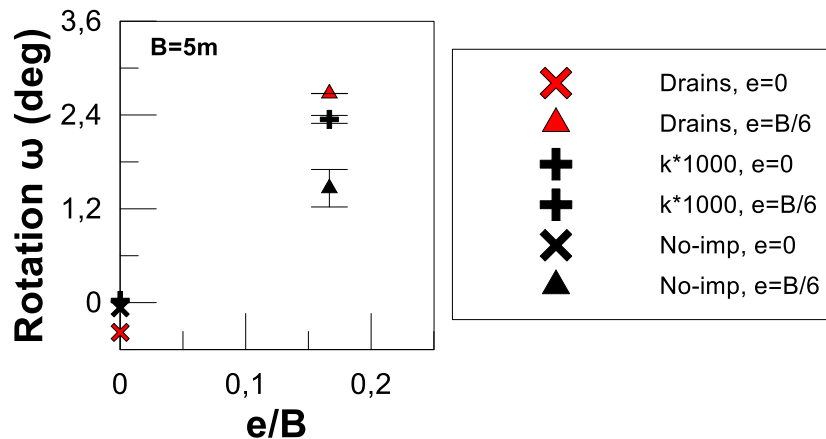


Σχήμα 5.45: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

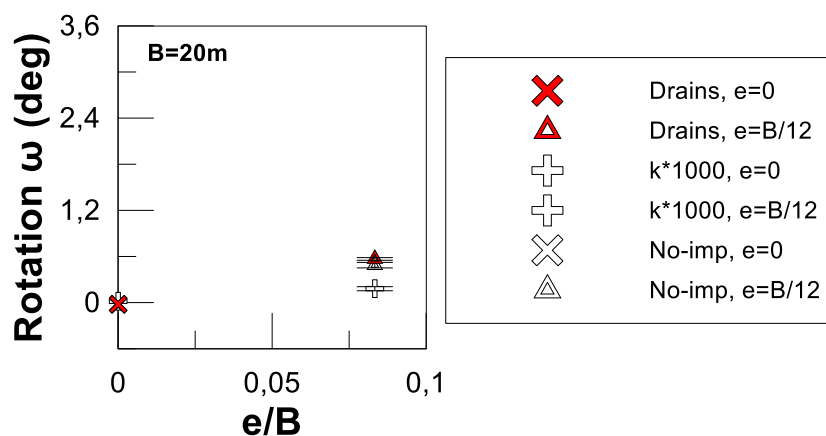


Σχήμα 5.46: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

Η σύνοψη των τιμών τελικής στροφής των επιφανειακών θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και $B = 20\text{m}$ με έκκεντρη φόρτιση που υποβλήθηκαν στη διέγερση αναφοράς μετά την τοποθέτηση περιμετρικών στραγγιστηρίων (Drains) εμφανίζεται στα **Σχήματα 5.47** και **5.48**. Χάριν σύγκρισης, στα ίδια σχήματα υπάρχουν και οι τιμές στροφής για ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$). Στα σχήματα αυτά αποτυπώνεται η μη-αναμενόμενη αύξηση της στροφής μετά την τοποθέτηση των περιμετρικών στραγγιστηρίων, που αποδόθηκε στις υποπίεσεις που εμφανίζονται στην αντίθετη πλευρά από την οποία είναι τοποθετημένο το έκκεντρο φορτίο. Για την περίπτωση θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ ο εν λόγω μηχανισμός είναι πολύ λιγότερο εμφανής.



Σχήμα 5.47: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

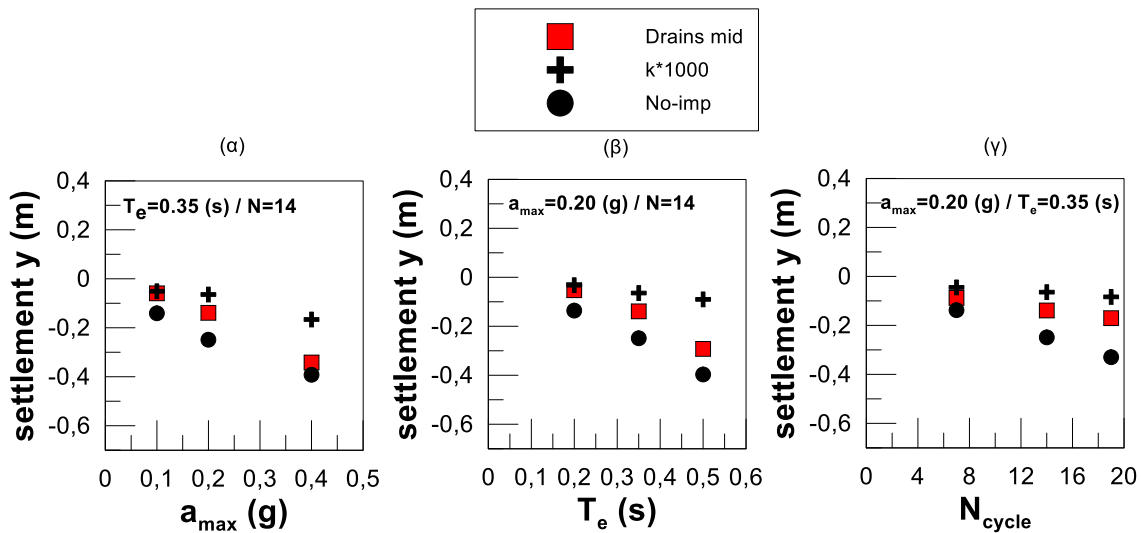


Σχήμα 5.48: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

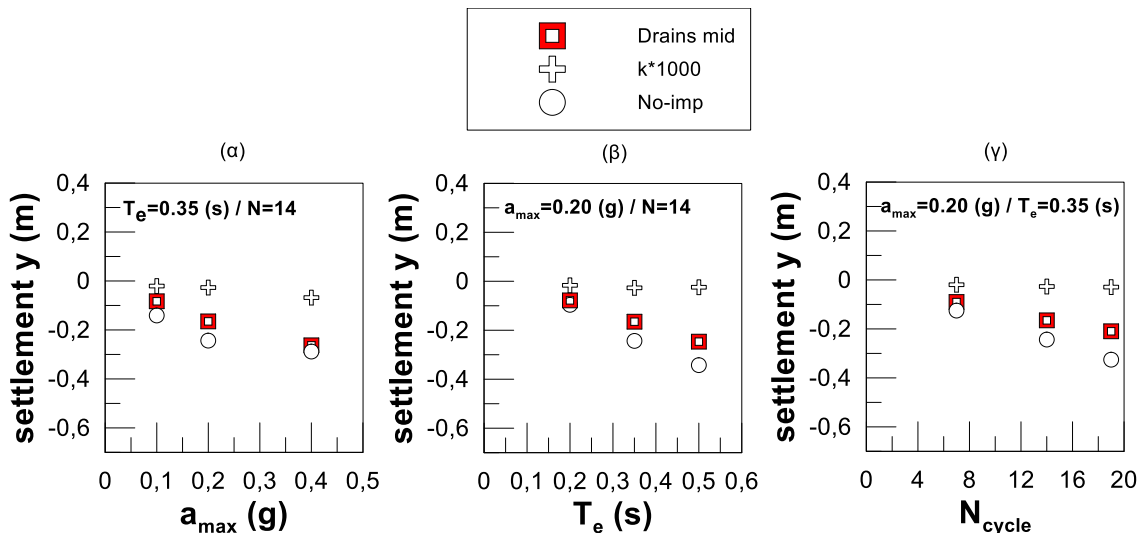
5.3.2. Στραγγιστήρια περιμετρικά της θεμελίωσης και στο κέντρο αυτής

Στα Σχήματα 5.49 και 5.50 παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και 20m , για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους με στραγγιστήρια τοποθετημένα περιμετρικά και στο κέντρο των θεμελίων (Drains-mid), μια διάταξη που ονομάζεται περιφραστικά ως «περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια». Η μορφή είναι αντίστοιχη εκείνης στα Σχήματα 5.43 και 5.44. Πιο συγκεκριμένα, στα Σχήματα 5.49α και 5.50α παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια, όσο αυξάνει η μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης α_{max} , για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις # 1, 2, 3, 11, 12, 13, 35, 36, 37, 45, 46, 47, 95, 96, 97, 105, 106, 107). Στα Σχήματα 5.49β και 5.50β παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια, για τα δύο πλάτη θεμελίωσης και για αύξηση της ιδιοπεριόδου T_e της διέγερσης (αναλύσεις # 1, 6, 7, 11, 16, 17, 35, 40, 41, 45, 50, 51, 95, 100, 101, 105, 110, 111), ενώ στα Σχήματα 5.49γ και 5.50γ παρουσιάζονται οι μεταβαλλόμενες καθιζήσεις για βελτιωμένο (ή μη) εδαφικό προφίλ, για τα δύο πλάτη θεμελίωσης συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις # 1, 4, 5, 11, 14, 15, 35, 38, 39, 45, 48, 49, 95, 98, 99, 105, 108, 109).

Από τα σχήματα αυτά προκύπτουν εντελώς αντίστοιχα αποτελέσματα με τη διάταξη για περιμετρικά μόνο στραγγιστήρια. Η διαφορά έγκειται στις προβλεπόμενες καθιζήσεις για το θεμέλιο $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια οι οποίες είναι σαφώς μικρότερες εκείνων για τη διάταξη με μόνο περιμετρικά στραγγιστήρια, και ειδικά για τις μικρότερες τιμές της επιτάχυνσης, της ιδιοπεριόδου και των κύκλων φόρτισης. Αντίθετα, για την περίπτωση θεμελίων με το μεγαλύτερο πλάτος $B = 20\text{m}$, η επιπλέον αυτή σειρά στραγγιστηρίων δεν οδηγεί σε σημαντική διαφοροποίηση των καθιζήσεων, καθώς ούτως ή άλλως απέχει 10m από τις 2 περιμετρικές σειρές.

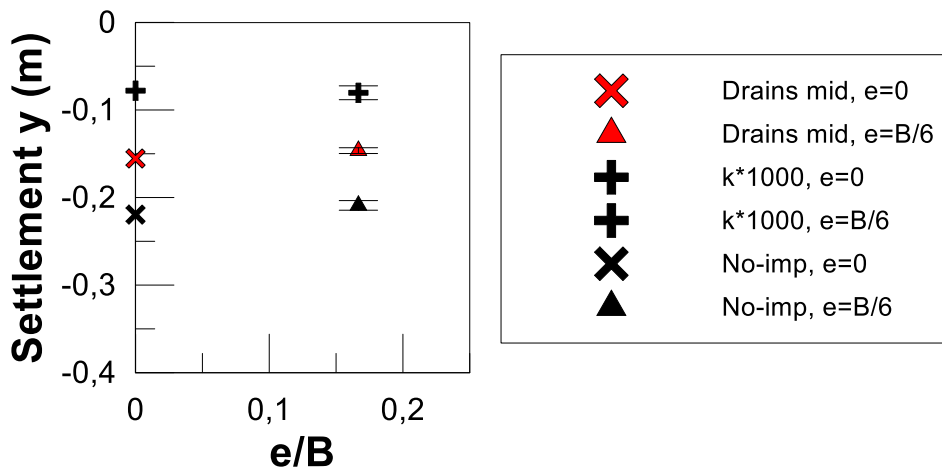


Σχήμα 5.49: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains mid), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).



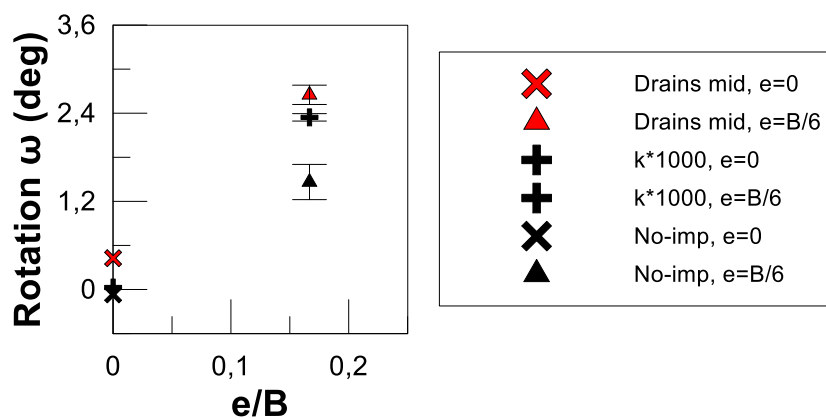
Σχήμα 5.50: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains mid), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

Στο **Σχήμα 5.51** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για κεντρικά ($e=0$) και έκκεντρα φορτισμένο θεμέλιο ($e=B/6$) πλάτους $B = 5\text{ m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains mid), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$). Όπως φαίνεται, προκύπτει ασήμαντη διακύμανση στην τιμή της μέσης καθίζησης ανάλογα με την φορά της διέγερσης σε σχέση με την εκκεντρότητα (το εύρος υποδηλώνεται με τις γραμμές άνω και κάτω ορίου ανά περίπτωση έκκεντρου θεμελίου), ενώ παρατηρείται πως η μέση καθίζηση έκκεντρου φορτίου είναι γενικά λίγο μικρότερη από αυτή του ομοιόμορφου φορτίου για ίδιο πλάτος θεμελίωσης, δηλαδή το μέγεθος της εκκεντρότητας δεν φαίνεται να παίζει σπουδαίο ρόλο στην καθίζηση, τουλάχιστον αν κυμαίνεται έως $B/6$, αντίστοιχα με ό,τι παρατηρήθηκε και για τα μόνο περιμετρικά στραγγιστήρια.



Σχήμα 5.51: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5\text{ m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

Η μέση στροφή του επιφανειακού θεμελίου πλάτους $B = 5\text{ m}$ με έκκεντρο φόρτιση μετά την τοποθέτηση περιμετρικών-κεντρικών στραγγιστηρίων συνοψίζεται στο **Σχήμα 5.52**. Παρατηρείται η μη-επιθυμητή αύξηση της συνολικής στροφής του πεδίου μετά την τοποθέτηση των περιμετρικών-κεντρικών στραγγιστηρίων, όπως και για μόνο περιμετρικά.

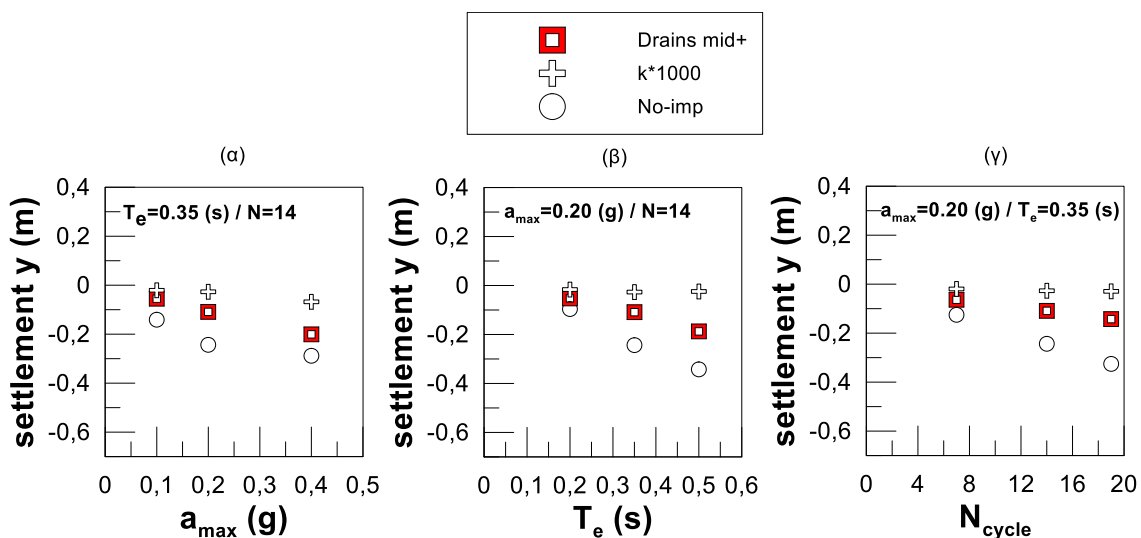


Σχήμα 5.52: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5\text{ m}$ υπό έκκεντρο φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια (Drains), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

Δεν εκτελέστηκαν αναλύσεις για $B=20\text{m}$ με έκκεντρη φόρτιση και περιμετρικά-κεντρικά στραγγιστήρια, καθώς οι αντίστοιχες αναλύσεις για κεντρική φόρτιση υπέδειξαν ότι δεν υπάρχει επίδραση της επιπλέον κεντρικής σειράς στραγγιστηρίων στην απόκριση λόγω της μεγάλης απόστασης (10m) μεταξύ των διαδοχικών σειρών στραγγιστηρίων.

5.3.3. Στραγγιστήρια ανά τακτά διαστήματα υπό τη θεμελίωση

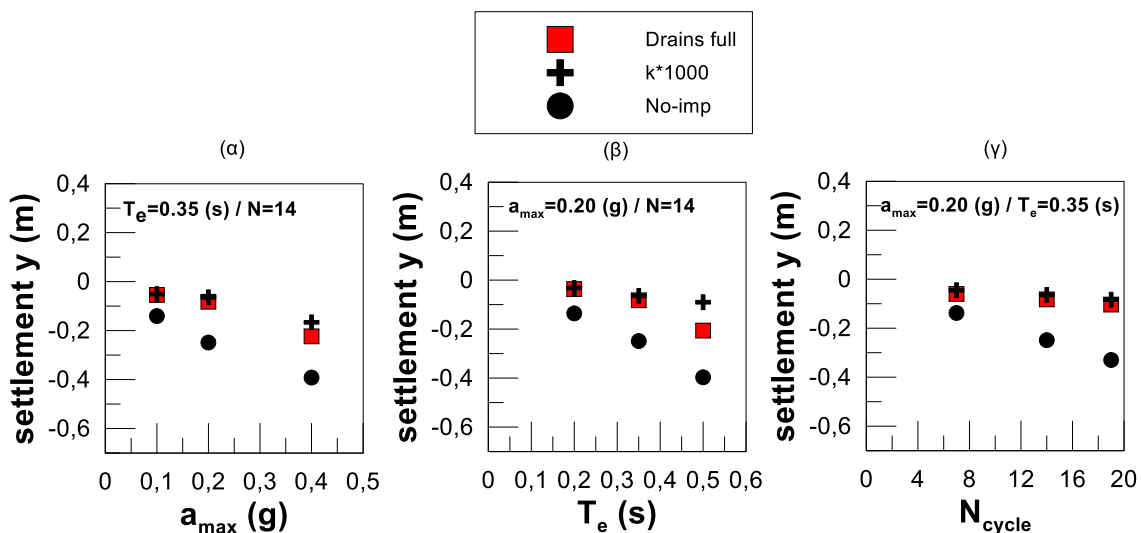
Όπως αποδεικνύεται, για θεμέλια με $B=20\text{m}$, η τοποθέτηση επιπλέον κεντρικής σειράς στραγγιστηρίων δεν επηρεάζει την απόκριση λόγω της μεγάλης απόστασης (10m) μεταξύ των διαδοχικών σειρών στραγγιστηρίων. Συνεπώς, στην παρούσα παράγραφο συνοψίζονται τα αποτελέσματα αναλύσεων που έγιναν μόνο για $B = 20\text{m}$, αλλά με σειρά στραγγιστηρίων ανά 4.5m περίπου, δηλαδή συνολικά τοποθετήθηκαν συνολικά 5 σειρές στραγγιστηρίων. Στο **Σχήμα 5.53** παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων με $B = 20\text{m}$, για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους με σειρές στραγγιστηρίων ανά τακτά διαστήματα (Drains-mid+), μια διάταξη που ονομάζεται περιφραστικά ως «πυκνά στραγγιστήρια». Η μορφή είναι αντίστοιχη εκείνης στο **Σχήμα 5.43**. Πιο συγκεκριμένα, στο **Σχήμα 5.53α** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με «πυκνά» στραγγιστήρια, όσο αυξάνει η μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης a_{\max} , για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ (αναλύσεις # 11, 12, 13, 45, 46, 47, 112, 113, 114). Αντίστοιχα, στο **Σχήμα 5.53β** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με «πυκνά» στραγγιστήρια, για $B = 20\text{m}$ και για αύξηση της ιδιοπεριόδου T_e της διέγερσης (αναλύσεις # 11, 16, 17, 45, 50, 51, 112, 117, 118), ενώ στο **Σχήμα 5.53γ** παρουσιάζονται οι μεταβαλλόμενες καθιζήσεις για βελτιωμένο (ή μη) εδαφικό προφίλ, για $B = 20\text{m}$, συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις # 11, 14, 15, 45, 48, 49, 112, 115, 116). Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις οι καθιζήσεις του θεμελίου μειώνονται συγκριτικά με την περίπτωση περιμετρικών μόνο στραγγιστηρίων, αλλά παραμένουν σχετικά σημαντικού μεγέθους.



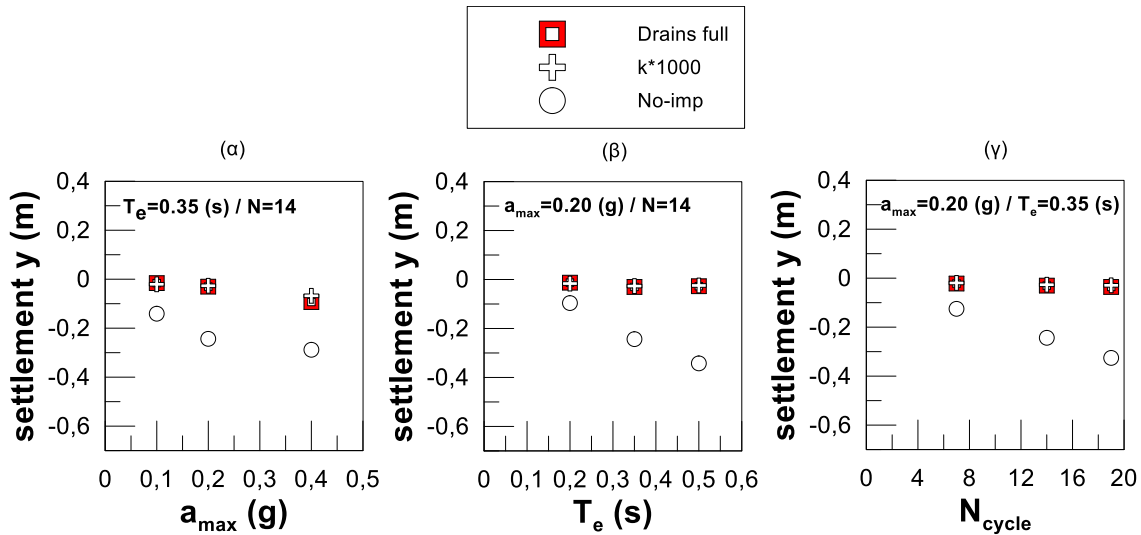
Σχήμα 5.53: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20\text{m}$, για «πυκνά» στραγγιστήρια (Drains-mid+), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

5.3.4. Εκτεταμένη εφαρμογή στραγγιστηρίων

Στα **Σχήματα 5.54** και **5.55** παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και 20m , για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους με στραγγιστήρια τοποθετημένα σε όλη την κάτοψη των θεμελίων (Drains-Full), μια διάταξη που δεν μπορεί πρακτικώς να υλοποιηθεί σε υφιστάμενες κατασκευές και ονομάζεται εδώ «κάνναβος στραγγιστηρίων». Η μορφή είναι και πάλι αντίστοιχη εκείνης στα **Σχήματα 5.43** και **5.44**. Πιο συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 5.54α** και **5.55α** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση κάνναβο στραγγιστηρίων, όσο αυξάνει η μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης a_{\max} , για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις 1, 2, 3, 11, 12, 13, 35, 36, 37, 45, 46, 47, 75, 76, 77, 85, 86, 87). Στα **Σχήματα 5.54β** και **5.55β** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με κάνναβο στραγγιστηρίων, για τα δυο πλάτη θεμελίωσης και για αύξηση της ιδιοπεριόδου T_e της διέγερσης (αναλύσεις 1, 6, 7, 11, 16, 17, 35, 40, 41, 45, 50, 51, 75, 80, 81, 85, 90, 91). Τέλος, στα **Σχήματα 5.54γ** και **5.55γ** παρουσιάζονται οι μεταβαλλόμενες καθιζήσεις για βελτιωμένο (ή μη) εδαφικό προφίλ, για τα δύο πλάτη θεμελίωσης συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις 1, 4, 5, 11, 14, 15, 35, 38, 39, 45, 48, 49, 75, 78, 79, 85, 88, 89). Από τα σχήματα αυτά προκύπτει ότι και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης οι τιμές των καθιζήσεων τείνουν να εξισωθούν με αυτές για την περίπτωση γενικευμένης βελτίωσης, καθώς αποκτούν ικανοποιητικά μικρές τιμές. Μάλιστα προκύπτει ότι ο κάνναβος στραγγιστηρίων είναι πιο αποτελεσματικός για $B = 20\text{m}$, όπου οι καθιζήσεις συμπίπτουν με εκείνα για γενικευμένη βελτίωση.

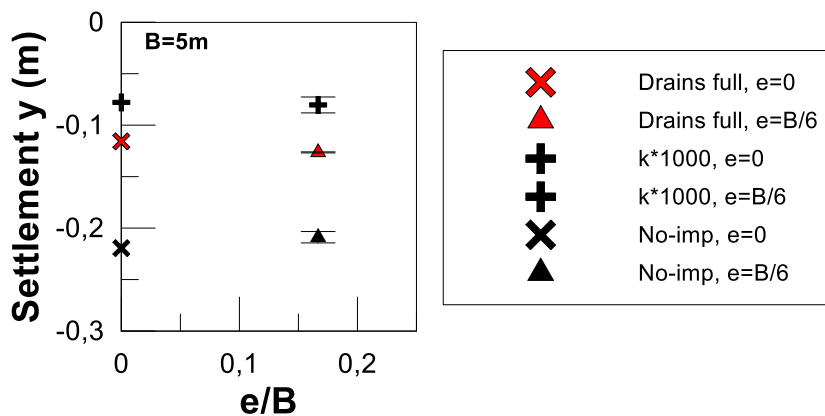


Σχήμα 5.54: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για κάνναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση ($k*1000$).

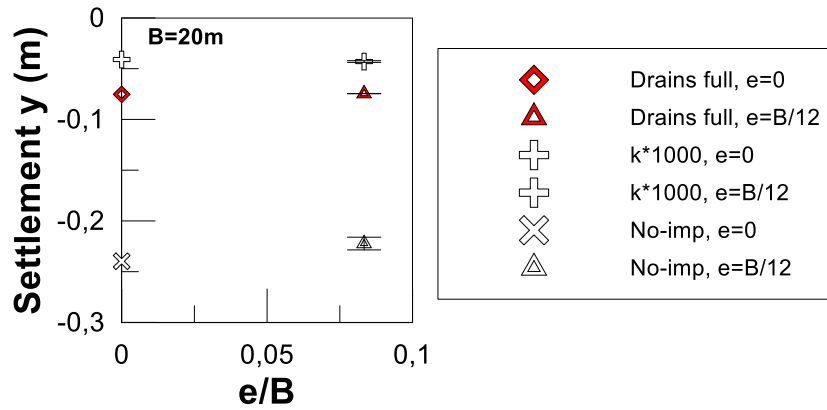


Σχήμα 5.55: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20m$, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

Στα **Σχήματα 5.56** και **5.57** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για κεντρικά και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια πλάτους $B = 5m$ και $20m$, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000). Για πλάτος θεμελίωσης $B = 5m$ η μέση καθίζηση έκκεντρου φορτίου είναι μικρότερη από αυτή για ομοιόμορφο φορτίο για το ίδιο πλάτος, ενώ το αντίθετο φαίνεται να συμβαίνει για πλάτος θεμελίωσης $B = 20m$ όπου εμφανίζεται λίγο μεγαλύτερη. Σε κάθε περίπτωση, οι καθιζήσεις δεν επηρεάζονται σημαντικά από την εκκεντρότητα, ενώ οι τιμές τους είναι πολύ κοντινές σε εκείνες για γενικευμένη καθίζηση.

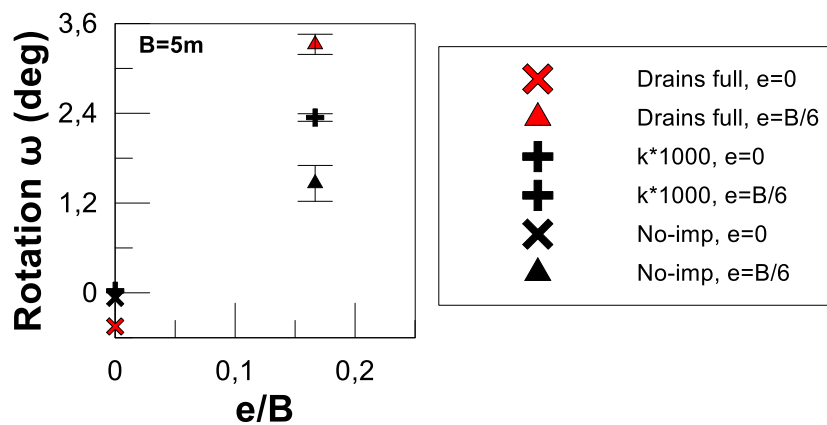


Σχήμα 5.56: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5m$ για τη διέγερση αναφοράς, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k^*1000).

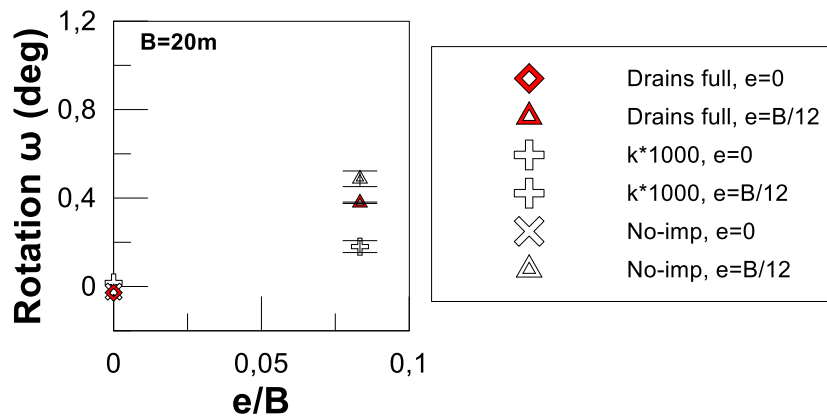


Σχήμα 5.57: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους B = 20m για τη διέγερση αναφοράς, για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k*1000).

Η στροφή των έκκεντρα φορτιζόμενων επιφανειακών θεμελίων πλάτους B = 5m και B = 20m που υποβλήθηκαν στη διέγερση αναφοράς για κάρναβο στραγγιστηρίων (Drains-Full), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k*1000) εμφανίζεται στα Σχήματα 5.58 και 5.59. Βλέπουμε πως για πλάτος θεμελίωσης B = 5 m παρατηρούνται γενικά μη-επιθυμητές μεγάλες τιμές στροφής.



Σχήμα 5.58: Γωνία στροφής θεμελίου με B = 5m υπό έκκεντρα φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για κάρναβο στραγγιστηρίων (DrainsFull), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k*1000).



Σχήμα 5.59: Γωνία στροφής θεμελίου με B = 20m υπό έκκεντρα φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για κάρναβο στραγγιστηρίων (DrainsFull), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και γενικευμένη βελτίωση (k*1000).

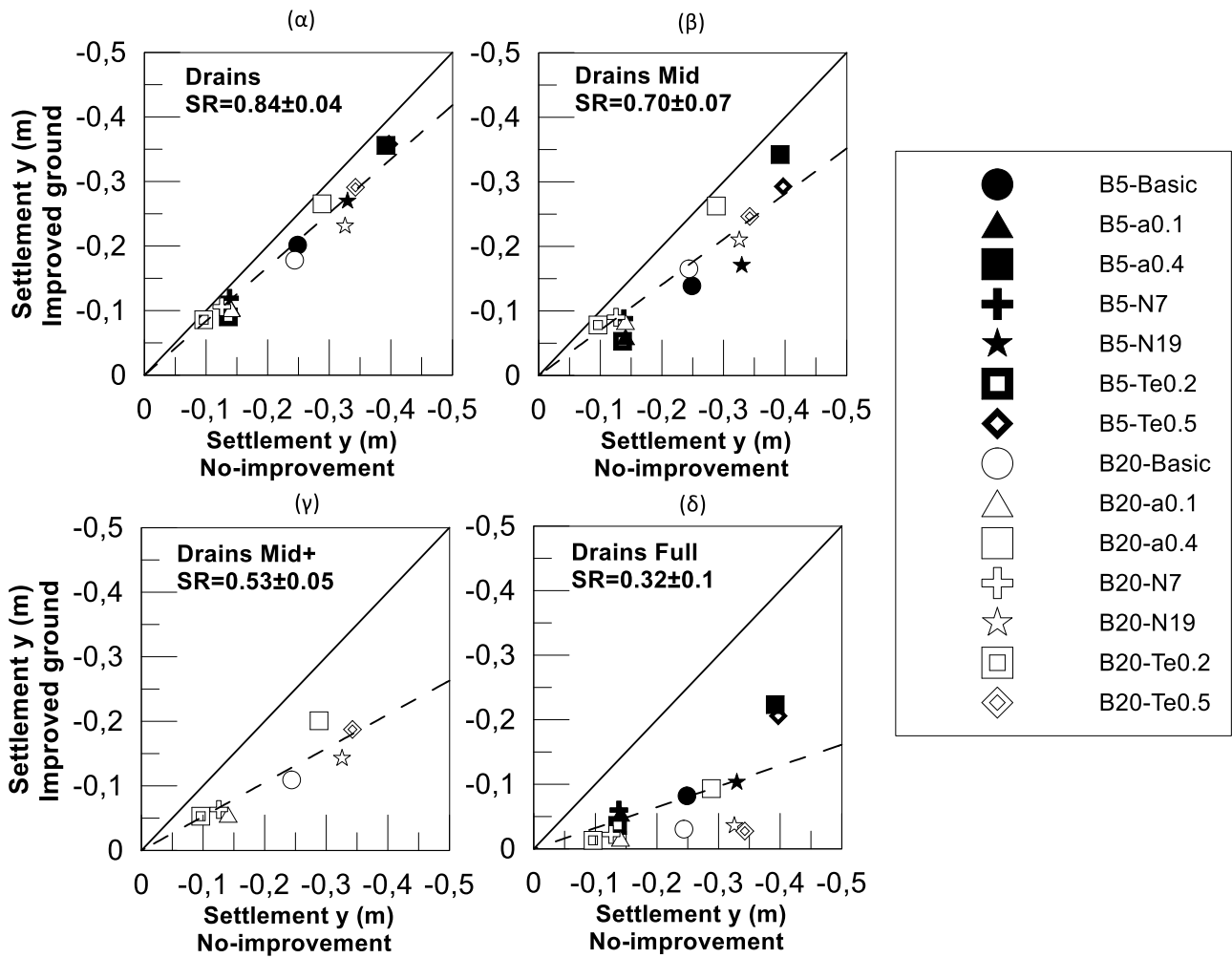
5.4. Σύνοψη

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάστηκε η χρήση πλαστικών στραγγιστηρίων σε διάφορες διατάξεις τοπικής ή εκτεταμένης εφαρμογής στην περιοχή κάτω από τη θεμελίωση, ως μέσο βελτίωσης της δυναμικής συμπεριφοράς του εδάφους θεμελίωσης έναντι ρευστοποίησης. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι η τοπική εφαρμογή στραγγιστηρίων περιμετρικά της θεμελίωσης, η οποία αποτελεί τη μοναδική μεθοδολογία που μπορεί να κατασκευαστεί ευχερώς σε υφιστάμενες θεμελιώσεις, δεν είναι επαρκής για να απομειώσει σημαντικά τις καθιζήσεις θεμελίων λόγω ρευστοποίησης. Αν αρχίσουν να τοποθετούνται επιπλέον σειρές στραγγιστηρίων κάτω από το θεμέλιο, η αποτελεσματικότητα της μεθόδου αυξάνει, αλλά μόνο αν εφαρμοστεί κάναβος στραγγιστηρίων σε όλη την κάτοψη επιτυγχάνεται ικανοποιητική αποτροπή της ρευστοποίησης. Αυτό όμως είναι πρακτικώς αδύνατο να υλοποιηθεί σε υφιστάμενες κατασκευές, ενώ ακόμη και τότε οι καθιζήσεις είναι μικρές, αλλά όχι μηδενικές, συνεπώς θα πρέπει να ελεγχθεί αν είναι ανεκτές ή μη.

Σε περίπτωση έκκεντρου φορτίου, η αποτελεσματικότητα της μεθόδου σε όρους απομείωσης της καθίζησης είναι αντίστοιχη, ενώ οι τιμές των ίδιων των καθιζήσεων είναι ελαφρά μικρότερες εκείνων που προκύπτουν για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο με το ίδιο μέσο φορτίο. Όμως αυτό το κέρδος έρχεται με κόστος την εμφάνιση στροφής του θεμελίου, η οποία διαφαίνεται να αυξάνει μετά τη βελτίωση με χρήση πλαστικών στραγγιστηρίων, ένα μη-αναμενόμενο αποτέλεσμα που θέλει περαιτέρω διερεύνηση.

Προκειμένου να βρεθεί η μέση αποδοτικότητα της κάθε διάταξης στραγγιστηρίων που εξετάστηκε, στο **Σχήμα 5.60** παρουσιάζονται διαγράμματα σύγκρισης της μέσης καθίζησης του θεμελίου πριν και μετά τη βελτίωση με τοποθέτηση πλαστικών στραγγιστηρίων για κάθε περίπτωση που εξετάστηκε στα Κεφάλαια 4 και 5. Δηλαδή κάθε σημείο στο σχήμα αυτό αντιστοιχεί σε ένα ζεύγος αναλύσεων που υπέστησαν την ίδια κάθε φορά διέγερση, μία από το Κεφάλαιο 4 (θεμέλιο σε ρευστοποίησιμο έδαφος) και μία από το Κεφάλαιο 5 (το ίδιο θεμέλιο μετά την τοποθέτηση κάποιας διάταξης στραγγιστηρίων). Τα σημεία με σκούρα σύμβολα αντιστοιχούν σε θεμέλια με $B = 5\text{m}$, ενώ τα ανοιχτά σύμβολα σε θεμέλια με $B = 20\text{m}$. Σε κάθε διάταξη που εξετάστηκε αντιστοιχεί και διαφορετικό υπο-σχήμα. Η διαγώνιος κάθε υπο-σχήματος, ονομάζεται γραμμή «1-1» και υποδεικνύει το που θα ευρίσκονται τα σημεία, αν η βελτίωση δεν αλλάζει καθόλου την τιμή της καθίζησης. Συνεπώς, όσα σημεία ευρίσκονται κάτω από τη γραμμή «1-1» αντιστοιχούν σε απομειωμένη καθίζηση λόγω βελτίωσης, ενώ όσο χαμηλότερα βρίσκεται ένα σημείο, τόσο πιο αποδοτική είναι η βελτίωση του εδάφους που εφαρμόστηκε. Για την ποσοτικοποίηση της απόδοσης της βελτίωσης χρησιμοποιείται το αδιάστατο μέγεθος SR (Settlement Ratio) που ορίζεται ως ο λόγος της καθίζησης του θεμελίου σε βελτιωμένο έδαφος προς εκείνη του ίδιου θεμελίου σε ρευστοποίησιμο.

Από τη σύγκριση των 4 υπο-σχημάτων αποτυπώνεται ότι μόνο ο κάναβος στραγγιστηρίων κάτω από όλη την κάτοψη θεμελίου είναι αποδοτική μέθοδος ($SR = 0.32$), αλλά δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί ευχερώς σε υφιστάμενες κατασκευές. Όλες οι άλλες διατάξεις, και ειδικά τα περιμετρικά στραγγιστήρια δεν θεωρούνται αποδοτικές, καθώς το $SR > 0.50$, κατά μέση τιμή.



Σχήμα 5.60: Απόδοση διαφορετικών διατάξεων πλαστικών στραγγιστηρίων στη μείωση της μέσης καθίζησης θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{ m}$ και 20 m υπό αρμονικές διεγέρσεις με $a_{\max} = 0.10 - 0.40g$, $T_e = 0.10 - 0.40\text{ sec}$ και αριθμό κύκλων διέγερσης $N_{\text{cycle}} = 7 - 19$.

6. Βελτίωση εδάφους με χρήση περιμετρικών τοιχίων

6.1. Γενικά

Όπως παρατηρήθηκε από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο η τοπική εφαρμογή στραγγιστηρίων κάτω από υφιστάμενες θεμελιο-λωρίδες, ως μέσο βελτίωσης της συμπεριφοράς του υποκείμενου εδάφους, δεν είναι επαρκής για να μειώσει στον επιθυμητό βαθμό τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις. Παρότι η διερεύνηση για εκτεταμένη εφαρμογή (κάνναβο) στραγγιστηρίων σε όλο το πλάτος της θεμελίωσης απέδειξε ότι μπορεί να οδηγήσει σε σχετικώς αποδεκτές τιμές τελικών καθιζήσεων, η κατασκευαστική δυσκολία την καθιστά αποτρεπτική. Για τον λόγο αυτό, στο παρόν κεφάλαιο, εξετάζεται η τοποθέτηση διαφορετικών τύπων τοιχίων περιμετρικά των θεμελιώσεων, ως μέσο βελτίωσης της συμπεριφοράς του υποκείμενου εδάφους, μετριάζοντας την ρευστοποίηση ή/και αποτρέποντας τις συνέπειες της (π.χ. καθιζήσεις) στο θεμέλιο. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς ιδιαίτερες δυσκολίες σε υπάρχουσες θεμελιώσεις, αφού η επέμβαση γίνεται εξωτερικά της θεμελίωσης.

Για τη διερεύνηση της μεθοδολογίας αυτής πραγματοποιήθηκε μια σειρά παραμετρικών αναλύσεων σε θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , σε αντιστοιχία με τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στα Κεφάλαια 4 και 5. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 58 αριθμητικές αναλύσεις οι οποίες αφορούν 4 διαφορετικούς τύπους περιμετρικού τοιχίου, με υλικό που είναι πολύ χαμηλής διαπερατότητας και ίδιας έως πολύ μεγαλύτερης αντοχής και στιβαρότητας. Πιο συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι περιπτώσεις περιμετρικής τοποθέτησης:

1. Διαφραγματικού τοίχου από οπλισμένο σκυρόδεμα, με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης πάχους 10m (που ονομάζεται εν συντομία "RetWall")
2. Τοιχίου με αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους, με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης πάχους 10m ("Soilmixing")
3. Τοιχίου με αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους, με μικρό βάθος εντός της ρευστοποιήσιμης στρώσης πάχους 10m , δηλαδή έως βάθος 8m ("8m Soilmixing") ή 5m ("5m Soilmixing")
4. Τοιχίου από εύτμητο μη-ρευστοποιήσιμο εδαφικό υλικό (π.χ. άργιλος) έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης πάχους 10m ("ClayWall"), η μη-ρεαλιστική περίπτωση (αναφοράς) για να αποτυπωθεί η επίδραση της υψηλής αντοχής και στιβαρότητας των άλλων 3 ρεαλιστικών εναλλακτικών.

Τα αποτελέσματα των προαναφερθέντων αριθμητικών αναλύσεων θα συγκριθούν με αυτά όπου η εδαφική στρώση παραμένει ρευστοποιήσιμη, δηλαδή χωρίς βελτίωση (βλ. Κεφάλαιο 4). Το σύνολο των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν συνοψίζονται στον **Πίνακα 6.1**, ο οποίος συγκεντρώνει τα βασικά παραμετρικά δεδομένα αυτών, χρησιμοποιώντας τις προαναφερθείσες συντομογραφικές ονομασίες για τα θεωρούμενες γεωμετρικές περιμετρικών τοιχίων.

Πίνακας 6.1: Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων Κεφαλαίου 6.

Case No.	Fix	B (m)	q (kPa)	Te (s)	N	t (s)	amax (g)	e/B	Imp.
119	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	RetWall
120	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	RetWall
121	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	RetWall
122	x-y	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	RetWall
123	x-y	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	RetWall
124	x-y	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	RetWall
125	x-y	5	100	0.5	14	7	0.2	0	RetWall
126	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	RetWall
127	None	5	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.167	RetWall
128	None	5	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.167	RetWall
129	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	RetWall
130	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	RetWall
131	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	RetWall
132	x-y	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	RetWall
133	x-y	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	RetWall
134	x-y	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	RetWall
135	x-y	20	100	0.5	14	7	0.2	0	RetWall
136	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	RetWall
137	None	20	0/200	0.35	14	4.9	0.2	0.833	RetWall
138	None	20	200/0	0.35	14	4.9	0.2	0.833	RetWall
139	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Soilmixing
140	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Soilmixing
141	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Soilmixing
142	x-y	5	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Soilmixing
143	x-y	5	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Soilmixing
144	x-y	5	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Soilmixing
145	x-y	5	100	0.5	14	7	0.2	0	Soilmixing
146	None	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Soilmixing
147	None	5	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Soilmixing
148	None	5	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.167	Soilmixing
149	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Soilmixing
150	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	Soilmixing
151	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	Soilmixing
152	x-y	20	100	0.35	7	2.45	0.2	0	Soilmixing
153	x-y	20	100	0.35	19	6.65	0.2	0	Soilmixing
154	x-y	20	100	0.2	14	2.8	0.2	0	Soilmixing
155	x-y	20	100	0.5	14	7	0.2	0	Soilmixing
156	None	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	Soilmixing
157	None	20	50/150	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Soilmixing
158	None	20	150/50	0.35	14	4.9	0.2	0.833	Soilmixing
159	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	5m Soilmixing
160	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	5m Soilmixing
161	x-y	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	5m Soilmixing
162	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	5m Soilmixing
163	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	5m Soilmixing
164	x-y	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	5m Soilmixing

Πίνακας 6.2 (συνέχεια): Βασικά δεδομένα παραμετρικών αναλύσεων Κεφαλαίου 6.

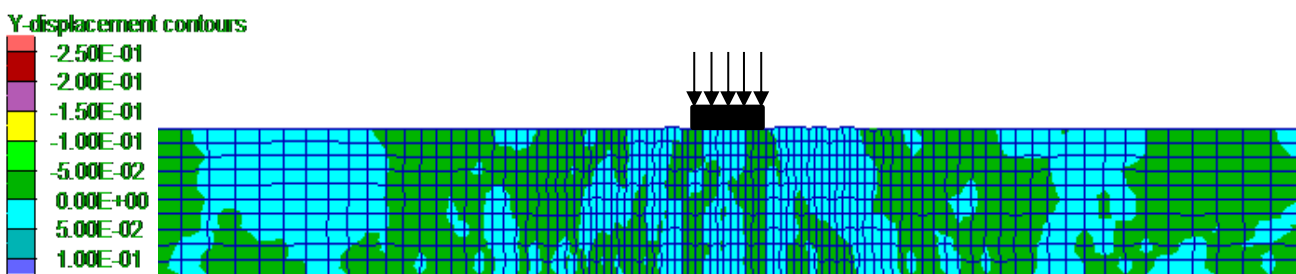
165	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	8m Soilmixing
166	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	8m Soilmixing
167	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	8m Soilmixing
168	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	8m Soilmixing
169	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	8m Soilmixing
170	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	8m Soilmixing
171	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.2	0	ClayWall
172	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.1	0	ClayWall
173	x-γ	5	100	0.35	14	4.9	0.4	0	ClayWall
174	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.2	0	ClayWall
175	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.1	0	ClayWall
176	x-γ	20	100	0.35	14	4.9	0.4	0	ClayWall

6.2. Τυπική σεισμική απόκριση θεμελίου με περιμετρικά τοιχία

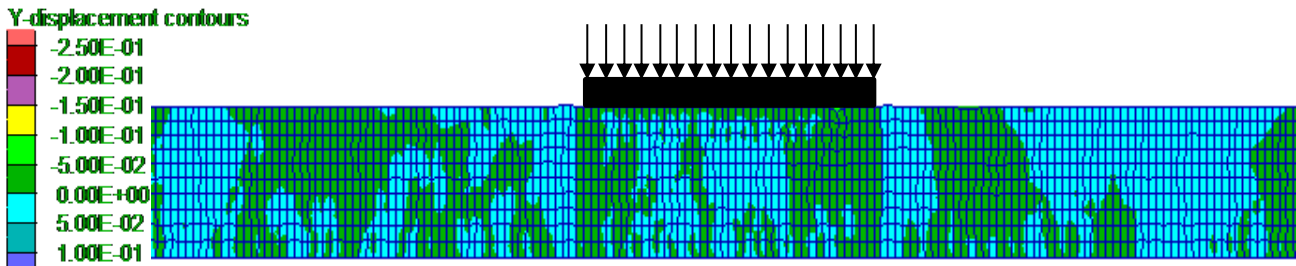
Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Αρχικά, θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης διαφραγματικών τοίχων περιμετρικά των θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m . Τα αποτελέσματα που θα παρατεθούν αφορούν τις περιπτώσεις #119, 129 για προσομοίωση με χρήση της διέγερσης αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$), ενώ θα γίνει σύγκριση αυτών με τις αναλύσεις αναφοράς (αναλύσεις # 1, 11) που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 και την απόκριση υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Επισημαίνεται ότι έγινε μελέτη και τοιχίων από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους των οποίων τα αναλυτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β, μιας και δεν παρατηρήθηκε σημαντική διαφοροποίηση συγκριτικά με ό,τι παρουσιάζεται εδώ για διαφραγματικούς τοίχους.

Στο **Σχήμα 6.1** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης αναφοράς για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και περιμετρική τοποθέτηση διαφραγματικού τοίχου που φθάνει σε βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (RetWall). Στο **Σχήμα 6.2** παρουσιάζεται αντίστοιχα ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετακινήσεις αυτή τη φορά για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ με αντίστοιχο περιμετρικό τοίχο. Και για τα 2 πλάτη θεμελίων δεν παρατηρούνται πρακτικώς καθιζήσεις στα θεμέλια.

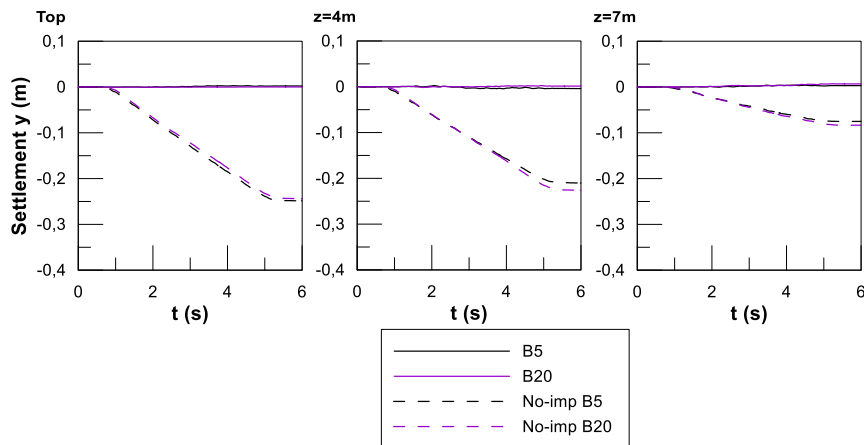


Σχήμα 6.1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



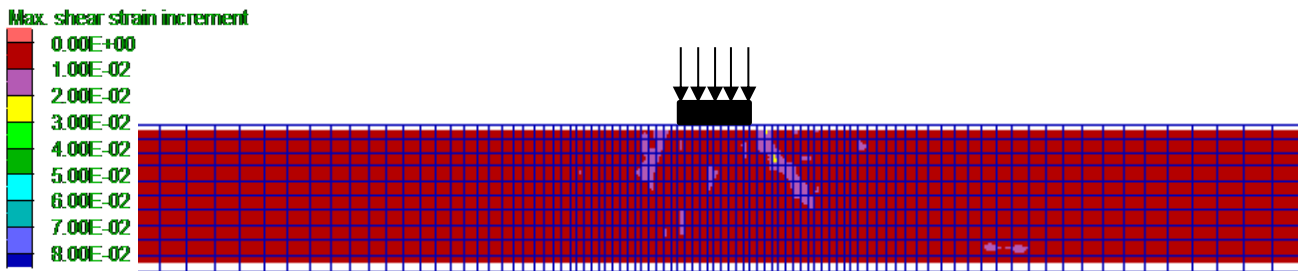
Σχήμα 6.2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Οι χρονοϊστορίες της κατακόρυφης μετατόπισης που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της διέγερσης αναφοράς σε διαφορετικά βάθη κάτω από τον άξονα θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και 20m παρουσιάζονται στο **Σχήμα 6.3**, πριν (No-imp) και μετά την τοποθέτηση διαφραγματικών τοίχων πλήρους βάθους (RetWall). Από τα αποτελέσματα αυτά προκύπτει ότι οι περιμετρικοί τοίχοι μηδενίζουν τις κατακόρυφες μετακινήσεις σε όλα τα βάθη, ανεξαρτήτως πλάτους θεμελίου.

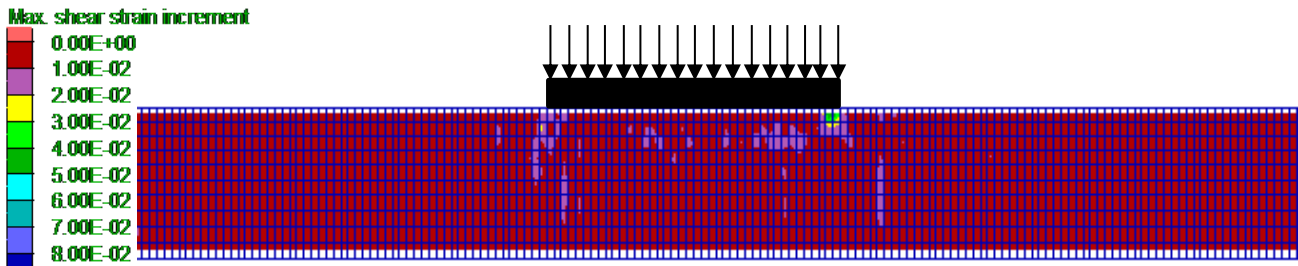


Σχήμα 6.3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall).

Στα **Σχήματα 6.4** και **6.5** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi σε ορολογία FLAC) στο τέλος της διέγερσης αναφοράς για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall). Σε σύγκριση με τους μηχανισμούς αστοχίας που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 4 (**Σχήματα 4.7** και **4.8**), στην περίπτωση χρήσης διαφραγματικών τοίχων περιμετρικά των θεμελιώσεων φαίνεται πως δεν αναπτύσσεται κάποιος μηχανισμός αστοχίας στην περιοχή κάτω από τα θεμέλια, καθώς ούτως ή άλλως οι καθιζήσεις των θεμελίων είναι μηδενικές.

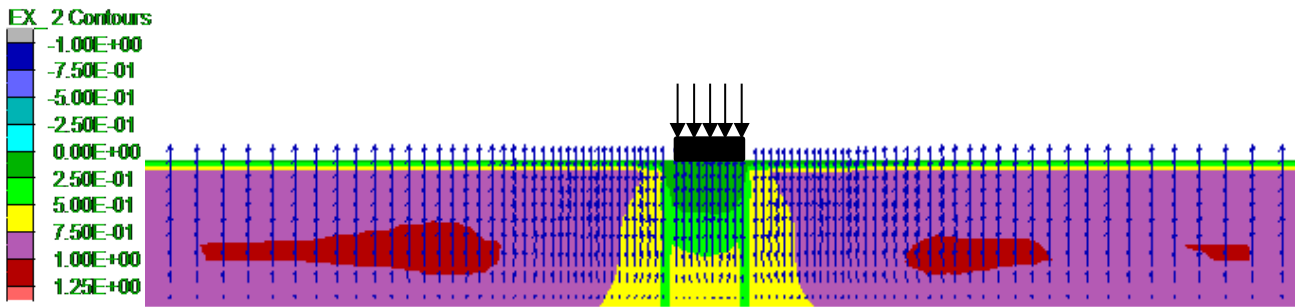


Σχήμα 6.4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall).

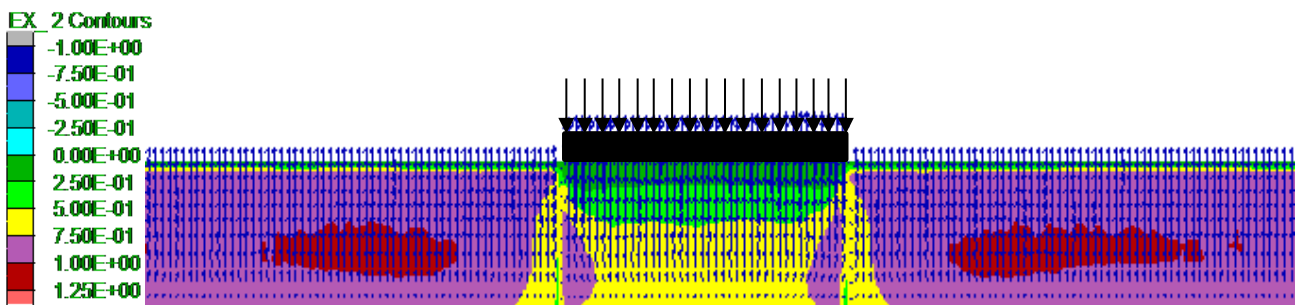


Σχήμα 6.5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall).

Στα Σχήματα 6.6 και 6.7 παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall), αντίστοιχα, και τα διανύσματα ροής του νερού. Παρατηρείται πως οι τιμές του συντελεστή υπερπιέσεων πόρων r_u είναι πολύ μικρές σε θέσεις κάτω από τον άξονα θεμελίωσης, ήτοι περίπου λιγότερο από 0.25 κοντά στην επιφάνεια και έως 0.60 σε μεγαλύτερα βάθη. Συγκριτικά με τις αντίστοιχες αναλύσεις χωρίς βελτίωση βλέπουμε και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης πως οι διαφραγματικοί τοίχοι (RetWall) σε αυτή τη θέση μειώνουν σημαντικά τις υπερπιέσεις κοντά στην επιφάνεια της στρώσης και για αρκετό βάθος. Το μεγαλύτερο πλάτος θεμελίου και σε αυτήν την περίπτωση λειτουργεί ευεργετικά στον περιορισμό της ανάπτυξης του λόγου υπερπιέσεων πόρων, καθώς ακόμη και οι ίδιες υπερπιέσεις να δημιουργούνται αυτές αντιστοιχούν σε μικρότερη τιμή του λόγου r_u λόγω της μεγαλύτερης κατακόρυφης τάσης στο ίδιο βάθος, ενώ ακόμη παρατηρείται πως δεν αναπτύσσονται υποπιέσεις στα άκρα της θεμελίωσης. Τέλος, σημειώνεται ότι εκτός των περιμετρικών τοίχων και έως το ελεύθερο πεδίο (NF, FF) αναπτύσσονται μεγάλες υπερπιέσεις πόρων, αντίστοιχες με αυτές που είχαν αναπτυχθεί στις αναλύσεις ρευστοποιήσιμου εδάφους.

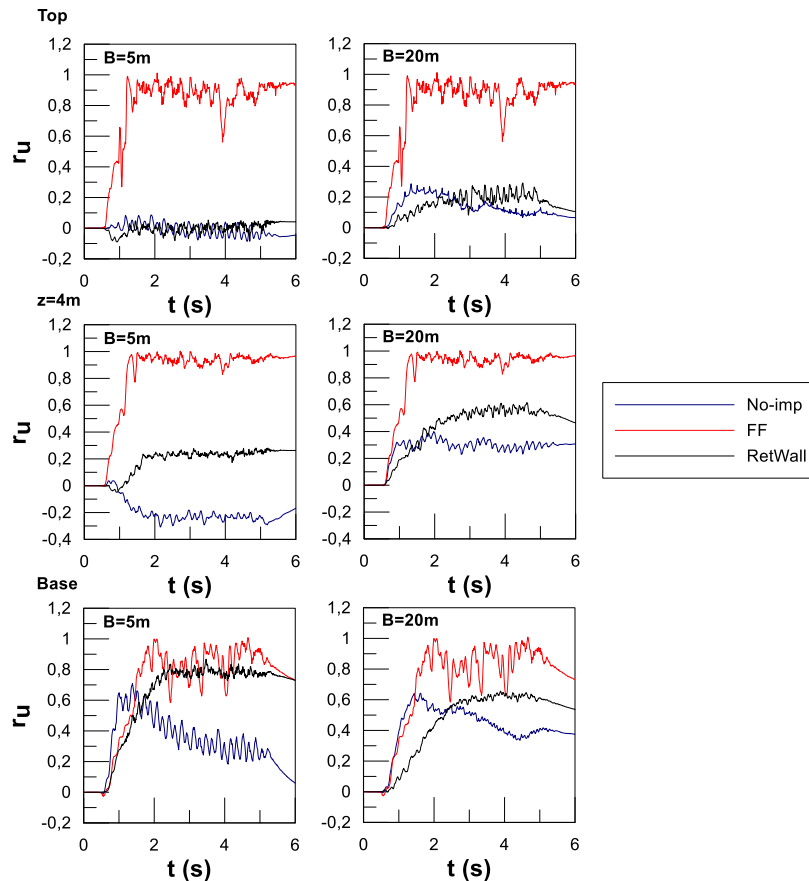


Σχήμα 6.6: Λόγος υπερπίεσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).



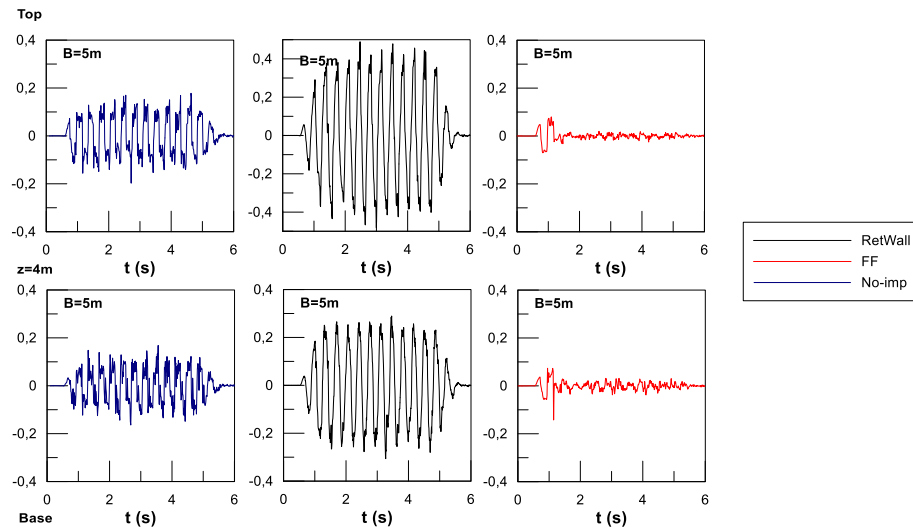
Σχήμα 6.7: Λόγος υπερπίεσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).

Στην συνέχεια, στο **Σχήμα 6.8** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσεων του νερού των πόρων κάτω από το κέντρο των δύο θεμελιώσεων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους πλήρους βάθους (RetWall), ενώ αυτές συγκρίνονται με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες χωρίς βελτίωση (No-Impr) και την περίπτωση ελεύθερου πεδίου (FF). Παρατηρούνται και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης μικρές τιμές του λόγου υπερπίεσεων στην επιφάνεια της στρώσης, ενώ αυτές αυξάνουν για μεγαλύτερο βάθος.

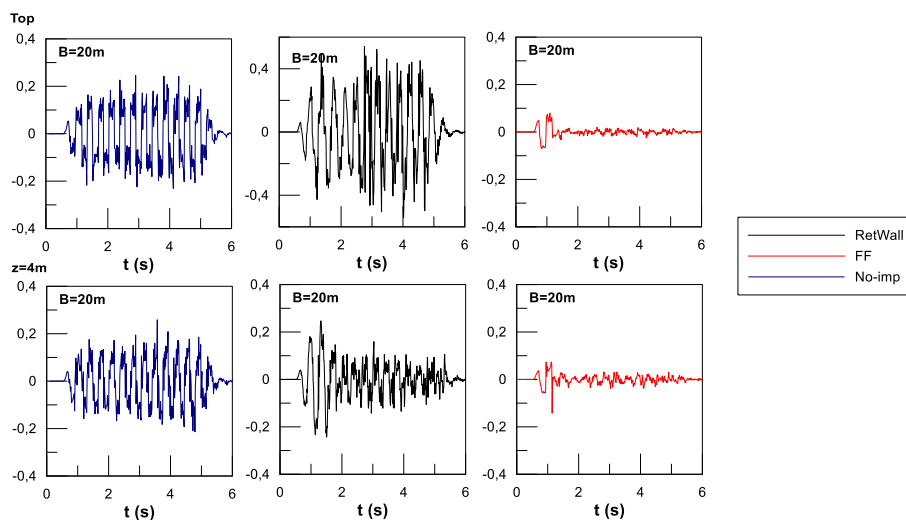


Σχήμα 6.8: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπείσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται σε διάφορα βάθη κάτω από τον άξονα του θεμελίου με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) παρουσιάζονται στο **Σχήμα 6.9** για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και στο **Σχήμα 6.10** για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$. Συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 6.9** και **6.10** παρατίθενται επίσης οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στις ίδιες θέσεις για την περίπτωση θεμελίου χωρίς βελτίωση (No-imp) και την περίπτωση ελεύθερου πεδίου (FF). Παρατηρείται σημαντική ενίσχυση της δόνησης στην επιφάνεια της στρώσης μετά την τοποθέτηση περιμετρικών διαφραγματικών τοιχίων (RetWall), συγκριτικά με τις περιπτώσεις θεμελίου χωρίς βελτίωση και για συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Αυτό ισχύει και για τα 2 πλάτη θεμελίου και είναι πιο έντονη για $B = 5\text{m}$.



Σχήμα 6.9: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{ m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

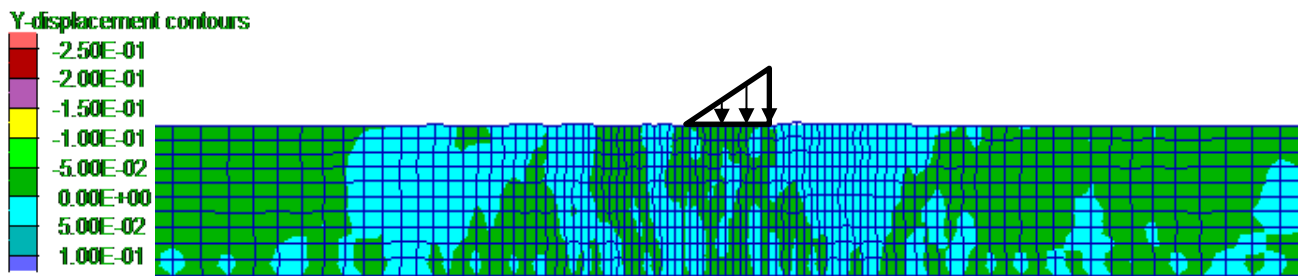


Σχήμα 6.10: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20\text{ m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

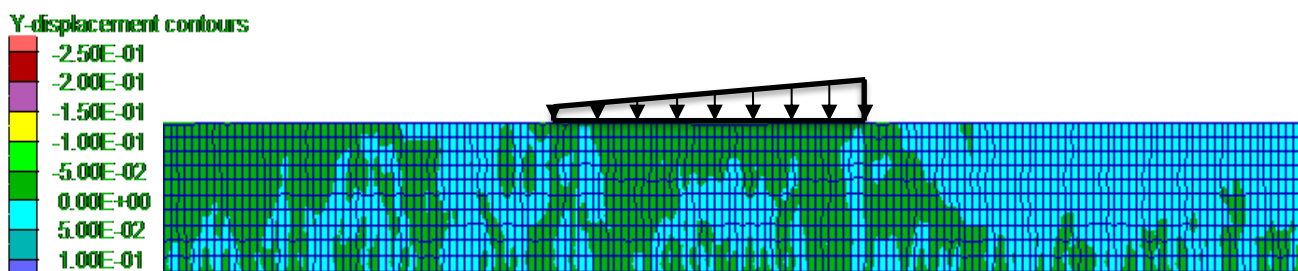
Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην συνέχεια, θα παρουσιαστούν λεπτομερώς τα αποτελέσματα για έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{ m}$ και 20 m στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί διαφραγματικοί τοίχοι με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (RetWall). Στόχος της παρουσίασης αποτελεί ο προσδιορισμός των διαφοροποιήσεων που προκύπτουν σε όρους μετακινήσεων, υπερπίεσεων πόρων και επιταχύνσεων για την ανάλυση αναφοράς λόγω της εκκεντρότητας. Στα **Σχήματα 6.11** και **6.12** εμφανίζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι κατακόρυφες μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης για τα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα με πλάτη $B = 5\text{ m}$ και 20 m με τοποθετημένους διαφραγματικούς τοίχους στην περίμετρό τους. Η μορφή του παραμο-

ρφωμένου καννάβου και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης δεν διαφέρει από αυτή για κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου με τις συνολικές καθιζήσεις να είναι πρακτικά μηδενικές, και πάλι.

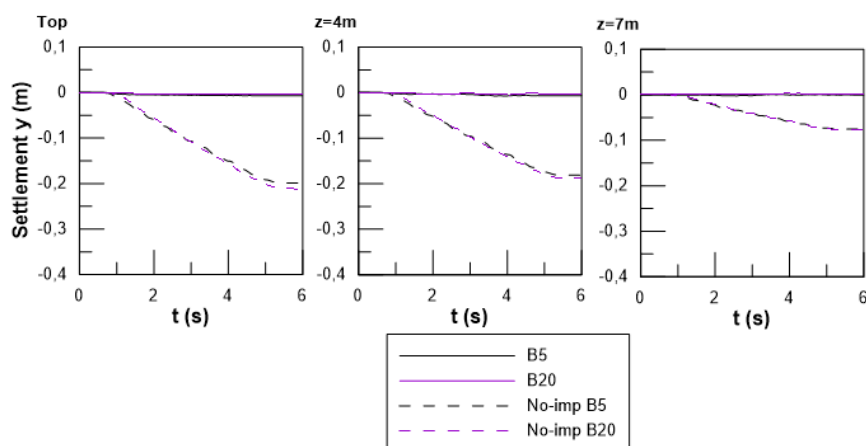


Σχήμα 6.11: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

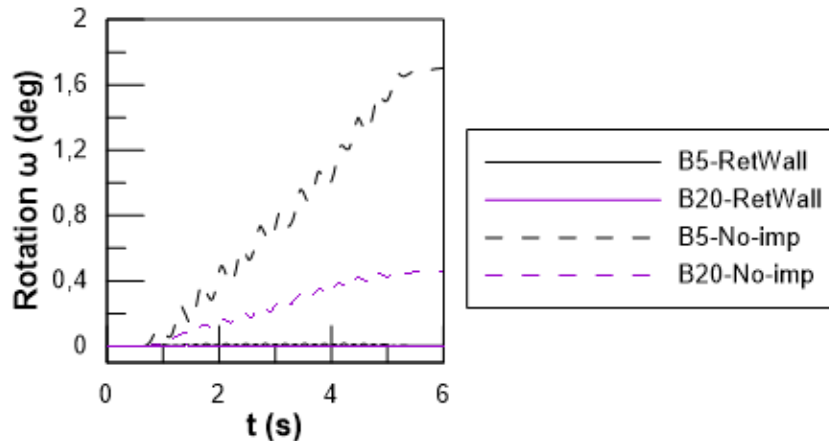


Σχήμα 6.12: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Παρατηρώντας τις χρονοϊστορίες της καθιζήσης για τα δύο πλάτη θεμελίωσης στο Σχήμα 6.13 επιβεβαιώνεται πως η τοποθέτηση περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων ως μέτρο αποτροπής της ρευστοποίησης περιορίζει σημαντικά, αν όχι πλήρως, το φαινόμενο και πρακτικά μηδενίζει τις καθιζήσεις. Ακόμη, το ίδιο φαίνεται να συμβαίνει και για τις τιμές των στροφών (Σχήμα 6.14) που αναπτύσσονται κατά την διάρκεια της διέγερσης οι οποίες είναι επίσης πρακτικώς μηδενικές, ακόμη και για τη μεγάλη εκκεντρότητα του θεμελίου με $B = 5\text{m}$ το οποίο εμφανίζει σημαντική στροφή για ρευστοποιήσιμη στρώση.

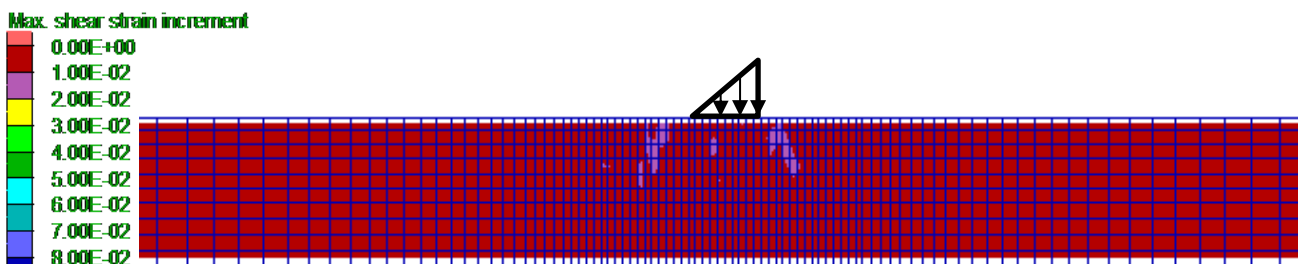


Σχήμα 6.13: Σύγκριση χρονοϊστοριών μέσω καθιζήσεων για έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall) για τη διέγερση αναφοράς.

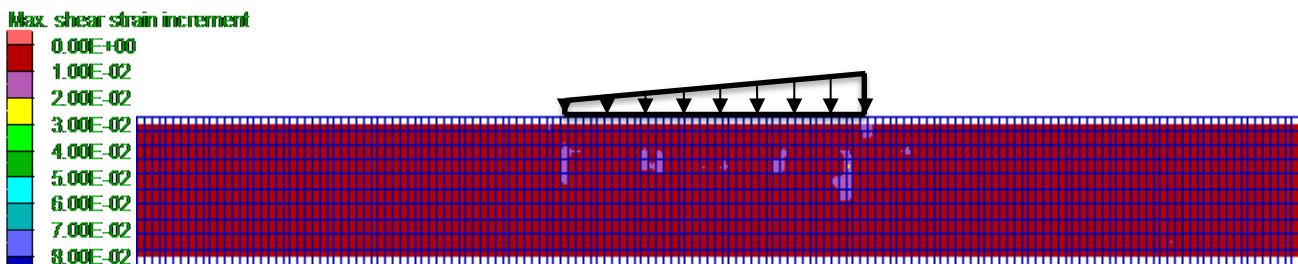


Σχήμα 6.14: Σύγκριση χρονιοιστοριών στροφής έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών διαφραγματικών τοιχίων (RetWall) για τη διέγερση αναφοράς.

Στα **Σχήματα 6.15** και **6.16** εμφανίζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) μετά το πέρας της διέγερσης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί διαφραγματικοί τοίχοι (RetWall). Όπως και για την περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης των θεμελίων, οι τιμές των διατμητικών παραμορφώσεων είναι σχεδόν μηδενικές σε όλο το μήκος της ρευστοποιήσιμης στρώσης και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης, αφού τόσο οι μέσες καθιζήσεις όσο και οι στροφές είναι πρακτικώς μηδενικές.

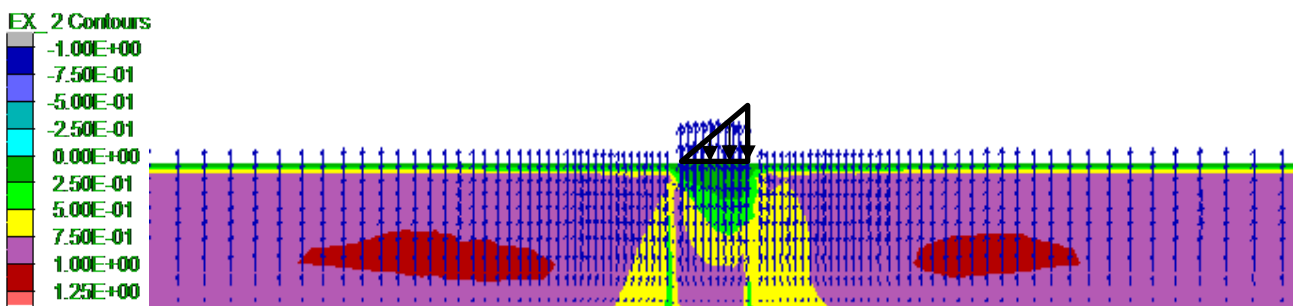


Σχήμα 6.15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) στο οποίο ασκείται έκκεντρα φόρτιση ($e=B/6$).

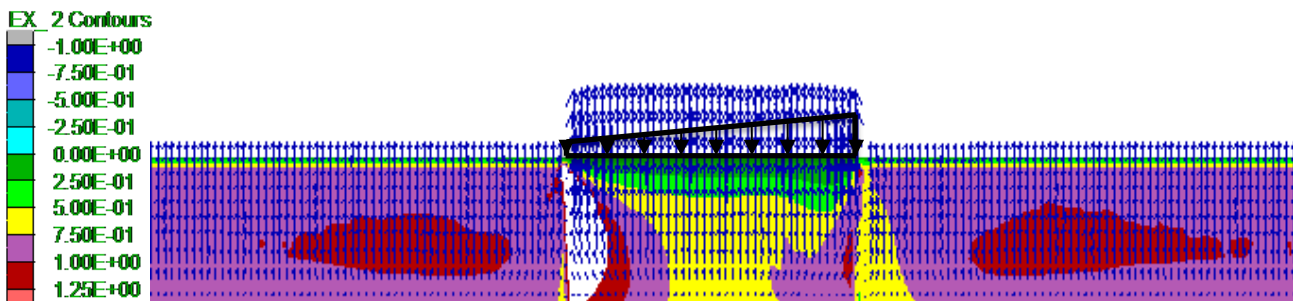


Σχήμα 6.16: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) στο οποίο ασκείται έκκεντρα φόρτιση ($e=B/12$).

Στην συνέχεια, στα **Σχήματα 6.17** και **6.18** παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων στο τέλος της διέγερσης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί διαφραγματικοί τοίχοι (RetWall). Αυτό που παρατηρείται σε σχέση με τα αντίστοιχα σχήματα για $e=0$ είναι ότι οι τιμές των r_u είναι αντίστοιχες ποιοτικά. Όμως εδώ οι τιμές των r_u δεν είναι πια συμμετρικές ως προς το θεμέλιο, δηλαδή προκύπτουν πιο χαμηλές υπερπίεσεις από την πλευρά που ασκείται το έκκεντρο φορτίο λόγω μεγαλύτερων διατμητικών παραμορφώσεων και της διαστολικότητας που σχετίζεται με αυτές. Ενδιαφέρουσα παρατήρηση αποτελεί επίσης η ανάπτυξη υποπίεσεων στον αριστερό διαφραγματικό τοίχο, για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$, λόγω της δράσης της εκκεντρότητας και της συγκέντρωσης τάσεων σε αυτόν. Όμως, παρά τη μη-συμμετρική εικόνα των r_u που παρατηρείται εδώ, οι τελικές τιμές των καθιζήσεων και των στροφών παραμένουν μηδενικές.

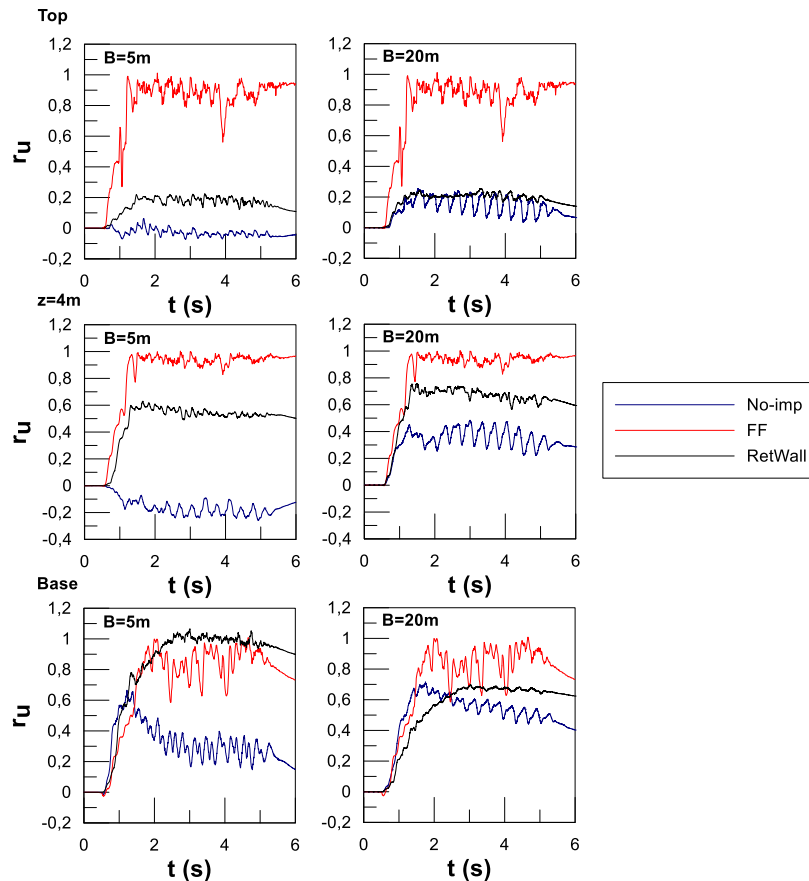


Σχήμα 6.17: Λόγος υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο ($e = B/6$) θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).



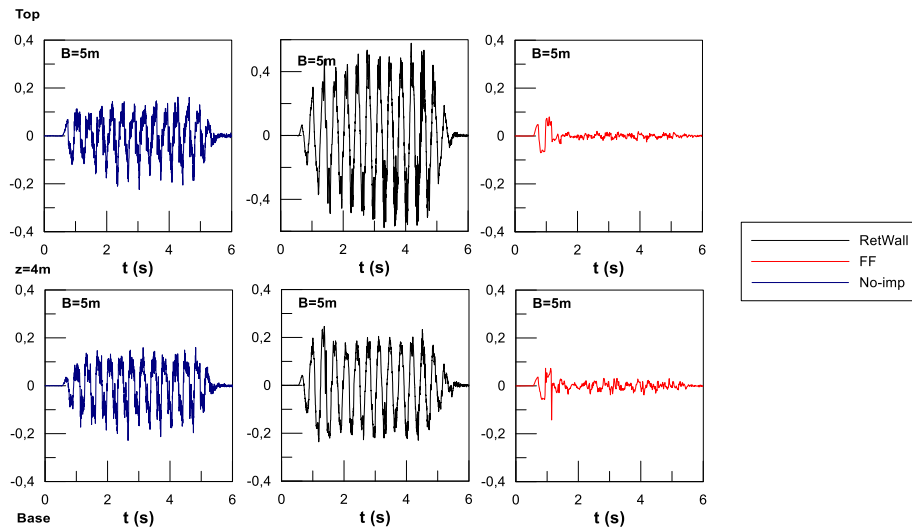
Σχήμα 6.18: Λόγος υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο ($e=B/12$) θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall).

Οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσεων πόρων που εμφανίζονται στο **Σχήμα 6.19** επιβεβαιώνουν την θετική συνεισφορά των περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων στον περιορισμό του λόγου των υπερπίεσεων κάτω από την θεμελίωση, ενώ δεν παρουσιάζουν σημαντική διαφοροποίηση από τα αποτελέσματα για ομοιόμορφη φόρτιση ($e=0$, στο **Σχήμα 6.8**).

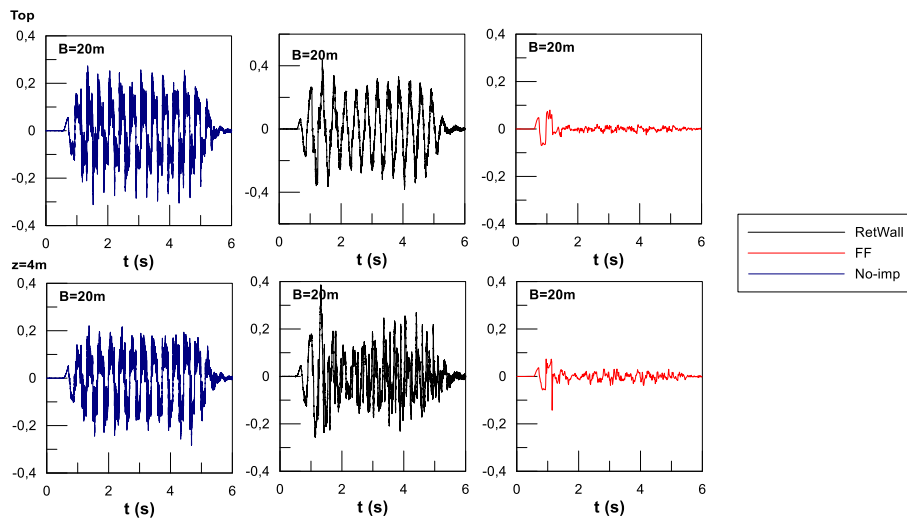


Σχήμα 6.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων (για τη διέγερση αναφοράς) που αναπτύσσονται σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο των έκκεντρα φορτιζόμενων θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m παρουσιάζονται στα **Σχήματα 6.20** και **6.21**, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall), σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σε σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF). Δεδομένης της ομοιότητας στις μετατοπίσεις και στροφές του θεμελίου, και οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων δεν παρουσιάζουν διαφορές, τουλάχιστον στον άξονα συμμετρίας του θεμελίου που παρουσιάζονται εδώ.



Σχήμα 6.20: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/6$) θεμελίου με $B = 5\text{m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.



Σχήμα 6.21: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/12$) θεμελίου με $B = 20\text{m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

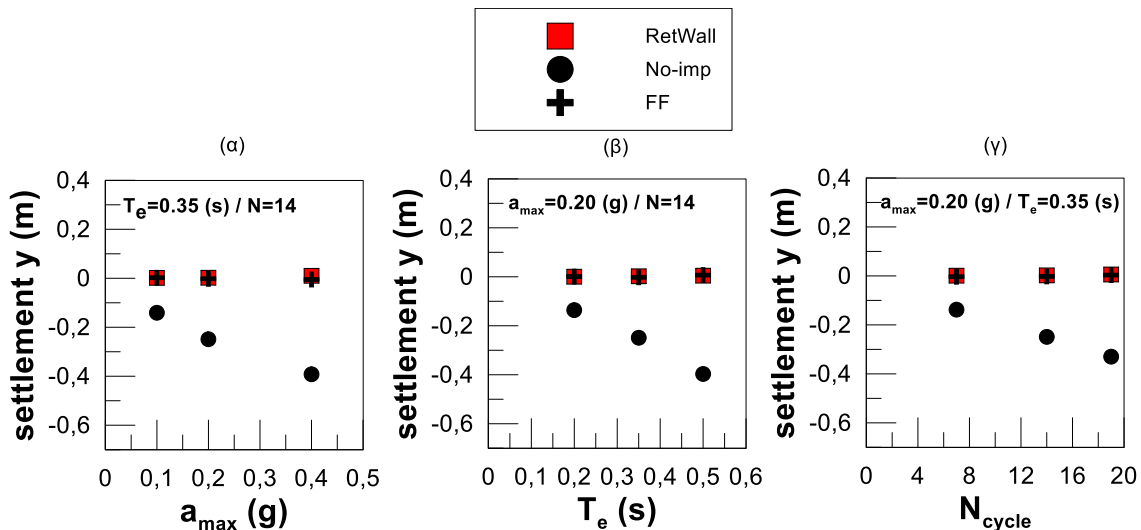
6.3. Επίδραση σημαντικών παραμέτρων

Προκειμένου να διαπιστωθεί η επιρροή της κάθε παραμέτρου στην απόκριση των θεμελίων σε συνθήκες ρευστοποίησης, έγιναν αναλύσεις θεωρώντας ως βάση αναφοράς τις παραμέτρους της βασικής ανάλυσης για κάθε τύπο περιμετρικών τοιχίων (# 119, 139 για τα κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα) και μεταβάλλοντας κάθε φορά μια μόνο από τις παραμέτρους. Η έμφαση δίνεται στην απόκριση σε όρους (ομοιόμορφης) καθίζησης στα κεντρικά φορτιζόμενα πέδιλα, καθώς και (μέσης) καθίζησης και στροφής στα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα, ενώ συγκρίνονται με τις αντίστοιχες τιμές για το μη βελτιωμένο έδαφος και για την περίπτωση ελεύθερου πεδίου.

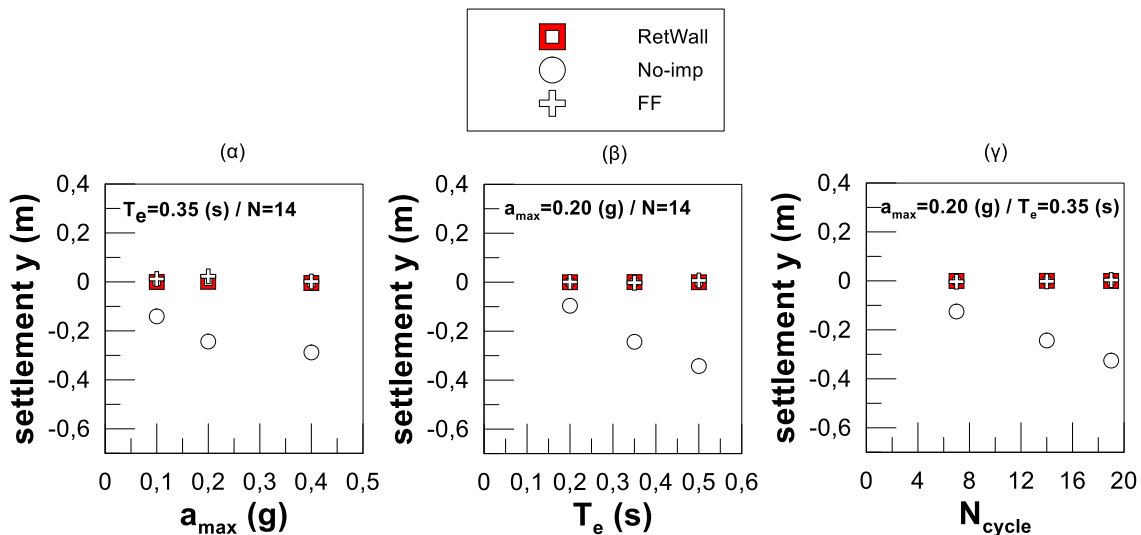
6.3.1. Διαφραγματικοί τοίχοι πλήρους βάθους

Στα **Σχήματα 6.22** και **6.23** παρουσιάζεται η επιρροή κάθε παραμέτρου της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά στην καθίζηση κεντρικά φορτισμένων θεμελίων για την περίπτωση βελτίωσης του εδάφους με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall). Σε όλα τα διαγράμματα με σταυρό συμβολίζεται η «μηδενική» καθίζηση που προκύπτει στο ελεύθερο πεδίο, ενώ με κύκλο η καθίζηση για θεμελίωση στο ρευστοποιήσιμο έδαφος χωρίς βελτίωση (No-imp). Πιο συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 6.22α** και **6.23α** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών κατακόρυφων μετακινήσεων για βελτίωση με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους, για μεταβαλλόμενη μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης a_{\max} , για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις # 1, 2, 3, 11, 12, 13, 119, 120, 121, 129, 130, 131). Αντίστοιχα, στα **Σχήματα 6.22β** και **6.23β** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών καθιζήσεων για βελτίωση με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους, για δύο πλάτη θεμελίωσης και για μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο της διέγερσης (αναλύσεις # 1, 6, 7, 11, 16, 17, 119, 124, 125, 129, 134, 135), ενώ τέλος στα **Σχήματα 6.22γ** και **6.23γ** παρουσιάζονται οι καθιζήσεις για βελτιωμένο εδαφικό προφίλ, για τα δύο πλάτη θεμελίωσης συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις # 1, 4, 5, 11, 14, 15, 119, 122, 123, 129, 132, 133).

Από τα σχήματα προκύπτει ότι επαληθεύεται από το σύνολο των παραμετρικών αναλύσεων το γενικό συμπέρασμα ότι η ύπαρξη περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (RetWall) πρακτικώς μηδενίζει τις καθιζήσεις και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης, ανεξαρτήτων των χαρακτηριστικών της δόνησης. Συνεπώς, μπορεί να αποτελέσει μια αξιόπιστη μεθοδολογία για την αποτροπή της ρευστοποίησης κάτω από υφιστάμενες κατασκευές.



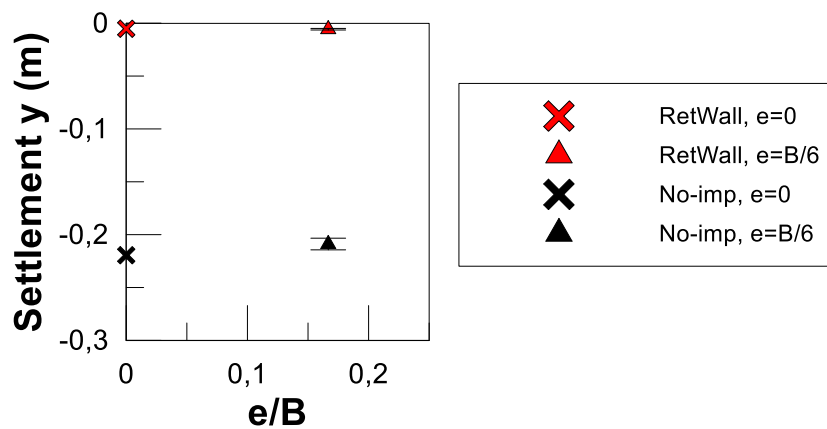
Σχήμα 6.22: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5$ m, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).



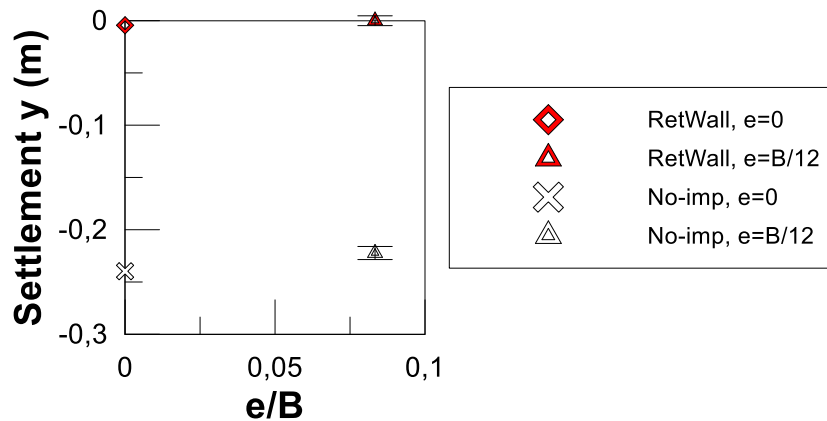
Σχήμα 6.23: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20$ m, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

Στην συνέχεια εξετάστηκε η επίδραση εκκεντρότητας της φόρτισης στη συμπεριφορά επιφανειακών θεμελιώσεων πλάτους $B = 5$ m και 20m για τη διέγερση αναφοράς (αναλύσεις # 8, 9, 10, 18, 19, 20, 126, 127, 28, 136, 137, 138). Έγιναν αναλύσεις όπου το έκκεντρο φορτίο τοποθετήθηκε και προς τις 2 κατευθύνσεις, ώστε να προκύψει η μέγιστη δυνατή διαφοροποίηση για την ίδια κάθε φορά διέγερση. Στα **Σχήματα 6.24** και **6.25** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για κεντρικά ($e=0$) και έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5$ m και 20m για τις περιπτώσεις με (RetWall) και χωρίς βελτίωση (No-imp) με περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους. Με βάση τα αποτελέσματα δεν προκύπτει διακύμανση στην τιμή της μέσης καθιζήσης ανάλογα με την φορά της διέγερσης σε σχέση με την εκκεντρότητα (το εύρος υποδηλώνεται με τις γραμμές άνω και κάτω ορίου ανά περίπτωση έκκεντρου θεμελίου), καθώς παραμένει πρακτικώς μηδενική, ενώ το μέγε-

θος της εκκεντρότητας δεν φαίνεται να παίζει κανένα ρόλο στην απόκριση αυτή, τουλάχιστον αν κυμαίνεται έως $B/6$.

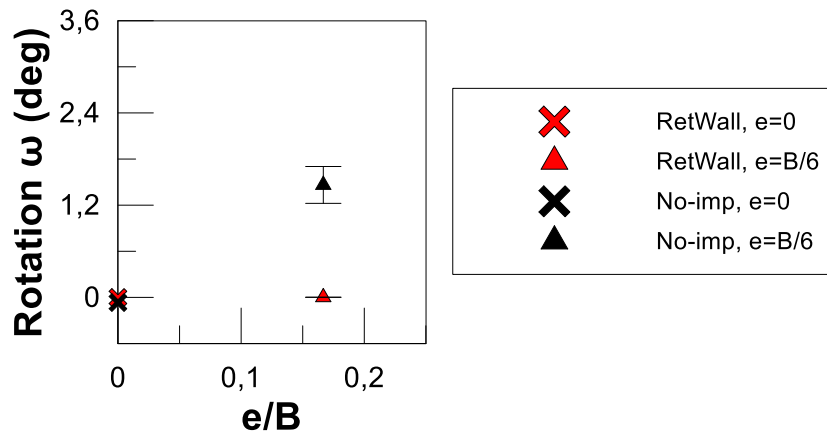


Σχήμα 6.24: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 5\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).

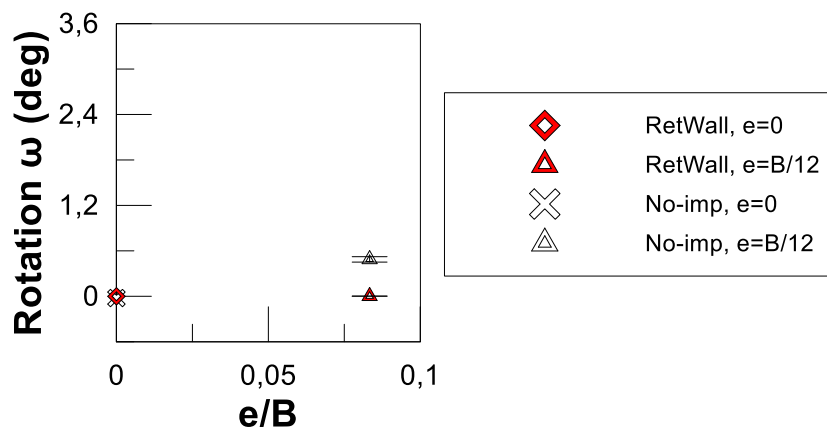


Σχήμα 6.25: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους $B = 20\text{m}$ για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).

Η σύνοψη των τιμών τελικής στροφής των επιφανειακών θεμελίων με $B = 5\text{m}$ και $B = 20\text{m}$ με έκκεντρη φόρτιση που υποβλήθηκαν στη διέγερση αναφοράς μετά την τοποθέτηση περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων (RetWall) παρουσιάζεται στα **Σχήματα 6.26** και **6.27**. Χάριν σύγκρισης, στα ίδια σχήματα υπάρχουν και οι τιμές στροφής για ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp). Παρατηρείται και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης μηδενισμός και των τελικών στροφών των θεμελίων, πέραν της καθιζήσης αυτών.



Σχήμα 6.26: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 5\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).



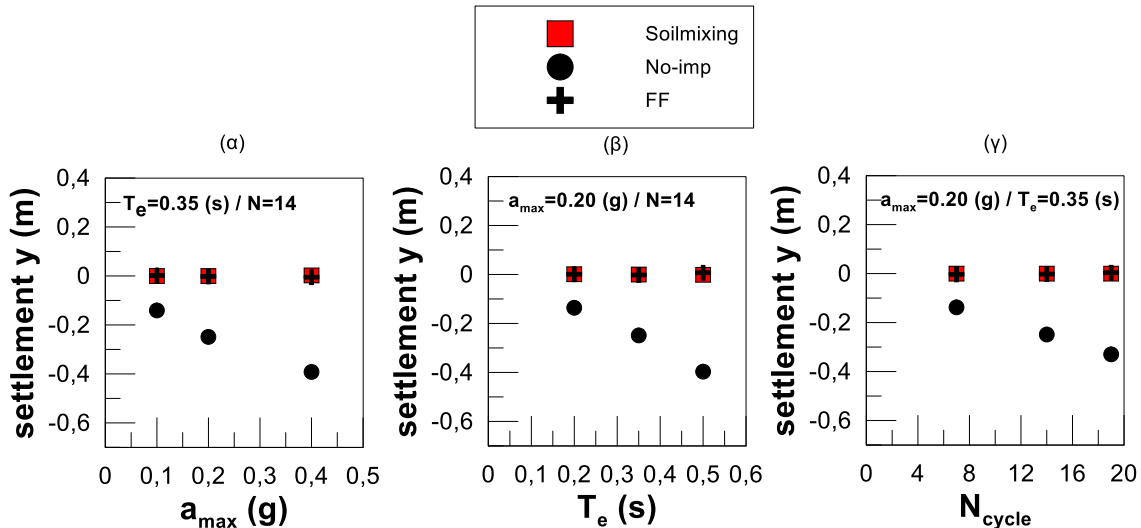
Σχήμα 6.27: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς για περιμετρικούς διαφραγματικούς τοίχους (RetWall) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).

6.3.2. Τοιχία εδαφοπασσάλων πλήρους βάθους

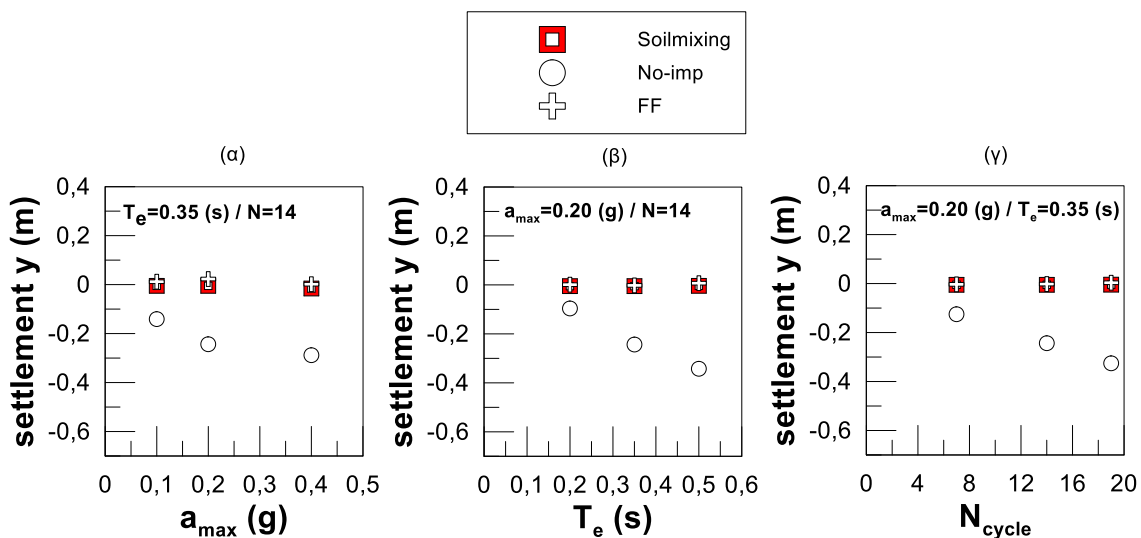
Στα **Σχήματα 6.28** και **6.29** παρουσιάζεται η βελτίωση της μέσης καθίζησης κεντρικά φορτιζόμενων θεμελίων για κάθε παράμετρο της σεισμικής διέγερσης που εξετάστηκε ξεχωριστά για την περίπτωση τοποθέτησης περιμετρικών τοιχίων από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης (Soilmixing). Πιο συγκεκριμένα, στα **Σχήματα 6.28α** και **6.29α** εμφανίζεται η μεταβολή των συνολικών κατακόρυφων μετακινήσεων για βελτίωση με τους εν λόγω περιμετρικούς εδαφοπασσάλους (Soilmixing), για μεταβαλλόμενη μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης α_{max} , για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m (αναλύσεις # 1, 2, 3, 11, 12, 13, 139, 140, 141, 149, 150, 151). Στα **Σχήματα 6.28β** και **6.29β** παρουσιάζεται η μεταβολή των συνολικών κατακόρυφων καθιζήσεων για μεταβαλλόμενη ιδιοπερίοδο της διέγερσης T_e (αναλύσεις # 1, 6, 7, 11, 16, 17, 139, 144, 145, 149, 154, 155). Τέλος, στα **Σχήματα 6.28γ** και **6.29γ** παρουσιάζεται η διακύμανση των συνολικών καθιζήσεων συναρτήσει των κύκλων φόρτισης N_{cycle} (αναλύσεις # 1, 4, 5, 11, 14, 15, 139, 142, 143, 149, 152, 153), πάντα για τους περιμετρικούς εδαφοπασσάλους (Soilmixing).

Και σε αυτήν την περίπτωση επαληθεύεται το γενικό συμπέρασμα ότι η ύπαρξη περιμετρικών τοιχίων από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους με βάθος έως το τέλος της ρευσ-

στοποίσιμης στρώσης πρακτικώς μηδενίζει τις τιμές των καθιζήσεων και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης, ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης. Δηλαδή προκύπτει ότι επαρκεί η αντοχή και στιβαρότητα εδαφοπασσάλων για το μηδενισμό των καθιζήσεων, και δεν χρειάζεται η κατασκευή διαφραγματικών τοίχων από σκυρόδεμα για το σκοπό αυτό.

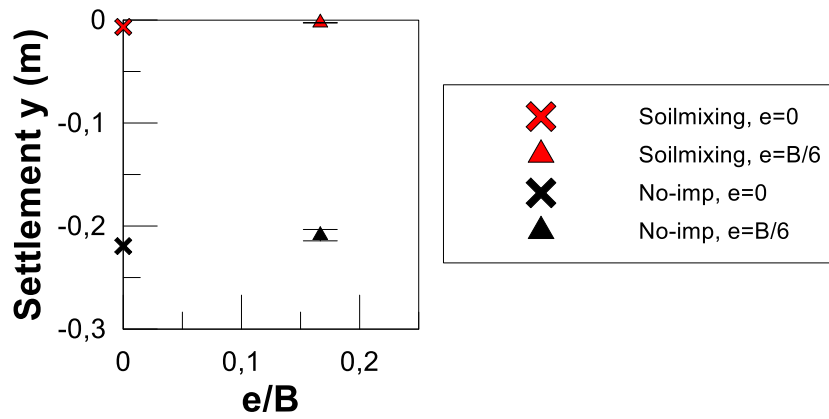


Σχήμα 6.28: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5$ m, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

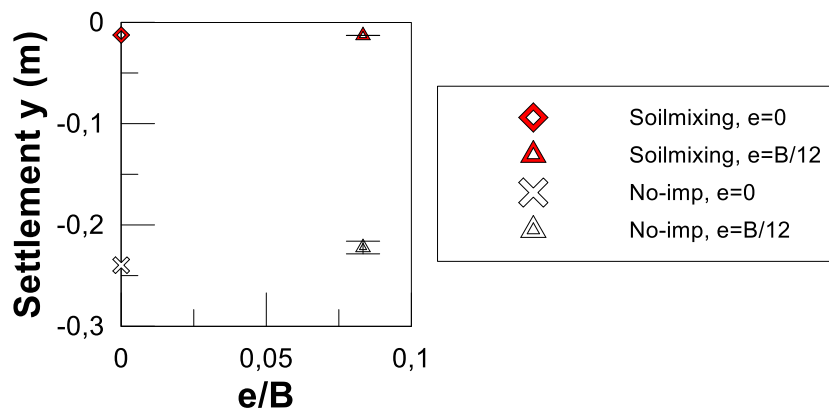


Σχήμα 6.29: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή των χαρακτηριστικών διέγερσης: (α) μέγιστη επιτάχυνση, (β) ιδιοπερίοδος, (γ) κύκλοι φόρτισης, για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20$ m, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

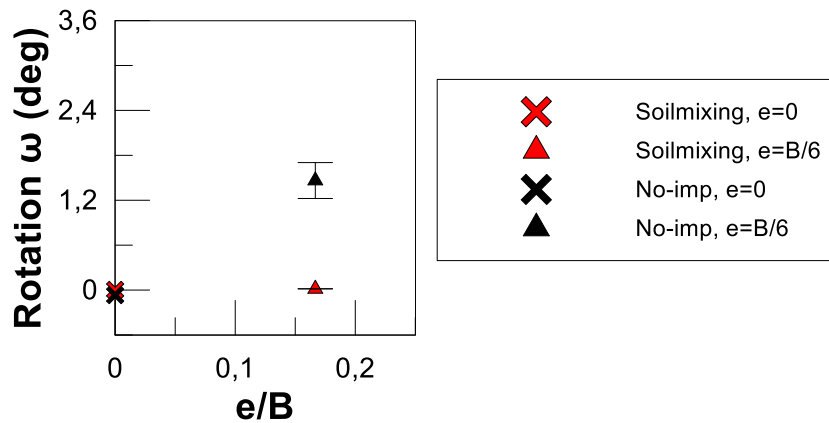
Στα **Σχήματα 6.30** και **6.31** παρουσιάζονται οι μέσες καθιζήσεις για κεντρικά και έκκεντρα φορτιζόμενα θεμέλια πλάτους $B = 5$ m και 20m, για την περίπτωση τοιχίων με εδαφοπασσάλων (Soilmixing) εν συγκρίσει με την περίπτωση ρευστοποιήσιμου εδάφους (No-Imp). Αντίστοιχα, στα **Σχήματα 6.32** και **6.33** γίνεται το ίδιο για τις στροφές των θεμελίων. Η ευεργετική συνεισφορά της τοποθέτησης εδαφοπασσάλων περιμετρικά των θεμελίων για το μηδενισμό των καθιζήσεων επιβεβαιώνεται και υπό έκκεντρο φορτίο, και αφορά και στο μηδενισμό των συνολικών στροφών.



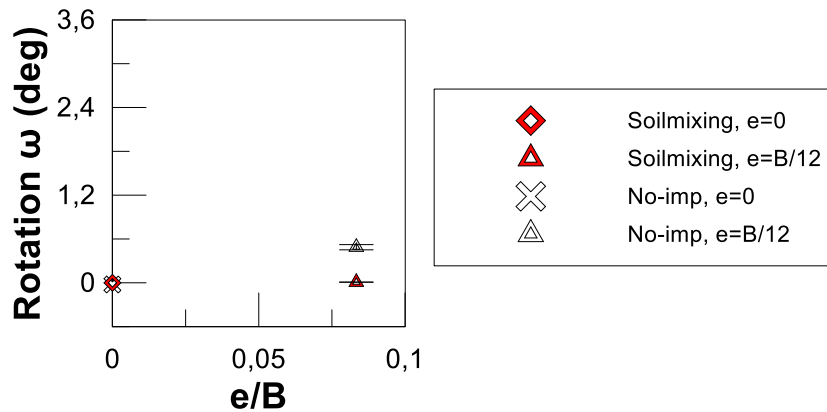
Σχήμα 6.30: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους B = 5m για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).



Σχήμα 6.31: Επίδραση εκκεντρότητας σε μέσες καθιζήσεις θεμελίου πλάτους B = 20m για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).



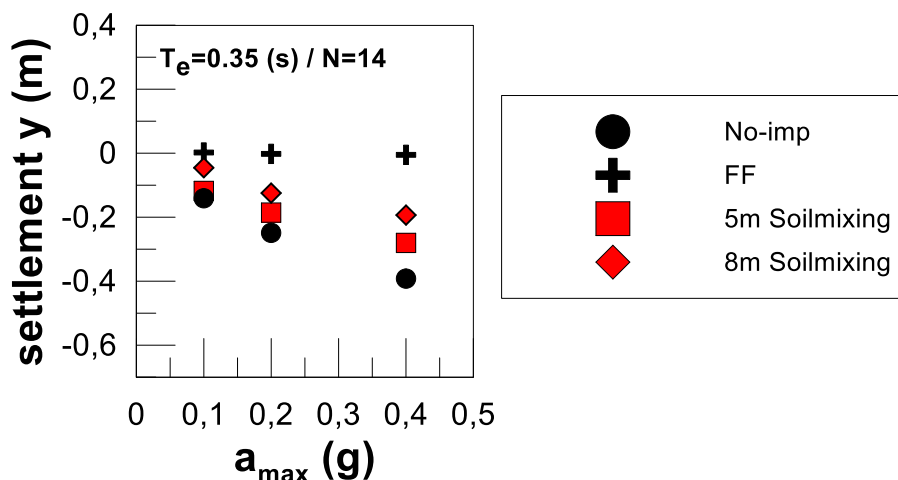
Σχήμα 6.32: Γωνία στροφής θεμελίου με B = 5m υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).



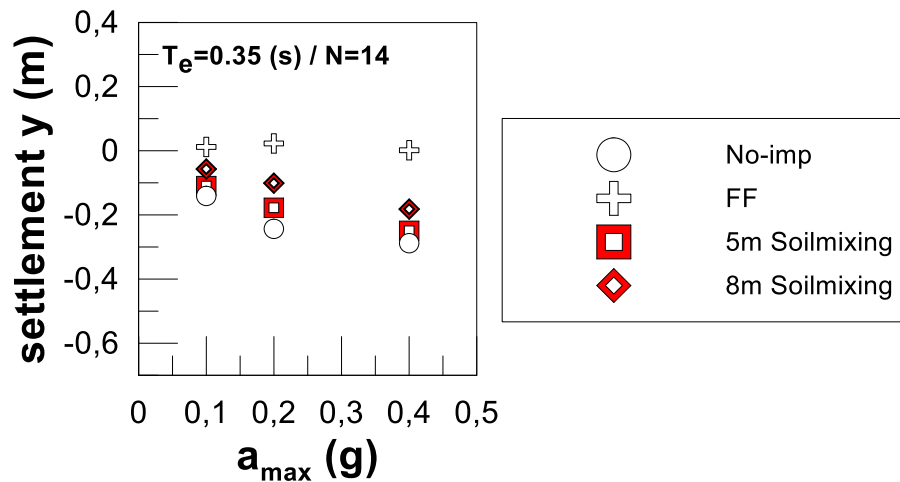
Σχήμα 6.33: Γωνία στροφής θεμελίου με $B = 20\text{m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση για τη διέγερση αναφοράς, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp).

6.3.3. Τοιχία εδαφοπασσάλων μικρού βάθους

Όπως προαναφέρθηκε στην εισαγωγή, θεωρήθηκε χρήσιμη η λεπτομερέστερη διερεύνηση της επίδρασης του βάθους των τοιχίων, είτε από σκυρόδεμα ή από εδαφοπασσάλους, ως μέτρο αποτροπής των καθιζήσεων επιφανειακών θεμελίων, τουλάχιστον για την περίπτωση κεντρικής φόρτισης. Έτσι εξετάστηκαν επιπλέον και οι περιπτώσεις βάθους 5m (5m Soilmixing) και 8m (8m Soilmixing) για τοιχία εδαφοπασσάλων περιμετρικά θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τη διέγερση αναφοράς και μικρότερες και μεγαλύτερες τιμές της a_{\max} (αναλύσεις # 159 έως 170). Στα **Σχήματα 6.34** και **6.35** παρουσιάζεται η επίδραση της a_{\max} στην καθίζηση θεμελίων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m αντίστοιχα, μετά την τοποθέτηση των 2 εναλλακτικών τοιχίων εδαφοπασσάλων βάθους μικρότερου του πάχους της ρευστοποιήσιμης στρώσης (10m). Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η τοποθέτηση περιμετρικών τοιχίων εδαφοπασσάλων περιορίζει σημαντικά τις καθιζήσεις μόνο όταν φτάνουν έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης. Αντιθέτως, για μικρότερα βάθη οι καθιζήσεις θεμελίων αυξάνονται τείνοντας στις αντίστοιχες για την περίπτωση ρευστοποιήσιμου εδάφους, ειδικά για βάθος 5m και για το πλατύ θεμέλιο $B=20\text{m}$.



Σχήμα 6.34: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{\max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 5\text{m}$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων βάθους 5m (5m Soilmixing) και 8m (8m Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

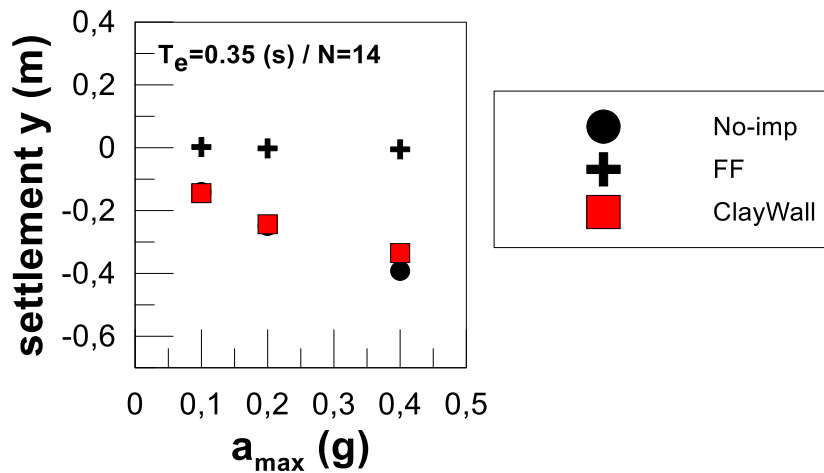


Σχήμα 6.35: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου $B = 20m$, για περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων βάθους 5m (5m Soilmixing) και 8m (8m Soilmixing), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

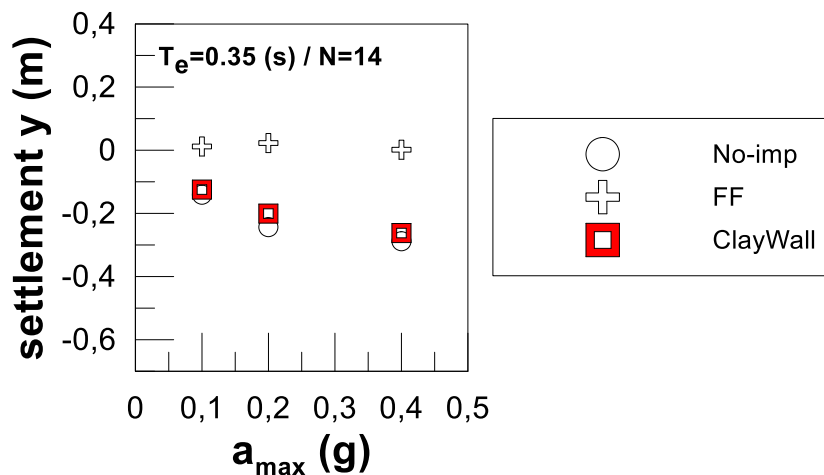
6.3.4. Τοιχία εύτητου γεωϋλικού πλήρους βάθους

Τέλος, έγινε διερεύνηση της σημασίας της αυξημένης αντοχής και στιβαρότητας των περιμετρικών τοιχίων πλήρους βάθους στην αποδοτικότητα της βελτίωσης. Για το σκοπό αυτό διερευνήθηκε η τοποθέτηση τοιχίων πλήρους βάθους από εύτητο αργιλικό (μη-ρευστοποιήσιμο) εδαφικό υλικό περιμετρικά των θεμελίων υπό κεντρική φόρτιση. Τα μη-ρεαλιστικά τοιχία αυτά έχουν «μηδενική» διαπερατότητα, όπως και τα πραγματικά, αλλά πολύ χαμηλές τιμές αντοχής και στιβαρότητας, οπότε η απόκρισή τους θα υποδείξει τη σημασία της αυξημένης αντοχής και στιβαρότητας των ρεαλιστικών τοιχίων στον πρακτικώς μηδενισμό των καθιζήσεων. Για το σκοπό αυτό, εξετάστηκαν θεμέλια με πλάτη $B = 5m$ και $20m$, για τη διέγερση αναφοράς και εισάγοντας διαφοροποίηση της τιμής της a_{max} (αναλύσεις # 171 έως 176), χάριν πληρότητας.

Στα **Σχήματα 6.36** και **6.37** παρουσιάζεται η επίδραση της a_{max} στην καθίζηση θεμελίων πλάτους $B = 5m$ και $20m$ αντίστοιχα, μετά την τοποθέτηση των εύτημων περιμετρικών τοιχίων πλήρους βάθους (ClayWall). Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η τοποθέτηση εύτημων περιμετρικών τοιχίων πλήρους βάθους δεν περιορίζει καθόλου τις καθιζήσεις των θεμελίων, καθώς οι τιμές τους πρακτικώς συμπίπτουν με αυτές για ρευστοποιήσιμο έδαφος. Αυτό συνεπάγεται ότι είναι η αυξημένη στιβαρότητα και αντοχή των τοιχίων που απομειώνει τις καθιζήσεις, και ό,τι οι τοίχοι «μηδενικής» διαπερατότητας δεν χειροτερεύουν, καθ' οιονδήποτε τρόπο, την απόκριση των θεμελίων συγκριτικά με ό,τι αναμένεται για ρευστοποιήσιμο έδαφος.



Σχήμα 6.36: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενο θεμελίου $B = 5$ m, για περιμετρικά τοιχία εύτητου γεωϋλικού πλήρους βάθους (ClayWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).



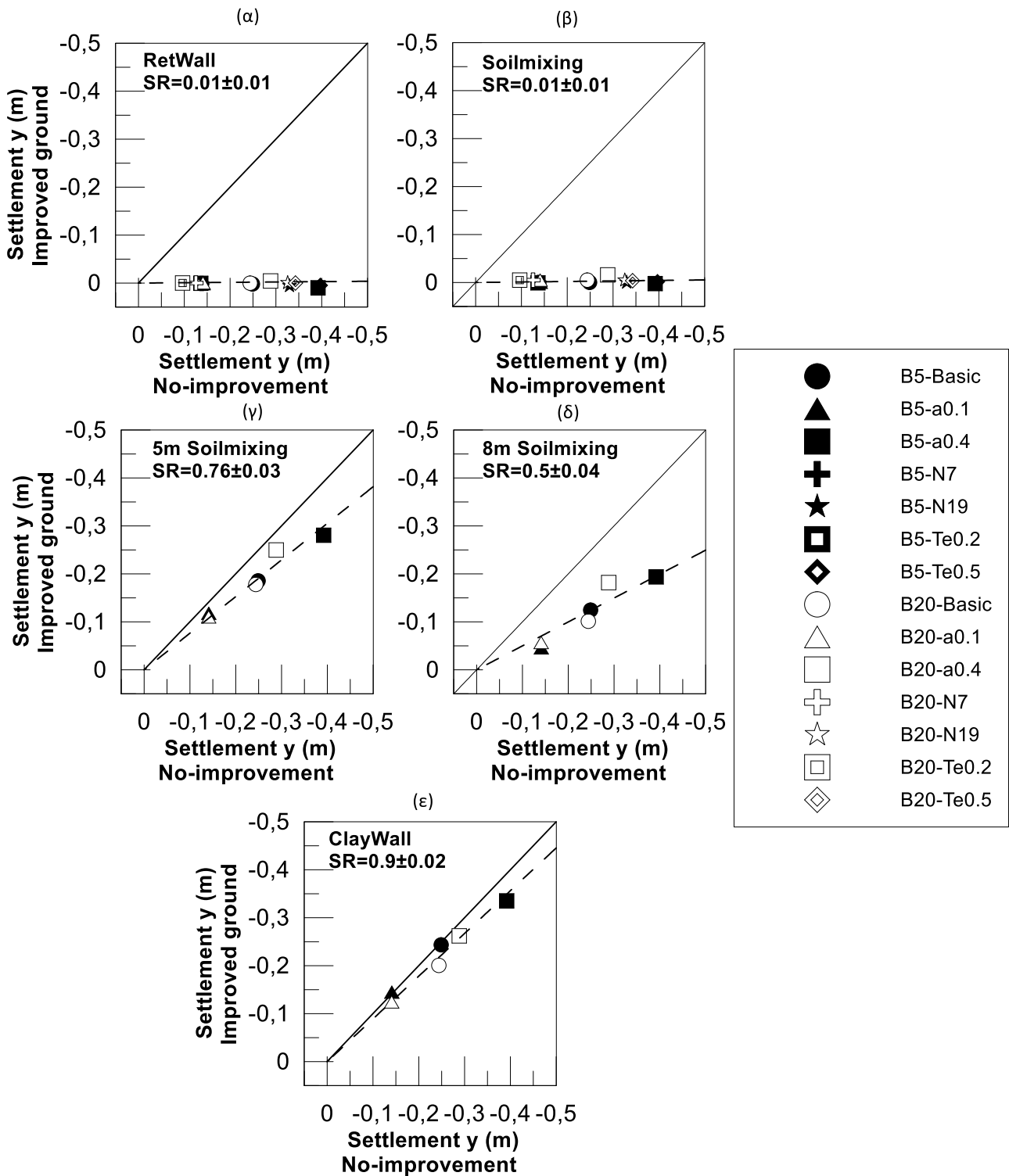
Σχήμα 6.37: Σύνοψη των ομοιόμορφων καθιζήσεων για μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης a_{max} της διέγερσης για πλάτος κεντρικά φορτιζόμενο θεμελίου $B = 5$ m, για περιμετρικά τοιχία εύτητου γεωϋλικού πλήρους βάθους (ClayWall), ρευστοποιήσιμο έδαφος (No-imp) και στο ελεύθερο πεδίο (FF).

6.4. Σύνοψη

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάστηκε η αποτελεσματικότητα τοποθέτησης τοιχίων διαφορετικών τύπων και διαφορετικού βάθους έμπηξης περιμετρικά των θεμελίων, ως μέσου βελτίωσης της δυναμικής συμπεριφοράς του υποκείμενου εδάφους έναντι ρευστοποίησης. Από τις αναλύσεις προκύπτει ότι η τοποθέτηση τοιχίων περιμετρικά της θεμελίωσης, είτε από οπλισμένο σκυρόδεμα είτε από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους, και σε όλο το βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, μηδενίζουν πρακτικά τις αναπτυσσόμενες καθιζήσεις στα θεμέλια. Σημαντικό πλεονέκτημα είναι ότι οι εξεταζόμενες κατασκευαστικές διατάξεις μπορούν να υλοποιηθούν ευχερώς χωρίς να δημιουργούν προβλήματα σε υφιστάμενες κατασκευές. Σε περίπτωση έκκεντρου φορτίου, παρατηρήθηκε πως η αποτελεσματικότητα της μεθόδου σε όρους απομείωσης της καθιζήσης είναι αντίστοιχη, ενώ εκτός του μηδενισμού των καθιζήσεων έχουμε και μηδενισμό των αναπτυσσόμενων στροφών.

Προκειμένου να βρεθεί η μέση αποδοτικότητα των περιμετρικών τοιχίων διαφορετικού τύπου και βάθους έμπηξης, στο **Σχήμα 6.38** παρουσιάζονται διαγράμματα σύγκρισης της μέσης καθίζησης του θεμελίου πριν και μετά τη βελτίωση με τοποθέτηση περιμετρικών τοιχίων για κάθε περίπτωση που εξετάστηκε στα Κεφάλαια 4 και 6. Δηλαδή κάθε σημείο στο σχήμα αυτό αντιστοιχεί σε ένα ζεύγος αναλύσεων που υπέστησαν την ίδια κάθε φορά διέγερση, μία από το Κεφάλαιο 4 (θεμέλιο σε ρευστοποιήσιμο έδαφος) και μία από το Κεφάλαιο 6 (το ίδιο θεμέλιο μετά την τοποθέτηση κάποιου περιμετρικού τοιχίου). Τα σημεία με σκούρα σύμβολα αντιστοιχούν σε θεμέλια με $B = 5\text{m}$, ενώ τα ανοιχτά σύμβολα σε θεμέλια με $B = 20\text{m}$. Σε κάθε διάταξη που εξετάστηκε αντιστοιχεί και διαφορετικό υπο-σχήμα. Η διαγώνιος κάθε υπο-σχήματος, ονομάζεται γραμμή «1-1» και υποδεικνύει το που θα ευρίσκονται τα σημεία, αν η βελτίωση δεν αλλάζει καθόλου την τιμή της καθίζησης. Συνεπώς, όσα σημεία ευρίσκονται κάτω από τη γραμμή «1-1» αντιστοιχούν σε απομειωμένη καθίζηση λόγω βελτίωσης, ενώ όσο χαμηλότερα βρίσκεται ένα σημείο, τόσο πιο αποδοτική είναι η βελτίωση του εδάφους που εφαρμόστηκε. Για την ποσοτικοποίηση της απόδοσης της βελτίωσης χρησιμοποιείται το αδιάστατο μέγεθος SR (Settlement Ratio) που ορίζεται ως ο λόγος της καθίζησης του θεμελίου σε βελτιωμένο έδαφος προς εκείνη του ίδιου θεμελίου σε ρευστοποιήσιμο.

Όπως επαληθεύεται και από αυτό το διάγραμμα, και οι δύο τύποι περιμετρικών τοιχίων (διαφραγματικοί από σκυρόδεμα ή εδαφοπασσάλων από βαθιά εδαφική ανάμιξη) πρακτικώς μηδενίζουν τις καθιζήσεις όταν φτάνουν σε βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, καθώς $SR = 0$. Όμως, η αποδοτικότητα της βελτίωσης (σε όρους καθιζήσεων) φθίνει αν τα τοιχία (από εδαφοπασσάλους εδώ) φτάνει σε μικρότερο βάθος, δηλαδή $SR = 0.76$ και 0.5 όταν το βάθος τους είναι 5m και 8m , αντίστοιχα, για πάχος ρευστοποιήσιμης στρώσης 10m . Επιπλέον, προκύπτει ότι η εντυπωσιακή αποδοτικότητα των τοιχίων πλήρους βάθους οφείλεται στην αυξημένη στιβαρότητα και αντοχή τους, καθώς αν ήταν φτιαγμένοι από εύτημο γεωϋλικό η μείωση της καθίζησης θα ήταν αμελητέα ($SR = 0.9$). Τέλος, δεν θεωρείται αναγκαία η κατασκευή διαφραγματικών τοίχων από σκυρόδεμα, καθώς οι αλληλοτεμνόμενοι εδαφοπάσσαλοι δείχνουν αντίστοιχη αποδοτικότητα ($SR = 0$, και στις 2 περιπτώσεις), τουλάχιστον όταν είναι πλήρους βάθους που εξετάστηκε εδώ.



Σχήμα 6.38: Απόδοση περιμετρικών τοιχίων διαφορετικού τύπου (RetWall – Soilmixing – ClayWall) και διαφορετικού βάθους (5m Soilmixing – 8m Soilmixing) στη μείωση της μέσης καθίζησης θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m υπό αρμονικές διεγέρσεις με $a_{\max} = 0.10 - 0.40g$, $T_e = 0.10 - 0.40\text{sec}$ και αριθμό κύκλων διέγερσης $N_{\text{cycle}} = 7 - 19$.

7. Συμπεράσματα

7.1. Τελικά συμπεράσματα

Εδώ συνοψίζονται τα βασικά συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που αφορούν στη σεισμική απόκριση επιφανειακών επιμήκων θεμελίων πριν και μετά τη βελτίωση του εδάφους. Συγκριμένα:

Θεμέλια σε ρευστοποιήσιμο έδαφος

- Οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u είναι χαμηλότερες σε θέσεις κάτω από το θεμέλιο, συγκριτικά με ό,τι παρατηρείται στο ίδιο βάθος σε παρακείμενες θέσεις εκτός της κάτοψης του θεμελίου. Αυτό είναι αποτέλεσμα των μεγαλύτερων κατακόρυφων τάσεων λόγω του φορτίου και της διαστολικότητας που σχετίζεται με τις διατμητικές παραμορφώσεις κατά τη συσσώρευση σεισμικών καθιζήσεων. Έμμεσο αποτέλεσμα των χαμηλότερων τιμών r_u είναι η μη-απομείωση της σεισμικής δόνησης που φτάνει στη στάθμη του θεμελίου, αντίθετα με ό,τι παρατηρείται στην επιφάνεια του ελεύθερου πεδίου.
- Η αύξηση της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης a_{max} , της δεσπόζουσας περιόδου της δόνησης T_e και του αριθμού κύκλων διέγερσης αυξάνουν σχεδόν γραμμικά τις καθιζήσεις των θεμελίων. Το πλάτος του θεμελίου παίζει πολύ μικρό ρόλο στην τιμή της καθιζήσης, και μόνο για έντονες σεισμικές διεγέρσεις. Σε κάθε περίπτωση, το στενό θεμέλιο ($B=5m$) εμφανίζει συστηματικά μεγαλύτερες καθιζήσεις από το πλατύ θεμέλιο ($B=20m$). Αντιθέτως, η αύξηση του φορτίου της ανωδομής οδηγεί στην μη γραμμική αύξηση των καθιζήσεων της κατασκευής για την ίδια διέγερση.
- Υπό έκκεντρη φόρτιση του θεμελίου, οι μέσες καθιζήσεις των θεμελίων εμφανίζονται ίδιες ή λίγο μικρότερες από εκείνες για τα θεμέλια ίδιου πλάτους με ίδια μέσο φορτίο ανωδομής, χωρίς το μέγεθος της εκκεντρότητας να παίζει σπουδαίο ρόλο στην απομείωση αυτή. Παρατηρείται μη-συμμετρικός «μηχανισμός αστοχίας» κάτω από το θεμέλιο, με συσσώρευση μεγαλύτερων διατμητικών παραμορφώσεων από την πλευρά που ασκείται το έκκεντρο φορτίο. Επιπλέον, το θεμέλιο συσσωρεύει στροφή προς την πλευρά που ασκείται το έκκεντρο φορτίο, με το μέγεθος αυτής να αυξάνει με το μέγεθος της εκκεντρότητας.

Θεμέλια με περιμετρικά (κυρίως) πλαστικά στραγγιστήρια

- Η τοποθέτηση περιμετρικών στραγγιστηριών με βάθος έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης απομειώνει σε μικρό βαθμό (16%) τις σεισμικές καθιζήσεις, και αυτό ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης. Μάλιστα, η βελτίωση βαίνει ποσοστιαία μειούμενη, όσο ισχυροποιείται η δόνηση σε όρους αύξησης των a_{max} , T_e και N_{cycle} . Συνεπώς, σε πρώτη προσέγγιση, η τοποθέτηση περιμετρικών μόνο στραγγιστηριών δεν μπορεί να αποτελέσει μία αξιόπιστη μεθοδολογία για τον μετριασμό της ρευστοποίησης κάτω από υπάρχουσες θεμελιώσεις.
- Η τοποθέτηση μίας επιπλέον σειράς στραγγιστηριών στη μέση της κάτοψης αυξάνει την αποτελεσματικότητα της βελτίωσης (μείωση κατά 30%), αλλά κυρίως για το στενό θεμέλιο

πλάτους $B = 5\text{m}$. Το πλατύ θεμέλιο χρειάζεται επιπλέον σειρές που αν τοποθετηθούν μπορούν να αυξήσουν ελαφρώς την αποτελεσματικότητα (σε μείωση κατά 47%). Αντιθέτως, η τοποθέτηση καννάβου στραγγιστηρίων κάτω από όλη την κάτοψη της θεμελίωσης οδηγεί σε σημαντική μείωση (68%) των συνολικών καθιζήσεων, η οποία μάλιστα είναι συστηματικά μεγαλύτερη για $B = 20\text{m}$. Δυστυχώς τέτοιες διατάξεις δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν ευχερώς σε υφιστάμενες κατασκευές.

- Για έκκεντρη φόρτιση των θεμελίων η αποτελεσματικότητα των πλαστικών στραγγιστηρίων σε όρους μέσων καθιζήσεων είναι αντίστοιχη με ό,τι ισχύει για κεντρικά φορτιζόμενα θεμέλια. Όμως, προκύπτει αύξηση της στροφής μετά την τοποθέτηση στραγγιστηρίων, η οποία αποδίδεται στην ανάπτυξη υποπιέσεων στην αντίθετη πλευρά από την οποία είναι τοποθετημένο το έκκεντρο φορτίο, αυξάνοντας έτσι τη στροφή. Αυτή η αύξηση στροφής χρήζει περαιτέρω διερεύνησης, καθώς ήταν μη-αναμενόμενη.

Θεμέλια με περιμετρικά τοιχία

- Η τοποθέτηση περιμετρικών τοιχίων σημαντικής αντοχής και στιβαρότητας (διαφραγματικοί τοίχοι, τοιχία από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους) σε όλο το βάθος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών της δόνησης, μηδενίζει την ανάπτυξη των καθιζήσεων και στροφών και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης και κατά συνέπεια μπορεί να αποτελέσει μια αξιόπιστη μεθοδολογία για την αποτροπή της ρευστοποίησης κάτω από υπάρχουσες θεμελιώσεις.
- Αν τα περιμετρικά τοιχία φτάνουν μέχρι ένα βάθος, αλλά όχι έως το τέλος της ρευστοποιήσιμης στρώσης, τότε οι καθιζήσεις δεν μηδενίζονται, αλλά απλά μειώνονται (κατά 24% και κατά 50% για τοιχία βάθους 5m και 8m σε ρευστοποιήσιμη στρώση πάχους 10m).

7.2. Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Εν κατακλείδι, προσφέρεται ευρύ πεδίο για περαιτέρω έρευνα στο αντικείμενο αυτό. Οι προτάσεις μελλοντικής έρευνας είναι οι ακόλουθες:

- Θα πρέπει να διερευνηθεί η επιρροή των διαστάσεων και της μορφής του θεμελίου στην αποτελεσματικότητα των μεθόδων βελτίωσης. Στην παρούσα εργασία εξετάζεται μόνο η περίπτωση λωριδωτού θεμελίου με 2D αναλύσεις, αλλά με 3D αναλύσεις (π.χ. με χρήση του FLAC^{3D}) μπορεί να διερευνηθεί η απόκριση τετραγωνικών ή και ορθογωνικών θεμελίων, ενώ θα προσομοιωθεί ορθότερα και η υλοποιούμενη βελτίωση (π.χ. εγκάρσιοι περιμετρικοί τοίχοι ή σειρές στραγγιστηρίων).
- Θα πρέπει να διερευνηθεί η επίδραση ήπιας κλίσης του υφιστάμενου εδάφους, δηλαδή να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα των μεθόδων βελτίωσης όταν η κυρίαρχη μορφή σεισμικής επιφόρτισης είναι η οριζόντια μετατόπιση και η στροφή, ακόμη κι αν τα θεμέλια φορτίζονται ομοιόμορφα.
- Θα ήταν ιδιαίτερα χρήσιμο να εντοπισθούν στην βιβλιογραφία και να προσομοιωθούν πραγματικά ιστορικά περιστατικά ή εργασίες με πειράματα υπό κλίμακα που να αφορούν επιφανειακές θεμελιώσεις με ύπαρξη βελτίωσης για την αποφυγή του κινδύνου ρευστοποίησης.

Βιβλιογραφία

Adalier K, Elgamal A, Meneses J, Baez JI (2003). "Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, No. 7, pp. 571-584.

Andrianopoulos K (2006). "Numerical simulation of static and dynamic loading on elastoplastic soils", PhD Thesis, National Technical University of Athens, School of Civil Engineering, Geotechnical Department.

Andrianopoulos KI, Papadimitriou AG, Bouckovalas GD. (2010). "Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geotechnical structures", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, No. 10, pp. 895-911.

Arulmoli K, Muraleetharan KK, Hossain MM, Fruth LS (1992). "VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies; laboratory testing – Soil Data Report", Technical Rep. Prepared for National Science Foundation, The Earth Technology Corporation, Irvine, CA.

Bouckovalas G, Tsiapas Y, Zontanou V, Kalogeraki C (2016). "Equivalent linear computation of response spectra for liquefiable sites: The spectral envelope method", *J Geotech Geoenviron Eng.*, Vol. 143, No. 4, 04016115.

Cascone E, Bouckovalas GD (1998). "Seismic bearing capacity of footings on saturated sand with a clay cap", In: *Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering*. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54109823

Coelho PALF, Haigh SK, Madabhushi SPG (2004). "Centrifuge modelling of the effects of earthquake-induced liquefaction on bridge foundations", *Proc., 11th Int. Conf. on Soil Dyn. and Earthquake Engineering (ICSDEE)*, Univ. of California, Berkeley, CA.

Dashti SA, Bray JDB, Pestana JMC, Riemer MD, Wilson DE (2010). "Mechanisms of seismically induced settlement of buildings with shallow foundations on liquefiable soil", *J Geotech Geoenviron Eng.*, Vol. 136, No. 1, pp. 151-164.

Dimitriadi VE, Bouckovalas GD, Papadimitriou AG (2017). "Seismic performance of strip foundations on liquefiable soils with a permeable crust", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 100, pp.396-409.

Garcia-Torres S, Madabhushi GSP (2018). "Earthquake-induced liquefaction mitigation under existing buildings using drains", *Proc., 9th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG)*, London, United Kingdom.

Hausler E, Sitar N (2002). "Performance of Improved Ground", Annual Meeting Research Digest, No. 2002-16.

Ishihara K, Yoshimine M (1992). "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils Found., Vol. 32, No. 1, pp.173-188.

Itasca (2005). "Fast Lagrangian Analysis of Continua", Itasca Consulting Group Inc., Minneapolis, Minnesota.

Iwasaki Y, Arakawa T, Tokida K (1984). "Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes", Soil Dyn Earth Eng., Vol. 3, No. 1.

Karamitros DK, Bouckovalas GD, Chaloulos YK (2013). "Insight into the seismic liquefaction performance of shallow foundations", J Geotech Geoenviron Eng., Vol. 139, pp.599-607.

Karamitros DK, Bouckovalas GD, Chaloulos YK (2013). "Numerical analysis of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations on a two-layered soil profile", Soil Dyn Earth Eng., Vol. 139, pp.90-101.

Karamitros DK, Bouckovalas GD, Chaloulos YK (2013). "Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 46, pp.64-76.

Liu L, Dobry R (1997). "Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 6, pp. 557-567.

Meyerhof GG, Hanna AM (1978). "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load", Can Geotech J, Vol. 15, No. 4, pp. 565-72.

Mitrani H, Madabhushi SPG (2012). "Rigid containment walls for liquefaction remediation", Journal of Earthquake and Tsunami, Vol. 6, No. 4 1250017.

Papadimitriou AG, Bouckovalas GD (2002). "Plasticity model for sand under small and large cyclic strains: a multiaxial formulation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 191-204.

Paramasivam B, Dashti S, Liel A (2018). "Influence of Prefabricated Vertical Drains on the Seismic Performance of Structures Founded on Liquefiable Soils", J. Geotech. Eng., Vol. 144, No. 10, 04018070.

Tokimatsu K, Seed BH (1987). "Evaluation of settlement in sands due to earthquake shaking" J. Geotech. Eng., Vol. 113, No. 8, pp.861-878.

Yoshimi Y, Tokimatsu K (1977). "Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes", Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1, pp. 23-38.

Παράρτημα Α

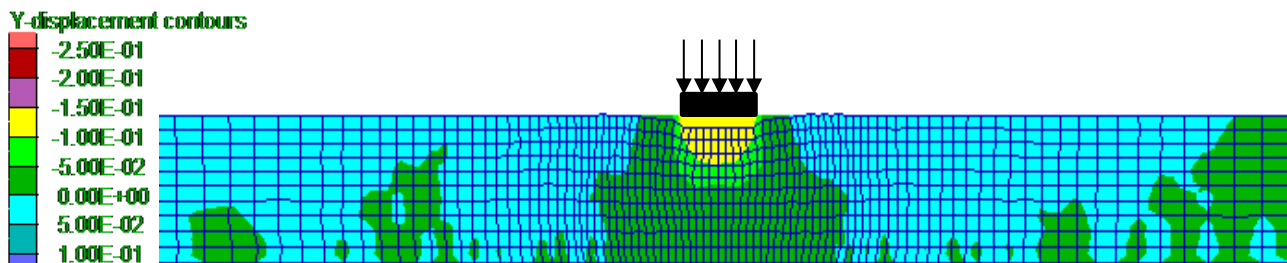
Στο παράρτημα Α παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα που αφορούν δυο διαφορετικές λογικές στην τοποθέτηση των στραγγιστηρίων στη γειτονία υφιστάμενων κατασκευών που αφορούν πέραν της περιμετρικής σειράς στραγγιστηρίων, τοποθέτηση πρόσθετων σειρών κάτω από την κάτοψη :

1. Μία επιπλέον σειρά στο κέντρο του θεμελίου
2. Τρείς επιπλέον σειρές κάτω από την κάτοψη του θεμελίου πλάτους $B = 20\text{m}$.

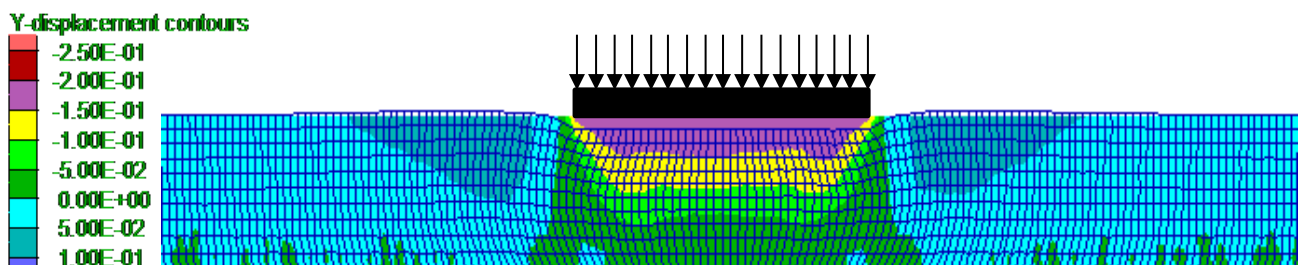
Στραγγιστήρια περιμετρικά της θεμελίωσης και στο κέντρο αυτής

Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Αρχικά, θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων περιμετρικά των θεμελιώσεων $B = 5\text{m}$, 20m αλλά και στο κέντρο αυτών σε μια προσπάθεια να διερευνηθεί αν η επέμβαση αυτή θα μπορούσε να βελτιώσει την συμπεριφορά της απόκρισης του συστήματος. Τα αποτελέσματα που θα παρατεθούν αφορούν τις περιπτώσεις # 95, 105 για προσομοίωση με χρήση της διέγερσης βάσης, ενώ θα γίνει σύγκριση αυτών με τις αναλύσεις αναφοράς (περιπτώσεις # 1, 11) που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο και την περίπτωση προσομοίωσης ενός “ιδανικού” εδαφικού προφίλ (περιπτώσεις # 35, 45).



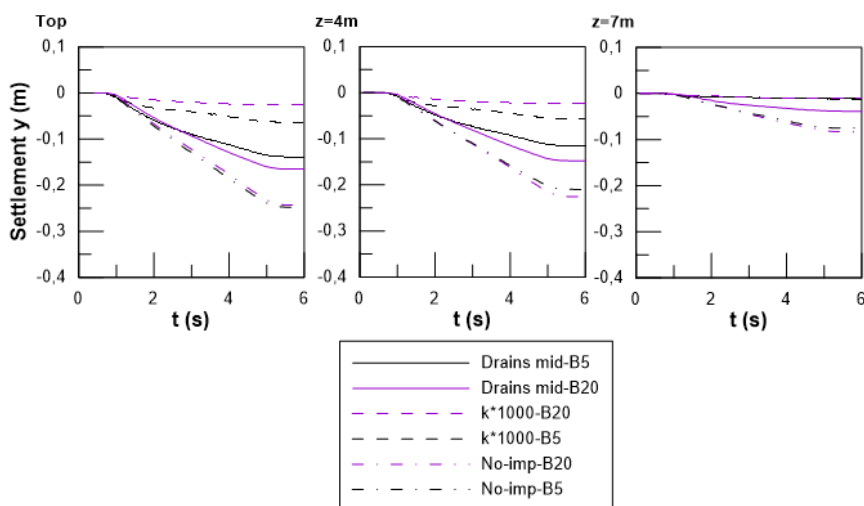
Σχήμα Α. 1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



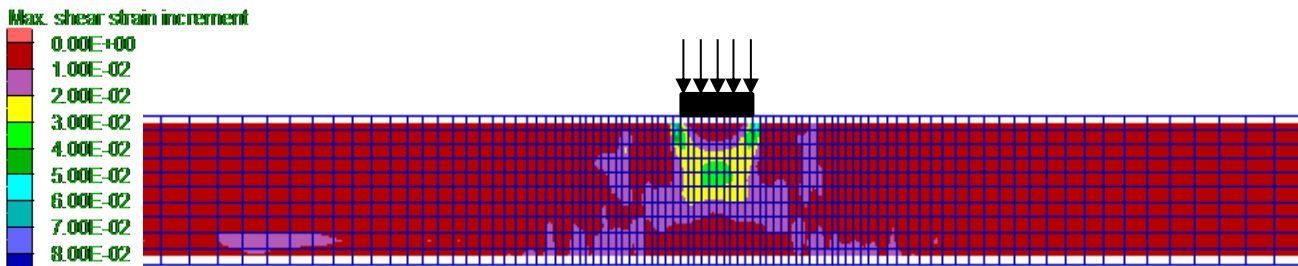
Σχήμα Α. 2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Στο **Σχήμα Α. 1** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι καθιζήσεις στο τέλος της διέγερσης για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του. Παρατηρείται, όπως και στη βασική ανάλυση, συσσώρευση των καθιζήσεων στο κέντρο της θεμελίωσης, ενώ στην περίπτωση αυτή οι τιμές των καθιζήσεων εμφανίζονται μικρότερες τόσο σε σχέση με την περίπτωση χωρίς κάποια βελτίωση όσο και με αυτή με περιμετρικά στραγγιστήρια που εξετάστηκε στην προηγούμενη ενότητα (περίπου 0.15m). Στο **Σχήμα Α. 2** παρουσιάζεται αντίστοιχα ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι συνολικές καθιζήσεις αυτή την φορά για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο αυτού. Στην περίπτωση αυτή βλέπουμε ότι η ύπαρξη στραγγιστηρίων στο μέσο της θεμελίωσης να έχει μικρότερη επίδραση στις συνολικές καθιζήσεις και η συμπεριφορά του πεδίου είναι σχεδόν ίδια με την περίπτωση ύπαρξης περιμετρικών στραγγιστηρίων (καθίζηση περίπου 0.17m).

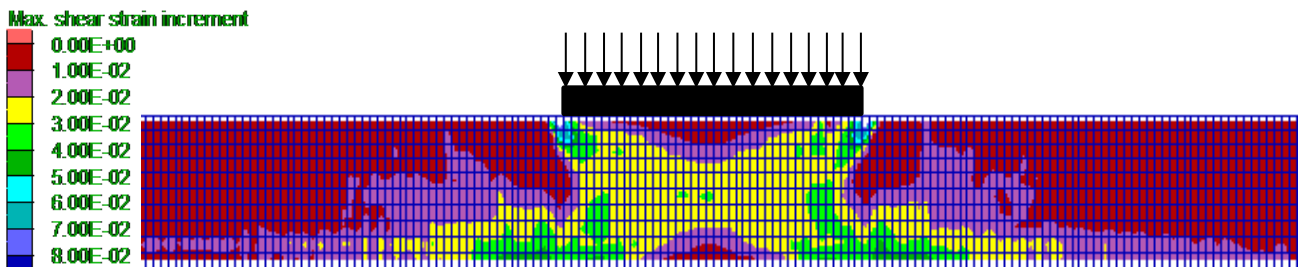
Η χρονοϊστορία της καθίζησης που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της διέγερσης εμφανίζεται στο **Σχήμα Α. 3**, για διαφορετικά βάθη στην εδαφική στρώση. Στο **Σχήμα Α. 3** έχουν προστεθεί οι χρονοϊστορίες των καθιζήσεων για την περίπτωση μηδενικής βελτίωσης αλλά και της εδαφικής στρώσης αυξημένης διαπερατότητας ($k \cdot 1000$). Παρατηρείται πως για θεμελίωση πλάτους $B = 5\text{m}$ οι συνολικές κατακόρυφες μετακινήσεις μειώνονται αρκετά, ενώ με το βάθος τείνουν να εξισωθούν με αυτές της εδαφικής στρώσης αυξημένης διαπερατότητας (μέγιστη δυνατή βελτίωση). Από την άλλη πλευρά, για θεμελίωση πλάτους $B = 20\text{m}$ δεν υπάρχει κάποια αισθητή διαφορά με τα αποτελέσματα για τοποθέτηση μόνο περιμετρικών στραγγιστηρίων, πράγμα το οποίο υποδεικνύει πως για μεγάλα πλάτη θεμελίωσης η τοποθέτηση απλώς μίας πρόσθετης ζώνης στραγγίσης στο κέντρο της θεμελίωσης δε βελτιώνει ουσιαστικά τη συμπεριφορά.



Σχήμα Α. 3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k \cdot 1000$) και στραγγιστηρίων στην περίμετρο και στο κέντρο τους (Drains mid).



Σχήμα Α. 4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid).

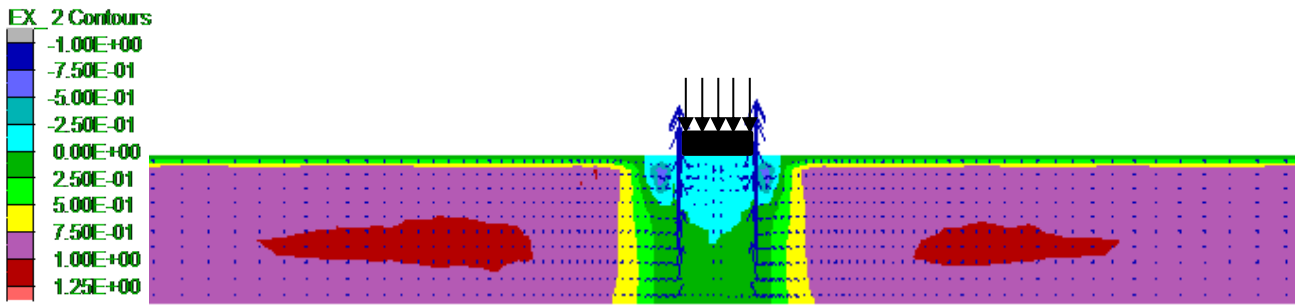


Σχήμα Α. 5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid).

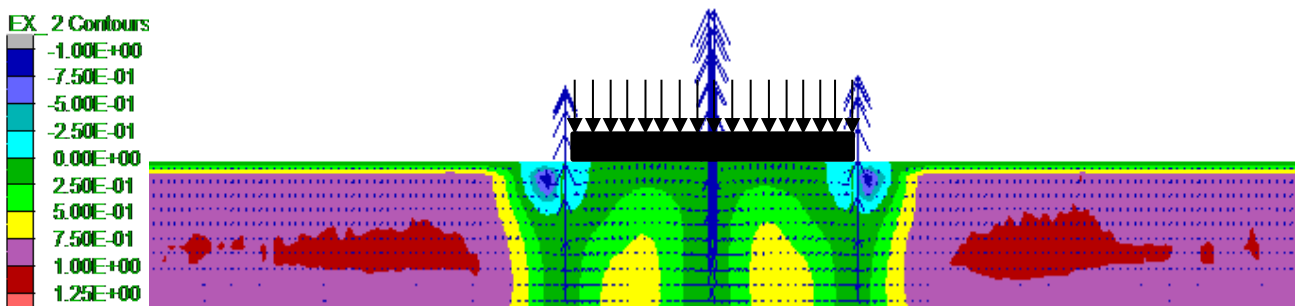
Στα **Σχήματα Α.4** και **Α.5** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της διέγερσης για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και $B=20\text{m}$ με στραγγιστήρια περιμετρικά και στο κέντρο τους. Συγκρίνοντας τα δυο σχήματα αυτά με τα αντίστοιχα για περιμετρικά στραγγιστήρια παρατηρείται πως για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ έχουμε περιορισμό των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται κάτω από τη θεμελίωση. Αντίθετα για την περίπτωση θεμελίωσης πλάτους $B = 20\text{m}$ η εικόνα που εμφανίζεται είναι σχεδόν η ίδια.

Στο **Σχήμα Α. 6** παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων πόρων στο τέλος της δόνησης για το θεμέλιο $B = 5\text{m}$ καθώς και τα διανύσματα ροής του νερού για την περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων περιμετρικά και στο κέντρο αυτού. Παρατηρείται πως κάτω από την θεμελίωση και για αρκετό βάθος έχουμε ανάπτυξη υποπίεσεων που οφείλεται στην ύπαρξη στραγγιστηρίων σε μικρή απόσταση μεταξύ τους. Τα διανύσματα των ροών συγκεντρώνονται στα στραγγιστήρια όπως είναι αναμενόμενο, αλλά με έμφαση στα δύο περιμετρικά λόγω των μικρότερων υπερπίεσεων που αναπτύσσονται κάτω από το θεμέλιο.

Το **Σχήμα Α. 7** αφορά επίσης τις τιμές του λόγου υπερπίεσεων πόρων και τα διανύσματα ροής του νερού για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με τοποθέτηση στραγγιστηρίων στην περίμετρο και στο κέντρο αυτού. Συγκρίνοντας το Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε. με το **Σχήμα 5.7** για θεμέλιο ίδιου πλάτους αλλά με στραγγιστήρια μόνο στην περίμετρο αυτού βλέπουμε πως δεν υπάρχει ουσιαστική διαφοροποίηση στα αποτελέσματα με μόνη εξαίρεση τις μειωμένες τιμές υπερπίεσης στην περιοχή βελτίωσης στο κέντρο της θεμελίωσης, αλλά και την ανάπτυξη έντονης ροής εντός του κεντρικού στραγγιστηρίου.



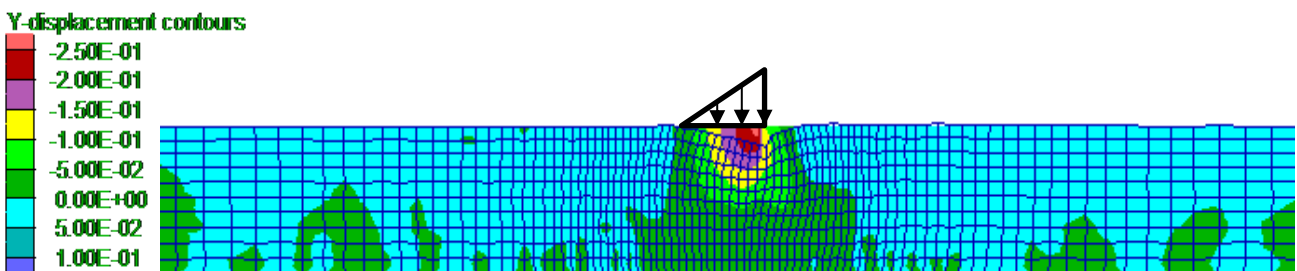
Σχήμα Α. 6: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid).



Σχήμα Α. 7: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και στο κέντρο του (Drains mid).

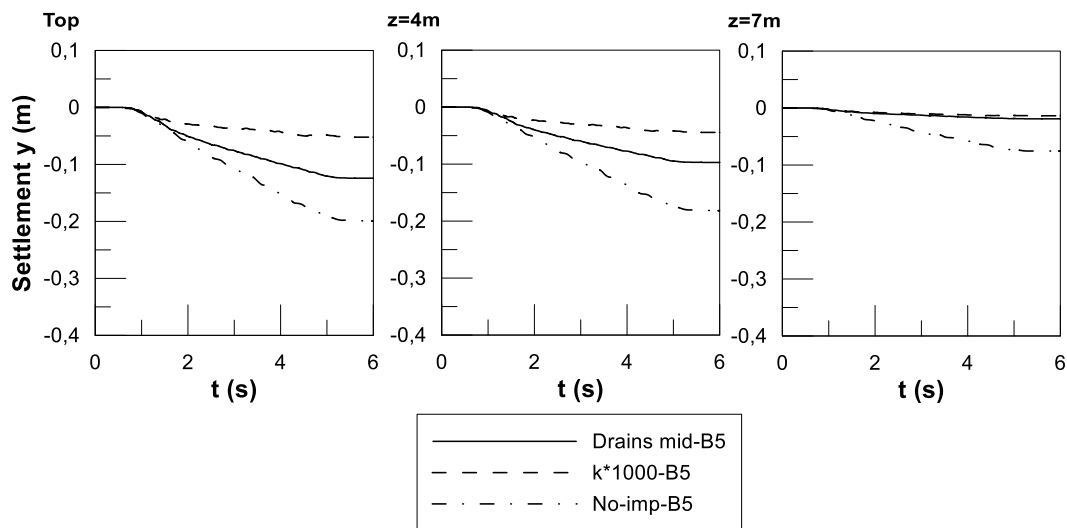
Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην συνέχεια θα παρουσιαστούν λεπτομερώς τα αποτελέσματα για την περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων περιμετρικά και στο κέντρο της θεμελίωσης πλάτους $B = 5\text{m}$ η οποία υποβάλλεται σε έκκεντρα φόρτιση. Οι συγκεκριμένες αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν μόνο για το μικρό πλάτος θεμελίωσης που διαπιστώθηκε ότι η ύπαρξη πρόσθετης στρώσης στράγγισης στο κέντρο έχει ουσιαστική συνεισφορά στη συμπεριφορά του θεμελίου. Στο **Σχήμα Α. 8** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι καθιζήσεις στο τέλος της διέγερσης για το έκκεντρα φορτισμένο θεμέλιο στο οποίο έχουν τοποθετηθεί στραγγιστήρια στην περίμετρο και το κέντρο του. Όπως και για την περίπτωση κεντρικής φόρτισης, παρατηρείται πως η μέθοδος αυτή βελτίωσης δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφορές στις μέγιστες κατακόρυφες μετατοπίσεις στη γωνία της θεμελίωσης.



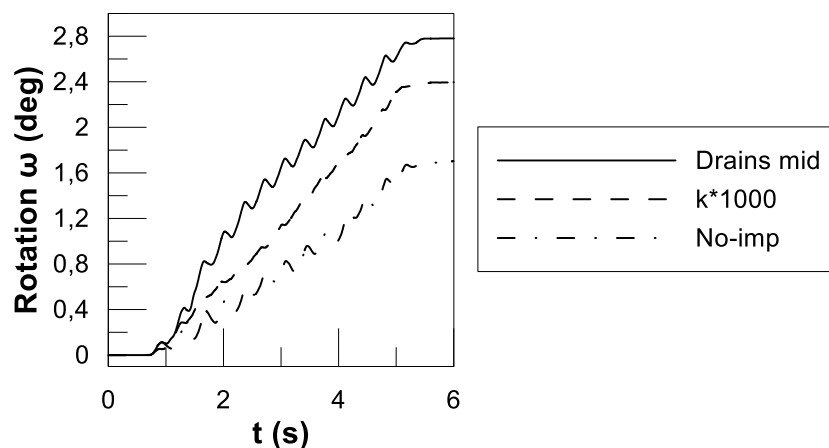
Σχήμα Α. 8: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και το κέντρο του (Drains mid) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Ακολουθως στο **Σχήμα Α. 9** βλέπουμε την χρονοϊστορία της καθίζησης στο κέντρο της θεμελίωσης που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της διέγερσης για διαφορετικά βάθη στην στρώση της άμμου. Για το συγκεκριμένο πλάτος θεμελίωσης βλέπουμε ότι οι καθιζήσεις στο κέντρο της θεμελίωσης μειώνονται περίπου στο μισό της τιμής τους για περίπτωση χωρίς βελτίωση παρόλο που οι μέγιστες καθιζήσεις (στην άκρη της θεμελίωσης) παραμένουν πρακτικά σταθερές, πράγμα που υποδηλώνει την αύξηση της στροφής του θεμελίου.



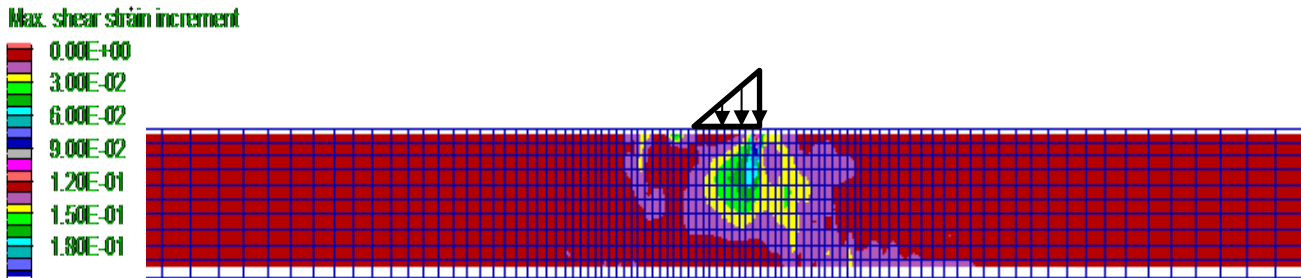
Σχήμα Α. 9: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{ m}$ υπό έκκεντρη φόρτιση, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$) και στραγγιστηρίων στην περίμετρο και το κέντρο του (Drains mid), για τη διέγερση αναφοράς.

Στο **Σχήμα Α. 10** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της στροφής που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της διέγερσης. Παρατηρείται, σε αντιστοιχία με τα προηγούμενα διαγράμματα, πως η μέση στροφή του πέδιλου αυξάνει για βελτίωση του εδάφους με την μέθοδο αυτή συγκριτικά με την περίπτωση χωρίς βελτίωση.



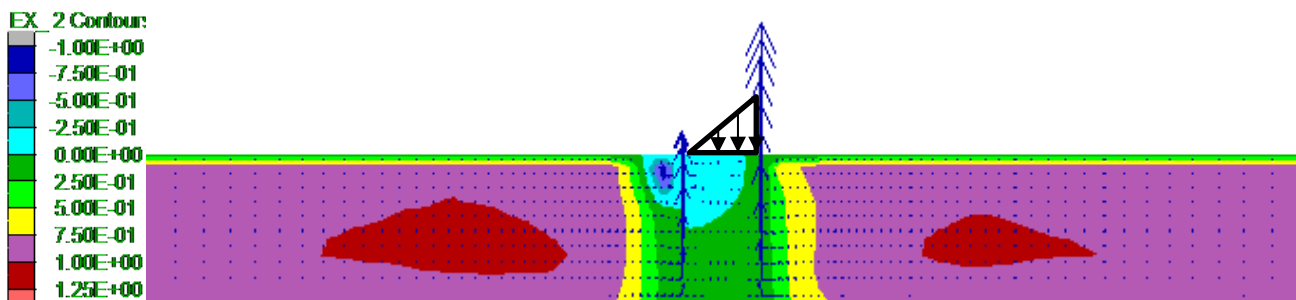
Σχήμα Α. 10: Χρονοϊστορίες στροφής θεμελίωσης πλάτους $B = 5\text{ m}$, για τις περιπτώσεις γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$), με στραγγιστήρια στην περίμετρο και το κέντρο του (Drains mid) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), για τη διέγερση αναφοράς.

Στο **Σχήμα Α. 11** παρουσιάζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) στο τέλος της δόνησης για το θεμέλιο $B = 5\text{ m}$ στο οποίο έχουν τοποθετηθεί στραγγιστήρια στο κέντρο και την περίμετρό του και το οποίο υποβάλλεται σε έκκεντρη φόρτιση. Έχουμε συγκέντρωση μεγαλύτερων διατμητικών παραμορφώσεων στο άκρο όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο όπως ήταν αναμενόμενο, ενώ δεν υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση με την περίπτωση χρήσης μόνο περιμετρικών στραγγιστηρίων.



Σχήμα Α. 11: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{ m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και το κέντρο του (Drains mid) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/6$).

Στην συνέχεια στο **Σχήμα Α. 12** εμφανίζονται οι τιμές του λόγου υπερπίεσεων στο τέλος της δόνησης για το θεμέλιο $B = 5\text{ m}$ στο οποίο έχουν τοποθετηθεί στραγγιστήρια στο κέντρο και την περίμετρό του και το οποίο υποβάλλεται σε έκκεντρη φόρτιση. Παρατηρείται πιο έντονη ροή νερού από την πλευρά όπου ασκείται το έκκεντρο φορτίο, ενώ στην αντίθετη πλευρά έχουμε ανάπτυξη μεγάλων υποπίεσεων σε αντιστοιχία με την περίπτωση τοποθέτησης μόνο περιμετρικών στραγγιστηρίων.

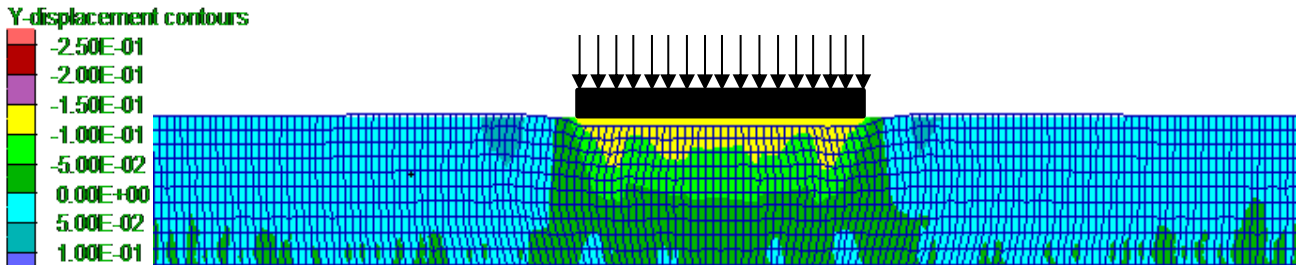


Σχήμα Α. 12: Λόγος υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{ m}$ με στραγγιστήρια στην περίμετρο και το κέντρο του (Drains mid).

Στραγγιστήρια ανά τακτά διαστήματα υπό τη θεμελίωση

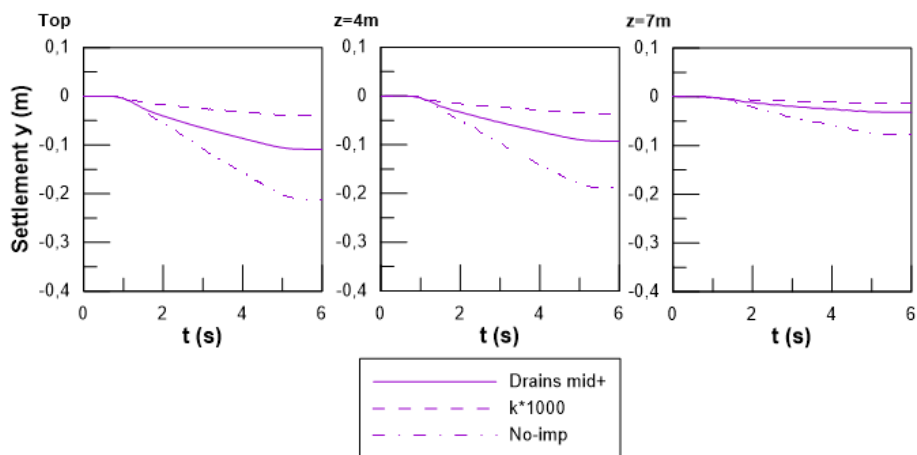
Σε μια προσπάθεια να διερευνηθεί περαιτέρω η συμπεριφορά επιφανειακών θεμελιώσεων μετά την ύπαρξη βελτίωσης με στραγγιστήρια σε καίριες θέσεις πραγματοποιήθηκαν ακόμη 7 αναλύσεις οι οποίες αφορούν μόνο το πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{ m}$ (αναλύσεις # 112 έως 118). Πιο συγκεκριμένα, θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης στραγγιστηρίων εκατέρωθεν του θεμελίου και ανά 4.5 m κάτω από τη θεμελίωση. Για την περίπτωση αυτή πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις μόνο για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο.

Στο **Σχήμα Α. 13** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι καθιζήσεις στο τέλος της διέγερσης για πλάτος θεμελίωσης B 20m με τοποθετημένα στραγγιστήρια κατά μήκος του. Οι καθιζήσεις συγκριτικά με την περίπτωση χωρίς καθόλου βελτίωση φαίνεται να έχουν μειωθεί κατά το ήμισυ (περίπου 0.10m).



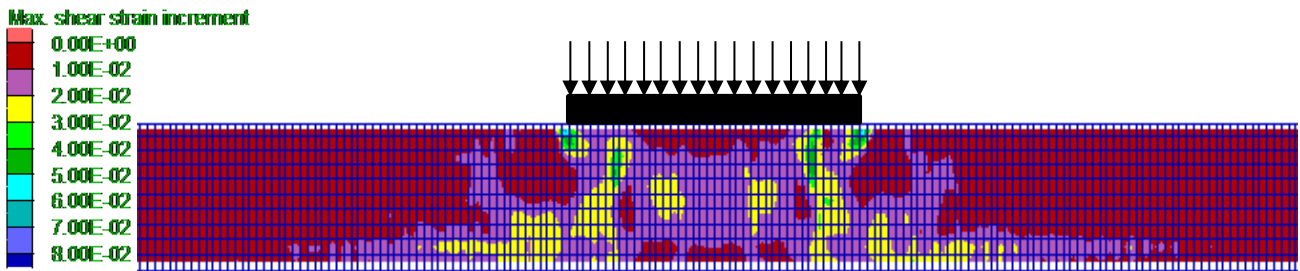
Σχήμα Α. 13: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους B = 20m με στραγγιστήρια κατά μήκος του (Drains mid+) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{max}=0.2g$, $T_e=0.35sec$, $N=14$).

Η χρονοϊστορία της καθίζησης της θεμελίωσης που αναπτύσσεται κατά την διάρκεια της δόνησης παρουσιάζεται στο **Σχήμα Α. 14**, για διαφορετικά βάρη στην στρώση της άμμου. Βλέπουμε ότι υπάρχει μείωση των συνολικών καθιζήσεων, παρόλα αυτά ούτε η διάταξη αυτή των στραγγιστηρίων δεν επαρκεί ώστε να πλησιάσουν τις τιμές για την περίπτωση εδάφους αυξημένης διαπερατότητας (μέγιστη δυνατή βελτίωση με στραγγιστήρια).



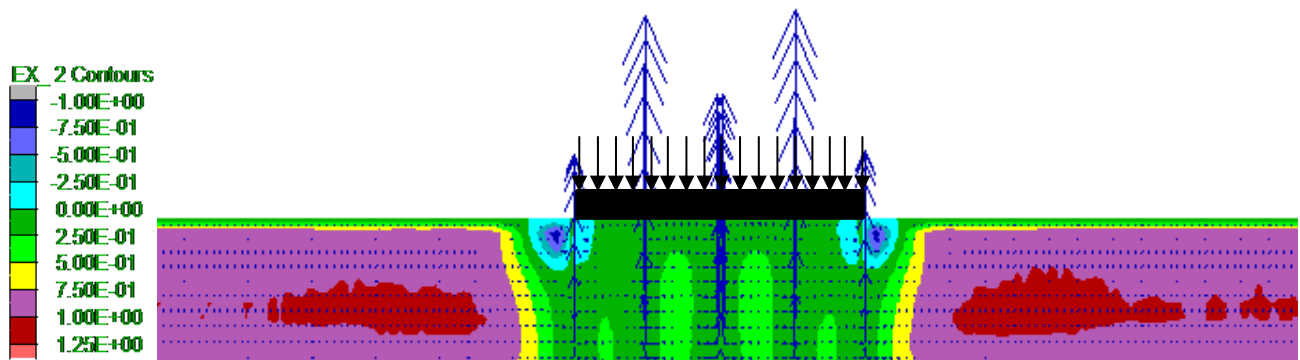
Σχήμα Α. 14: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτος θεμελίωσης B = 20m, για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp), γενικευμένης βελτίωσης ($k*1000$) και στραγγιστηρίων κατά μήκος του (Drains mid+).

Στο **Σχήμα Α. 15** εμφανίζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της διέγερσης για πλάτος θεμελίωσης B = 20m με στραγγιστήρια κατά μήκος του. Συγκρίνοντας το σχήμα αυτό με το αντίστοιχο χωρίς βελτίωση παρατηρείται πως έχουμε περιορισμό των παραμορφώσεων που αναπτύσσονται κάτω από τη θεμελίωση.



Σχήμα Α. 15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια κατά μήκος του (Drains mid+).

Στην συνέχεια το Σχήμα Α. 16 αφορά τις τιμές του λόγου των υπερπιέσεων πόρων και τα διανύσματα ροής του νερού για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με τοποθέτηση στραγγιστηρίων κατά μήκος του. Όπως προκύπτει από την εικόνα οι τιμές του λόγου των υπερπιέσεων περιορίζονται σημαντικά συγκριτικά με την περίπτωση χωρίς βελτίωση.



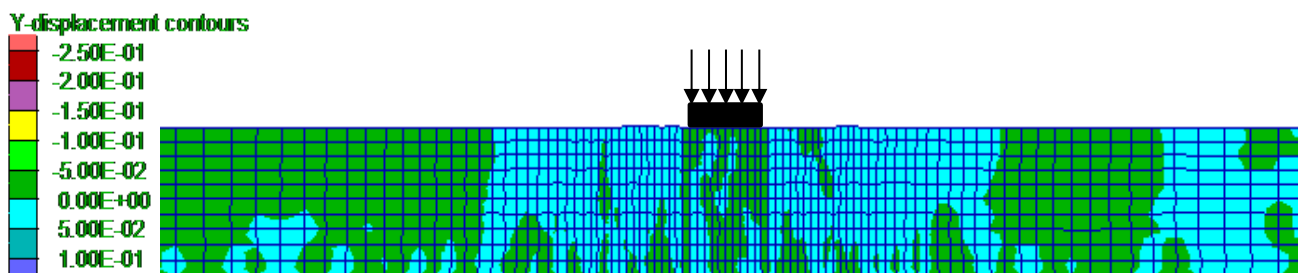
Σχήμα Α. 16: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με στραγγιστήρια κατά μήκος του (Drains mid+).

Παράρτημα Β

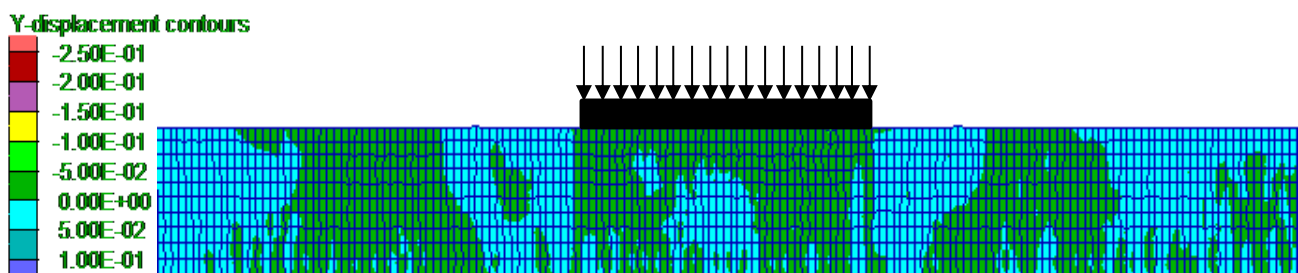
Στο παράρτημα Β θα εξεταστεί η περίπτωση τοποθέτησης τοιχίων από αλληλοτεμνόμενους εδαφοπασσάλους περιμετρικά των θεμελιώσεων $B = 5\text{m}$ και 20m , συνολικού μήκος 10m σε μια προσπάθεια να διερευνηθεί εάν η τοποθέτηση ενός πιο εύκαμπτου τοίχου μπορεί να οδηγήσει εξίσου στον περιορισμό του φαινομένου της ρευστοποίησης και κατά συνέπεια στην σημαντική απομείωση των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων της κατασκευής. Σημειώνεται πως η κατασκευή ενός τέτοιου τοιχίου καθίσταται πιο εύκολη και σαφώς πιο οικονομική. Τα αποτελέσματα που θα παρατεθούν αφορούν τις περιπτώσεις # 139, 149 για προσομοίωση με χρήση της διέγερσης βάσης ενώ θα γίνει σύγκριση αυτών με τις αναλύσεις αναφοράς (# 1, 11) και την απόκριση υπό συνθήκες ελεύθερου πεδίου.

Απόκριση κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου

Στα **Σχήματα Β.1** και **Β.2** παρουσιάζεται ο παραμορφωμένος κάρναβος και οι καθιζήσεις στο τέλος της διέγερσης για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m με περιμετρικούς εδαφοπασσάλους. Παρατηρούνται, όπως και για την περίπτωση διαφραγματικών τοίχων, μηδενικές τιμές καθιζήσεων κάτω από τις θεμελιώσεις.

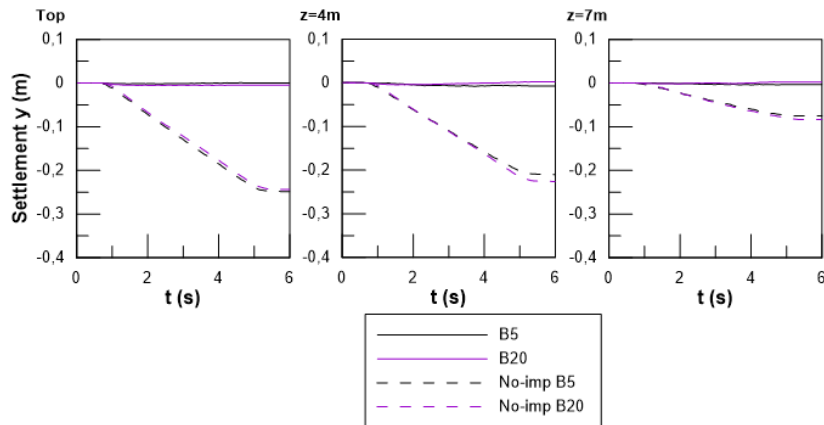


Σχήμα Β. 1: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).



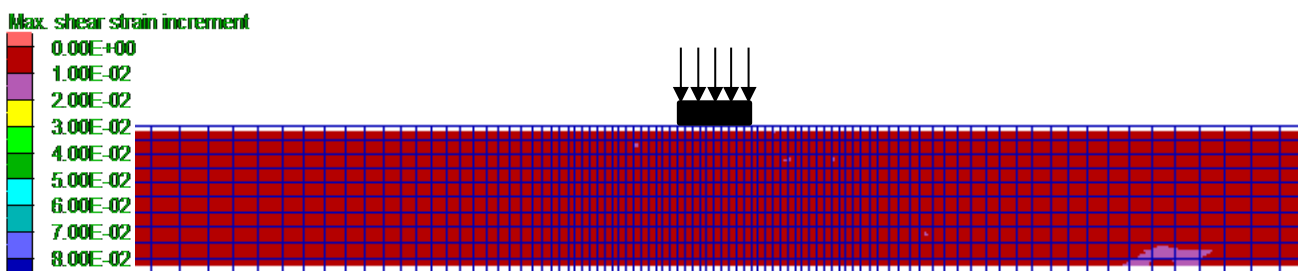
Σχήμα Β. 2: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Στο **Σχήμα Β. 3** παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της καθίζησης που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια της διέγερσης για διαφορετικά βάρη στην εδαφική στρώση για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , πριν και μετά την τοποθέτηση περιμετρικών εδαφοπασσάλων. Συμπεραίνεται λοιπόν, πως και η μέθοδος αυτή βελτίωσης λειτουργεί αποτρεπτικά στην ανάπτυξη κατακόρυφων μετακινήσεων.

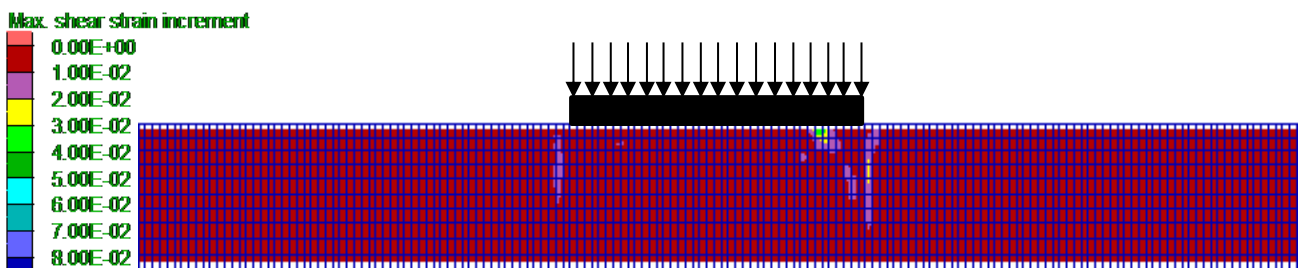


Σχήμα Β. 3: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικών τοιχίων εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

Οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) στο τέλος της διέγερσης για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m με περιμετρικούς εδαφοπασσάλους εμφανίζεται στα **Σχήματα Β.4** και **Β.5**. Εμφανίζεται εξίσου η ίδια εικόνα με την περίπτωση διαφραγματικών τοίχων όπου οι διατμητικές παραμορφώσεις λαμβάνουν τιμές μηδενικές, έτσι δεν δημιουργείται κάποιος μηχανισμός αστοχίας.

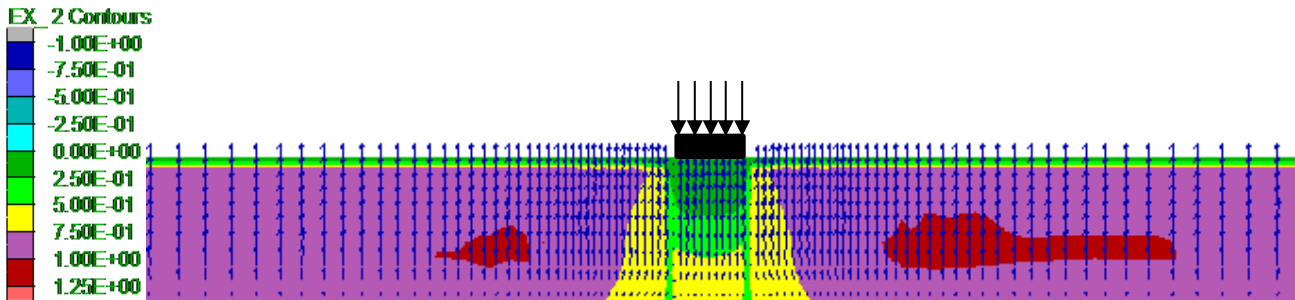


Σχήμα Β. 4: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

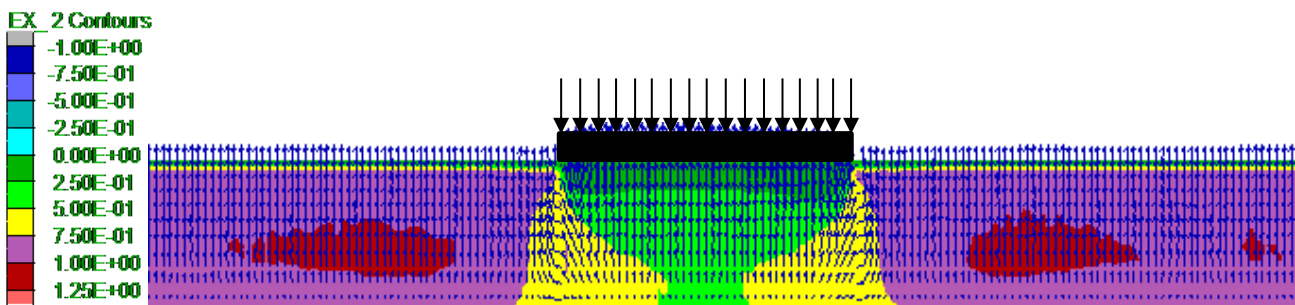


Σχήμα Β. 5: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

Στα **Σχήματα Β.6** και **Β.7** παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων πόρων στο τέλος της δόνησης για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , με περιμετρικούς εδαφοπασσάλους, και τα διανύσματα ροής του νερού την ίδια στιγμή. Παρατηρείται πως έχουμε περιορισμό της ανάπτυξης υπερπιέσεων και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης, ενώ συγκρίνοντας τις δύο μεθοδολογίες παρουσιάζονται μικρές διαφορές μόνο για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$ όπου στο κέντρο του και με το βάθος εμφανίζονται λίγο μικρότερες υπερπιέσεις.

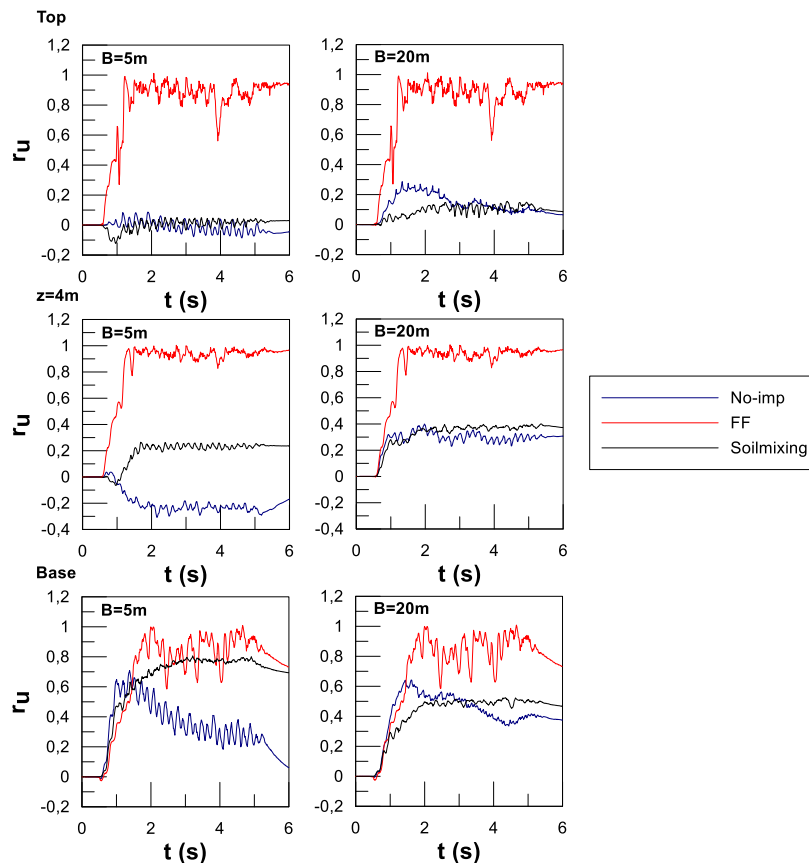


Σχήμα Β. 6: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).



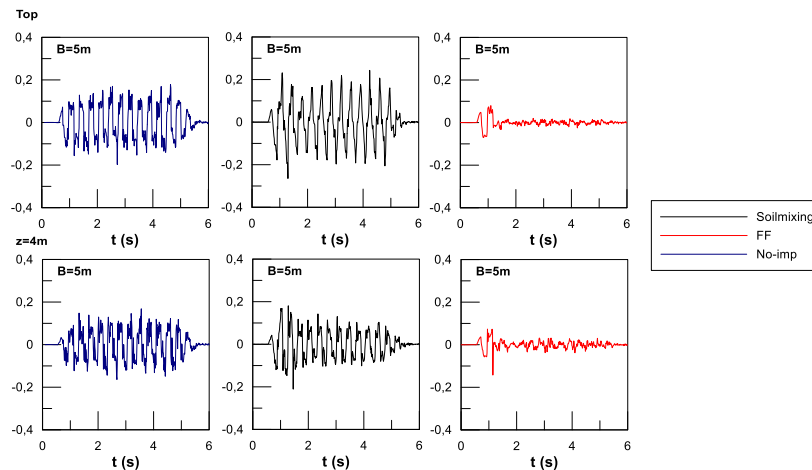
Σχήμα Β. 7: Λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u και διανύσματα ροής υγρού πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για κεντρικά φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

Επιπροσθέτως, στο **Σχήμα Β. 8** εμφανίζονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων του νερού των πόρων κάτω από το κέντρο των δύο θεμελιώσεων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m με περιμετρικούς εδαφοπασσάλους, ενώ αυτές συγκρίνονται με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες χωρίς βελτίωση και για την περίπτωση ελεύθερου πεδίου. Όπως προαναφέρθηκε, δεν υπάρχουν σημαντικές μεταβολές στις χρονοϊστορίες του λόγου των υπερπιέσεων συγκριτικά με την περίπτωση περιμετρικών διαφραγματικών τοίχων, με μόνη διαφοροποίηση αυτών για πλάτος θεμελίωση $B 20\text{m}$ και για μεγαλύτερα βάθη στην ρευστοποιήσιμη στρώση.

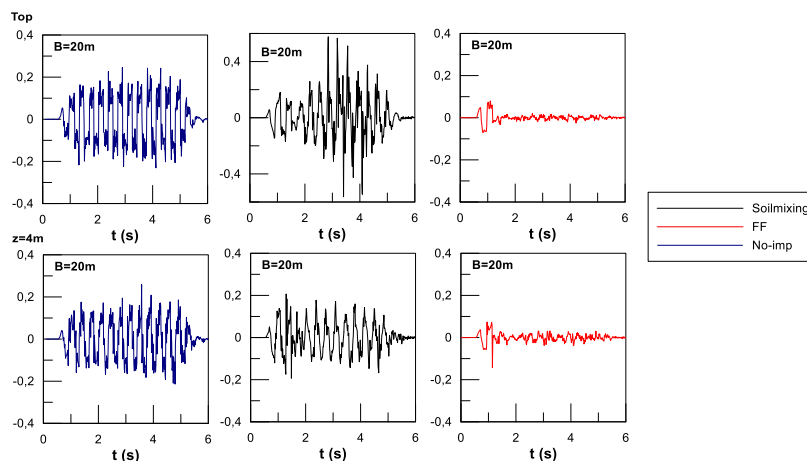


Σχήμα Β. 8: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπείσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον κεντρικό άξονα του καννάβου για διαφορετικά βάθη στην ρευστοποιήσιμη στρώση παρουσιάζονται στο **Σχήμα Β. 9** για πλάτος θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και στο **Σχήμα Β. 10** για πλάτος θεμελίωσης $B = 20\text{m}$, μετά την τοποθέτηση περιμετρικών εδαφοπασσάλων. Στα **Σχήματα Β. 9** και **Β. 10** παρατίθενται επίσης οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στις ίδιες θέσεις για την περίπτωση χωρίς βελτίωση και την περίπτωση ελεύθερου πεδίου. Παρατηρείται πως σε αυτή την περίπτωση οι τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων που φτάνουν στην επιφάνεια είναι ελαφρώς μικρότερες από τις αντίστοιχες για διαφραγματικούς τοίχους, πιθανόν λόγω της μικρής αύξησης στις αναπτυσσόμενες υπερπείσεις πόρων.



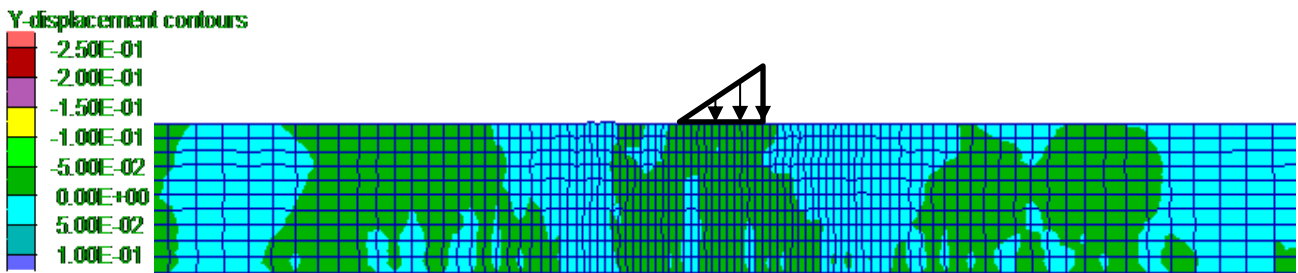
Σχήμα Β. 9: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 5\text{ m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.



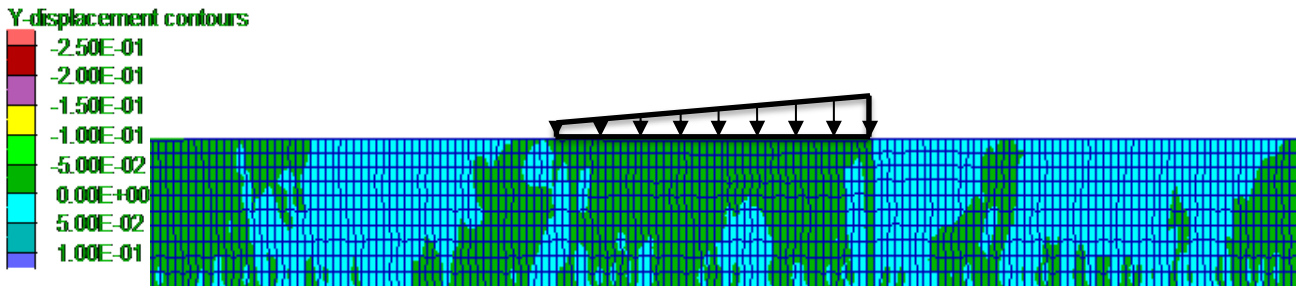
Σχήμα Β. 10: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο θεμελίου με $B = 20\text{ m}$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

Απόκριση έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου

Στην συνέχεια, θα παρουσιαστούν λεπτομερώς τα αποτελέσματα για έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα πλάτους $B = 5\text{ m}$ και 20 m στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί εδαφοπάσσαλοι. Στα **Σχήματα Β.11** και **Β.12** εμφανίζεται ο παραμορφωμένος κάνναβος και οι μετακινήσεις στο τέλος της διέγερσης για τα έκκεντρα φορτιζόμενα πέδιλα με πλάτη $B = 5\text{ m}$ και 20 m με τοποθετημένους εδαφοπασσάλους στην περίμετρό τους. Η μορφή του παραμορφωμένου καννάβου και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης δεν διαφέρει από αυτή για κεντρικά φορτιζόμενου θεμελίου με τις συνολικές καθιζήσεις να είναι μηδενικές.

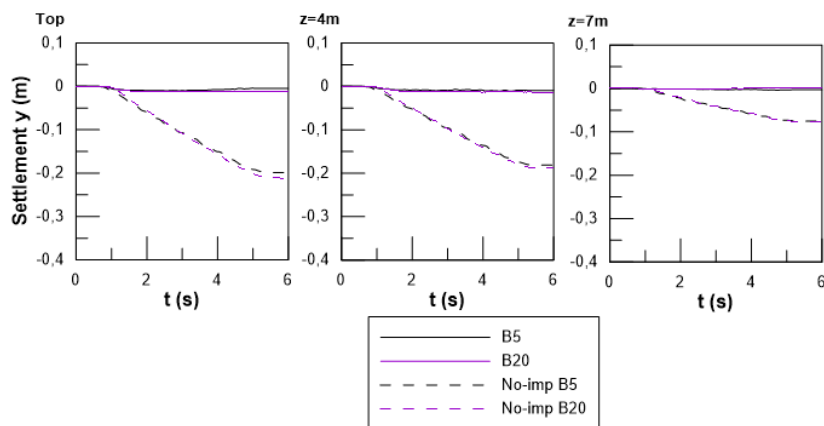


Σχήμα Β. 11: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

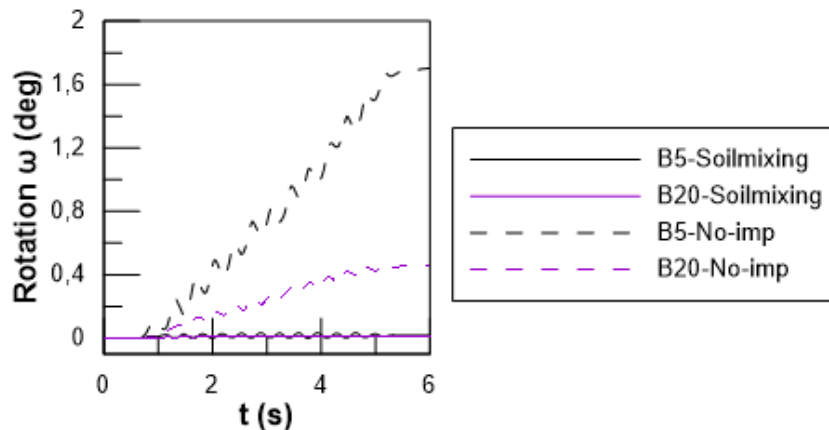


Σχήμα Β. 12: Παραμορφωμένος φορέας και κατακόρυφες μετακινήσεις για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για την ανάλυση αναφοράς ($a_{\max}=0.2g$, $T_e=0.35\text{sec}$, $N=14$).

Οι χρονοϊστορίες της καθίζησης στο κέντρο των θεμελιώσεων πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m στα οποία υποβάλλεται έκκεντρο φορτίο είναι μηδενικές σε όλη της διάρκεια της διέγερσης όπως φαίνεται και στο **Σχήμα Β. 13**. Το ίδιο συμβαίνει και για τις τιμές των στροφών (**Σχήμα Β. 14**).

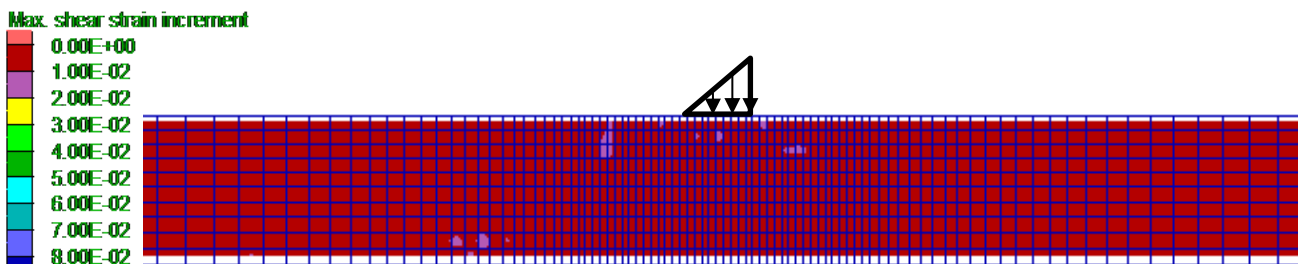


Σχήμα Β. 13: Σύγκριση χρονοϊστοριών μέσω καθιζήσεων για έκκεντρα φορτισμένα θεμέλια με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για τη διέγερση αναφοράς.

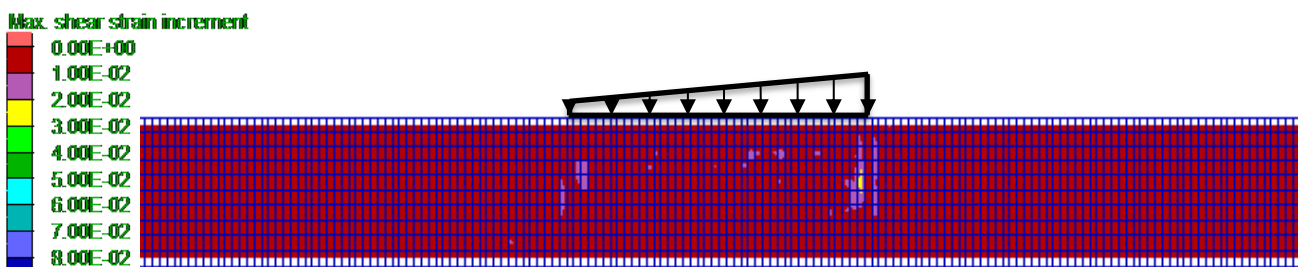


Σχήμα Β. 14: Σύγκριση χρονοϊστοριών στροφής έκκεντρα φορτισμένων θεμελίων με πλάτη $B = 5\text{m}$ και 20m , για τις περιπτώσεις ρευστοποιήσιμης άμμου (No-imp) και περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) για τη διέγερση αναφοράς.

Στα **Σχήματα Β.15** και **Β.16** εμφανίζονται οι μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις (ssi) μετά το πέρας της διέγερσης για θεμέλια πλάτους $B = 5\text{m}$ και 20m , στην περίμετρο των οποίων έχουν τοποθετηθεί εδαφοπάσσαλοι, και τους ασκείται έκκεντρη φόρτιση. Όπως και για την περίπτωση ομοιόμορφης φόρτισης οι τιμές των παραμορφώσεων είναι μηδενικές σε όλο το μήκος της ρευστοποιήσιμης στρώσης και για τα δύο πλάτη θεμελίωσης.

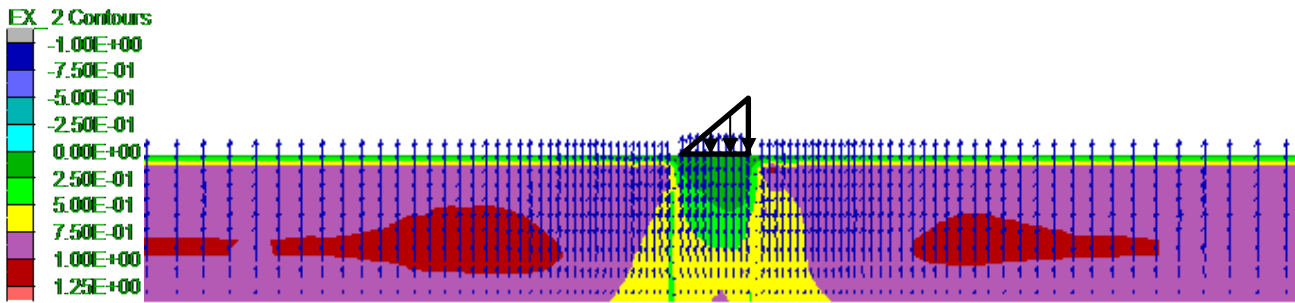


Σχήμα Β. 15: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/6$).

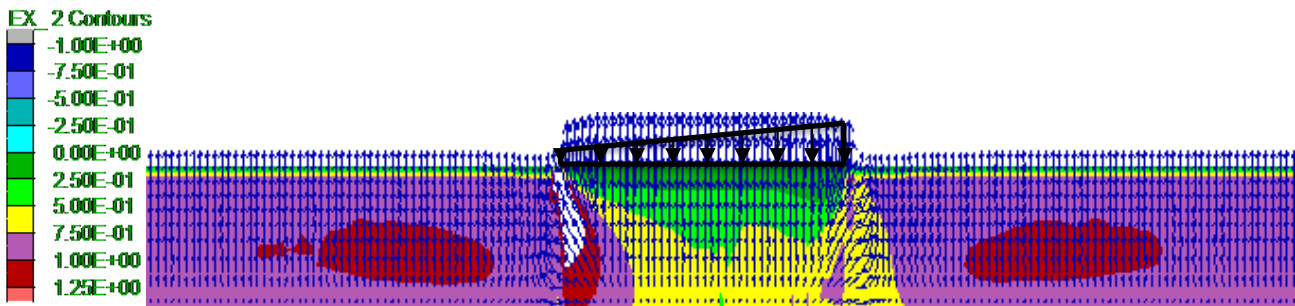


Σχήμα Β. 16: Μέγιστες διατμητικές παραμορφώσεις στο τέλος της δόνησης αναφοράς για θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) στο οποίο ασκείται έκκεντρη φόρτιση ($e=B/12$).

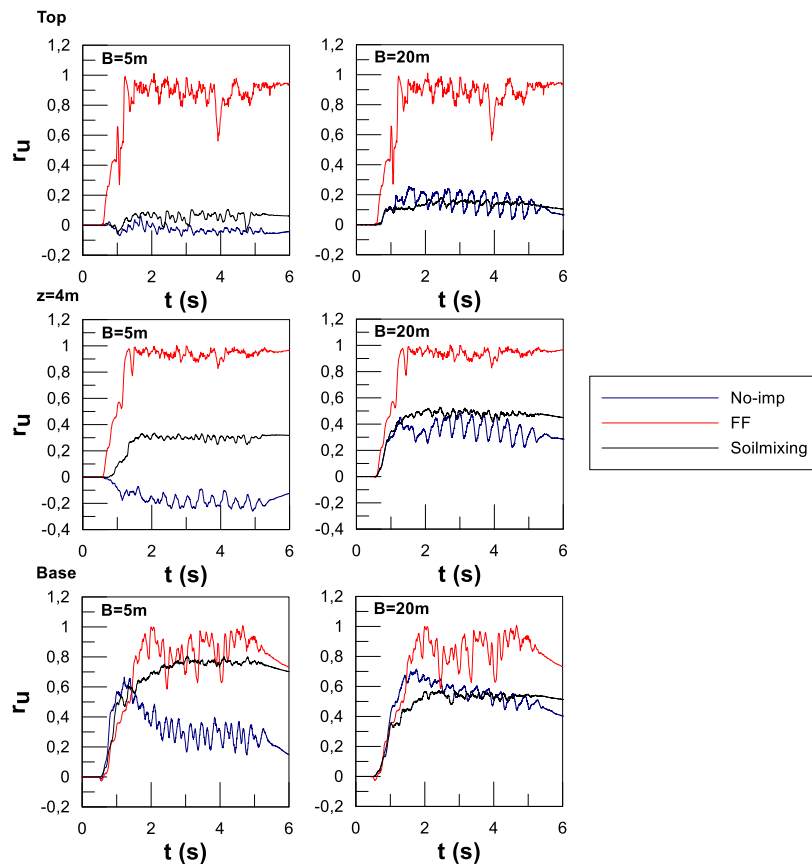
Στα **Σχήματα Β.17** και **Β.18** παρουσιάζονται οι τιμές του λόγου υπερπιέσεων για πλάτη θεμελίωσης $B = 5\text{m}$ και 20m , με περιμετρικούς εδαφοπασσάλους, καθώς και τα διανύσματα της ροής του νερού στο τέλος της διέγερσης. Και εδώ δεν εμφανίζεται κάποια διαφοροποίηση με τις αντίστοιχες τιμές για ομοιόμορφη φόρτιση πράγμα που επιβεβαιώνεται και από τις χρονοϊστορίες του λόγου των υπερπιέσεων στο κέντρο του καννάβου στο **Σχήμα Β.19**.



Σχήμα Β. 17: Λόγος υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 5\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

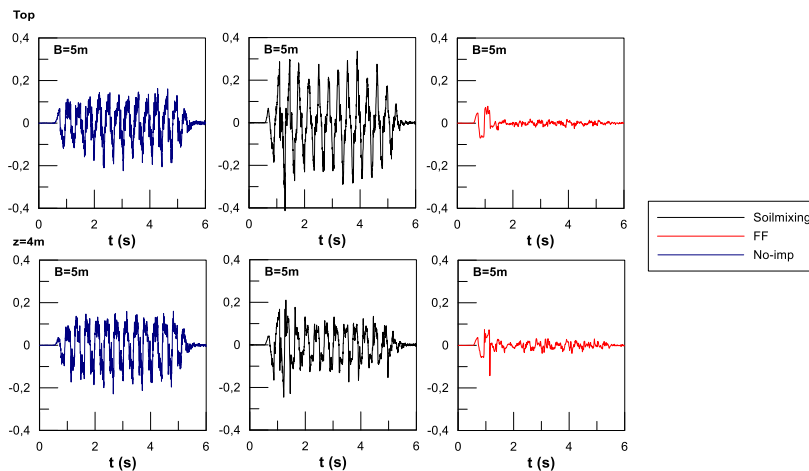


Σχήμα Β. 18: Λόγος υπερπίεσεων πόρων και διανύσματα ροής υγρού των πόρων στο τέλος της δόνησης αναφοράς για έκκεντρα φορτιζόμενο θεμέλιο πλάτους $B = 20\text{m}$ με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing).

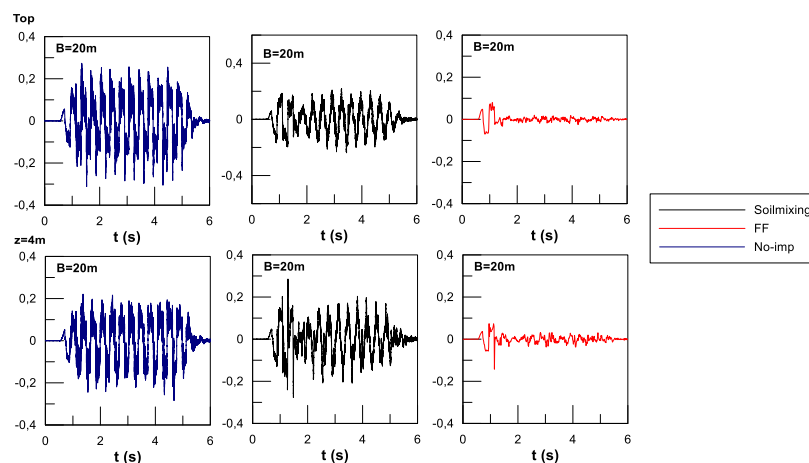


Σχήμα Β. 19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων σε 3 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου θεμελίου με $B = 5\text{m}$ (αριστερά) και $B = 20\text{m}$ (δεξιά), για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στον κεντρικό άξονα του καννάβου για διαφορετικά βάθη στην στρώση της άμμου για τα δύο πλάτη θεμελίωσης παρουσιάζονται στα **Σχήματα Β.20** και **Β.21** για τις περιπτώσεις έκκεντρης φόρτισης με και χωρίς ύπαρξη βελτίωσης αλλά και για το ελεύθερο πεδίο. Όπως ήταν αναμενόμενο, οι μέγιστες επιταχύνσεις για έκκεντρη φόρτιση δεν διαφοροποιούνται από αυτές για κεντρική.



Σχήμα Β. 20: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/6$) θεμελίου με $B = 5m$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.



Σχήμα Β. 21: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε 2 βάθη κάτω από το κέντρο έκκεντρα φορτιζόμενου ($e=B/6$) θεμελίου με $B = 20m$, για τις περιπτώσεις με περιμετρικά τοιχία εδαφοπασσάλων (Soilmixing) και σε ρευστοποιήσιμη στρώση (No-imp), αλλά και σύγκριση με το ελεύθερο πεδίο (FF) για τη διέγερση αναφοράς.