

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ
ΜΟΝΟΒΑΘΜΙΟΥ ΤΑΛΑΝΤΩΤΗ-ΕΔΑΦΟΥΣ**

ΑΚΑΔΗΜΑΪΚΟ ΕΤΟΣ 2013-2014

**Υπεύθυνος καθηγητής : Ντακούλας Παναγιώτης
Φοιτήτρια : Γιάκα Θεοχαρούλα**

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 12908/1
Ημερ. Εισ.: 04-09-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξινόμησης Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2014
ΓΙΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

| | |
|---|-----------|
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 | 3 |
| <hr/> | |
| 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ | 3 |
| 1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ | 4 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 | 5 |
| <hr/> | |
| 2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΙΣΗ | 5 |
| 2.1 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 5 |
| 2.2 ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ : ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ | 9 |
| 2.2.1 ΚΛΑΣΣΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΠΙΛΥΣΗΣ | 9 |
| 2.2.1.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ | 12 |
| 2.2.1.3 ΜΕΘΟΔΟΣ VELETSOS ET AL. [1974, 1975, 1977] | 13 |
| 2.2.1.4 ΜΕΘΟΔΟΣ WOLF [1985] | 15 |
| 2.2.1.5 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΑΡΑΒΑΣ Κ. Α [2006] | 17 |
| 2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΣΥΝΘΕΤΩΝ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ | 18 |
| 2.2.2.1 ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΕΝ ΧΡΟΝΩ ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ | 18 |
| 2.2.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΑΛΛΗΛΙΑΣ ΤΗΣ ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ | 21 |
| 2.3 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ | 24 |
| 2.3.1 ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΟΥ ΘΕΜΕΛΙΟΥ ΣΕ ΕΝΔΟΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ | 27 |
| 2.3.1.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΕΔΑΦΟΣ | 29 |
| 2.3.1.2 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΟ ΕΔΑΦΟΣ | 31 |
| 2.3.2 ΑΠΕΥΘΕΙΑΣ ΜΕΘΟΔΟΣ ΓΙΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΑ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΑ | 33 |
| 2.3.2.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΕΣ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΕΣ ΣΤΗΝ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΘΕΜΕΛΙΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ | 33 |
| 2.3.2.2 ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΟΤΗΤΕΣ ΥΛΙΚΟΥ | 37 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 | 38 |
| <hr/> | |
| 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ | 38 |
| 3.1 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ | 38 |
| 3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ | 38 |
| 3.3 ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ | 41 |
| 3.3.1 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΜΟΗΡ-COULOMB | 41 |
| 3.4 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ | 45 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 | 49 |
| <hr/> | |
| 4. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ & ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ | 49 |
| 4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ | 49 |

| | |
|---|-----------|
| 4.2 ΤΥΠΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ | 51 |
| 4.2.1 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΝΟΧΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΓΥΡΩ & ΚΑΤΩ ΑΠΟ ΤΟ ΘΕΜΕΛΙΟ (1 ^Η ΣΕΙΡΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ) | 51 |
| 4.2.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ (2 ^Η ΣΕΙΡΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ) | 57 |
| 4.2.3 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΝΤΑΣΗΣ | 61 |
| 4.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΠΟ ΠΡΟΗΓΟΥΜΕΝΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ | 63 |
| ΤΥΠΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ | 63 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 | 75 |
| 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ | 75 |
| ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 | 77 |
| 6. ΑΝΑΦΟΡΕΣ | 77 |

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σημασία των αποτελεσμάτων της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στην σεισμική απόκριση δεν είναι ακόμη πλήρως κατανοητή παρόλο που μελετάται διεξοδικά τις τελευταίες δεκαετίες. Αυτό οφείλεται στην πολύπλοκη μη-γραμμική φύση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και στην έλλειψη επαρκής στατιστικής περιγραφής των αποτελεσμάτων της στην σεισμική απόκριση των κατασκευών.

Γενικά η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής θεωρείται επωφελής για την κατασκευή, αφού εισάγει μια επιπλέον απόσβεση μειώνοντας τις σεισμικές δυνάμεις που η κατασκευή πρέπει να αντέξει [Merrit & Housner,1954], ένας κανόνας που υιοθετείται από τους περισσότερους σεισμικούς κώδικες. Ωστόσο αυτό το συμπέρασμα μπορεί να είναι παραπλανητικό καθώς μελέτες και παρατηρήσεις σε σεισμούς που έχουν γίνει τα τελευταία έτη (1985 Mexico City , 1994 Northridge ,1995 Kobe) αποδεικνύουν ότι αυτή η απλοποίηση και συχνά η παράλειψη της επιρροής της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής μπορεί να οδηγήσει σε μη ασφαλή σχεδιασμό τόσο για την κατασκευή όσο και για τα θεμέλια, ειδικά για κατασκευές που εδράζονται σε μαλακά εδάφη [Veletsos & Meek,1974; Gazetas and Mylonakis, 1998; Mylonakis & Gazetas, 2000; Boris et al 2004].

Οι δυναμικές αναλύσεις της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής εκτελούνται κυρίως υπό την θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς τους εδάφους. Αυτό οφείλεται στην απλότητα των καταστατικών σχέσεων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς, στην ευκολία προσδιορισμού των παραμέτρων εισαγωγής στο καταστατικό ομοίωμα, στο μεγάλο αριθμό των υπάρχουσών αναλυτικών λύσεων καθώς και στο μικρό υπολογιστικό κόστος που απαιτείται για την ανάλυση [Veletsos,1974; Gazetas 1983,199; Stewart,1999; Mylonakis,2000] .

Όμως η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής στην σεισμική απόκριση είναι ενδεχομένως ένα ιδιαίτερα μη γραμμικό φαινόμενο που έχει ως αποτέλεσμα η απόκριση της κατασκευής να είναι διαφορετική από την αυτή της ιδεατής κατασκευής πάνω σε άκαμπτο βράχο. Έτσι όλο και πληθαίνουν οι εργασίες που αποδεικνύουν ότι η μη-γραμμική απόκριση εδάφους- κατασκευής είναι όχι μόνο αναπόφευκτη αλλά και ευεργετική για την συνολική συμπεριφορά της κατασκευής και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό [Psycharis, 1983; Yim & Chopra, 1984; Paolucci , 1997; Pecker, 1998, 2003; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003, 2007; Gajan et al., 2005; Burne et al.,2006; Harden et al., 2006; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al. 2010; Gelagoti et al., 2011].

1.2 Σκοπός της εργασίας

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε μια σειρά αναλύσεων σε μονοβάθμιο ταλαντωτή (προσομοίωμα συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας) που εδράζεται σε επιφανειακό θεμέλιο. Στις αναλύσεις εξετάζονται έξι διαφορετικές περιόδους που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιοπερίοδο από κτίρια με έναν έως έξι ορόφους αντίστοιχα ή εναλλακτικά σε έξι βάθρα γεφυρών διαφορετικού ύψους και τα αποτελέσματα εκφράζονται σε όρους μέγιστης σχετικής μετατόπισης και μέγιστης επιτάχυνσης στην κορυφή του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Το έδαφος γύρω και κάτω από το θεμέλιο θεωρείται ότι συμπεριφέρεται μη γραμμικά ελαστοπλαστικά και υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης ή και ολίσθησης του θεμελίου κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Σκοπός λοιπόν της εργασίας είναι η μελέτη των αποτελεσμάτων της δυναμικής αλληλεπίδρασης του συστήματος εδάφους-μονοβάθμιου ταλαντωτή λαμβάνοντας υπόψη την μη γραμμικότητα που οφείλεται στο υλικό του εδάφους θεμελίωσης και την δυνατότητα αποκόλλησης του θεμελίου.

Στις αναλύσεις λαμβάνονται επιπλέον υπόψη η ένταση σεισμικής διέγερσης εξετάζοντας τέσσερις διαφορετικές τιμές και το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους (αναλύσεις για τέσσερις διαφορετικές τιμές E). Η επίδραση της μη γραμμικότητας λόγω του υλικού εξετάζεται μέσα από τέσσερις διαφορετικές τιμές συνοχής του εδάφους θεμελίωσης.

Στο επόμενο κεφάλαιο περιγράφεται το πρόβλημα της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής καθώς και οι διαθέσιμες μέθοδοι για την επίλυση του μέσα από μια βιβλιογραφική ανασκόπηση .

Στο 3^ο κεφάλαιο περιγράφεται το αριθμητικό μοντέλο και η σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις.

Στο 4^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και γίνεται ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από αυτές. Επιπλέον, στο τέλος αυτού του κεφαλαίου, υπάρχουν και τα αποτελέσματα των αναλύσεων που εκπονήθηκαν στο πλαίσιο της διπλωματικής της Παπαλεξανδρή Αικατερίνης με θέμα την δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής για την συνολική μελέτη του προβλήματος.

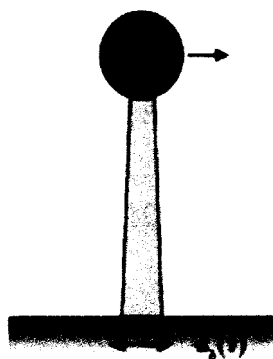
Στο 5^ο κεφάλαιο παρατίθενται τα κυριότερα συμπεράσματα της εργασίας και στο 6^ο και τελευταίο κεφάλαιο οι βιβλιογραφικές αναφορές.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΙΣΗ

2.1 Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

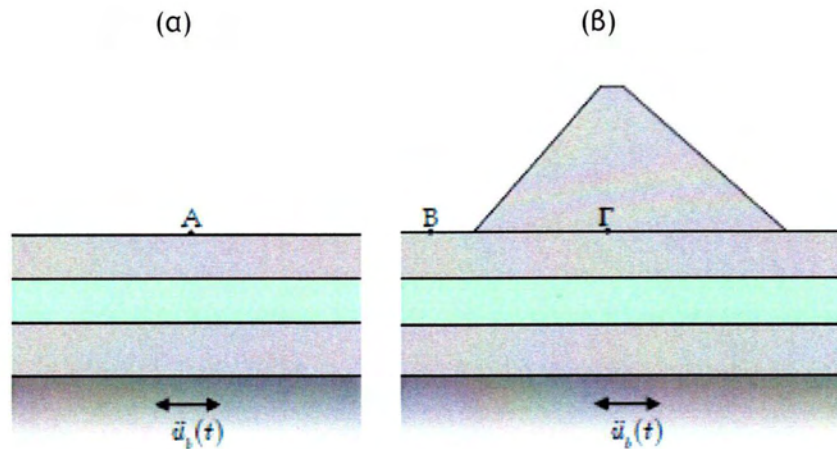
Η σεισμική απόκριση μιας κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε μια πολύ δύσκαμπτη βάση (π.χ. βράχος), δεν επηρεάζεται και δεν επηρεάζει την συμπεριφορά της βάσης. Σ' αυτή την περίπτωση η κατασκευή θεωρείται ότι εδράζεται πρακτικά σε μια άκαμπτη βάση (Σχήμα 2. 1).



Σχήμα 2.1 Κατασκευή θεμελιωμένη σε βράχο.

Στην περίπτωση όμως που η κατασκευή θεμελιώνεται σε εύκαμπτη βάση η σεισμική απόκριση τόσο του εδάφους κοντά στην θεμελίωση όσο και της ίδιας της κατασκευής επηρεάζεται σε μεγάλο ή μικρό βαθμό λόγω της ενδοσιμότητας του εδάφους θεμελίωσης. Η δυναμική αυτή κατάσταση μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής (κατά την οποία η σεισμική απόκριση του ενός επηρεάζει το άλλο και αντιστρόφως) ονομάζεται αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (Soil Structure Interaction, SSI). Ο βαθμός της αλληλεπίδρασης ενός συστήματος εδάφους-κατασκευής εξαρτάται από τα δυναμικά χαρακτηριστικά του εδάφους και της κατασκευής καθώς και από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και θα πρέπει να διερευνηθεί για κάθε σύστημα ξεχωριστά.

Στο Σχήμα 2.2(a) βλέπουμε έναν εδαφικό σχηματισμό στο ελεύθερο πεδίο ενώ στο Σχήμα 2.2(β) μια κατασκευή θεμελιωμένη στον ίδιο εδαφικό σχηματισμό. Το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης των δύο συστημάτων είναι ότι η σεισμική απόκριση στα σημεία Α, Β και Γ θα είναι διαφορετική. Εάν όμως το έδαφος θεμελίωσης ήταν ένα άκαμπτο υλικό η απόκριση θα ήταν η ίδια και στα τρία σημεία.



Σχήμα 2.2 (α) Εδαφικός σχηματισμός στο ελεύθερο πεδίο (β) κατασκευή θεμελιωμένη σε εύκαμπτο εδαφικό σχηματισμό.

Η σεισμική διέγερση στην βάση μίας κατασκευής θεμελιωμένης επί ενδόσιμου εδάφους είναι διαφορετική από την ταλάντωση του ελεύθερου πεδίου καθώς στην θεμελίωση προσπίπτουν ελαστικά κύματα. Η σεισμική ενέργεια που απελευθερώνεται κατά την γέννηση ενός σεισμού είναι κινηματικού χαρακτήρα και διαδίδεται με τη μορφή κυμάτων τα οποία μπορούν να θεωρηθούν ως ελαστικά. Τα ελαστικά κύματα είναι κύματα χώρου, δηλαδή τα εγκάρσια (ή διατμητικά) S και τα διαμήκη (ή διαστολής-συστολής) P , όπως και τα επιφανειακά κύματα R και L , που δημιουργούνται ως συνδυασμός των P και S κυμάτων όταν υπάρχουν σύνορα (π.χ. ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους) ή διεπιφάνειες γεωλογικών σχηματισμών. Με την πρόσπτωσή τους λοιπόν στην θεμελίωση, τα εν λόγω κύματα διασκορπίζονται προς όλες τις κατευθύνσεις και αλλοιώνουν τη διέγερση.

Συνεπώς η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής αναμένεται να είναι μεγαλύτερη με αποτέλεσμα η κατασκευή να οδηγείται σε θέση προς τα δεξιά του φάσματος επιταχύνσεων όπου η φασματική επιτάχυνση είναι διαφορετική. Η συνολική απόσβεση του συστήματος εμπεριέχει μια επιπρόσθετη εσωτερική απόσβεση στην διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου, αφού ένα μέρος της ενέργειας ταλάντωσης διαχέεται στο περιβάλλον μέσω των κυμάτων που δημιουργούνται στην βάση της κατασκευής, γεγονός το οποίο δεν ισχύει όταν η βάση της κατασκευής θεωρείται άκαμπτη.

Ακόμη και στην περίπτωση που το έδαφος είναι ιδανικά γραμμικό-ελαστικό πάλι η απόκριση θα ήταν αποσβεννυόμενη. Η απόσβεση ακτινοβολίας παίζει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην μείωση της δυναμικής απόκρισης συστημάτων εδάφους-κατασκευής. Επιπλέον, επειδή το έδαφος είναι έντονα ανελαστικό (μη γραμμικό) υλικό εμφανίζεται πρόσθετη απόσβεση λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς του.

Κατά την διάρκεια λοιπόν ενός σεισμού το έδαφος παραμορφώνεται υπό την επίδραση των σεισμικών κυμάτων που διατρέχουν την μάζα του. Οι παραμορφώσεις αυτές αποτελούν την φόρτιση της κατασκευής μιας και αυτή αναγκάζεται να ακολουθήσει την κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Η εισαγόμενη αυτή κίνηση στην κατασκευή έχει ως αποτέλεσμα την ενεργοποίηση αδρανειακών δυνάμεων και ροπών που επιβάλλουν μια επιπρόσθετη δυναμική φόρτιση στο έδαφος μέσω του θεμελίου. Έτσι δημιουργούνται νέες παραμορφώσεις στο έδαφος ενώ ταυτόχρονα επιπλέον κύματα πηγάζουν από την διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου με αποτέλεσμα η κατασκευή και η θεμελίωση να υπόκεινται σε περαιτέρω δυναμικές μετατοπίσεις που γεννούν νέες αδρανειακές δυνάμεις κοκ.

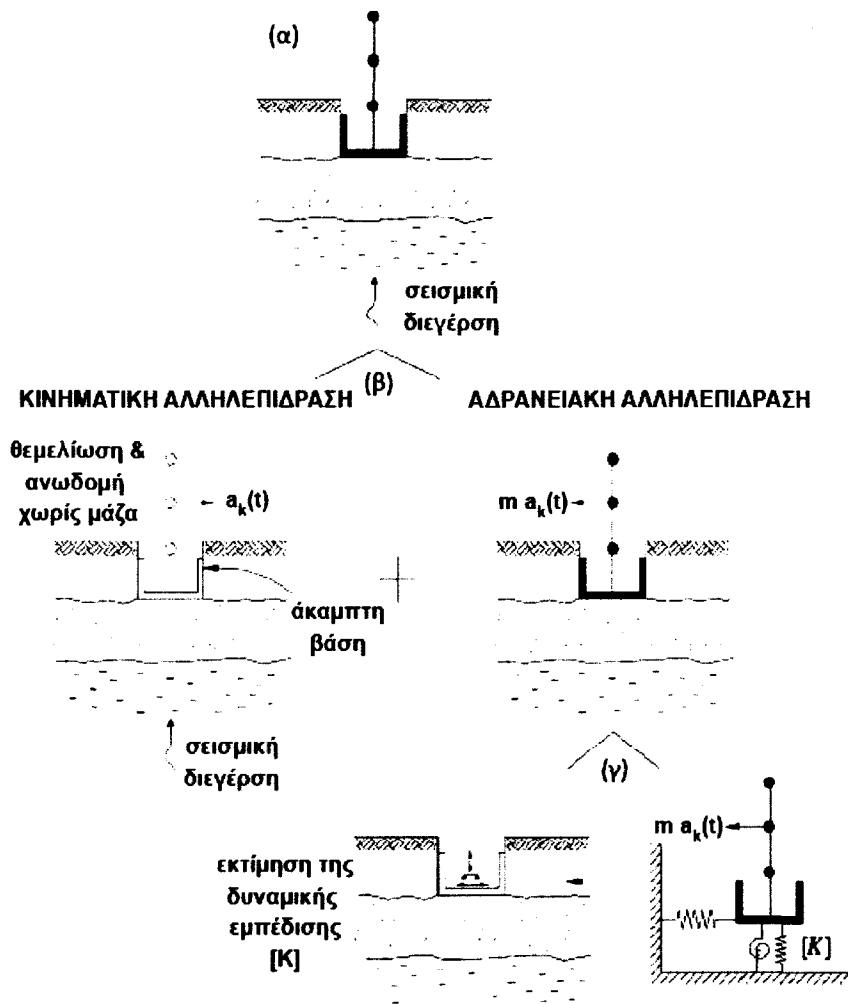
Τα παραπάνω φαινόμενα συμβαίνουν ταυτόχρονα ωστόσο είναι βολικό (υπολογιστικά και εννοιολογικά) να αναλύονται σε δύο διαδοχικά φαινόμενα (Σχήμα 2.3) που αναφέρονται στην βιβλιογραφία ως κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση [Kausel et al., 1976; Stewart et al., 1999] :

- **Κινηματική αλληλεπίδραση:** Αναφέρεται στην τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης λόγω παρουσίας μιας επιφανειακής ή εγκιβωτισμένης δύσκαμπτης θεμελίωσης στο έδαφος. Συνήθως τα θεμέλια μιας κατασκευής είναι πιο δύσκαμπτα από το υποκείμενο έδαφος. Η παρουσία σχετικά «δύσκαμπτων» στοιχείων θεμελίωσης πάνω ή μέσα στο έδαφος επηρεάζουν και διαφοροποιούν την απόκριση της θεμελίωσης από την απόκριση ελεύθερου πεδίου, ακόμη και αν θεωρηθεί ότι η κατασκευή και η θεμελίωσή της έχουν μηδενική μάζα. Συνήθως η σεισμική διέγερση της θεμελίωσης είναι μικρότερου πλάτους από αυτήν του ελεύθερου πεδίου. Η κινηματική αλληλεπίδραση προκαλείται από τρεις κυρίως μηχανισμούς: (α)Ισοστάθμιση διεπιφάνειας εδάφους - βάσης θεμελίου, (β)επιρροές εγκιβωτισμού θεμελίου, (γ)σχεδίαση σεισμικών κυμάτων .
- **Αδρανειακή αλληλεπίδραση:** Αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους - θεμελίωσης - κατασκευής υπό την σεισμική διέγερση στη βάση, όπως αυτή προέκυψε από την κινηματική αλληλεπίδραση. Η επιρροή της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται αντιληπτή από: (α)την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, αφού η κατασκευή γίνεται πιο εύκαμπτη λόγω της ευκαμψίας της θεμελίωσης σε σχέση με την περίπτωση όπου είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτο βράχο, (β)την μεταβολή του κρίσιμου λόγου απόσβεσης δεδομένου ότι η απόσβεση στο σύστημα εδάφους-κατασκευής οφείλεται σε απόσβεση ακτινοβολίας και απόσβεση υλικού και διαμορφώνει πολλούς παράγοντες όπως η ευκαμψία της θεμελίωσης, ο λόγος ύψους κατασκευής προς πλάτος θεμελίου, κλπ.

Όπως είναι φυσικό, η έκταση του ανωτέρω φαινομένου δεν είναι ίδια για όλες τις περιπτώσεις αλλά εξαρτάται από μία σειρά παραγόντων [Gazetas, 1996] μερικοί εκ των οποίων είναι: η ένταση, τα δεσπόζοντα μήκη κύματος και οι γωνίες πρόσπτωσης των σεισμικών κυμάτων, η στρωματογραφία, δυστημσία και απόσβεση των εδαφικών στρώσεων, το μέγεθος, η γεωμετρία και η δύσκαμψία της θεμελίωσης καθώς και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά σε συνδυασμό με τη λυγηρότητα και τις πρώτες ιδιοπεριόδους της κατασκευής. Εξαιτίας της πολυπαραμετρικότητας του προβλήματος έχουν αναπτυχθεί διαφορετικοί τρόποι προσομοίωσης και προσέγγισης του θέματος. Σε επίπεδο αναλυτικής επίλυσης του προβλήματος δύο είναι ουσιαστικά οι εναλλακτικές προσεγγίσεις που ακολουθούνται στη βιβλιογραφία [Lucio, 1982]:

- Η έμμεση μέθοδος: Μελετά την κινηματική και την αδρανειακή αλληλεπίδραση χωριστά, πραγματοποιώντας στο τελικό στάδιο επαλληλία των αποκρίσεων και είναι κατάλληλη για θεώρηση γραμμικής συμπεριφοράς εδάφους.
- Η άμεση μέθοδος: Αφορά την αντιμετώπιση του συστήματος εδάφους - κατασκευής ως ενιαίου, επιλύοντας ουσιαστικά το πλήρως συζευγμένο σύστημα μέσω της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών και είναι κατάλληλη για θεώρηση μη γραμμικής συμπεριφοράς εδάφους.

Παρακάτω παρουσιάζονται μερικές μέθοδοι επίλυσης του προβλήματος και με τις δύο θεωρήσεις.



Σχήμα 2.3 (α) Σεισμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (β) επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης (γ) ανάλυση αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε 2 βήματα (Mylonakis et al., 2006).

2.2 Γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής : Μέθοδοι επίλυσης

Στις αναλύσεις που ακολουθούν το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή πάντα θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος. Η πραγματική κατασκευή αντικαθιστάται από ένα ισοδύναμο σύστημα ενός βαθμού ελευθερίας, το οποίο εδράζεται σε ελατήρια και αποσβεστήρες εξαρτώμενα από τη συχνότητα διέγερσης. Τα ελατήρια αντιστοιχούν στην δυσκαμψία του εδαφικού υλικού ενώ οι αποσβεστήρες στην απόσβεσή του. Το προσομοίωμα αυτό έχει υιοθετηθεί από πολλούς ερευνητές διεθνώς [Pamelee, 1967; Veletsos & Meek, 1974; Veletsos & Nair, 1975; Veletsos, 1977; Jennings & Bielak, 1973; Wolf, 1985; Aviles et al., 1996; 1998].

2.2.1 Κλασσικές μέθοδοι επίλυσης

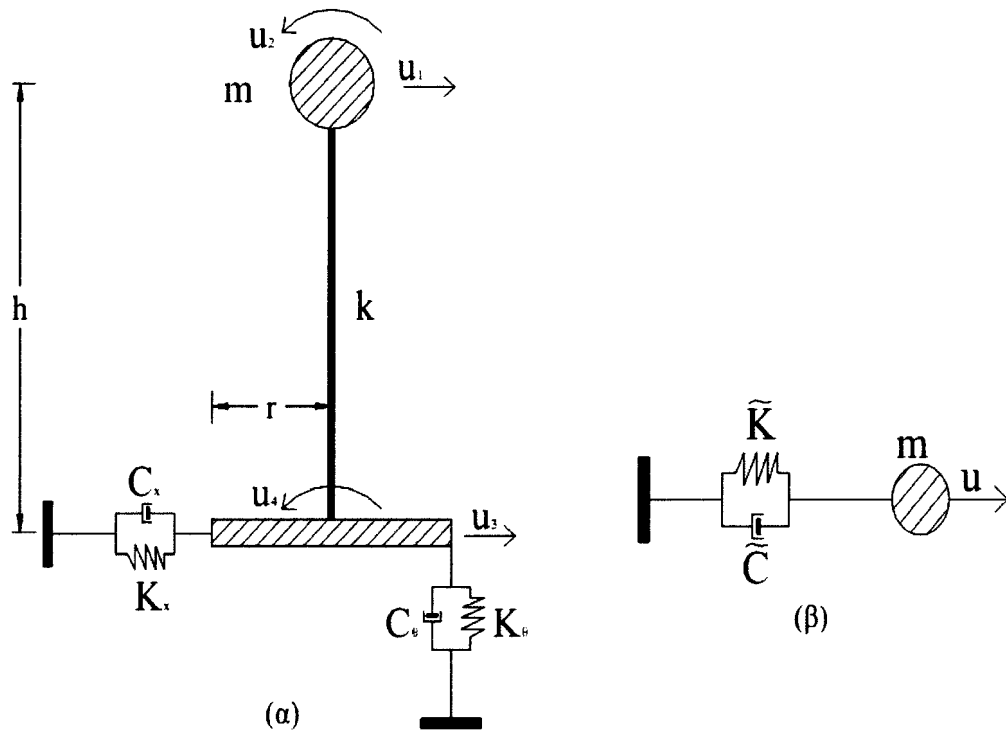
Το σύστημα που μελετάται αποτελείται από έναν απλό ταλαντωτή εδραζόμενο σε εύκαμπτη βάση που αντιστοιχεί είτε σε μια μονώροφη, είτε σε μια πολυώροφη κατασκευή της οποίας η μάζα συγκεντρώνεται στο σημείο δράσης της συνισταμένης των αδρανειακών δυνάμεων (Σχήμα 2.4). Το προσομοίωμα αποτελείται από μια γραμμικά ελαστική κατασκευή με μάζα m , ύψος h , συνολική πλευρική δυσκαμψία k και λόγο απόσβεσης ζ η οποία θεμελιώνεται σε κυκλικό άκαμπτο θεμέλιο ακτίνας r . Το έδαφος θεωρείται πως αποτελείται από ένα ομοιογενές ιξωδοελαστικό υλικό το οποίο χαρακτηρίζεται από μέτρο ελαστικής διάτμησης G , πυκνότητα ρ_s , λόγο Poisson ν_s και λόγο υστεριτικής απόσβεσης ζ . Οι σταθερές των ελατηρίων K_x και K_θ αντιστοιχούν στην δυσκαμψία της θεμελίωσης για μεταφορική και λικνιστική κίνηση αντίστοιχα. Οι σταθερές C_x και C_θ εκφράζουν την απόσβεση ενέργειας λόγω ακτινοβολίας των κυμάτων που δημιουργούνται στην επιφάνεια επαφής θεμελίου-ελαστικού ημικώρου (γεωμετρική απόσβεση) καθώς και λόγω υστεριτικής φύσης του εδαφικού υλικού.

Η δυναμική δυσκαμψία $K^*(\omega)$ για κάθε βαθμό ελευθερίας του συστήματος ορίζεται σύμφωνα να την παρακάτω σχέση:

$$K^*(\omega) = K + i\omega C = K(1 + 2i\zeta) \quad 2.1$$

όπου:

- K : πραγματικό μέρος δυναμικής δυσκαμψίας.
- ωC : φανταστικό μέρος δυναμικής δυσκαμψίας.
- ω : κυκλική συχνότητα εξωτερικής διέγερσης.
- i : φανταστική μονάδα.
- ζ : παράμετρος που εκφράζει την απώλεια ενέργειας και είναι ανάλογη με το συντελεστή ιξώδους απόσβεσης ενός απλού ταλαντωτή : $\zeta(\omega) = \frac{\text{Im}(K^*)}{2\text{Re}(K^*)} = \frac{\omega C}{2K}$ 2.2



Σχήμα 2.4 (α) διακριτό προσομοίωμα συστήματος εδάφους-κατασκευής ,(β) ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής .

Για το προσομοίωμα του Σχήματος 2.4α, τα ελατήρια και οι αποσβεστήρες που χρησιμοποιούνται για το θεμέλιο, μπορούν να εκφραστούν με βάση τους τύπους που πρότειναν οι Veletsos & Meek (1974) :

$$K_x = \alpha_x K_{st} , \quad K_\theta = \alpha_\theta K_{st} \quad 2.3$$

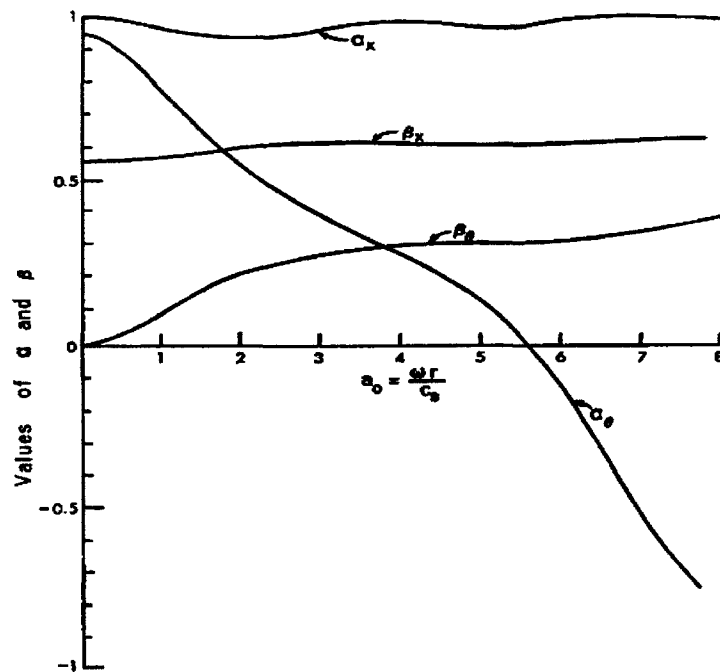
$$C_x = \chi_x \frac{K_{st} r}{V_s} , \quad C_\theta = \chi_\theta \frac{K_{st} r}{V_s} \quad 2.4$$

όπου V_s είναι η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στον εδαφικό ημίχωρο και K_{st} είναι η στατική οριζόντια ή μεταφορική δυσκαμψία του θεμελίου, η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$K_{st} = \frac{8}{2-\nu_s} G_s r \quad 2.5$$

Οι όροι α_x , α_θ , χ_x και χ_θ δηλώνουν αδιάστατους συντελεστές που εξαρτώνται από τον λόγο Poisson του εδαφικού υλικού και από την επίσης αδιάστατη συχνότητα (Σχήμα 2.5):

$$a_o = \frac{\omega r}{V_s} \quad 2.6$$



Σχήμα 2.5 Αδιάστατοι συντελεστές για ελαστικό ημικόσμο με $\nu=0.45$ (όπου $\beta_x=x_x$ και $\beta_\theta=x_\theta$).

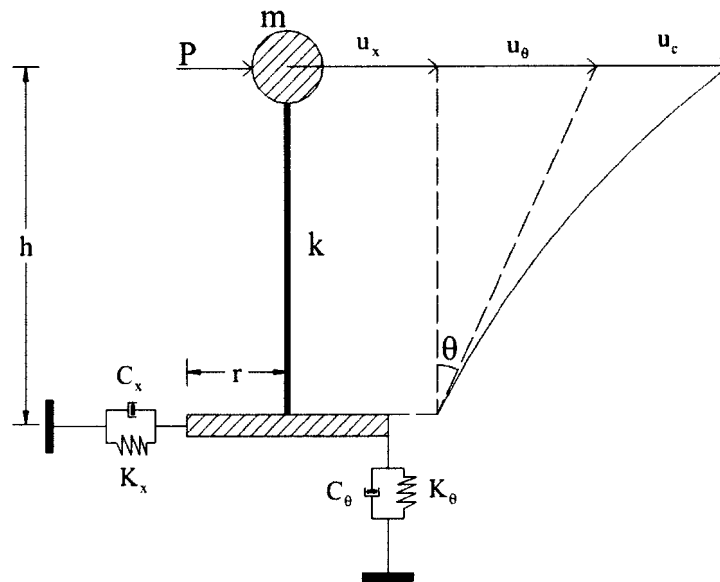
Υπό σεισμική διέγερση, το σύστημα εδάφους-κατασκευής παραμορφώνεται όπως στο Σχήμα 2.6. Η μεταφορική κίνηση της μάζας σε σχέση με το έδαφος αποτελείται από τρία μέρη :

1. την οριζόντια μετακίνηση λόγω πλευρικής κίνησης του θεμελίου u_x
2. την οριζόντια μετακίνηση λόγω της λικνιστικής κίνησης του θεμελίου u_θ
3. της οριζόντιας παραμόρφωσης της κατασκευής u_c

Με βάση αυτούς τους ορισμούς η δυναμική δυσκαμψία τους συστήματος (Σχήμα 2.2) ορίζεται ως εξής :

$$\tilde{K}^* \equiv \frac{P}{u_x + u_\theta h + u_c} = \tilde{K}(1 + 2i\tilde{\zeta}) \quad 2.7$$

όπου \tilde{K} και $\tilde{\zeta}$ δηλώνουν την συνολική δυσκαμψία και απόσβεση του συστήματος ύψος h .



Σχήμα 2.6 Διάγραμμα ελεύθερου σώματος για σύστημα εδάφους κατασκευής

2.2.1.2 Παράμετροι του προβλήματος

Η δυναμική απόκριση του συστήματος εδάφους-κατασκευής εξαρτάται από την μηχανική ιδιότητα της θεμελίωσης, του εδάφους και της κατασκευής καθώς και από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης. Η επίδραση των παραπάνω παραγόντων μπορεί να εκφραστεί από αδιάστατες παραμέτρους [Veletsos et al. 1974,1975,1977]. Οι τρεις πιο σημαντικές παράμετροι του προβλήματος είναι :

1. Η παράμετρος κύματος $\sigma = \frac{V_s}{f_c h}$ (2.8) , όπου f_c η φυσική ιδιοσυχνότητα της πακτωμένης κατασκευής. Η παράμετρος κύματος μπορεί να θεωρηθεί ως ένα μέτρο της σχετικής δυσκαμψίας μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους θεμελίωσης.
2. Ο λόγος h/r του ύψους της κατασκευής προς την ακτίνα θεμελίωσης.
3. Η σχέση f_e/f_c μεταξύ της ιδιοσυχνότητας της διέγερσης και της φυσικής ιδιοσυχνότητας της πακτωμένης κατασκευής.

Άλλες τέσσερις παράμετροι χρειάζονται για να χαρακτηριστεί το σύστημα τελείως:

4. Η σχετική αδράνεια εδάφους-κατασκευής $\Upsilon = \frac{m}{\pi \rho_s h r^2}$ (2.9)
5. Ο λόγος m_f/m της μάζας θεμελίωσης προς τη μάζα της κατασκευής.
6. Ο λόγος απόσβεσης ζ της πακτωμένης κατασκευής.
7. Ο λόγος Poisson του εδάφους ν_s .

2.2.1.3 Μέθοδος Veletsos et al. [1974, 1975, 1977]

Στόχος αυτής της μεθόδου είναι η σύνδεση των ιδιοτήτων του πλήρους συστήματος εδάφους-κατασκευής ($\tilde{T}, \tilde{\zeta}$) με τις ιδιότητες της πακτωμένης κατασκευής (T, ζ), ώστε να γίνει δυνατός ο υπολογισμός της επίδρασης του φαινομένου στην δυναμική συμπεριφορά της κατασκευής. Αυτή η σύνδεση εκφράζεται από το ακόλουθο ζεύγος εξισώσεων [Veletsos, 1977] :

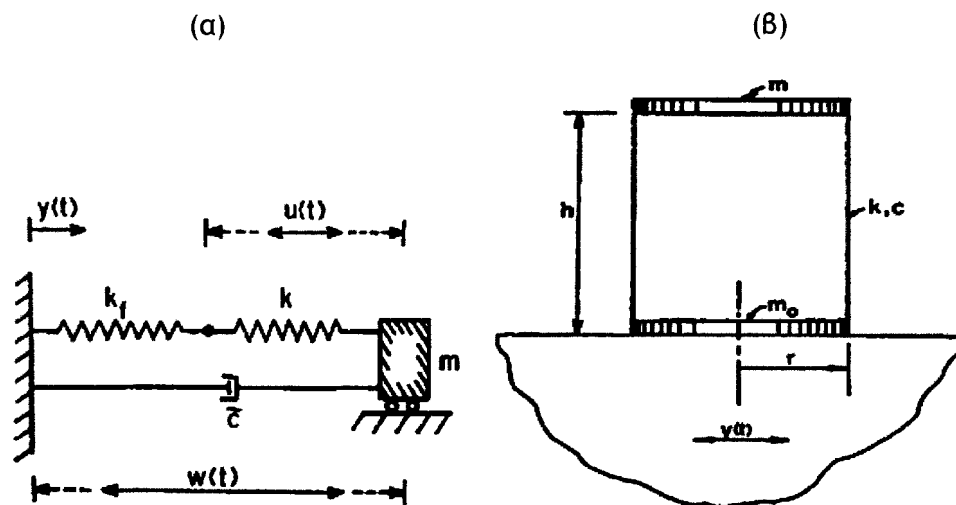
$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{k}{K_x} \left(1 + \frac{K_x h^2}{K_\theta}\right)} = T \sqrt{1 + \left(\frac{2-\nu_s}{2}\right) \frac{\pi^3 \gamma}{\alpha_x \sigma^2 \left(\frac{h}{r}\right)} \left[1 + 3 \left(\frac{1-\nu_s}{2-\nu_s}\right) \frac{\alpha_x}{\alpha_\theta} \left(\frac{h}{r}\right)^2\right]} \quad 2.10$$

$$\tilde{\zeta} = \tilde{\zeta}_0 + (\tilde{T}/T)^{-3} \zeta \quad 2.11$$

όπου $\tilde{\zeta}_0$ η απόσβεση λόγω ακτινοβολίας του επιφανειακού θεμελίου. Η απόσβεση της κατασκευής ζ θεωρείται πως είναι αποκλειστικά ιξώδης. Ο λόγος απόσβεσης λόγω ακτινοβολίας του θεμελίου δίνεται από [Veletsos and Nair, 1975]:

$$\tilde{\zeta}_0 = \frac{\pi^4 \gamma}{2 \sigma^3} (\tilde{T}/T)^{-3} \left\| \left[\frac{(2-\nu_s) \alpha_x}{\alpha_x (\alpha_x + i a_0 \alpha_x)} \left(\frac{r}{h}\right)^2 + \frac{3(1-\nu_s) \alpha_\theta}{\alpha_\theta (\alpha_\theta + i a_0 \alpha_\theta)} \right] \right\| \quad 2.12$$

Η μέθοδος βασίζεται στην εξίσωση της περιόδου (ή συχνότητας) συντονισμού και της μέγιστης τιμής της ψευδοεπιτάχυνσης του πραγματικού συστήματος εδάφους-κατασκευής (απείρων βαθμών ελευθερίας) με τα αντίστοιχα μεγέθη του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος (Σχήμα 2.7). Για τιμές σχετικής ακαμψίας εδάφους-κατασκευής μεγαλύτερες του 20 η αλληλεπίδραση μπορεί να αμεληθεί και ο σχεδιασμός της κατασκευής να γίνει σαν να είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτη βάση.



Σχήμα 2.7 (α) Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής, (β) πραγματικό σύστημα εδάφους-κατασκευής.

Τα κυριότερα αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με αυτή την μέθοδο επίλυσης είναι:

- Η συχνότητα συντονισμού του συστήματος μειώνεται σε σχέση με αυτή της κατασκευής που είναι θεμελιωμένη σε άκαμπτη βάση, μετατοπίζοντας την αιχμή τους φάσματος απόκρισης προς τα δεξιά.
- Το μέγεθος της μέγιστης απόκρισης μεταβάλλεται. Η τιμή του μειώνεται για χαμηλές δύσκαμπτες κατασκευές και αυξάνεται για ψηλές, εύκαμπτες κατασκευές.

Οι αλλαγές αυτές είναι συναρτήσεις της σχετικής ακαμψίας εδάφους-κατασκευής σ και του λόγου λυγηρότητας h/r .

Το πρώτο αποτέλεσμα οφείλεται στην μεγαλύτερη ευκαμψία και συνεπώς στη μικρότερη συχνότητα συντονισμού του συστήματος εδάφους-κατασκευής από την κατασκευή σε άκαμπτη βάση. Η μεταβολή στο μέγεθος της μέγιστης απόκρισης είναι αποτέλεσμα δύο αντιτιθέμενων μηχανισμών.

- Εξαιτίας της απόσβεσης ακτινοβολίας η απόσβεση του συστήματος είναι μεγαλύτερη από αυτή της κατασκευής σε άκαμπτη βάση και αυτό τείνει να μειώσει την απόκριση του συστήματος.
- Ο λικνισμός της θεμελίωσης αυξάνει την επιτάχυνση και άρα και την δύναμη αδράνειας της μάζας και αυτό οδηγεί σε αύξηση της απόκρισης.

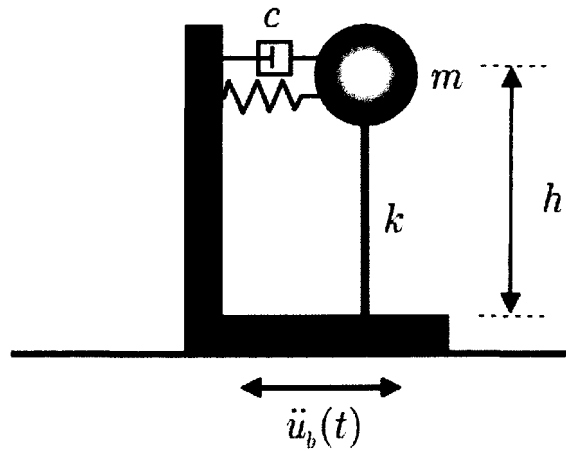
Ο πρώτος παράγοντας (σ) είναι αυτός που κυριαρχεί στις χαμηλές, δύσκαμπτες κατασκευές ενώ ο δεύτερος παράγοντας (h/r) κυριαρχεί στις ψηλές και εύκαμπτες κατασκευές.

Για μικρούς λόγους h/r ο λικνισμός της θεμελίωσης και η επακόλουθη αύξηση της απόκρισης είναι μικρού μεγέθους. Αντίθετα η μεταφορική συνιστώσα της κίνησης του θεμελίου κυριαρχεί και ανεξάρτητα από τη τιμή του α_0 ο συντελεστής χ_x είναι μεγάλος (Σχήμα 2.5). Έτσι η μικρή αύξηση απόκρισης λόγω λικνισμού αντισταθμίζεται από την μεγάλη μείωση απόκρισης λόγω της απόσβεσης.

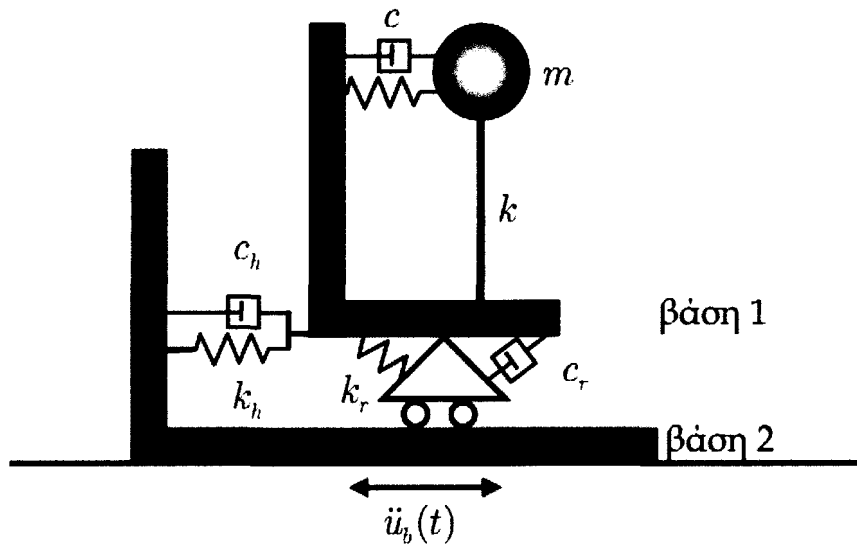
Για μεγάλους λόγους h/r η μείωση της απόκριση εξαιτίας της απόσβεσης ακτινοβολίας είναι πολύ μικρή καθώς η φυσική συχνότητα τέτοιων κατασκευών αντιστοιχεί σε μικρές τιμές του α_0 για τις οποίες ο συντελεστής απόσβεσης χ_0 είναι πρακτικά αμελητέος (Σχήμα 2.5). Αντίθετα ο λικνισμός της θεμελίωσης και η επακόλουθη αύξηση της απόκρισης είναι αρκετά σημαντικοί.

2.2.1.4 Μέθοδος Wolf [1985]

Το σύστημα που αναλύεται από τον Wolf φαίνεται στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 2.8 - 2.9).



Σχήμα 2.8 Μονοβάθμιος ταλαντωτής σε ελαστικό ημικώρο.



Σχήμα 2.9 Μονοβάθμιος ταλαντωτής μάζας m , δυσκαμψίας k και σταθεράς απόσβεσης c . Ο ελαστικός ημικώρος προσομοιώνεται από μεταφορικά και περιστροφικά ελατήρια και αποσβεστήρες.

Βασική διαφορά αυτής της επίλυσης με αυτής του Veletsos, είναι η χρήση δυναμικών συντελεστών ανεξάρτητων της συχνότητας διέγερσης για της σταθερές ελατηρίων και αποσβεστήρων του θεμελίου. Οι συντελεστές αυτοί έχουν σταθερές τιμές: $\alpha_x=1$, $\alpha_x=0.575$, $\alpha_\theta=0.15$, $\alpha_\theta=0.15$. Επίσης η μέθοδος διαφέρει και στον τρόπο εύρεσης της απόκρισης του πλήρους συστήματος καθώς αυτή

προκύπτει από την άμεση επίλυση του συστήματος των εξισώσεων κίνησης του πλήρους συστήματος εδάφους-κατασκευής.

Οι ιδιότητες του ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή δίνονται από τις σχέσεις :

$$\tilde{\omega}^2 = \omega_c^2 \left(1 + \frac{k}{K_x} + \frac{kh^2}{K_\theta} \right) \quad 2.13$$

$$\tilde{\zeta} = \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_c} \right)^2 \zeta + \left[1 - \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_c} \right)^2 \right] \zeta_s + \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_x} \right)^2 \zeta_x + \left(\frac{\tilde{\omega}}{\omega_\theta} \right)^2 \zeta_\theta \quad 2.14$$

Στις παραπάνω σχέσεις $\omega_\theta = \sqrt{\frac{K_\theta r^2}{mh^2}}$, $\omega_x = \sqrt{\frac{K_x}{m}}$, $\omega_c = \sqrt{\frac{K}{m}}$ είναι οι ασύζευκτες κυκλικές συχνότητες του συστήματος για λικνιστική ταλάντωση του θεμελίου (υποθέτοντας την ανωδομή άκαμπτη), μεταφορική ταλάντωση του θεμελίου και μεταφορική ταλάντωση της υπερκατασκευής (υποθέτοντας το θεμέλιο άκαμπτο), αντίστοιχα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η εξίσωση (2.14) είναι απλούστερη από την αντίστοιχη εξίσωση (2.11) της μεθόδου του Veletsos et al [1974, 1975, 1977].

Τα μειονεκτήματα των δύο παραπάνω μεθόδων είναι:

- Και στις δυο μεθόδους, οι όροι απόσβεσης ανώτερης τάξης ($\zeta_i \times \zeta_j$) αμελούνται. Αυτή η προσέγγιση είναι αμφισβητήσιμη για συστήματα εδάφους-κατασκευής με υψηλή απόσβεση που καταναλώνουν μεγάλα ποσά ενέργειας.
- Η απόσβεση του συστήματος στην μέθοδο του Veletsos, προκύπτει από μια προσεγγιστική διαδικασία, η οποία οδηγεί σε μια έκφραση που περιέχει φανταστικούς όρους (εξίσωση 2.12). Το γεγονός αυτό δυσχεραίνει τη χρήση της μεθόδου σε πρακτικές εφαρμογές.
- Οι δυναμικές δυσκαμψίες που χρησιμοποιούνται στην μέθοδο του Wolf, είναι ανεξάρτητες της συχνότητας διέγερσης.
- Η απόσβεση της κατασκευής στην μέθοδο του Veletsos θεωρείται αποκλειστικά ιξώδους φύσεως.
- Και στις δύο μεθόδους η μάζα και η στροφική ροπή αδράνειας του θεμελίου αμελούνται.

2.2.1.5 Διαδικασία επίλυσης Μαράβας κ.α [2006]

Πρόκειται για μια απλή διαδικασία υπολογισμού της επιρροής του φαινομένου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής για την περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου. Η μέθοδος αυτή επιλύει το σύστημα εδάφους κατασκευής που παρουσιάζεται στα Σχήματα 2.4 - 2.6, χωρίς στην διαδικασία της επίλυσης να υπεισέρχονται προσεγγίσεις στον υπολογισμό της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης του ισοδύναμου συστήματος (όπως γίνεται στον Veletsos και στον Wolf). Επιπλέον, γίνεται χρήση των ακριβών συναρτήσεων δυναμικής δυσκαμψίας, οι οποίες είναι συναρτήσεις της συχνότητας διέγερσης.

Η συνολική οριζόντια μετακίνηση του συστήματος εδάφους-κατασκευής (Σχήμα 2.6), μπορεί να γραφεί ως άθροισμα τριών επιμέρους μετακινήσεων ως εξής :

$$u_t = u_c + u_x + u_\theta \quad 2.15$$

Αυτό συνεπάγεται πως για το σύστημα του Σχήματος 2.6, οι μετακινήσεις αυτές μπορούν να εκφραστούν με χρήση μιγαδικών ελατηρίων, τα οποία είναι τοποθετημένα εν σειρά. Έτσι η δυναμική δυσκαμψία του συστήματος προκύπτει με εφαρμογή του κανόνα του αθροίσματος και δίνεται από:

$$\frac{1}{\bar{K}^*} = \frac{1}{K_x^*} + \frac{1}{K_\theta^*} \left(\frac{h}{r} \right)^2 + \frac{1}{k^*} \quad 2.16$$

όπου οι δυναμικές δυσκαμψίες είναι μιγαδικές λόγω της διαφοράς φάσης μεταξύ της απόκρισης των ελατηρίων. Αντικαθιστώντας κάθε μιγαδική δυναμική δυσκαμψία στην εξίσωση 2.16 σύμφωνα με την εξίσωση 2.1, προκύπτει η ακριβής έκφραση για την ιδιοσυχνότητα και την απόσβεση του συστήματος [Maravas, 2006]:

$$\tilde{\zeta} = \frac{\frac{\zeta_x}{\omega_x^2(1+4\zeta_x^2)} + \frac{\zeta_\theta}{\omega_\theta^2(1+4\zeta_\theta^2)} + \frac{\zeta}{\omega_c^2(1+4\zeta^2)}}{\frac{1}{\omega_x^2(1+4\zeta_x^2)} + \frac{1}{\omega_\theta^2(1+4\zeta_\theta^2)} + \frac{1}{\omega_c^2(1+4\zeta^2)}} \quad 2.17$$

$$\tilde{\omega}^2 = \left[\frac{1+4\tilde{\zeta}^2}{\omega_x^2(1+4\zeta_x^2)} + \frac{1+4\tilde{\zeta}^2}{\omega_\theta^2(1+4\zeta_\theta^2)} + \frac{1+4\tilde{\zeta}^2}{\omega_c^2(1+4\zeta^2)} \right]^{-1} \quad 2.18$$

Οι παραπάνω εξισώσεις είναι ακριβείς λύσεις του προβλήματος, με την έννοια ότι δεν υπεισέρχεται καμία προσέγγιση στους υπολογισμούς, πέρα από αυτές που τυπικά υπάρχουν στον αριθμητικό υπολογισμό των δυναμικών δυσκαμψιών. Με δεδομένο το ότι οι δυναμικές δυσκαμψίες είναι συναρτήσεις της συχνότητας, απαιτείται μια επαναληπτική διαδικασία για την εφαρμογή των εξισώσεων 2.17 και 2.18. Τέλος, εάν παραλειφθούν οι όροι ζ_i^2 , τότε οι εξισώσεις 2.17, 2.18 ταυτίζονται με τις εξισώσεις 2.14 και 2.13 αντίστοιχα.

Επιρροή της μάζας του θεμελίου

Η επιρροή της μάζας και της αδράνειας του θεμελίου (m_f , I_f) στην δυναμική συμπεριφορά του συστήματος των Σχημάτων 2.4 - 2.6, μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας τροποποιημένες σταθερές K_x και K_θ . Αυτές δίνονται από τις εξής σχέσεις:

$$\bar{K}_x = K_x - m_f \omega^2 \quad 2.19$$

$$\bar{K}_\theta = K_\theta - I_f \omega^2 \quad 2.20$$

όπου K_x και K_θ δίνονται από την εξίσωση 2.3. Αυτή η τροποποίηση μπορεί εύκολα να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με την προτεινόμενη διαδικασία επίλυσης, που παρουσιάστηκε προηγουμένως, καθώς δεν αλλάζει τις εξισώσεις 2.17 και 2.18, παρά το γεγονός ότι εισάγει μια επιπλέον αδιάστατη ποσότητα. Η ποσότητα αυτή μ , εκφράζει το λόγο της μάζας του θεμελίου προς τη μάζα της υπερκατασκευής:

$$\mu = \frac{m_f}{m} \quad 2.21$$

του οποίου η τιμή κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 0 και 1.

2.2.2 Μέθοδοι ανάλυσης σύνθετων προβλημάτων δυναμικής αλληλεπίδρασης

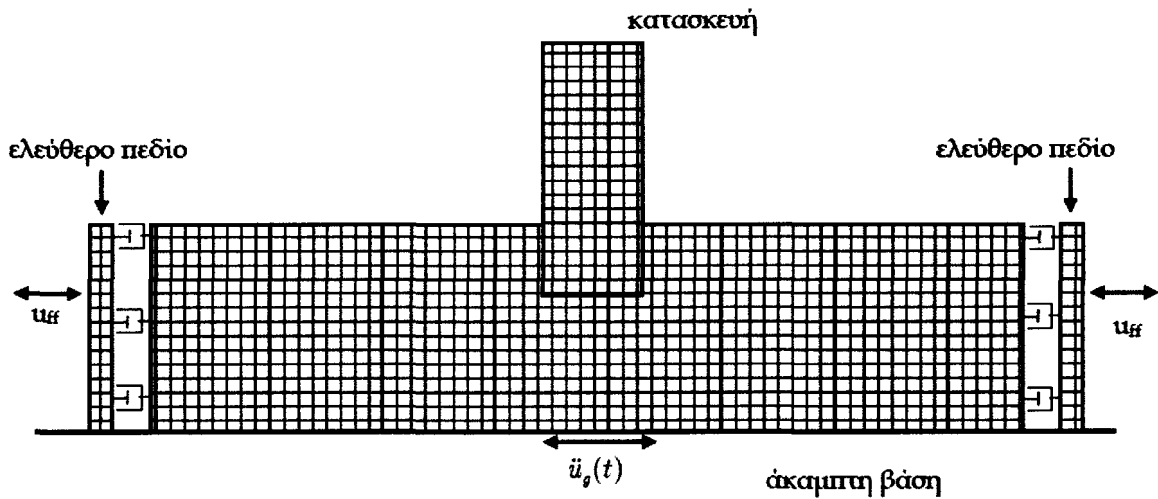
Συνήθως τα προβλήματα αλληλεπίδρασης αναφέρονται σε σύνθετα συστήματα εδάφους - κατασκευής και δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθούν με ακρίβεια από το απλό προσομοίωμα ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή που παρουσιάστηκε προηγουμένως.

Για την επίλυση πιο σύνθετων προβλημάτων έχει δημιουργηθεί μία σειρά αριθμητικών μεθόδων που διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

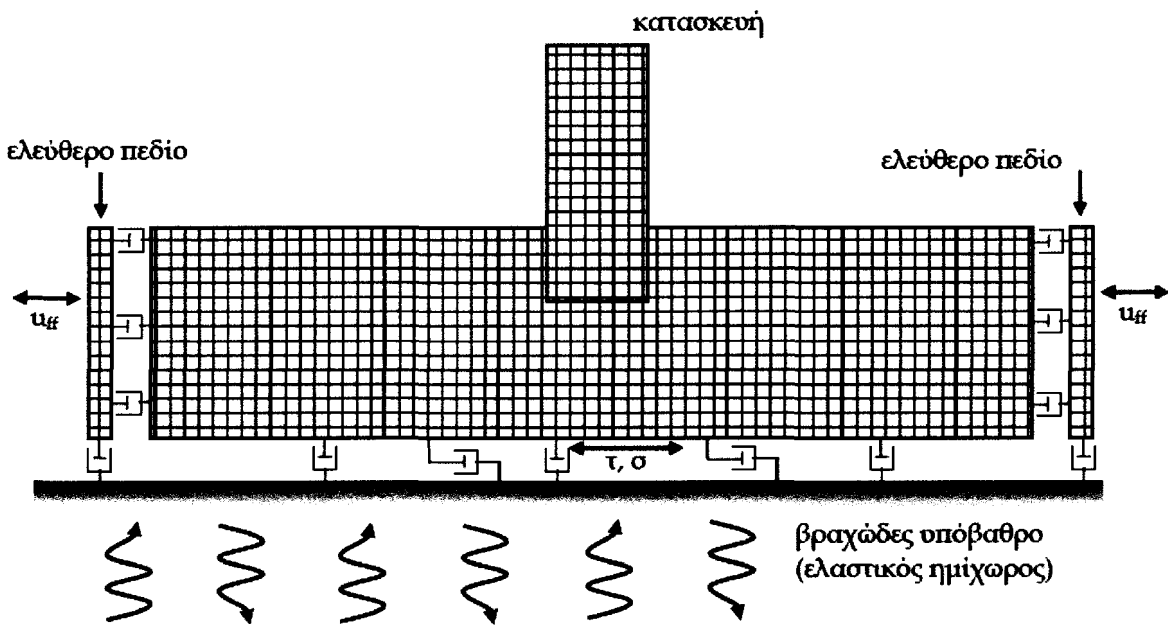
1. Μέθοδοι απευθείας εν χρόνω ολοκλήρωσης (ένα βήμα).
2. Μέθοδοι επαλληλίας της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης (δύο βήματα).

2.2.2.1 Απευθείας εν χρόνω ολοκλήρωση

Στην απευθείας μέθοδο, ολόκληρο το πεδίο του εδάφους, της θεμελιώσεως και της κατασκευής προσομοιώνονται και αναλύονται σε ένα βήμα. Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζεται ένα προσομοίωμα του συστήματος εδάφους-κατασκευής.



Σχήμα 2.10 Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους - κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση άκαμπτης βάσης.



Σχήμα 2.11 Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους-κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση εύκαμπτης βάσης.

Αριστερά και δεξιά του συστήματος εδάφους-κατασκευής υπάρχουν δύο στήλες εδάφους που αντιπροσωπεύουν το ελεύθερο πεδίο. Αρχικά γίνεται μία στατική ανάλυση από την οποία προκύπτουν οι αντιδράσεις στους κόμβους που είναι στα σύνορα του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Εν συνεχεία, διατηρώντας τις στατικές αντιδράσεις στους συνοριακούς κόμβους, οι στήλες του ελεύθερου πεδίου και η βάση του συστήματος υφίστανται δυναμική διέγερση.

Οι μετατοπίσεις των δύο εδαφικών στηλών δίδουν την κίνηση του ελεύθερου πεδίου αριστερά και δεξιά του συστήματος. Όταν υπάρχει διαφορά απόκρισης μεταξύ του συνόρου του συστήματος και του ελεύθερου πεδίου, οι αποσβεστήρες που τοποθετούνται μεταξύ τους αποσβένουν την ενέργεια, προσομοιώνοντας με τον τρόπο αυτό την ακτινοβολούμενη ενέργεια από το σύστημα προς το ελεύθερο πεδίο.

Η σεισμική δόνηση στη βάση είναι δυνατόν να δοθεί είτε με την μορφή επιτάχυνσης είτε με την μορφή τάσεων. Εάν δοθεί με την μορφή επιτάχυνσης ή ταχύτητας στην βάση του συστήματος, τότε δεν επιτρέπεται η ακτινοβολία ενέργειας προς το βραχώδες υπόβαθρο, το οποίο στην περίπτωση αυτή είναι ισοδύναμο με άκαμπτο βράχο (Σχήμα 2.10).

Το σύστημα διαφορικών εξισώσεων που προκύπτει γράφεται ως εξής:

$$M \ddot{u} + K^* u = - M \ddot{u}_{ff}(t) \quad 2.22$$

Εάν το βραχώδες υπόβαθρο δεν είναι άκαμπτο αλλά αποτελείται από ενδόσιμο βράχο ή έδαφος, τότε θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η ακτινοβολία της ενέργειας από το σύστημα προς το βραχώδες υπόβαθρο. Στην περίπτωση αυτή τοποθετείται ένα σύστημα αποσβεστήρων μεταξύ της βάσης του συστήματος και του υποκείμενου ελαστικού ημικώρου και η διέγερση επιβάλλεται υπό μορφή ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση του συστήματος (Σχήμα 2.11).

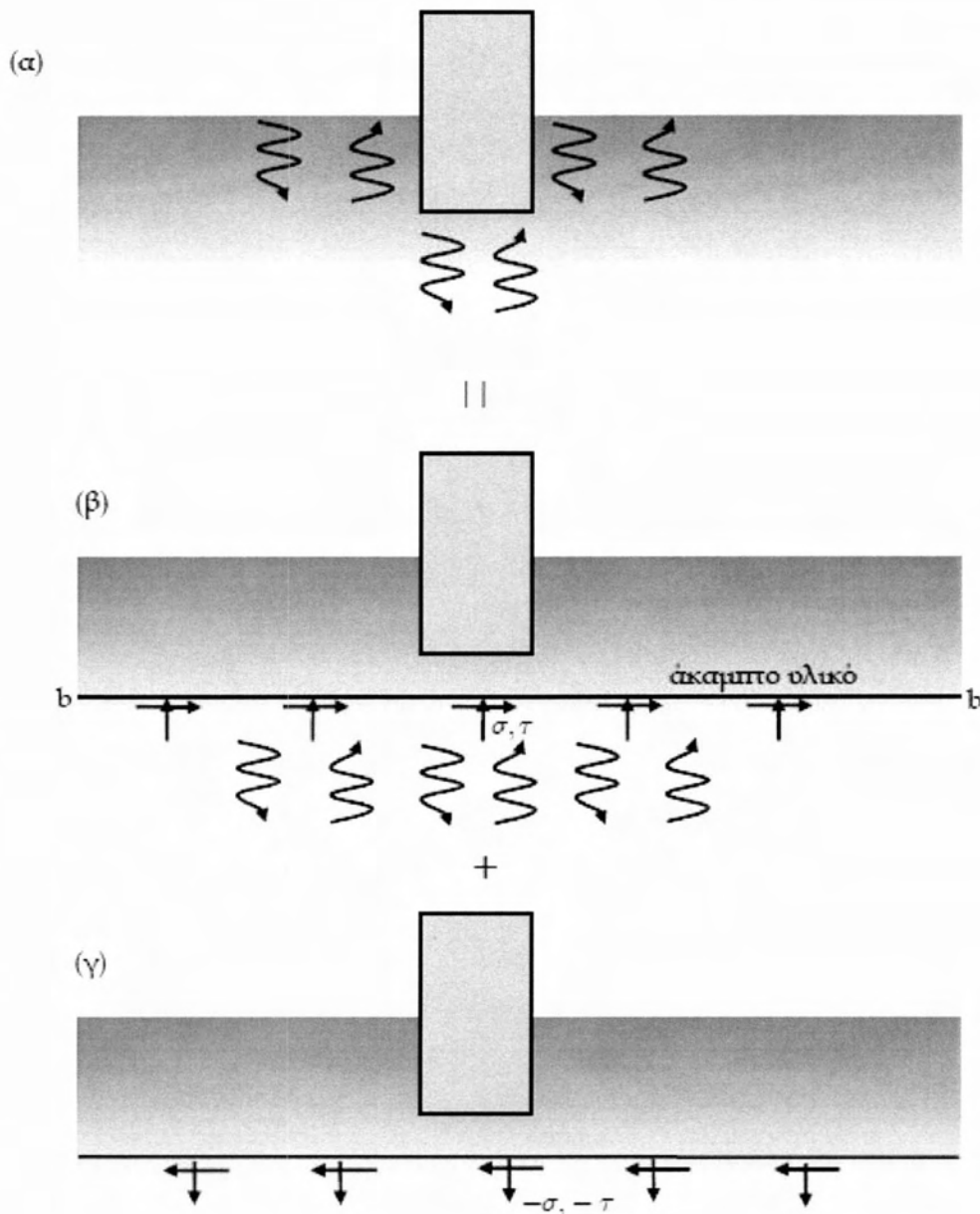
Ο προσδιορισμός των ορθών και διατμητικών σεισμικών τάσεων που αποτελούν την σεισμική διέγερση στην περίπτωση του Σχήματος 2.11 γίνεται με τον τρόπο που περιγράφεται παρακάτω.

Ας εξετάσουμε το γενικό σύστημα εδάφους - κατασκευής στο Σχήμα 2.12(a). Θα αποδείξουμε ότι το σύστημα στο Σχήμα 2.12(a) είναι ισοδύναμο με την επαλληλία των συστημάτων στα Σχήματα 2.12(β)-2.12(γ).

Αρχικά, στο Σχήμα 2.12(β) θεωρούμε ότι το σύστημα από το αυθαίρετα επιλεγόμενο σύνορο b-b και άνω αποτελείται από ένα άκαμπτο υλικό και υπολογίζουμε τις ορθές και διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια b-b για την δοθείσα σεισμική διέγερση. Ο υπολογισμός αυτός γίνεται εύκολα κάνοντας χρήση των θεωρητικών λύσεων διάδοσης κυμάτων σε ελαστικό ημικώρο, που απολήγει σε μία άκαμπτη επιφάνεια.

Εν συνεχεία, για να εξουδετερώσουμε το αποτέλεσμα της παρουσίας μιας μη υπαρκτής άκαμπτης επιφάνειας στο σύστημα, επιβάλλουμε στο σύστημα εδάφους κατασκευής, στην θέση της υποθετικής άκαμπτης επιφάνειας b-b, ίσες και αντίθετες σε πρόσημο ορθές και διατμητικές τάσεις με αυτές που υπολογίσαμε στο προηγούμενο βήμα (Σχήμα 2.12(γ)). Η ολική απόκριση του συστήματος που ευρίσκεται επάνω από την επιφάνεια b-b είναι ίση με την απόκριση που προκύπτει μόνο από την δεύτερη ανάλυση και είναι η ακριβής λύση του προβλήματος. Αντίθετα, η απόκριση του μέρους του συστήματος που ευρίσκεται κάτω από την επιφάνεια b-b είναι το άθροισμα της απόκρισης από τα δύο βήματα.

Η μέθοδος αυτή ισχύει όχι μόνο για γραμμική ελαστικότητα, αλλά και για ανελαστική συμπεριφορά των υλικών του συστήματος που ευρίσκονται επάνω από το επίπεδο b-b, καθώς η επίλυση του τμήματος αυτού δεν προκύπτει από επαλληλία δύο λύσεων αλλά από την λύση στο δεύτερο βήμα μόνο.

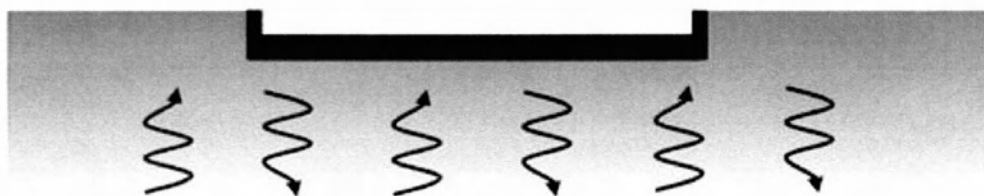


Σχήμα 2.12 Προσομοίωμα του συστήματος εδάφους-κατασκευής που χρησιμοποιείται στην απευθείας μέθοδο στην περίπτωση εύκαμπτης βάσης.

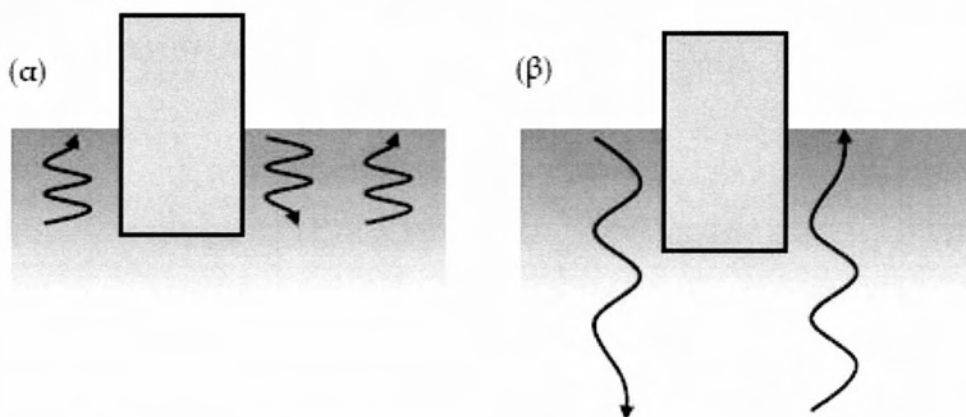
2.2.2.2 Μέθοδος επαλληλίας της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης

Στη μέθοδο αυτή γίνεται αρχικά διαχωρισμός των δύο μορφών δυναμικής αλληλεπίδρασης, της κινηματικής και της αδρανειακής, και εν συνεχεία χρησιμοποιείται η επαλληλία για την υπέρθεση των δύο λύσεων (Σχήμα 2.3). Συνεπώς, λόγω χρήσης της επαλληλίας, η μέθοδος αυτή ισχύει μόνο για γραμμικά ή ισοδύναμα γραμμικά ελαστικά συστήματα.

Κινηματική αλληλεπίδραση: Η σεισμική απόκριση στο ελεύθερο πεδίο περιλαμβάνει οριζόντια και κατακόρυφη κίνηση. Ας θεωρήσουμε ότι στην επιφάνεια του εδάφους ή σε κάποιο βάθος εντός του εδάφους υπάρχει μία άκαμπτη πλάκα ή μία πλάκα που είναι πολύ πιο δύσκαμπτη από το έδαφος, με μηδενική μάζα (χωρίς δηλαδή να υπάρχουν αδρανειακές δυνάμεις), όπως στο Σχήμα 2.12. Η πλάκα αυτή δεν είναι δυνατόν να ακολουθήσει τη κίνηση του πιο εύκαμπτου εδάφους, και συνεπώς, η απόκριση εξαρτάται από την κινηματική αλληλεπίδραση μεταξύ της πλάκας και του εδάφους. Η κινηματική αλληλεπίδραση δημιουργείται όταν η παρουσία μίας δύσκαμπτης κατασκευής στην επιφάνεια ή εντός του εδαφικού σχηματισμού εμποδίζει το έδαφος να αποκριθεί με τον τρόπο που αποκρίνεται στο ελεύθερο πεδίο.



Σχήμα 2.13 Κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και άκαμπτης βάσης θεμελίωσης χωρίς μάζα.



Σχήμα 2.14 Κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και δύσκαμπτης εγκιβωτισμένης κατασκευής χωρίς μάζα.

Στο Σχήμα 2.14 παρουσιάζεται η κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους και δύσκαμπτης εγκιβωτισμένης κατασκευής χωρίς μάζα. Σημειώνεται ότι ανάλογα με το μήκος κύματος των σεισμικών κυμάτων σε σχέση με το βάθος εγκιβωτισμού, η κινηματική αλληλεπίδραση μπορεί να είναι μικρή ή σημαντική. Στο Σχήμα 2.14(α) το μικρό μήκος κύματος δημιουργεί δυνάμεις με διαφορά φάσης που σε ένα σημαντικό βαθμό αλληλοεξουδετερώνονται και συνεπώς το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης είναι μικρό. Αντίθετα, στο Σχήμα 2.14(β) το μήκος κύματος έχει μέγεθος που είναι συγκρίσιμο με το βάθος θεμελιώσεως και συνεπώς δημιουργούνται

σημαντικές ροπές στην θεμελίωση (ακόμη και στην περίπτωση που η κίνηση στο ελεύθερο πεδίο είναι μόνο οριζόντια) με αποτέλεσμα να τεθεί η κατασκευή, εκτός από την οριζόντια μετατόπιση, και σε λικνισμό.

Η απόκριση που οφείλεται μόνο σε κινηματική αλληλεπίδραση υπολογίζεται θεωρώντας ότι η θεμελίωση και η κατασκευή δεν έχουν μάζα. Οι εξισώσεις δυναμικής ισορροπίας στην περίπτωση αυτή είναι

$$M_{soil} \ddot{u}_{kl} + K^* u_{kl} = -M_{soil} \ddot{u}_b(t) \quad 2.23$$

όπου M_{soil} είναι το μητρώο μάζας του εδάφους (θεμελίωση και κατασκευή δεν έχουν μάζα). Η επίλυση της παραπάνω εξίσωσης δίνει την κίνηση $u_{kl}(t)$ που αποτελεί την διέγερση της θεμελίωσης.

Αδρανειακή αλληλεπίδραση: Η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στη πρόσθετη κίνηση που προκύπτει από την παρουσία των αδρανειακών δυνάμεων που οφείλονται στην μάζα της κατασκευής και της θεμελίωσης. Όταν το έδαφος θεμελιώσεως είναι εύκαμπτο, τότε οι αδρανειακές δυνάμεις της κατασκευής μεταφέρονται στο έδαφος και προκαλούν μετατόπιση της βάσης της κατασκευής. (Η μετατόπιση αυτή δεν εμφανίζεται στην περίπτωση της άκαμπτης βάσης). Η μετατόπιση λόγω αδρανειακής αλληλεπίδρασης υπολογίζεται από την εξίσωση δυναμικής ισορροπίας:

$$M \ddot{u}_{ll} + K^* u_{ll} = -M_{structure} (\ddot{u}_{kl}(t) + \ddot{u}_b(t)) \quad 2.24$$

όπου $M_{structure}$ είναι το μητρώο μάζας κατασκευής και θεμελίωσης, υποθέτοντας ότι το έδαφος δεν έχει μάζα.

Το δεξιό μέρος της (2.24) υποδηλώνει τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο σύστημα εδάφους-κατασκευής και εξαρτώνται από την διέγερση στη βάση και την κίνηση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης του θεμελίου της κατασκευής. Στην αδρανειακή αλληλεπίδραση, οι αδρανειακές δυνάμεις ασκούνται μόνο επί της κατασκευής.

Επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης συνολική απόκριση του συστήματος προκύπτει από την επαλληλία της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Προσθέτοντας τις εξισώσεις (2.23) και (2.24) προκύπτει

$$M_{soil} \ddot{u}_{kl} + M \ddot{u}_{ll} + K^* \{u_{kl} + u_{ll}\} = -\{M_{soil} + M_{structure}\} \ddot{u}_b - M_{structure} \ddot{u}_{kl} \quad 2.25$$

όπου :

$$(u_{kl} + u_{ll}) = u$$

$$M_{soil} + M_{structure} = M$$

Και συνεπώς η εξίσωση 2.25 γράφεται και ως

$$M \ddot{u} + K^* u = -M \ddot{u}_b(t) \quad 2.26$$

γεγονός που αποδεικνύει ότι η λύση ολόκληρου του συστήματος είναι ίση με το άθροισμα της κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης.

2.3 Μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

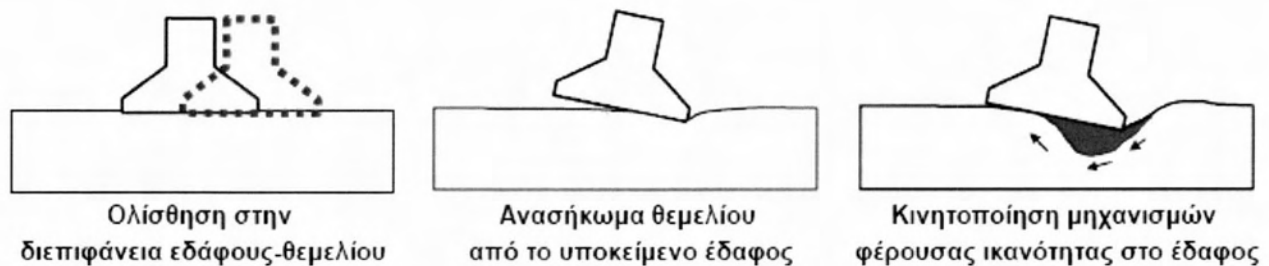
Η μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελιώσεων έχει μελετηθεί ευρέως τα τελευταία χρόνια μέσω :

- Πειραματικών αναλύσεων [Ticof, 1977; Knappett et al., 2004; Gajan et al., 2005; Paolucci et al., 2008; Gajan & Kutter, 2008] .
- Αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων ή συνοριακών στοιχείων στοιχείων [Butterfield & Gottardi, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Apostolou et al., 2003, 2007; Gazetas & Apostolou, 2004; Gourvenec, 2007] .
- Μη γραμμικών μοντέλων μακροστοιχείου [Nova & Montrasio, 1991; Paolucci, 1997; Cremer et al., 2001, 2002; Chatzigogos et al., 2009] .
- Μη γραμμικών μοντέλων Winkler [Psycharis & Jennings, 1983; Allotey & El Naggar, 2003, 2008; Raychowdhury & Hutchinson, 2009] .

Η μη γραμμική συμπεριφορά στο σύστημα εδάφους-θεμελίωσης εκδηλώνεται με τρεις μηχανισμούς (Σχήμα 2.5) :

1. **Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος** (μη γραμμικότητα γεωμετρίας), όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του συστήματος θεμελίου-εδάφους. Οι Housner [1963], Pauley & Priestley [1992] και πολλοί άλλοι έχουν καταδείξει ότι η ικανοποιητική απόκριση υψικόρμων κατασκευών σε ισχυρή σεισμική διέγερση μπορεί να αποδοθεί αποκλειστικώς στην μερική αποκόλληση του θεμελίου. Ο μηχανισμός της αποκόλλησης του επιφανειακού θεμελίου έχει επισημανθεί από τον Kawashima και τους συνεργάτες του [2005] ως πιθανή μέθοδος σεισμικής μόνωσης βάθρων γεφυρών. Επιπλέον σε πολλές περιπτώσεις, η αποκόλληση του θεμελίου μπορεί να είναι ευεργετική για την ανωδομή καθώς συνεισφέρει σημαντικά στην μείωση της απαίτησης σε πλασιμότητα. Ακόμα και σε πολύ υψηλές και άκαμπτες κατασκευές, το ανασήκωμα δεν επιφέρει ανατροπή του θεμελίου παρά μόνον σε κάποιες περιπτώσεις περιορισμένου ενδιαφέροντος για τον μηχανικό [Makris & Roussos 2000, Gerolymos et al 2005, Apostolou et al 2007]. Τα ανωτέρω συμπεράσματα μπορούν να ισχύσουν και σε μαλακά εδάφη, εντούτοις λόγω της αναπόφευκτης πλαστικοποίησης του εδάφους θεμελίωσης θα πρέπει να ελεγχθούν οι πρόσθετες μετακινήσεις του θεμελίου.
2. **Ολίσθηση στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου** (μη γραμμικότητα διεπιφάνειας) ,όταν η μέσω της διεπιφάνειας μεταδιδόμενη δύναμη υπερβαίνει την αντίσταση της τριβής. Σύμφωνα με τον Newmark [1965], λόγω του ανακυκλικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης η υπέρβαση της δύναμης τριβής και η συνεπαγόμενη ολίσθηση δεν οδηγεί απαραίτητα σε αστοχία αλλά σε μη αντιστρεπτές παραμορφώσεις. Αυτή η φιλοσοφία έχει ήδη εν μέρει ευοδωθεί στον σχεδιασμό κατασκευών όπως αναχώματα ή τοίχοι αντιστηρίξεως, εντούτοις δεν έχει αξιοποιηθεί ευρέως σε συνήθεις θεμελιώσεις.

3. **Κινητοποίηση μηχανισμών φέρουσας ικανότητας στο έδαφος** (μη γραμμικότητα υλικού), δηλαδή πλαστικοποίηση του εδάφους η οποία μπορεί να τροποποιήσει σημαντικά την σεισμική διέγερση στη στάθμη της θεμελίωσης. Στην ακραία περίπτωση πολύ μαλακών εδαφών, η λικνιστική ταλάντωση του θεμελίου επιφέρει την ανάπτυξη εκτεταμένων πλαστικών ζωνών στα άκρα του θεμελίου. Η κινητοποίηση μηχανισμών διατμητικής αστοχίας του εδάφους περιορίζεται στην θλιβόμενη λόγω του λικνισμού του θεμελίου περιοχή. Επιπλέον λόγω του ανακυκλικού χαρακτήρα της αδρανειακής ταλάντωσης του θεμελίου η ενεργοποίηση τέτοιων μηχανισμών αναιρείται πολύ γρήγορα από τον επόμενο κύκλο ταλάντωσης με αποτέλεσμα να μην αντιμετωπίζεται συνήθως πρόβλημα γενικής αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα. Η επαναλαμβανόμενη φορτίση συντελεί στην ανάπτυξη συσσωρευτικής μόνιμης μετακίνησης (καθίζησης, στροφής) του θεμελίου.



Σχήμα 2.5 Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης στο σύστημα εδάφους-θεμελίωσης [Gazetas & Apostolou, 2004] .

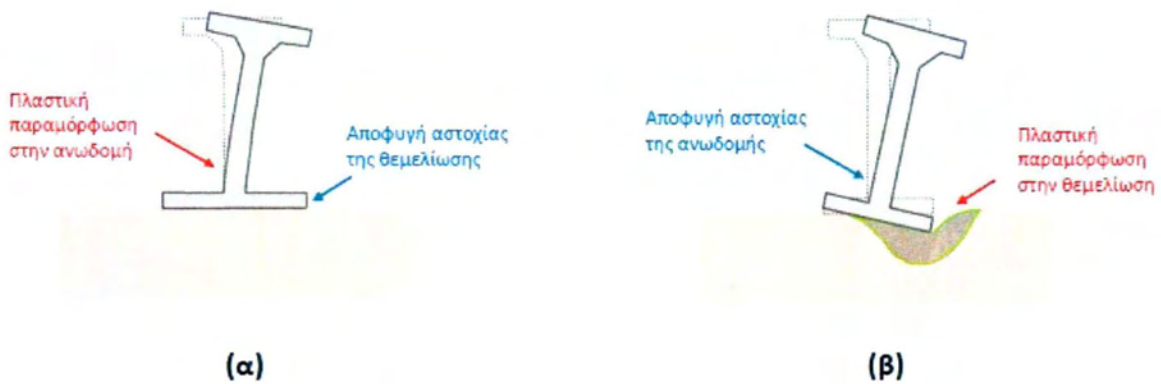
Πολλές σχετικές μελέτες έχουν δείξει την ευεργετική επίδραση της αποκόλλησης του θεμελίου [Housner, 1963; Meek, 1975; Priestley et al., 1978; Huckelbridge & Clough, 1978; Psycharis & Jennings, 1983; Chopra & Yim, 1985; Beck & Skinner, 1974; Huckelbridge & Ferencz, 1981; Priestley et al., 1996; Mergos & Kawashima, 2005; Chen et al., 2006; Sakellarakis & Kawashima, 2007] και της ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους στην απόκριση της ανωδομής [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; Pecker, 2003; Martin & Lam, 2000; FEMA-356, 2000; Kutter et al. 2001; Faccioli et al., 2001; Gazetas et al., 2003; Gajan et al., 2005; Mergos & Kawashima, 2005; Apostolou & Gazetas, 2005; Paolucci et al., 2007; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Gajan et al., 2008; Chatzigogos et al., 2009; Gerolymos et al., 2008; 2009; Anastasopoulos et al., 2010] .

Έτσι, μία νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού παρουσιάστηκε από τους Anastasopoulos et al (2010) σύμφωνα με την οποία η δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στο έδαφος κάτω από το θεμέλιο, λειτουργεί σαν «βαλβίδα ασφαλείας» εμποδίζοντας τη μεταφορά μεγάλων φορτίων στην ανωδομή. Αυτό επιτυγχάνεται με την υποδιαστασιολόγηση των θεμελίων σε σχέση με την ανωδομή, σε πλήρη αντίθεση με τον ικανοτικό σχεδιασμό (Σχήμα 2.6).

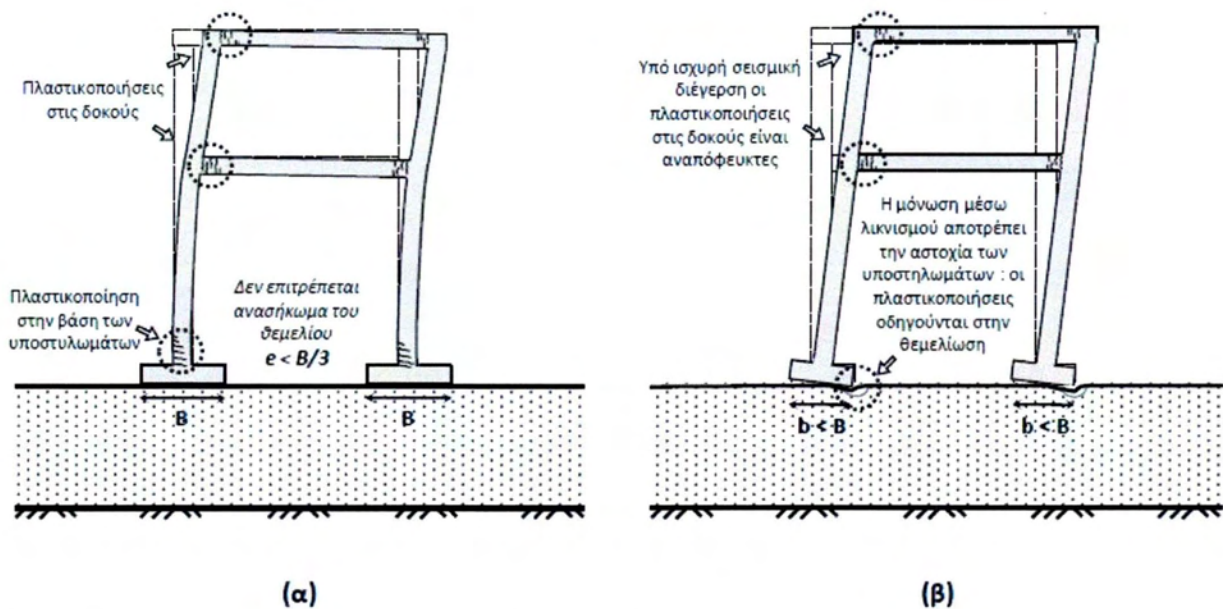
Οι μελέτες διενεργήθηκαν σε μονοβάθμια συστήματα [Anastasopoulos et al, 2010] και σε απλές πλαισιωτές κατασκευές [Gelagoti et al, 2010] (Σχήμα 2.7), όπου και αποδείχθηκε ότι η απόκριση των μη συμβατικά σχεδιασμένων κατασκευών σε σεισμικές φορτίσεις που υπερέβαιναν το σεισμό σχεδιασμού ήταν ευνοϊκότερη καθώς οδηγεί σε μικρότερες απαιτήσεις πλαστιμότητας από την ανωδομή. Το τμήμα, όμως, που καλείται να πληρώσει η κατασκευή συνίσταται σε ενδεχομένως αυξημένες τιμές παραμένουσας καθίζησης και στροφής.

Συμβατικός Ικανοτικός Σχεδιασμός

Νέα Φιλοσοφία Σχεδιασμού



Σχήμα 2.6 (α) Συμβατικός ικανοτικός σχεδιασμός, (β) μόνωση μέσω λικνισμού.



Σχήμα 2.7 Σύγκριση (α) συμβατικού ικανοτικού σχεδιασμού με τον (β) σχεδιασμό μόνωσης μέσω λικνισμού [Gelagoti et al, 2010].

Επιπλέον έχουν πραγματοποιηθεί πολλές πειραματικές μελέτες σε φυγοκεντρική και σεισμική τράπεζα για την επίδραση των μη γραμμικοτήτων στην απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων υποβαλλόμενων σε στατικές, ανακυκλικές και δυναμικές φορτίσεις σε αμμόδη κυρίως εδάφη [Bartlett 1976; Wiessing 1979; Taylor et al. 1981; Georgiadis & Butterfield 1988; Gottardi & Butterfield 1995; Faccioli et al. 2001; Gajan et al. 2005; Kutter 1995; Ugalde et al. 2007;]. Οι έρευνες αυτές απέδειξαν ότι ο λικνισμός των επιφανειακών θεμελιώσεων εξασφαλίζει μεγάλα περιθώρια πλαστιμότητας και μεγάλη απόσβεση κατά τη σεισμική διέγερση με αμελητέα μείωση της φέρουσας ικανότητάς τους .

Οι Raolucci et al [2011] πρότειναν μία απλοποιητική διαδικασία, ώστε να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης στην αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής κατά την ανακυκλική φόρτιση. Πρόκειται για μία ισοδύναμη γραμμική ιξωδοελαστική προσέγγιση, βασισμένη στις έννοιες της μειούμενης τέμνουσας δυσκαμψίας και της αυξανόμενης απόσβεσης συναρτήσει της γωνίας στροφής της θεμελίωσης. Για την ανάπτυξη της μεθόδου χρησιμοποιήθηκαν αποτελέσματα από πειράματα σε φυγοκεντρική [TRISEE; Faccioli et al., 1998 and PWRI, 2005] και από αριθμητικές αναλύσεις με τη μέθοδο του μακροστοιχείου [Di Prisco et al, 2003] που όμως δε λαμβάνει υπόψη την αποκόλληση της θεμελίωσης.

2.3.1 Λικνισμός επιφανειακού θεμελίου σε ενδόσιμο έδαφος

Η ενδοσιμότητα του εδάφους εισάγει πρόσθετους βαθμούς ελευθερίας ως προς την περίπτωση της άκαμπτης βάσης. Μία κατασκευή εισέρχεται στη φάση της λικνιστικής απόκρισης για μικρότερα πλάτη διέγερσης απ' ότι στην περίπτωση επί άκαμπτης βάσης, ενώ μπορεί να υποστεί περιστροφική κίνηση χωρίς να χάσει την επαφή με το υποκείμενο έδαφος. Η λικνιστική απόκριση χαρακτηρίζεται κατά κανόνα από ανασήκωμα στη μία άκρη του θεμελίου και βύθιση στην άλλη. Επίσης η κρούση κατά τον λικνισμό είναι πιο απορροφητική σε σχέση με την περίπτωση άκαμπτης βάσης, οδηγώντας σε ταχύτερη εξασθένιση της ταλάντωσης.

Η απόκριση του συστήματος είναι έντονα μη γραμμική, ακόμα και για την περίπτωση ιδεωδώς ελαστικού εδάφους, λόγω της γεωμετρικής μη γραμμικότητας. Στην περίπτωση δε όπου το έδαφος είναι ανελαστικό εισάγεται επιπλέον και μη γραμμικότητα υλικού. Η γεωμετρική μη γραμμικότητα συνίσταται αφενός στην σταδιακή μείωση του ενεργού πλάτους του θεμελίου (μείωση της επιφάνειας επαφής θεμελίου - εδάφους) και αφετέρου στα φαινόμενα $P - \delta$. Τα τελευταία ενισχύονται σε μεγάλες γωνίες στροφής, ιδίως στην περίπτωση υψίκορμων κατασκευών. Η μη γραμμικότητα υλικού, συνίσταται αντίστοιχα στην υστερητική σχέση τάσεων - παραμορφώσεων του εδάφους.

Πλήθος ερευνητών έχουν ασχοληθεί με την μελέτη της λικνιστικής απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων επί ενδόσιμου εδάφους. Οι Psycharis & Jennings [1983] εισήγαγαν την ενδοσιμότητα του εδάφους με ένα ιξωδοελαστικό μοντέλο Winkler, στο οποίο τα ελατήρια δεν μπορούν να παραλάβουν εφελευσμό και παρήγαγαν αναλυτικές εκφράσεις που περιγράφουν την απόκριση του συστήματος κατά τη φάση της πλήρους επαφής και κατά την φάση του ανασηκώματος. Οι Koh et al. [1986] διεύρυναν την προηγούμενη εργασία εισάγοντας την ευκαμψία της ανωδομής.

Επίσης, ο Psycharis [2007] επέκτεινε την προηγούμενη εργασία του μελετώντας τη δυναμική απόκριση άκαμπτης θεμελίωσης που συνδέεται μέσω κλώνας στην ανωδομή και εδράζεται σε ελαστικό μοντέλο Winkler με μηδενική αντοχή σε εφελκυσμό. Οι Apostolou et al. [2003; 2007] χρησιμοποίησαν αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να θεωρήσουν το έδαφος ως ελαστικό συνεχές μέσο και να αποτυπώσουν πιο ρεαλιστικά την κατανομή των τάσεων κάτω από το θεμέλιο, εφόσον η γραμμική κατανομή των τάσεων του μοντέλου Winkler δεν μπορεί να προσομοιώσει ικανοποιητικά την συγκέντρωση των τάσεων επαφής στα άκρα της θεμελίωσης.

Ως προς τη δημοσιευμένη βιβλιογραφία για θεώρηση ανελαστικού εδάφους, οι Allotey & El Naggar [2003; 2008] μελέτησαν την λικνιστική απόκριση χρησιμοποιώντας ελαστοπλαστικό μοντέλο Winkler και παρήγαγαν λύση που επιτρέπει τον υπολογισμό του διαγράμματος ροπής - στροφής σε ανελαστικό έδαφος, αγνοώντας ωστόσο τα φαινόμενα P-δ. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν ανέδειξαν την καθοριστική επίδραση του αντιστρόφου του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφου φορτίου στην απόκριση της θεμελίωσης μέσω ανασκώματος ή διαρροής του εδάφους και στη μέγιστη τιμή της ροπής που αναπτύσσεται. Οι Raychowdhury & Hutchinson [2009] βαθμονόμησαν μέσω πειραμάτων σε φυγοκεντρική ένα μη γραμμικό μοντέλο Winkler για διάφορα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της θεμελίωσης (τετραγωνικά έως λωριδωτά θεμέλια) και για διάφορους συντελεστές ασφαλείας υπό στατική και δυναμική διέγερση. Οι ίδιοι ερευνητές [Raychowdhury & Hutchinson, 2010] χρησιμοποίησαν το μη γραμμικό μοντέλο Winkler που ανέπτυξαν για να αξιολογήσουν την απόδοση κτιρίων με διατμητικά τοιχώματα που εδράζονται σε επιφανειακή θεμελίωση.

Στην συνέχεια, οι Apostolou & Gazetas [2007] μελέτησαν λεπτομερώς τη λικνιστική απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων επί ενδόσιμου εδάφους χρησιμοποιώντας ένα μακροσκοπικό μοντέλο που συνυπολογίζει τις μη γραμμικότητες του συστήματος εδάφους - θεμελίου. Παρήγαγαν αναλυτικές εκφράσεις για τη ροπή, τη στρόφη και την κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου τόσο για ελαστικό, όσο και για ανελαστικό έδαφος. Κατά αυτόν τον τρόπο προσέγγισαν το πεδίο μεγάλων μετατοπίσεων που αναπτύσσεται κατά την απόκριση τέτοιων συστημάτων, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα P - δ, που αμελούνται με τη συμβατική μοντελοποίηση Winkler (Σχήματα 2.7 - 2.8).

Σημαντική προσπάθεια έχει επίσης καταβληθεί για την παραγωγή ενός μακροστοιχείου ικανού να περιγράψει την απόκριση τέτοιων συστημάτων. Οι Nova & Montrasio [1991] εισήγαγαν ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο με ιστροπική κράτυνση για το σύστημα εδάφους - θεμελίωσης. Το συγκεκριμένο μοντέλο τροποποιήθηκε από τον Paolucci [1997] για την εφαρμογή του σε πραγματικές δυναμικές φορτίσεις και αργότερα βελτιώθηκε περαιτέρω [Paolucci, 2007; 2008] με την εισαγωγή ενός κανόνα απομείωσης για τις παραμέτρους δυσκαμψίας της θεμελίωσης ώστε να συμπεριλάβει τη μείωση της επιφάνειας επαφής εδάφους -θεμελίου, εξαιτίας των διαδοχικών κύκλων στροφής. Οι Cremer et al. [2002] παρουσίασαν ένα προηγμένο μη γραμμικό μοντέλο μακροστοιχείου, ικανό να λαμβάνει υπόψη, τόσο τις γεωμετρικές μη γραμμικότητες, όσο και τις μη γραμμικότητες υλικού που συναντώνται.

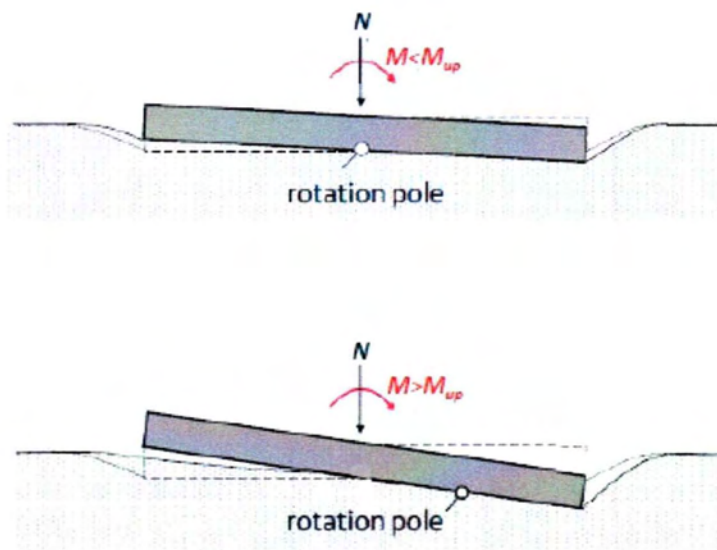
2.3.1.1 Ελαστικό έδαφος

Η θεώρηση ελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους είναι ρεαλιστική στις περιπτώσεις ελαφρά φορτισμένων θεμελίων ή πολύ σκληρών εδαφών. Πρόκειται για ένα έντονα μη γραμμικό φαινόμενο λόγω :

- της αποκόλλησης του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος και της συνεπαγόμενης μείωσης της επιφάνειας επαφής με την αύξηση της γωνίας στροφής του θεμελίου.
- της επίδρασης των φαινομένων $P-\delta$ που είναι εντονότερα σε υψίκορμες κατασκευές και σε μεγάλες γωνίες στροφής.

Κατά το λικνισμό διακρίνονται δύο φάσεις (Σχήμα 2.7) :

- φάση πλήρους επαφής θεμελίου εδάφους, κατά την οποία ο πόλος περιστροφής είναι το κέντρο του θεμελίου.
- μη γραμμική φάση για γωνίες στροφής μεγαλύτερες από την κρίσιμη γωνία αποκόλλησης, κατά την οποία ο πόλος περιστροφής είναι μεταβαλλόμενος και είναι το κέντρο της εκάστοτε επιφάνειας επαφής.



Σχήμα 2.7 Λικνισμός άκαμπτου θεμελίου επί ελαστικό έδαφος α) γραμμική φάση πλήρους επαφής και β) μη γραμμική φάση με αποκόλληση [Apostolou & Gazetas , 2007].

Αναλυτικές εκφράσεις για την κρίσιμη γωνία αποκόλλησης και την αντίστοιχη ροπή, το ενεργό πλάτος και τη ροπή κατά τη μη γραμμική φάση έχουν δοθεί από τους Apostolou & Gazetas [2007]

οι οποίοι, εκτελώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, απέδειξαν πως σε ένα πολύ στιφρό έδαφος, το ανασήκωμα δεσπόζει κατά την απόκριση, ενώ καθώς αυξάνει η εδαφική ενδοσιμότητα αυξάνεται το ενεργό πλάτος του θεμελίου και μειώνεται η συνεισφορά του ανασηκώματος.

Η κρίσιμη ροπή για την οποία έχουμε αποκόλληση του θεμελίου επί ελαστικού εδάφους (M_{uplift}) είναι ένα κλάσμα της ροπής για την οποία εκδηλώνεται το ανασήκωμα στην περίπτωση ανέδραστης βάσης:

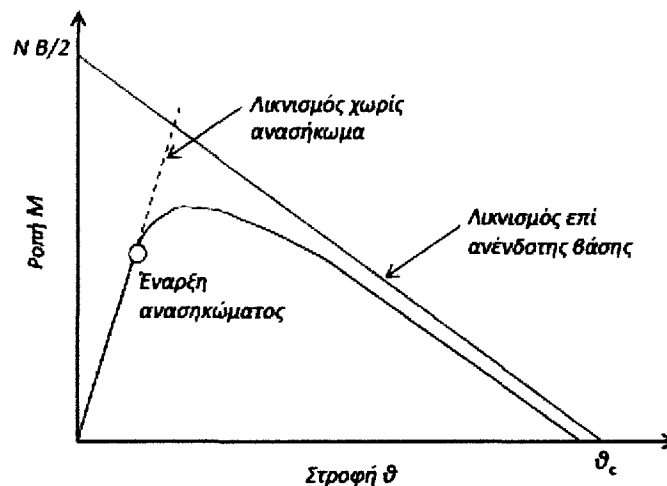
$$M_{up} = \frac{NB}{2} \quad 2.27$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο και B το πλάτος του θεμελίου και η αντίστοιχη γωνία στροφής είναι:

$$\theta_{up} = \frac{NB}{2K_R} \quad 2.28$$

όπου K_R η ελαστική περιστροφική δυσκαμψία [Gazetas, 1983] (Σχήμα 2.8).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8, μόλις ξεκινήσει το ανασήκωμα, η τέμνουσα δυσκαμψία του συστήματος συνεχώς μειώνεται, εξαιτίας της μείωσης του ενεργού πλάτους του θεμελίου, οριοθετώντας έτσι τη μέγιστη ροπή αντοχής. Από εκεί και έπειτα, η σχέση ροπής - στροφής εισέρχεται σε φάση χαλάρωσης εξαιτίας της ενισχυμένης δράσης των φαινομένων $P - \delta$.



Σχήμα 2.8 Διάγραμμα ροπής-στροφής επιφανειακής θεμελίωσης με θεώρηση των φαινομένων $P - \delta$ [Apostolou & Gazetas, 2007] .

2.3.1.2 Ανελαστικό έδαφος

Η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους αποτελεί την πιο ενδιαφέρουσα, ρεαλιστική και πρακτικά χρήσιμη θεώρηση ενδόσιμου εδάφους, αφού η πλαστικοποίηση κάτω από τα άκρα του θεμελίου είναι αναπόφευκτη στις περισσότερες των περιπτώσεων, ήδη από την κατακόρυφη φόρτιση. Όπως και κατά τη θεώρηση ελαστικού εδάφους, διακρίνονται δύο φάσεις στη λικνιστική απόκριση.

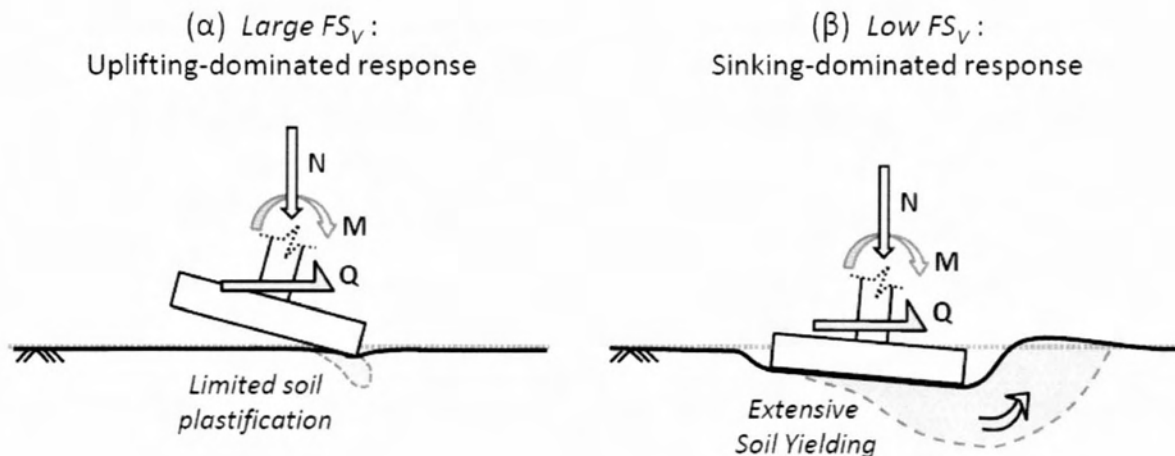
Σε χαμηλά επίπεδα ροπής, διατηρείται πλήρης επαφή του θεμελίου με το υποκείμενο έδαφος. Σε αντίθεση με την ελαστική περίπτωση, ο πόλος περιστροφής του θεμελίου δεν είναι σταθερός στο μέσον αυτού, αλλά κινείται σταδιακά προς το λιγότερο φορτιζόμενο άκρο. Συνέπεια αυτού, η καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου κατά την φάση πλήρους επαφής να είναι μη μηδενική, σε αντίθεση με το ελαστικό έδαφος.

Το ανασήκωμα της θεμελίωσης ξεκινά για την ίδια κρίσιμη γωνία στροφής όπως στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους [Apostolou & Gazetas, 2007].

Καθοριστική παράμετρος στη λικνιστική απόκριση θεμελίωσης επί ανελαστικού εδάφους είναι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση :

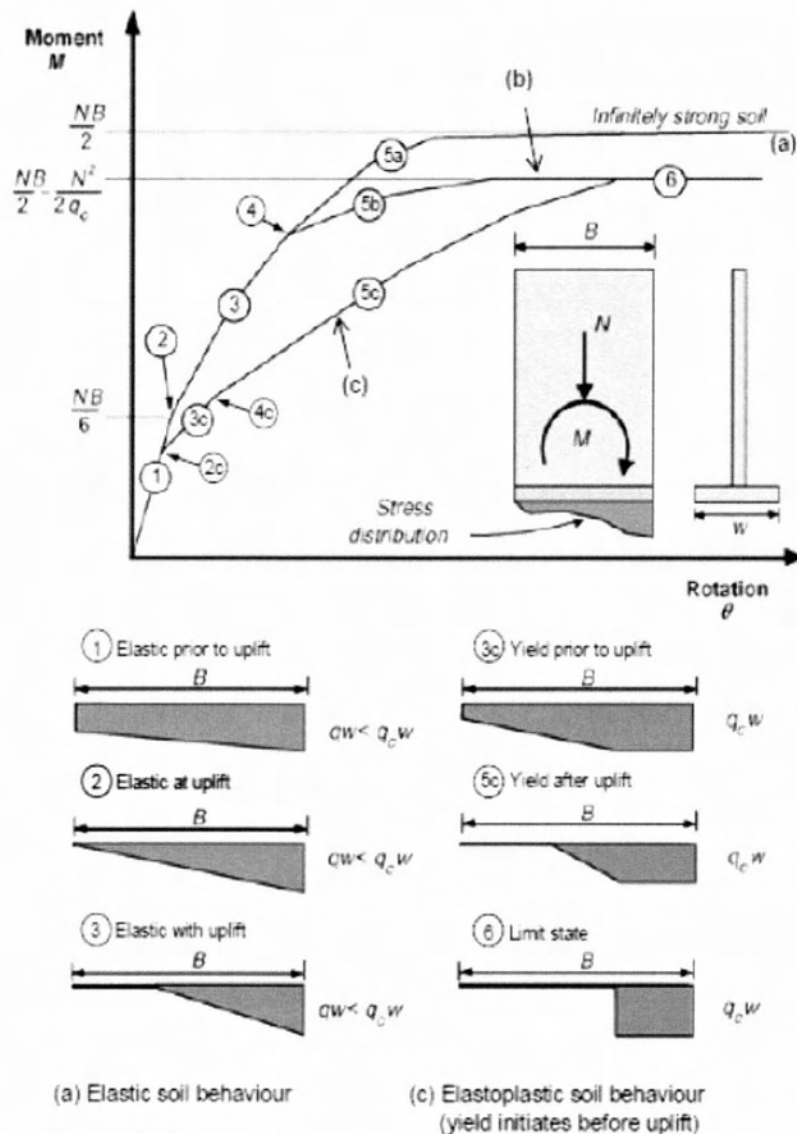
$$FS_V = \frac{N_{ult}}{N} \quad (\text{ή ο συντελεστής κατακόρυφου φορτίου } x = \frac{1}{FS_V} = \frac{N}{N_{ult}}) \quad 2.29$$

Για υψηλές τιμές του FS_V κυριαρχεί το ανασήκωμα με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους (Σχήμα 2.9(α)). Αντίθετα, για χαμηλές τιμές του FS_V εκτεταμένη εδαφική διαρροή λαμβάνει χώρα κάτω από το θεμέλιο, ενώ περιορίζεται σημαντικά το ανασήκωμα (Σχήμα 2.9(β)).



Σχήμα 2.9 Λικνιστική απόκριση επιφανειακής θεμελίωσης υποκείμενης σε συνδυασμένη MQN φόρτιση : (α)υψηλός FS_V (β)χαμηλός FS_V [Anastasopoulos et al . 2011].

Αναλυτικές εκφράσεις για τη σχέση ροπής - στροφής επιφανειακής θεμελίωσης, τόσο για την περίπτωση που κυριαρχεί το ανασήκωμα ($\alpha < 0.5$), όσο και για την περίπτωση που δεσπόζει η πλαστικοποίηση του εδάφους ($\alpha > 0.5$) έχουν παραχθεί από τους Allotey & Naggar [2003] χρησιμοποιώντας ένα μη γραμμικό ελαστοπλαστικό μοντέλο Winkler. Οι διαφορετικές καταστάσεις της καμπύλης $M-\theta$ υπό μονοτονική φόρτιση παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.10, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων $P-\delta$. Η μη γραμμική - ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης έχει ως αποτέλεσμα παραμένουσες παραμορφώσεις μετά το πέρας της φόρτισης. Το μέγεθος αυτών εξαρτάται από το στατικό συντελεστή ασφαλείας FS_v , αλλά σχετίζεται επίσης και με τα χαρακτηριστικά της δυναμικής διέγερσης (πλάτος επιτάχυνσης, συχνότητα, ακολουθία και ασυμμετρία των παλμών).



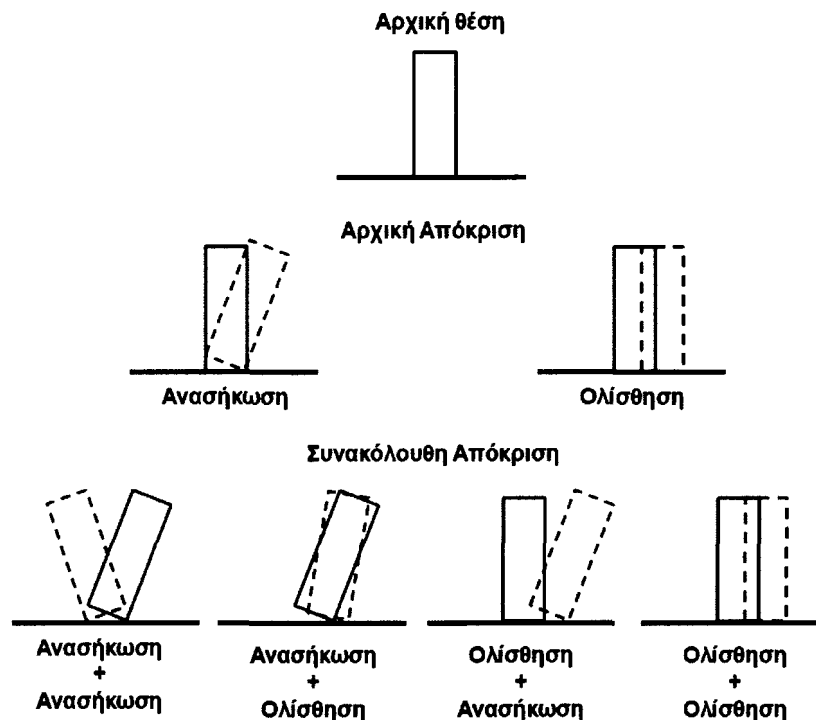
Σχήμα 2.10 Λικνισμός διατμητικού τοιχώματος σε λωριδωτό θεμέλιο: οι διαφορετικές φάσεις της μονοτονικής καμπύλης ροπής-στροφής (FEMA 274).

2.3.2 Απευθείας μέθοδος για μη γραμμικά προβλήματα

Στην απευθείας μέθοδο το έδαφος και η κατασκευή περιλαμβάνονται στο ίδιο προσομοίωμα και αναλύονται αμφότερα σε κάθε βήμα της δυναμικής ανάλυσης. Το έδαφος διακριτοποιείται συνήθως με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία ενώ η κατασκευή με πεπερασμένα στοιχεία τύπου δοκού. Επειδή δεν απαιτείται η χρήση θεωρημάτων που πηγάζουν από την αρχή της επαλληλίας, είναι δυνατόν να διεξαχθούν και έντονα μη γραμμικές αναλύσεις [Borja et al., 1992 ; Weidlinger Assoc., 1978]. Αυτό δεν σημαίνει ότι οι αναλύσεις δίνουν και ικανοποιητικά αποτελέσματα διότι, πέρα από το μεγάλο υπολογιστικό κόστος, οι αναλύσεις αυτές απαιτούν δεδομένα εισόδου μεγάλης ακρίβειας, όσον αφορά τις εδαφικές παραμέτρους. Το πιο κατάλληλο και αποτελεσματικό καταστατικό προσομοίωμα για την μη γραμμική προσομοίωση του εδάφους κατά την αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής είναι το ισοδύναμο γραμμικό ελαστικό προσομοίωμα.

2.3.2.1 Γεωμετρικές μη γραμμικότητες στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους

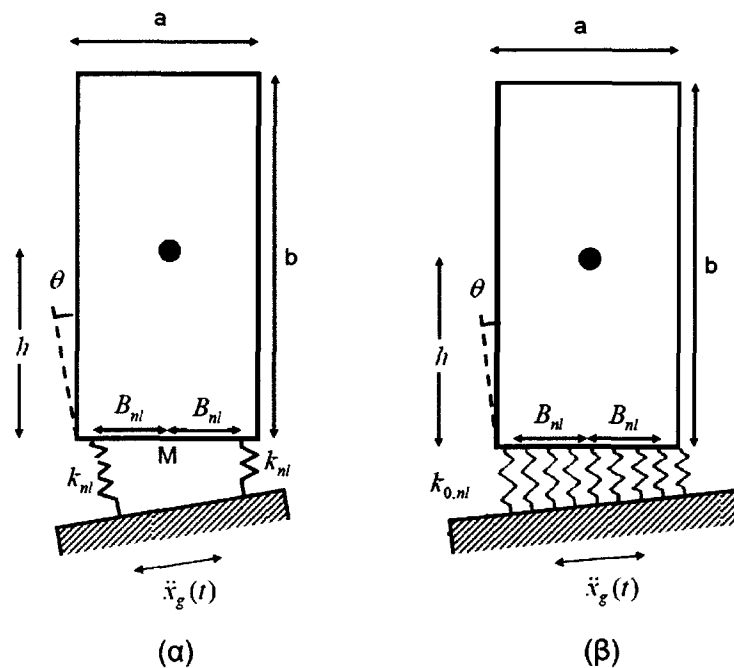
Όλα τα φαινόμενα ολίσθησης στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους, καθώς και αποκόλλησης θεμελίου οδηγούν σε μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής. Οι μη γραμμικές αποκρίσεις που περιλαμβάνουν γεωμετρικές μη γραμμικότητες, όπως ολίσθηση ή και αποκόλληση του θεμελίου κατατάσσονται σε κατηγορίες ανάλογα με την αρχική απόκριση και τη συνακόλουθη απόκριση. Η αρχική απόκριση μπορεί να είναι αποκόλληση ή ολίσθηση. Η συνακόλουθη μπορεί να είναι συνδυασμός αποκόλλησης ή και ολίσθησης. Οι διάφορες κατηγορίες φαίνονται στο Σχήμα 2.11 [Taniguchi, 2002].



Σχήμα 2.11 Ταξινόμηση αποκρίσεων κατασκευής που υφίσταται συνδυασμένη ανασήκωση και ολίσθηση στην διεπιφάνεια θεμελίου εδάφους.

Οι Kennedy et al. [1976], διαπίστωσαν ότι η μη-γραμμικότητα που συνοδεύει την αποκόλληση του θεμελίου δεν προκαλεί σημαντική αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Οι γραμμικές αναλύσεις καταλήγουν σε αποτελέσματα που είναι υπέρ της ασφαλείας, δηλαδή η καταπόνηση του θεμελίου (με όρους τάσεων πάνω στην επιφάνειά του) που υπολογίζεται με μη γραμμικές αναλύσεις προκύπτει στην πλειονότητα των περιπτώσεων μικρότερη από αυτή που θα υπολογιζόταν με γραμμική ανάλυση, χωρίς να αποκλείονται εξαιρέσεις. Το ποσοστό της πλάκας θεμελίωσης που ανασηκώνεται είναι μεγαλύτερο όταν υπολογίζεται με γραμμική ανάλυση, σε σχέση με αυτό που υπολογίζεται με μη γραμμική συμπεριφορά. Σε κάθε περίπτωση, για να συμπεριληφθεί η επίδραση της αποκόλλησης της πλάκας θεμελίωσης, η μη γραμμική ανάλυση είναι απαραίτητη για να επιτυγχάνονται πιο ακριβείς υπολογισμοί, όταν:

- Η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής είναι σημαντική.
- Η γραμμική ανάλυση προβλέπει ότι ανασηκώνεται περισσότερο από το 1/3 της πλάκας θεμελίωσης. Σχετικά με το ποσοστό της πλάκας που απαιτείται να ανασηκωθεί προκειμένου να καταστεί αναγκαία η μη γραμμική ανάλυση, ο Wolf [1976] δίνει ποσοστό αποκόλλησης 50% πάνω από το οποίο η μη γραμμική ανάλυση είναι απαραίτητη. Αντίθετα, αν ανασηκώνεται ποσοστό μικρότερο του 20% της επιφάνειας της πλάκας τότε στην ίδια μελέτη υποστηρίζεται ότι δεν χρειάζεται η διεξαγωγή μη γραμμικών αναλύσεων.



Σχήμα 2.12 Κατασκευή με θεμελίωση που αποκολλάται από το υποκείμενο έδαφος: (α) έδραση σε δύο ελατήρια ισαπέχοντα από το κέντρο της βάσης M , (β) έδραση σε κατανεμημένο ελατήριο Winkler [Psycharis, 1982].

Διάφοροι ερευνητές έχουν μελετήσει προσεγγιστικά αναλυτικά προσομοιώματα για θεμελιώσεις οι οποίες επιτρέπουν αποκολλήσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-θεμέλιου. Μεταξύ αυτών είναι:

1. Η θεμελίωση μέσω της οποίας η κατασκευή στηρίζεται σε δύο ελατήρια που είναι συμμετρικά τοποθετημένα στη βάση του θεμέλιου.
2. Η συνεχή ελαστική θεμελίωση με καταναμημένο ελατήριο (το γνωστό μοντέλο Winkler).

Αυτά φαίνονται στο Σχήμα 2.12 [Psycharis, 1982]. Η κατασκευή δεν είναι ελεύθερη να κινηθεί (να ολισθήσει) στην οριζόντια διεύθυνση. Συνεπώς, εκτός από τους βαθμούς ελευθερίας της ανωδομής της κατασκευής, το προσομοίωμα έχει επιπλέον δυο βαθμούς ελευθερίας για την κατακόρυφη και τη στροφική κίνηση. Οι εξισώσεις που διέπουν τη θεμελίωση κατά Winkler είναι πολύπλοκες και δύσκολο να λυθούν γι' αυτό και συνήθως καταφεύγουμε στην αναγωγή του προσομοιώματος Winkler (β) στο προσομοίωμα των δυο ακραίων ελατηρίων (α). Η απόκριση μιας κατασκευής που μπορεί να εμφανίζει αποκόλληση στη θεμελίωσή της μπορεί να υπολογιστεί, αποφεύγοντας πολύπλοκους μαθηματικούς υπολογισμούς, με τη θεώρηση ενός ισοδύναμου ταλαντωτή ο οποίος δεν εμφανίζει φαινόμενα αποκόλλησης ή ολίσθησης στη βάση του και οι δυναμικές του ιδιότητες εξαρτώνται από τον κανονικοποιημένη παλμική διέγερση. Για τον καθορισμό των χαρακτηριστικών του ισοδύναμου ταλαντωτή υπολογίζεται η φαινόμενη ιδιοπερίοδος της ελεύθερης στροφικής ταλάντωσης του συστήματος που εμφανίζει την αποκόλληση. Το πλεονέκτημα της προσεγγιστικής αυτής μεθόδου είναι ότι απλοποιεί πολύ τους υπολογισμούς και επιτρέπει ακόμα και τη χρήση φασμάτων απόκρισης για την εκτίμηση της μέγιστης γωνίας στροφής. Σημειώνεται, επίσης, ότι η τιμή του κανονικοποιημένου παλμού μπορεί να υπολογιστεί και από το φάσμα απόκρισης.

Βέβαια, η ανωτέρω μεθοδολογία δεν μπορεί να εφαρμοστεί στη γενική περίπτωση οριζόντιας σεισμικής διέγερσης, επειδή το ισοδύναμο γραμμικό σύστημα εξαρτάται από το πλάτος του παλμού. Θεωρώντας τη διέγερση ως ένα άθροισμα από παλμούς προκύπτει διαφορετικό γραμμικό σύστημα για κάθε ένα από αυτά. Παρά το γεγονός αυτό η μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν η μορφή της χρονιοιστορίας μοιάζει με αυτή ενός παλμού (π.χ. στους σεισμούς του San Fernando το 1971, στη Ρουμανία το 1977, στο Parkfield το 1966, κ.α.). Στις περιπτώσεις αυτές η απόκριση μπορεί να υπολογιστεί ως εξής [Psycharis, 1982]:

1. Εύρεση της γωνίας $\theta_{\max, I}$ (μέγιστη γωνία περιστροφής της θεμελίωσης εάν η τελευταία θεωρηθεί ότι δεν αποκολλάται από το έδαφος και ότι πραγματοποιεί ταλάντωση με μηδενική απόσβεση) για την εδαφική κίνηση που εξετάζεται, με τη χρήση της εξίσωσης:

$$h\theta(t) = h\theta(0)\cos\omega_1 t + \frac{h\dot{\theta}(0)}{\omega_1}\sin\omega_1 t - \frac{mh^2}{I_M\omega_1} \int_0^1 \ddot{x}_g(\tau)\sin\omega_1(t-\tau)d\tau \quad 2.30$$

όπου :

- h το ύψος του κέντρου μάζας μετρούμενο από τη βάση της κατασκευής.
- I_M η ροπή αδράνειας της κατασκευής ως προς το μέσο της βάσης M .
- m η συνολική μάζα της κατασκευής .

- ω_1 η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα της θεμελίωσης για στροφική κίνηση, για πλήρη επαφή με το έδαφος και μηδενική απόσβεση.
- $\theta(t)$ η γωνία περιστροφής.
- $x_g(t)$ η χρονοϊστορία μετατόπισης της διέγερσης.

Εάν είναι γνωστό το φάσμα ελαστικής απόκρισης, η $\theta_{\max,l}$ μπορεί να βρεθεί με πολλαπλασιασμό της μετακίνησης που αντιστοιχεί στη συχνότητα ω_1 με την ποσότητα m_h/l_M .

2. Εύρεση της αντίστοιχης τιμής του β_{nl} με χρήση της εξίσωσης:

$$\beta_{nl} = \frac{\theta_{\max,l}}{\theta_{cr,nl}} \quad 2.31$$

όπου:
$$\theta_{cr,nl} = \frac{mg}{2K_{nl} B_{nl}} \quad 2.32$$

είναι η κρίσιμη γωνία στροφής από την οποία και μετά συμβαίνει αποκόλληση (προκύπτει από ισορροπία ροπών στο όριο της αποκόλλησης).

- K_{nl} η δυσκαμψία των ελατηρίων της βάσης της κατασκευής .
 - B_{nl} η απόσταση των ελατηρίων από το κέντρο της βάσης. Εάν $\beta_{nl} < 1$ τότε δεν συμβαίνει αποκόλληση και το πλάτος της στροφής είναι η $\theta_{\max,l}$.
3. Εάν $\beta_{nl} > 1$ υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος σε στροφή του θεμελίου T_{nl} , σύμφωνα με την εξίσωση:

$$T_{nl} = \frac{4}{\omega_1} \left[\sin^{-1} \left(\frac{1}{\beta_{nl}} \right) + \sqrt{\beta_{nl}^2 - 1} \right] \quad 2.33$$

Αυτή είναι η ιδιοπερίοδος της ελεύθερης ταλάντωσης που προκαλείται από έναν παλμό που παράγει την ίδια $\theta_{\max,l}$.

4. Θεώρηση του ισοδύναμου γραμμικού συστήματος για το οποίο η θεμελίωση τροποποιείται έτσι ώστε η ιδιοπερίοδος σε στροφή του θεμελίου όταν αυτό είναι σε πλήρη επαφή με το έδαφος να ισούται με T_{nl} . Εύρεση της απόκρισης αυτού του συστήματος για τη διέγερση που εξετάζεται, χωρίς να επιτρέπεται η αποκόλληση του από το έδαφος. Για να υπολογιστεί το μέγιστο πλάτος, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το φάσμα απόκρισης για να βρεθεί η μέγιστη γωνία στροφής $\tilde{\theta}_{\max}$ που αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο T_{nl} , παρομοίως με τον υπολογισμό της $\theta_{\max,l}$ στο βήμα 1.
5. Πολλαπλασιασμός αυτής της απόκρισης με το συντελεστή διόρθωσης CF για καθορισμό της απόκρισης του αρχικού προβλήματος όπου συμβαίνει αποκόλληση. Ο συντελεστής αυτός δίνεται από:

$$CF = \frac{\pi}{2\beta_{nl}} \frac{\left[\frac{\beta_{nl}^2 + 1}{2(1 + \lambda_{nl})} + \frac{\lambda_{nl}(1 - \lambda_{nl})}{(1 + \lambda_{nl})^2} \right]}{\left[\sin^{-1}\left(\frac{1}{\beta_{nl}}\right) + \sqrt{\beta_{nl}^2 - 1} \right]} \quad 2.34$$

$$\text{με} \quad \lambda_{nl} = \frac{m B_{nl}^2}{I_M} \quad 2.35$$

Για το θέμα της αποκόλλησης της πλάκας θεμελίωσης μπορούν να παρατηρηθούν σε γενικές γραμμές τα εξής [Psycharis, 1982]:

- Η δεύτερη καθώς και οι υψηλότερες ιδιοσυχνότητες της ανωδομής, δεν επηρεάζονται σημαντικά από την αποκόλληση του θεμελίου ή την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.
- Η αποκόλληση επιδρά στο ταλαντευόμενο σύστημα κάνοντάς το πιο εύκαμπτο. Το σύστημα αυτό εμφανίζει μη γραμμική συμπεριφορά, αν και η απόκρισή του είναι γραμμικός συνδυασμός ενός αριθμού γραμμικών αποκρίσεων.
- Η φαινόμενη ιδιοπερίοδος στροφής του συστήματος αυξάνεται με το βαθμό αποκόλλησης και για μεγάλο πλάτος της απόκρισης η αύξηση είναι ανάλογη προς την κανονικοποιημένη διέγερση που επιβάλλεται στη βάση.
- Ο φαινόμενος λόγος κρίσιμης απόσβεσης σε στροφή έχει μια γενική τάση να μειώνεται καθώς μεγαλώνει ο βαθμός αποκόλλησης.

Οι Toki & Miura [1983] μελέτησαν την επίδραση της μη γραμμικότητας του εδάφους στην απόκριση του συστήματος εδάφους - κατασκευής και στην ασφάλεια της κατασκευής έναντι ολίσθησης. Από τις αναλύσεις που έκαναν προέκυψε ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η διαρροή του εδάφους προηγείται της τοπικής ολίσθησης ανάμεσα στην κατασκευή και στο έδαφος. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους μειώνει την απόκριση του συστήματος, ταυτόχρονα μειώνει το μέγεθος της ολίσθησης κατά 10% και αυξάνει τον συντελεστή ασφάλειας της κατασκευής έναντι ολίσθησης.

2.3.2.2 Μη γραμμικότητες υλικού

Αν και το θεώρημα της επαλληλίας είναι ακριβές μόνο για απόκριση γραμμικού εδάφους και κατασκευής, μπορεί να εφαρμοστεί για μετρίως μη-γραμμικά συστήματα. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατάλληλη τροποποίηση των εδαφικών σταθερών έτσι ώστε να είναι συμβατές με τις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου, οι οποίες προκαλούνται από τα διερχόμενα σεισμικά κύματα. Αυτή είναι η βάση της ισοδύναμης γραμμικής μεθόδου, που προτάθηκε για πρώτη φορά από τους Idriss και Seed [1968]. Αυτή η προσέγγιση υποδηλώνει ότι όλες οι εδαφικές μη γραμμικότητες προέρχονται από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων και ότι οι επιπρόσθετες μη γραμμικότητες που αναπτύσσονται σε περιοχές με υψηλές τάσεις (π.χ., περιμετρικά των θεμελίων) είναι αμελητέες. Εφόσον δεν υπάρχουν γενικευμένες αστάθειες του εδάφους θεμελίωσης, αυτή η παραδοχή φαίνεται να ισχύει στην πράξη. Επίσης, για την επιρροή της μη γραμμικότητας στη διαμόρφωση των συναρτήσεων εμπέδησης ενός θεμελίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί το προσομοίωμα Ramberg-Osgood [Gazetas 1983].

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΟΝΤΕΛΟΥ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

3.1 Ορισμός του προβλήματος

Κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών γεγονότων, υψίκορμες κατασκευές όπως βάθρα γεφυρών και πολυώροφα κτίρια υπόκεινται σε συνδυασμένη φόρτιση (τέμνουσας, αξονικού φορτίου και ροπής). Η απόκριση τους επηρεάζεται από την ροπή που αναπτύσσεται στην βάση τους και διαφοροποιείται σημαντικά όταν η κατασκευή εισέρχεται στη λικνιστική φάση και παρατηρείται ανασήκωμα της θεμελίωσης. Το ανασήκωμα της θεμελίωσης (*γεωμετρική μη γραμμικότητα*) και η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (*ανελαστικότητα υλικού*) έχει προταθεί τα τελευταία χρόνια σαν εναλλακτική της συμβατικής φιλοσοφίας σχεδιασμού [FEMA - 356, 2000].

Κατά τον Priestley [1996] η δυναμική συμπεριφορά γεφυρών κανονικού σχήματος, που διεγείρονται κατά την εγκάρσια διεύθυνση, μπορεί να προσεγγισθεί με την προσομοίωση ενός και μόνο βάρου (μονοβάθμιος ταλαντωτής). Η παρούσα εργασία μελετά την επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής στην σεισμική απόκριση ενός τέτοιου μονοβάθμιου ταλαντωτή με θεώρηση των μη γραμμικών φαινομένων που απορρέουν αφενός μεν από την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος και αφετέρου δε από την πλαστική συμπεριφορά του εδαφικού υλικού στην περιοχή της θεμελίωσης μέσα από μια σειρά τρισδιάστατων δυναμικών αναλύσεων.

3.2 Περιγραφή αριθμητικού μοντέλου

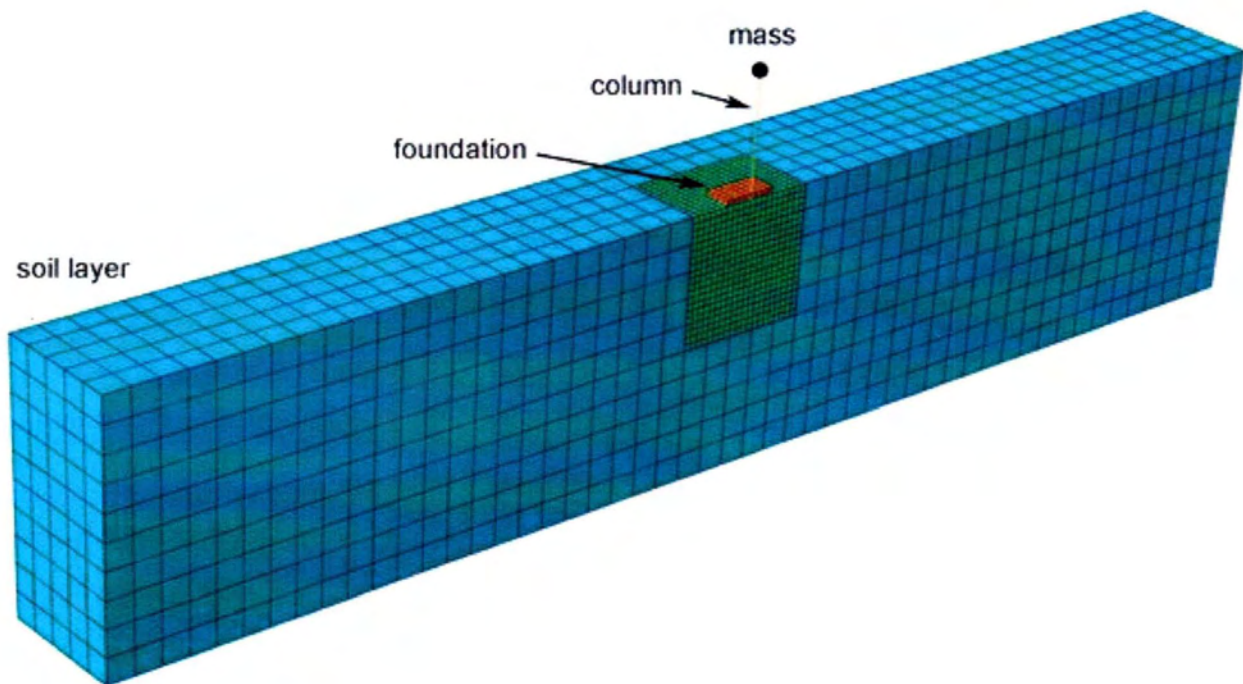
Το σύστημα που προσομοιώνεται αποτελείται από ένα στρώμα εδάφους κάτω από το οποίο υπάρχει ενδόσιμος βράχος. Στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος υπάρχει το θεμέλιο ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, που αποτελείται από ένα υποστύλωμα ύψους h και δυσκαμψίας k , στην κορυφή του οποίου υπάρχει μια μάζα m (*Σχήμα 3.1*).

Το σύστημα εδάφους-θεμελίου-ανωδομής προσομοιώνεται στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων **Abaqus**. Λόγω συμμετρίας προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία μόνο το μισό του θεμελίου και του υποκείμενου εδάφους.

Το υποστύλωμα προσομοιώνεται από γραμμικά ελαστικά στοιχεία δοκού (**B31**), ενώ η μάζα της κατασκευής είναι συγκεντρωμένη στην κορυφή της. Το υποστύλωμα έχει ύψος $h=9.5m$, μεταβλητό πλάτος και μήκος ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του συστήματος (πίνακας 3.1) και μηδενική μάζα. Η βάση θεμελίωσης είναι ένα επιφανειακό θεμέλιο από σκυρόδεμα με διαστάσεις $4m \times 4m$ ($4m \times 8m$ για το πλήρες μοντέλο). Προσομοιώνεται με οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (**C3D8**) και θεωρείται ότι συμπεριφέρεται με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά. Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος είναι ίσο προς $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$ και το μέτρο ελαστικότητας $E=30 \text{ MPa}$. Η υστερητική απόσβεση του υποστυλώματος είναι 4%.

Το έδαφος αποτελείται από άργιλο σε αστράγγιστες συνθήκες ($\varphi=0$) και προσομοιώνεται με οκτακομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου (C3D8). Στις περισσότερες αναλύσεις θεωρείται ότι συμπεριφέρεται με μη γραμμική ελαστοπλαστική συμπεριφορά ενώ υπάρχουν και δύο αναλύσεις με μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά. Η μη γραμμική εδαφική συμπεριφορά προσομοιώνεται με το ελαστικό- απολύτως πλαστικό προσομοίωμα το οποίο ορίζεται από τις ελαστικές παραμέτρους E , ν και το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb (ενότητα 3.3.1) με τις παραμέτρους αντοχής c , φ .

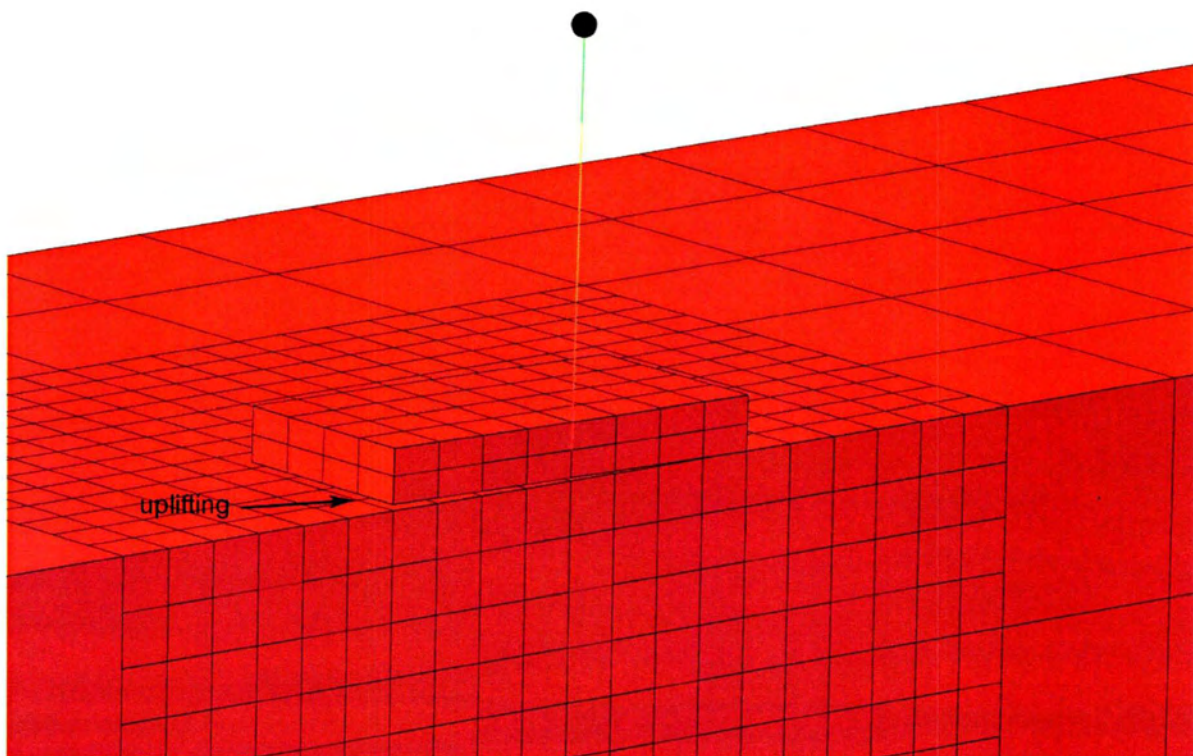
Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω και γύρω από το θεμέλιο (Σχήμα 3.1). Το έδαφος είναι μια ομογενής στρώση πάχους $20\text{m}(=5B)$, μήκους $100\text{m}(=25B)$ και πλάτους $10\text{m}(=2,5B)$ όπου B το πλάτος του θεμελίου. Η πυκνότητα του εδάφους είναι ίση με 2000kg/m^3 και η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων είναι ίση με $V_s=200\text{m/s}$. Η υστερητική απόσβεση στο έδαφος είναι 10% .



Σχήμα 3.1 Αριθμητικό προσομοίωμα συστήματος εδάφους-κατασκευής

Το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από ενδόσιμο βράχο ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_s=1000\text{ m/s}$. Μεταξύ της βάσης του συστήματος και του υποκείμενου ελαστικού ημικώρου τοποθετείται ένα σύστημα αποσβεστήρων ώστε να ληφθεί υπόψη η ακτινοβολία της ενέργειας από το σύστημα προς το βραχώδες υπόβαθρο.

Για την προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου-εδάφους χρησιμοποιούνται στοιχεία διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κοινών αρχικών συντεταγμένων) κόμβους του θεμελίου, με τους οποίους ενώ αρχικά βρίσκονται σε επαφή, επιτρέπεται στην συνέχεια η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η ολίσθηση συμβαίνει όταν η οριζόντια δύναμη υπερβαίνει την μέγιστη διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια, ενώ η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος συμβαίνει εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους. Το προσομοίωμα παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2 Θεμέλιο με ανασήκωμα επαφής.

Στις αναλύσεις που περιγράφονται παρακάτω εξετάζονται έξι διαφορετικές ιδιοπερίοδοι του μονοβάθμιου ταλαντωτή οι οποίες αντιπροσωπεύουν προσεγγιστικά την ιδιοπερίοδο ενός κτιρίου 1, 2, 3, 4, 5 και 6 ορόφων, αντίστοιχα. Οι τιμές του πλάτους του υποστυλώματος και της μάζας κατασκευής προσαρμόζονται κατάλληλα μέσω δοκιμών ώστε να επιτευχθεί η επιθυμητή κάθε φορά ιδιοσυχνότητα (ή αντίστοιχα ιδιοπερίοδος). Στις δοκιμές αυτές εξετάζεται μόνο ο μονοβάθμιος ταλαντωτής, που θεωρείται ότι εδράζεται σε άκαμπτη βάση, και προσαρμόζεται η δυσκαμψία του και η μάζα ώστε να επιτευχθούν οι ιδιοπερίοδοι του Πίνακα 3.1. Το πλάτος του υποστυλώματος και η μάζα της κατασκευής που προκύπτουν από τις δοκιμές των δίδονται στον Πίνακα 3.1.

| ΌΡΟΦΟΙ | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Ιδιοπερίοδος ταλαντωτή T(s) | 0.08 | 0.16 | 0.24 | 0.32 | 0.40 | 0.48 |
| Πλάτος υποστυλώματος (m) | 0.5522 | 0.3905 | 0.3188 | 0.2761 | 0.2470 | 0.2252 |
| Μάζα (Kg) | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 | 1000 |

Πίνακας 3.1 Χαρακτηριστικά των 6 μονοβάθμιων ταλαντωτών.

3.3 Καταστατικό Προσομοίωμα του εδάφους

Το έδαφος κάτω από το θεμέλιο προσομοιώνεται στο Abaqus σύμφωνα με το μοντέλο Mohr-Coulomb. Το μοντέλο Mohr-Coulomb χρησιμοποιείται για πολλές εφαρμογές στον τομέα της γεωτεχνικής μηχανικής και θα αναλυθεί παρακάτω.

Για την πλαστική συμπεριφορά του εδάφους, η επιφάνεια αστοχίας αποτελεί μια σύνθεση δυο διαφορετικών κριτηρίων:

- ένα κριτήριο διάτμησης γνωστό ως κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb .
- ένα προαιρετικό κριτήριο εφελκυστικών τάσεων αποκοπής, που μοντελοποιείται με την επιφάνεια αστοχίας κατά Rankine.

3.3.1 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb

Το κριτήριο του Mohr [1900] θεωρεί αστοχία λόγω ολίσθησης σε ένα επίπεδο. Η αστοχία περιγράφεται αριθμητικά, με έναν κρίσιμο συνδυασμό της κάθετης (σ_n) και της διατμητικής τάσης (τ_n) που δρουν σε ένα επίπεδο αστοχίας. Ο κρίσιμος αυτός συνδυασμός περιγράφεται από την σχέση :

$$\tau_n = f(\sigma_n) \quad 3.1$$

Κατά την αστοχία ισότροπου μέσου, η διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας είναι ανεξάρτητη από τις ιδιότητες του υλικού και εξαρτάται μόνο από την διεύθυνση της έντασης, μέσω της διεύθυνσης των κυρίων τάσεων. Ωστόσο, όταν το επίπεδο αστοχίας είναι προδιαγεγραμμένο (π.χ. επίπεδο διάκλασης), η συμπεριφορά είναι ανισότροπη. Η σχέση 3.1, εφόσον ισχύει ο νόμος τριβής του Coulomb [1773], εκφράζεται ως (θλίψη θετική):

$$\tau_n = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad 3.2$$

Η σχέση 3.2 είναι η έκφραση του κριτηρίου Mohr-Coulomb σε όρους διατμητικής και ορθής τάσεις. Οι παράμετροι του κριτηρίου είναι δύο: γωνία τριβής ϕ και η συνοχή c .

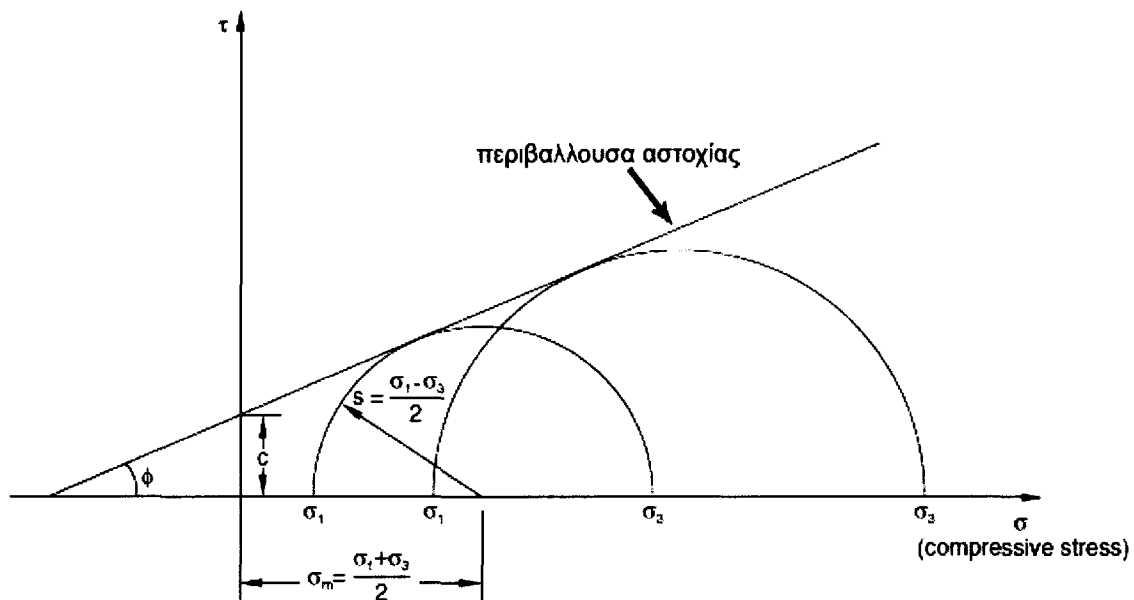
Η συνοχή έχει μονάδες τάσης. Στο σχήμα 3.3 φαίνεται η γραφική παράσταση του κριτηρίου σε άξονες τ και σ όπως προκύπτει ως περιβάλλουσα αστοχίας από πειράματα τριαξονικής θλίψης.

Η σχέση 3.3 γράφεται συναρτήσει των κυρίων τάσεων σ_1, σ_3 (γεωτεχνική προσήμανση, θλίψη θετική) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad 3.3$$

Ο συντελεστής K_p είναι γνωστός στην εδαφομηχανική ως συντελεστής παθητικής ώθησης και είναι ίσος με $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Η σχέση 3.3 είναι γνωστή από την εδαφομηχανική ως παθητική κατάσταση Rankine [Craig, 1992]. Όταν εφαρμόζεται η θεωρία Mohr-Coulomb σε ισότροπο μέσο, η αστοχία θα συμβεί σε επίπεδο που σχηματίζει γωνία $45^\circ + \phi/2$ με την μέγιστη κύρια τάση σ_1 .

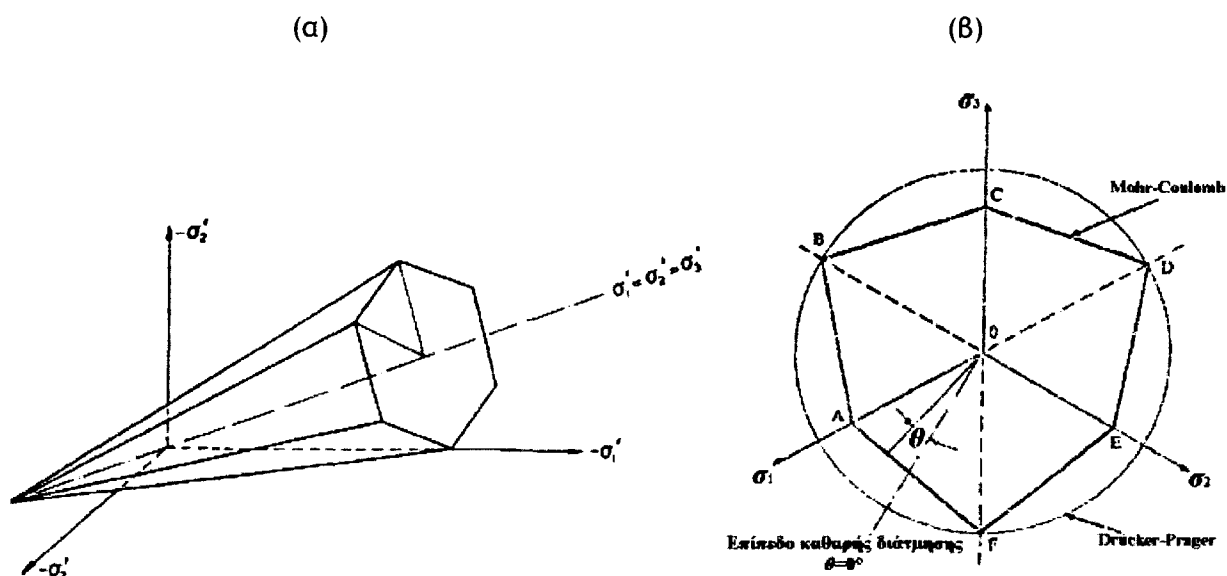


Σχήμα 3.3 Η περιβάλλουσα αστοχίας Mohr-Coulomb, θλίψη θετική.

Η σχέση 3.3 συναρτήσει των $(I_1, \sqrt{J_2}, \theta)$ είναι το δυναμικό αστοχίας και γράφεται ως εξής (εφελκυσμός θετικός):

$$F(I_1, \sqrt{J_2}, \theta) = \frac{I_1}{3} \sin\phi + \sqrt{J_2} (\cos\theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \sin\theta \sin\phi) - c \cos\phi \quad 3.4$$

Η γραφική παράσταση της 3.4 είναι μια μη-κανονική, εξάπλευρη πυραμίδα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.4(a).



Σχήμα 3.4 (α) Η πυραμίδα του κριτηρίου Mohr-Coulomb, (β) η τομή με το αποκλίνον επίπεδο.

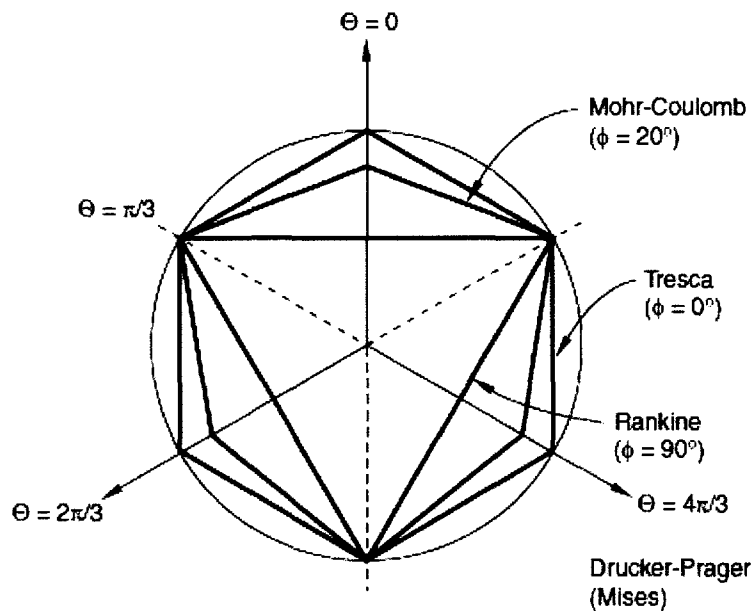
Στα Σχήματα 3.4(β) & 3.5 φαίνεται η τομή της πυραμίδας με το αποκλίνον επίπεδο και η γραφική παράσταση της γωνίας του Lode(θ). Εξετάζοντας την σχέση 3.4, η παράγωγος της F ως προς θ είναι ασυνεχής για τιμές $\theta = \pm 30^\circ$ και έτσι παρουσιάζονται ακμές. Αυτή είναι μια ιδιότητα των κριτηρίων αστοχίας που δεν λαμβάνουν υπόψη τη επιρροή της ενδιάμεσης κύριας τάσης (σ_2). Σε αυτά τα κριτήρια αστοχίας, ο αλγόριθμος επίλυσης πρέπει να λαμβάνει υπόψη την ιδιαιτερότητα κάνοντας την απαραίτητη εξομάλυνση.

Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη, συνδέεται με τις παραμέτρους φ , c , μέσω της σχέσης :

$$\sigma_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad 3.5$$

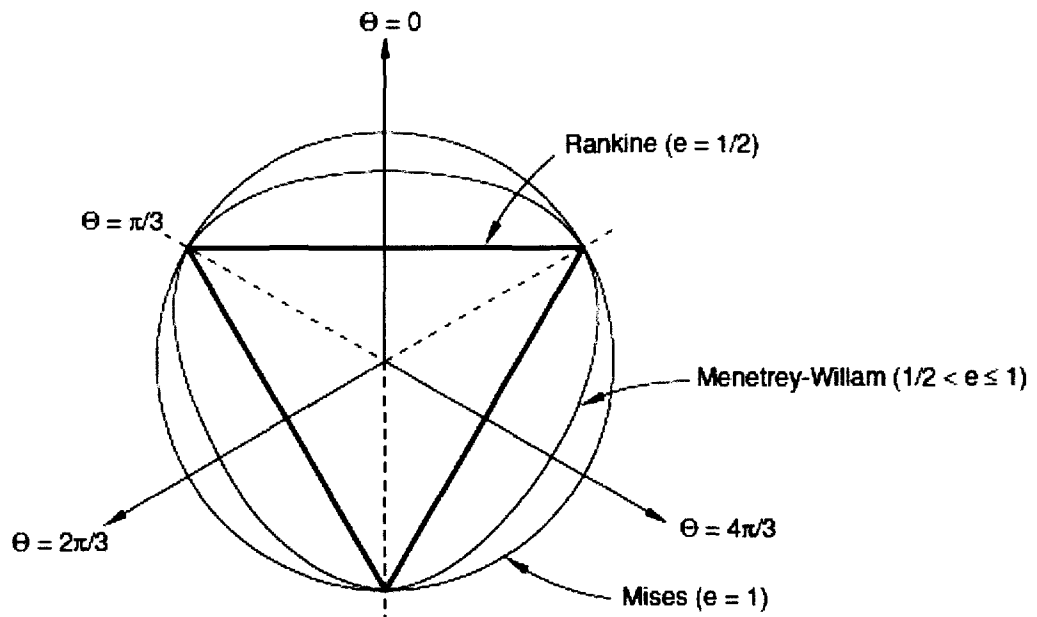
Η γωνία τριβής φ , ελέγχει την μορφή της επιφάνειας αστοχίας στο αποκλίνον επίπεδο όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5. Η γωνία τριβής παίρνει τιμές $0^\circ \leq \varphi < 90^\circ$:

- Όταν $\varphi = 0^\circ$ το μοντέλο Mohr-Coulomb μεταπίπτει σε κριτήριο Tresca και $\sigma_c = 2c$.
- Όταν $\varphi = 90^\circ$ το μοντέλο Mohr-Coulomb μεταπίπτει σε κριτήριο Rankine .

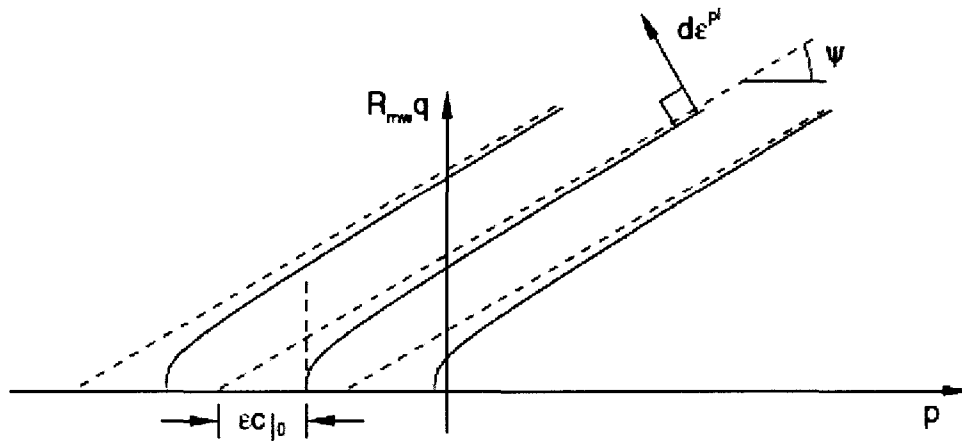


Σχήμα 3.5 Κριτήριο Mohr-Coulomb στο αποκλίνον επίπεδο.

Στο μοντέλο Mohr-Coulomb στο Abaqus έχει γίνει μια εξομάλυνση στην ροή δυναμικού αντί της κλασσικής εξαγωνικής πυραμίδας: η πιθανή ροή είναι μια υπερβολή στο μεσημβρινό επίπεδο και χρησιμοποιεί την ομαλή αποκλίνον περιοχή που προτείνουν οι Menétrey and Willam (Σχήματα 3.6-3.7).



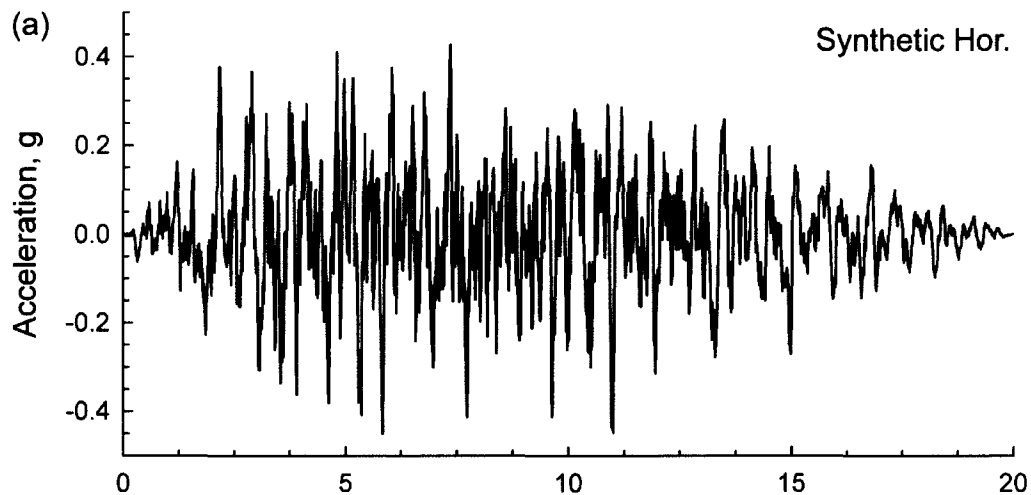
Σχήμα 3.6 Εξομάλυνση ροής κατά Menétrey and Willam στο αποκλίνον επίπεδο τάσεων.



Σχήμα 3.7 Υπερβολές στο μεσημβρινό επίπεδο.

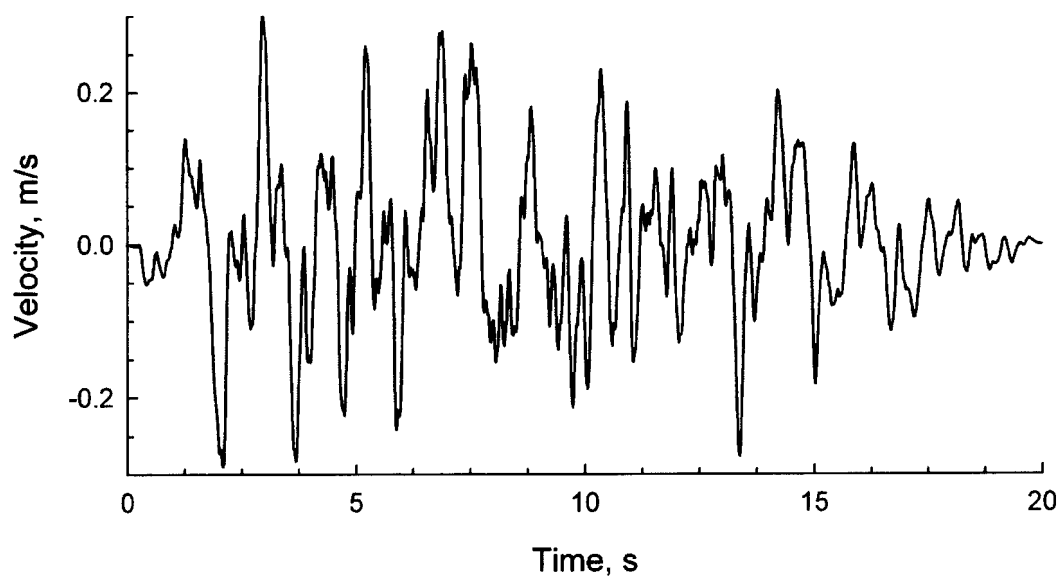
3.4 Σεισμική διέγερση

Η σεισμική διέγερση αποτελείται από ένα τεχνητό επιταχυνσιογράφημα, του οποίου το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης προσεγγίζει ικανοποιητικά το Σχήμα του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για κατασκευές που θεμελιώνονται σε βράχο του Ευρωκώδικα 8.

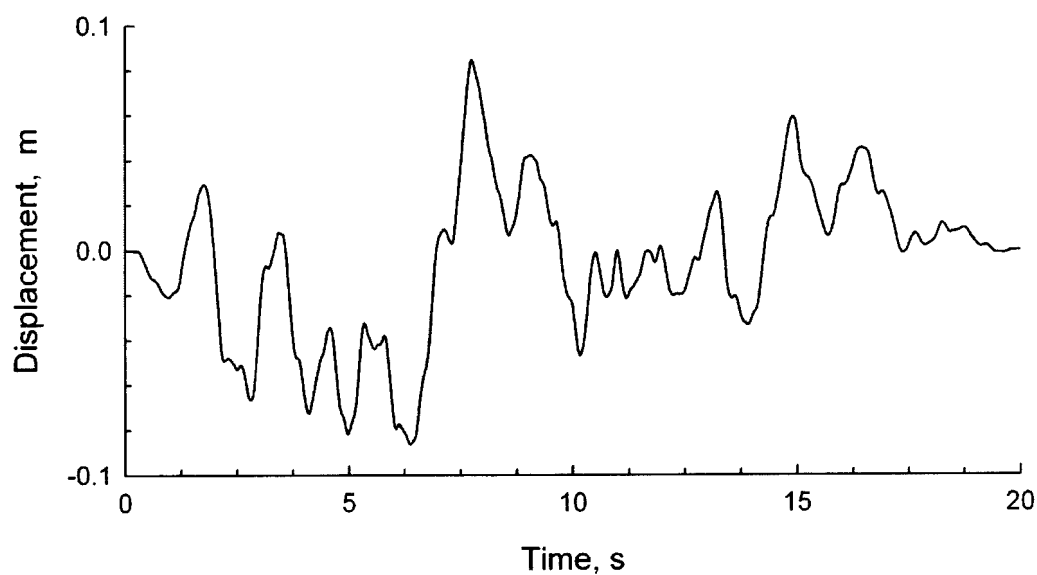


Σχήμα 3.8 Χρονοϊστορία (α) επιτάχυνσης (συνεχίζεται...)

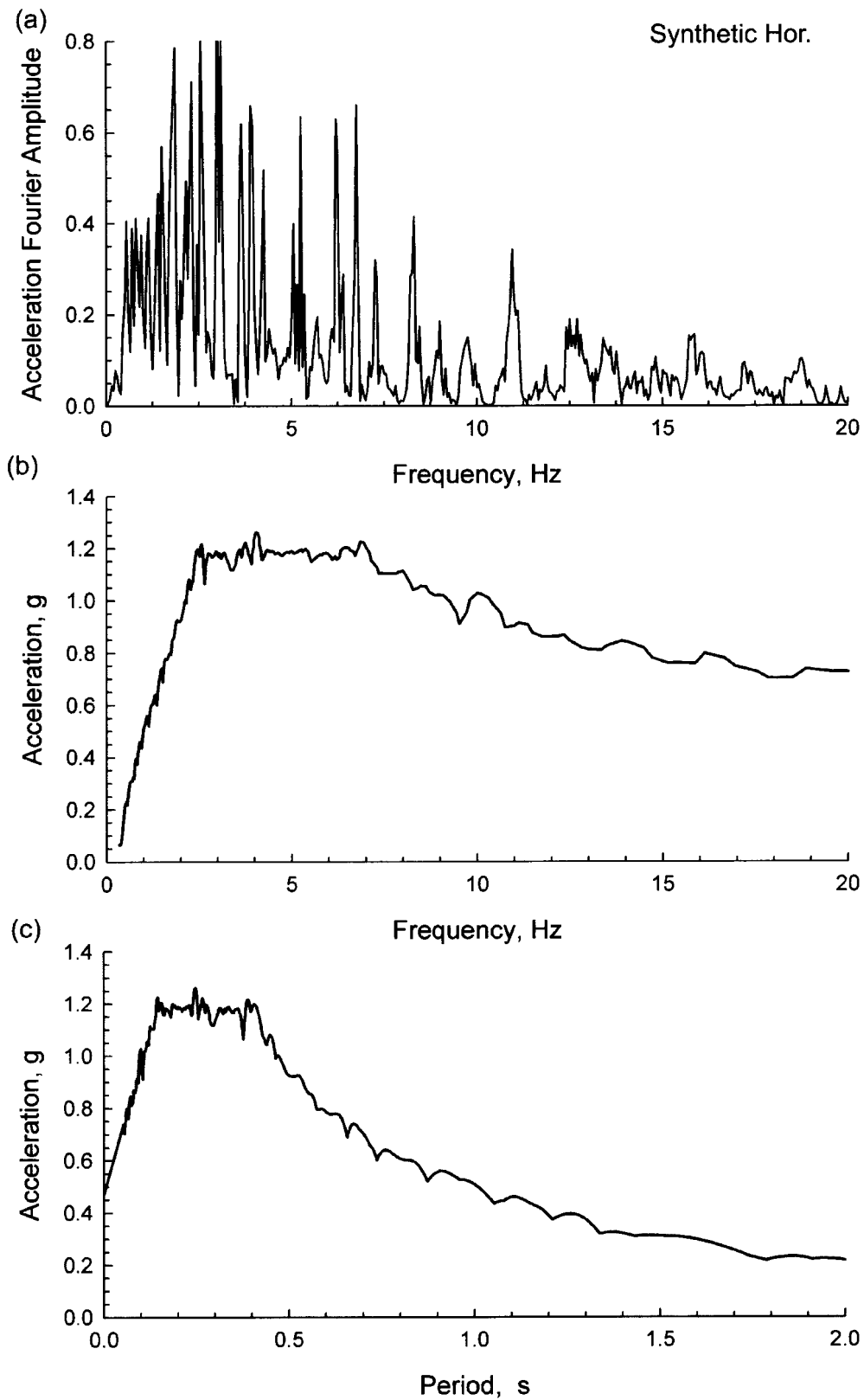
(b)



(c)



Σχήμα 3.8 Χρονοϊστορία (α) επιτάχυνσης (β) ταχύτητας (γ) μετατόπισης της τεχνητής καταγραφής (συνέχεια από προηγούμενη σελίδα).



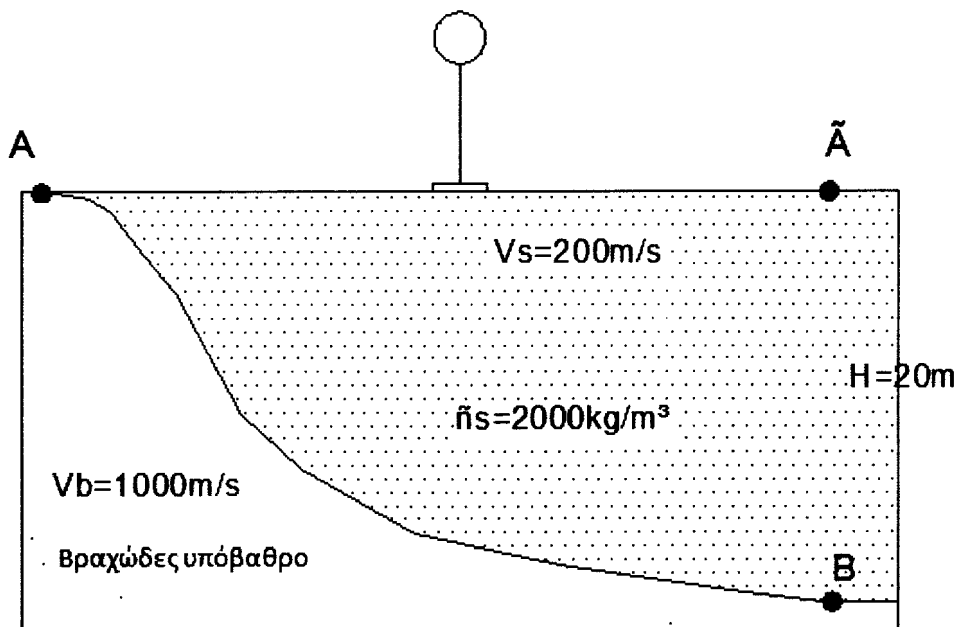
Σχήμα 3.9 (α) Φάσμα Fourier ,(b, c) φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης της τεχνητής καταγραφής.

Η μέγιστη τιμή της οριζόντιας επιτάχυνσης της καταγραφής ισούται με $0.47g$. Στο Σχήμα 3.8 δίδονται η επιτάχυνση, ταχύτητα και μετατόπιση της σεισμικής διέγερσης. Στο Σχήμα 3.9 δίδονται ο μετασχηματισμός Fourier της επιτάχυνσης και το φάσμα απόκρισης της επιτάχυνσης (απόσβεση 5%) ως προς την περίοδο και συχνότητα διέγερσης.

Θεωρούμε ότι η σεισμική διέγερση καταγράφεται σε μία ιδεατή επιφάνεια έξαρσης βράχου (Σημείο A στο Σχήμα 3.10). Δεδομένης αυτής της διέγερσης υπολογίζεται με τη χρήση του λογισμικού SHAKE η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στην διεπιφάνεια βράχου-εδαφικού στρώματος (σημείο B, Σχήμα 3.10). Από την επιτάχυνση στο σημείο B, υπολογίζεται η ταχύτητα στο σημείο αυτό και εν συνεχεία η θεωρητική διατμητική τάση που αντιστοιχεί στην τάση που θα αναπτύσσονταν στην θέση αυτή αν υπήρχε ένα φανταστικό άκαμπτο επίπεδο (βλέπε Σχήμα 2.12). Η επιβαλλόμενη διατμητική τάση δίδεται από την σχέση :

$$\tau = -2 \dot{u}_h(t) V_s \quad 3.6$$

όπου V_s η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στο βράχο και $\dot{u}_h(t)$ η ταχύτητα στο σημείο B. Τέλος, στο σημείο Γ στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος καταγράφεται η επιτάχυνση του ελεύθερου πεδίου.



Σχήμα 3.10 Φυσικό πρόβλημα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ & ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

4.1 Περιγραφή αναλύσεων

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής πραγματοποιήθηκε μια σειρά αναλύσεων με στόχο την καλύτερη κατανόηση των παραγόντων που επηρεάζουν την δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.

Σε όλες τις αναλύσεις :

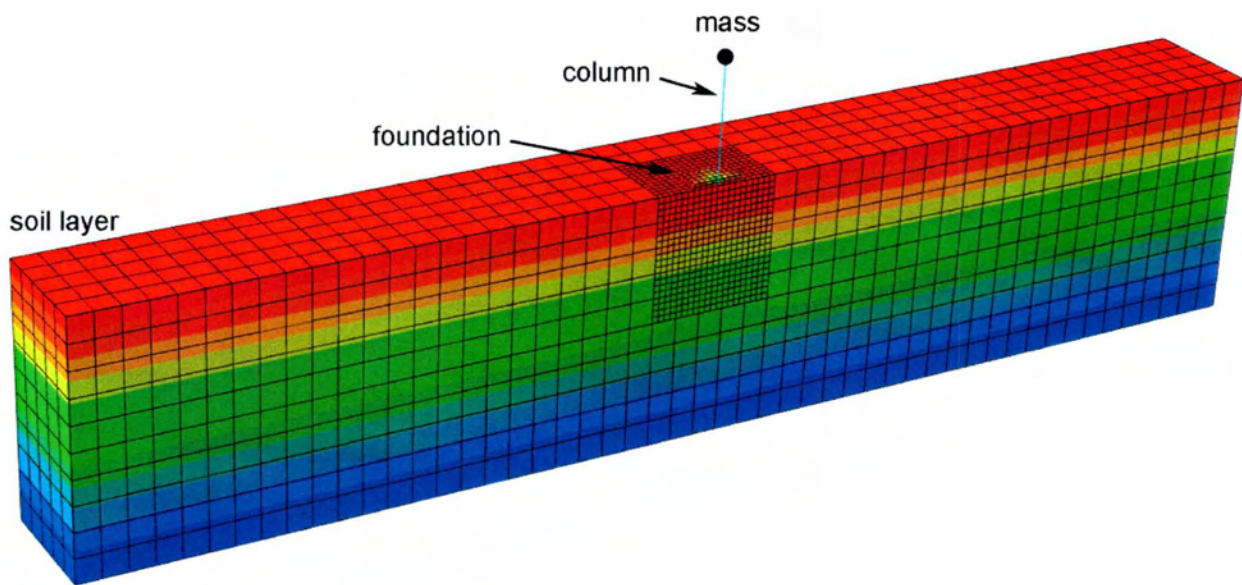
1. Το θεμέλιο βρίσκεται σε απλή επαφή με την επιφάνεια του εδάφους με αποτέλεσμα να υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης ή και ολίσθησης κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.
2. Η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στον υποκείμενο βράχο και στο έδαφος γύρω και κάτω από το θεμέλιο είναι ίση με $V_s=200\text{m/s}$.

Οι οκτώ σειρές αναλύσεων που περιγράφονται παρακάτω έγιναν σε 6 μονοβάθμιους ταλαντωτές με διαφορετικές ιδιοπεριόδους όπως παρουσιάστηκαν στον Πίνακα 3.1 στο προηγούμενο κεφάλαιο:

- i. Αρχικά πραγματοποιούνται τέσσερις σειρές αναλύσεων στις οποίες το έδαφος γύρω και κάτω από το θεμέλιο θεωρείται ότι συμπεριφέρεται μη γραμμικά ελαστοπλαστικά. Αποτελείται από άργιλο υπό αστράγγιστες συνθήκες με γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi=0^\circ$, και τιμές συνοχής: 1) $C=20\text{KPa}$, 2) $C=40\text{KPa}$, 3) $C=60\text{KPa}$ και 4) $C=100\text{KPa}$ αντίστοιχα. Το μέτρο ελαστικότητας είναι $E=20\text{MPa}$. Η σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στην ιδεατή επιφανειακή έξαρση του βράχου (Σχήμα 3.10, σημείο A) έχει μέγιστη τιμή $a_{\max}=0.47g$.
- ii. Στις επόμενες τρεις αναλύσεις επαναλαμβάνεται το μοντέλο των προηγούμενων αναλύσεων (i) με την διαφορά ότι η συνοχή είναι ίδια και στις τρεις αναλύσεις (ίση με $C=20\text{KPa}$) και αυτή τη φορά αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας και παίρνει τιμές: 1) $E=5\text{MPa}$, 2) $E=10\text{MPa}$ και 3) $E=30\text{MPa}$.
- iii. Στη επόμενη ανάλυση το έδαφος θεωρείται μη γραμμικό ελαστικό ($C=\infty$) ενώ το μέτρο ελαστικότητας είναι $E=20\text{MPa}$ και σεισμική διέγερση που αντιστοιχεί στην ιδεατή επιφανειακή έξαρση του βράχου (Σχήμα 3.10, σημείο A) έχει μέγιστη τιμή $a_{\max}=0.47g$.

Τέλος πραγματοποιήθηκαν δύο ακόμη σειρές αναλύσεων, αυτή τη φορά για έναν μόνο μονοβάθμιο ταλαντωτή με ιδιοπερίοδο $T=0.16\text{s}$, για δύο διαφορετικές τιμές συνοχής: 1) $C=20\text{KPa}$ και 2) $C=40\text{KPa}$. Στις αναλύσεις αυτές η ένταση της σεισμικής διέγερσης είναι διαφορετική με τιμές μέγιστης επιτάχυνσης στην επιφάνεια του βράχου: 1) $a_{\max}=0.24g$, 2) $a_{\max}=0.35g$, 3) $a_{\max}=0.47g$ και 4) $a_{\max}=0.7g$.

Πριν τη εκτέλεση της σεισμικής ανάλυσης του συστήματος εδάφους-κατασκευής, εκτελείται μια στατική ανάλυση κατά την οποία ενεργοποιείται η βαρύτητα. Στην συνέχεια επιβάλλεται σεισμική διέγερση με την μορφή της διατμητικής τάσης στην βάση του εδαφικού στρώματος μέσω της σχέσης 3.6.



Σχήμα 4.1 Κατανομή της κατακόρυφης ορθής τάσης στο σύστημα εδάφους-κατασκευής μετά την επιβολή της βαρύτητας.

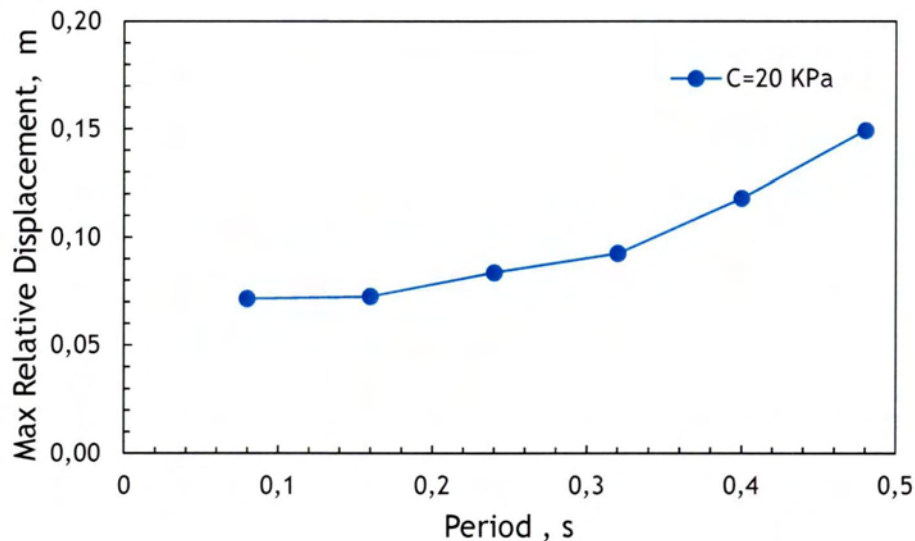
4.2 Τυπικά αποτελέσματα

Παρακάτω παρουσιάζονται διαδοχικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων που περιγράφηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Γίνεται επίσης και μια σύγκριση των αποτελεσμάτων κάθε ανάλυσης για την καλύτερη κατανόηση της επίδρασης των παραγόντων που εξετάζονται κάθε φορά.

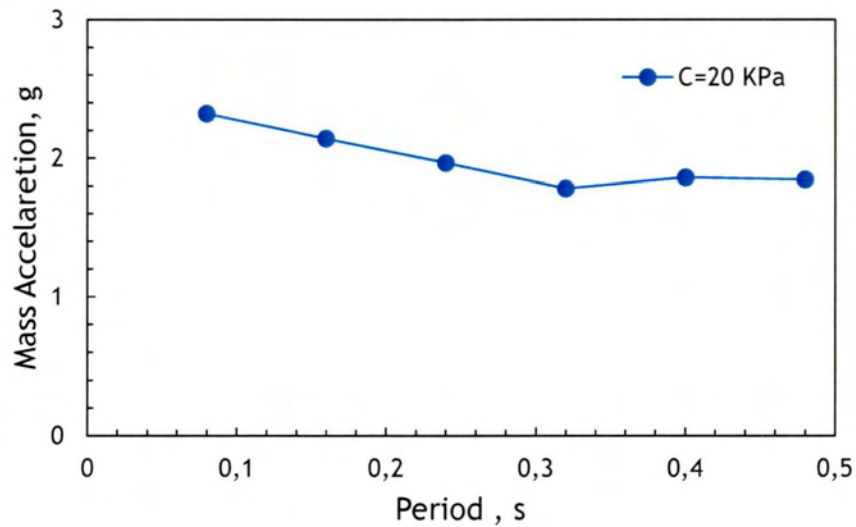
4.2.1 Επίδραση συνοχής εδάφους γύρω & κάτω από το θεμέλιο (1^η σειρά αναλύσεων)

Αρχικά, για την μελέτη της επίδρασης της συνοχής του εδάφους γύρω και κάτω από την θεμελίωση, εξετάζονται 4 διαφορετικές τιμές συνοχής ($C=20$ Kpa, $C=40$ Kpa, $C=60$ Kpa και $C=100$ Kpa). Υπενθυμίζεται ότι το θεμέλιο, σε όλες τις αναλύσεις, βρίσκεται σε απλή επαφή με την επιφάνεια του εδάφους με αποτέλεσμα να υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης ή και ολίσθησης κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.

Στα Σχήματα 4.2 & 4.3 δίδεται η σχετική μετατόπιση και η απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $C=20$ Kpa . Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 15cm και παρατηρείται για $T=0.48\text{s}$ (Σχήμα 4.2) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.32g για $T=0.08\text{s}$ (Σχήμα 4.3).

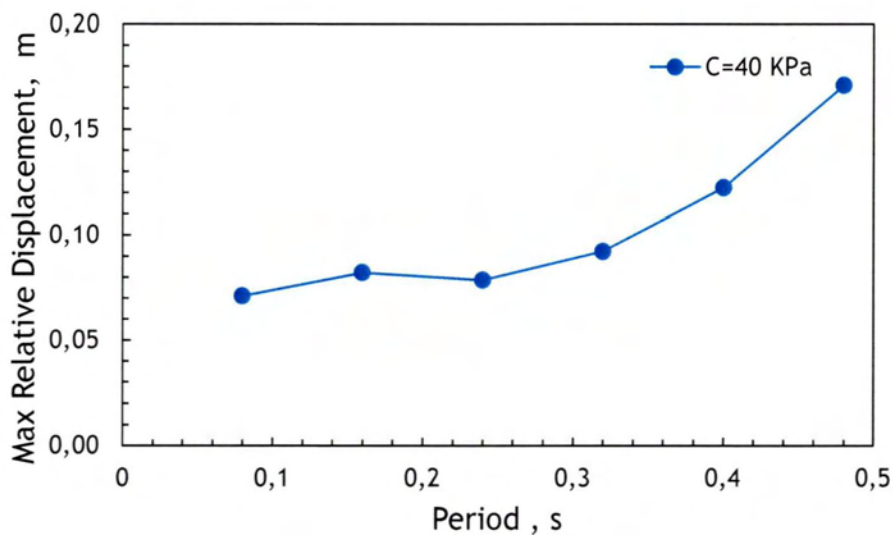


Σχήμα 4.2 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

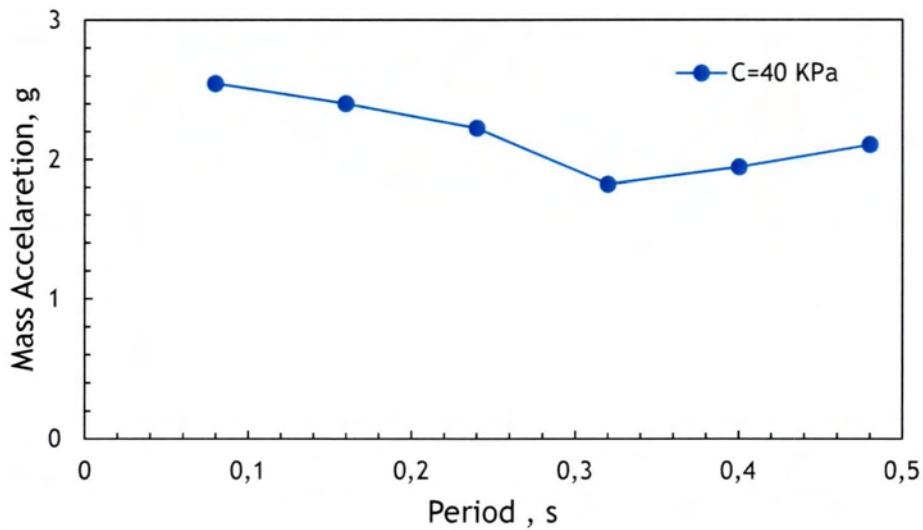


Σχήμα 4.3 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.4 & 4.5 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $C=40 \text{ Kpa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 17.1 cm και παρατηρείται για $T=0.48 \text{ s}$ (Σχήμα 4.4) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.54 g για $T=0.08 \text{ s}$ (Σχήμα 4.5).

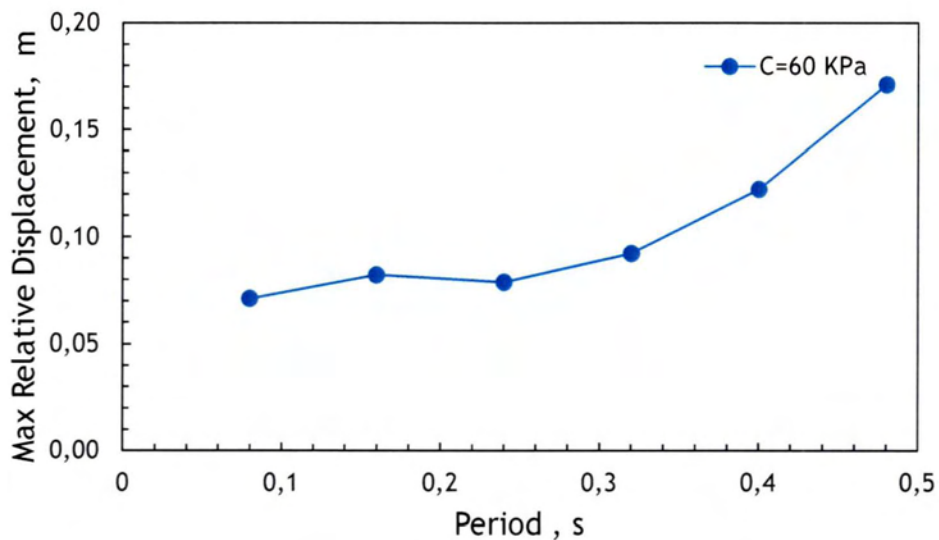


Σχήμα 4.4 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

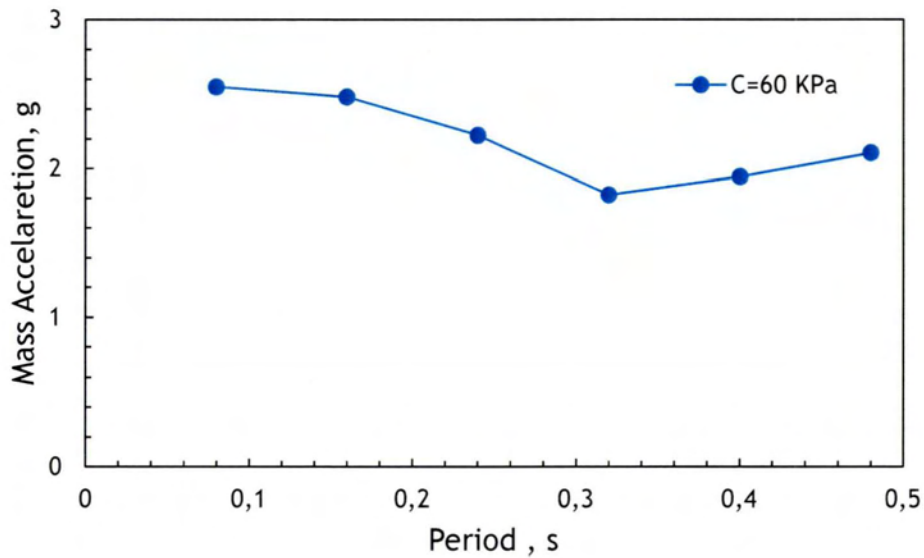


Σχήμα 4.5 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.6 & 4.7 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $C=60 \text{ Kpa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 17.1 cm και παρατηρείται για $T=0.48 \text{ s}$ (Σχήμα 4.6) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.55 g για $T=0.08 \text{ s}$ (Σχήμα 4.7).

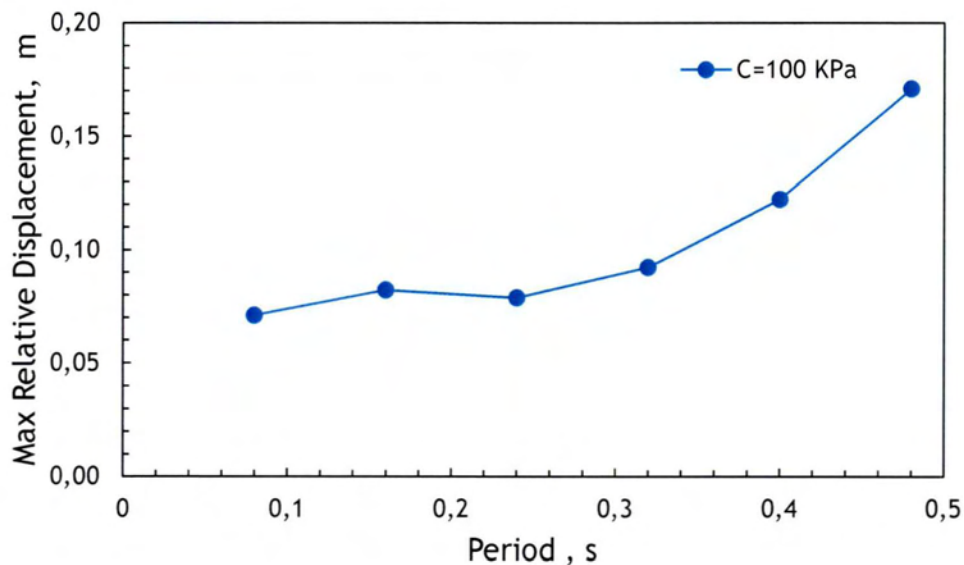


Σχήμα 4.6 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

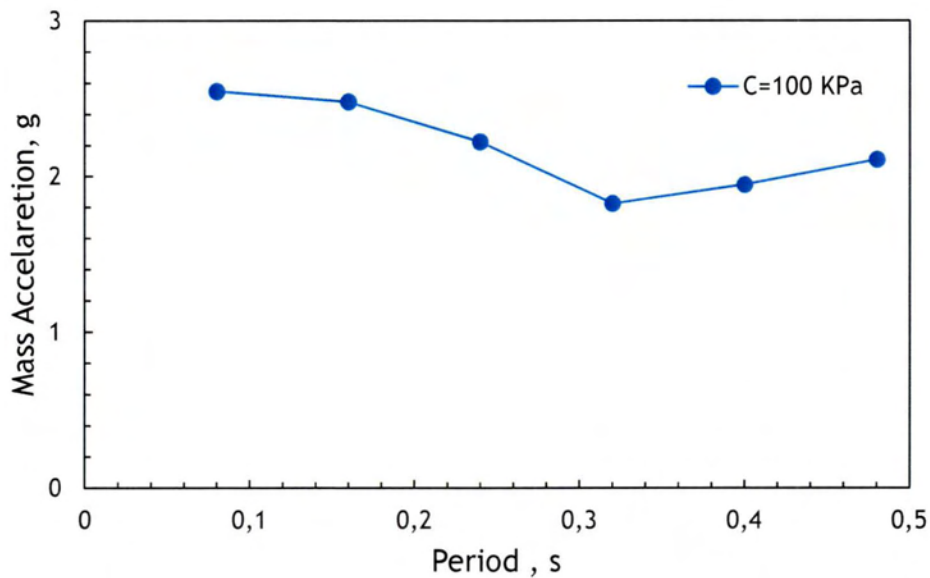


Σχήμα 4.7 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.8 & 4.9 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $C=100 \text{ KPa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 17cm και παρατηρείται για $T=0.48\text{s}$ (Σχήμα 4.8) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.55g για $T=0.08\text{s}$ (Σχήμα 4.9).



Σχήμα 4.8 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

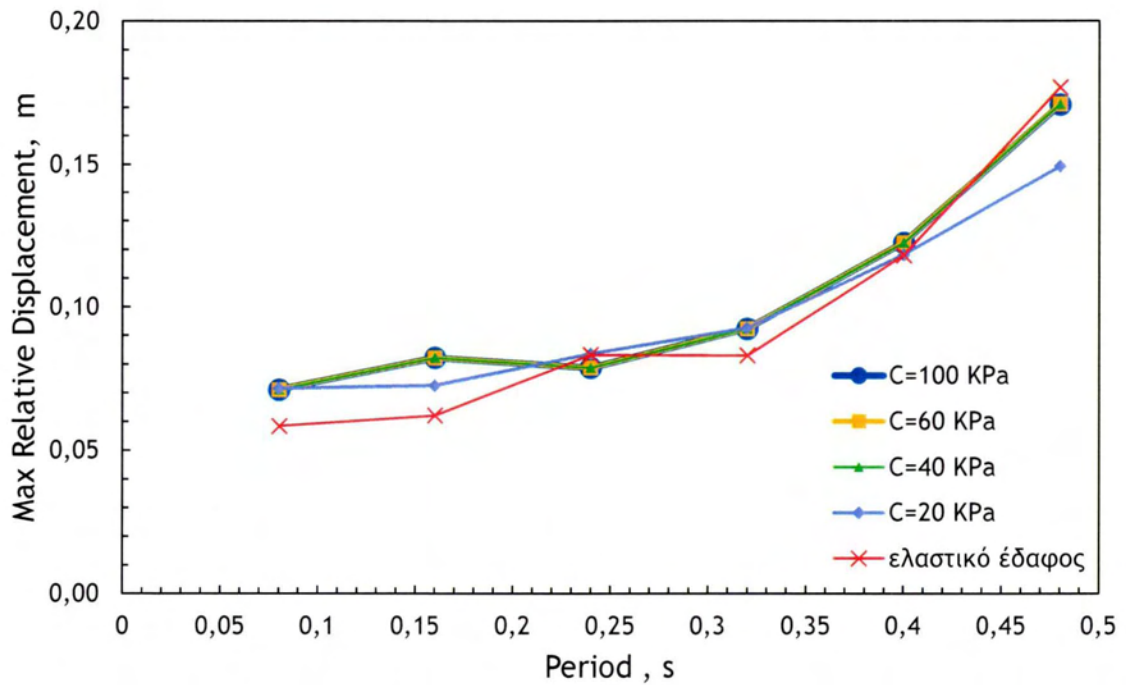


Σχήμα 4.9 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

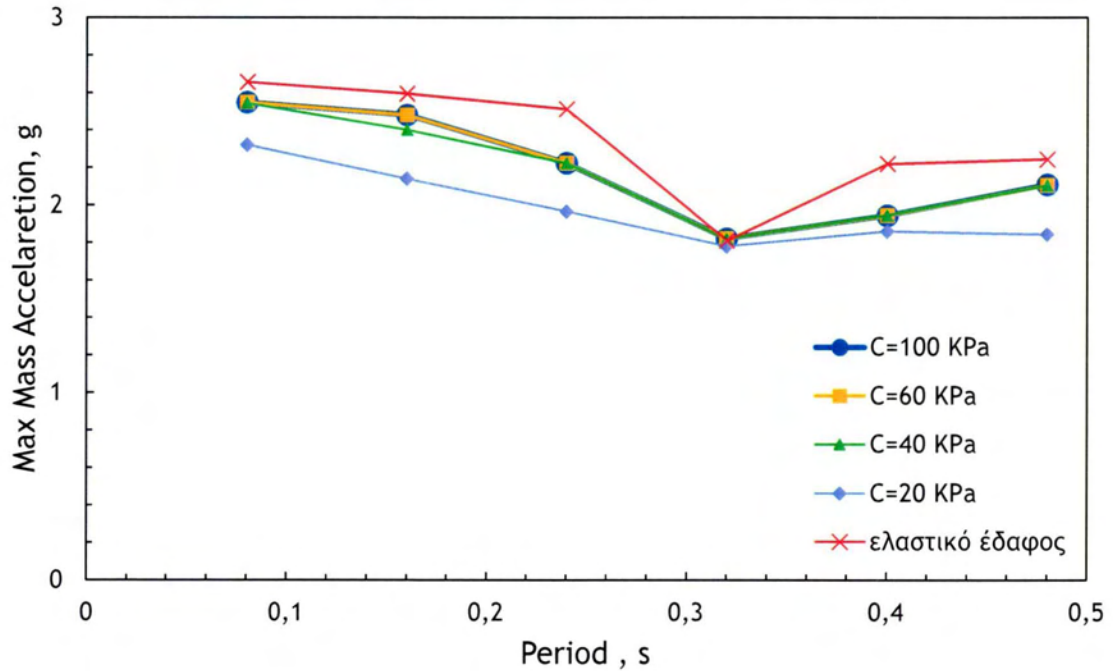
Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στο Σχήμα 4.10 φαίνονται συγκεντρωμένα οι τιμές της μέγιστης σχετικής μετατόπισης των 6 ταλαντωτών (Πίνακας 3.1) για τις 4 τιμές συνοχής καθώς επίσης και για την θεώρηση ελαστικού εδάφους ($C=\infty$). Όπως βλέπουμε και στο σχήμα για τιμές συνοχής **100KPa**, **60KPa** και **40KPa** οι τιμές των σχετικών μετατοπίσεων σχεδόν συμπίπτουν ενώ οι τιμές διαφοροποιούνται για συνοχή **20KPa** και κυρίως για τις τιμές ιδιοπεριόδου $T=0.48s$ και $T=0.16s$. Για $T=0.48s$ η σχετική μετατόπιση από **17.1cm** (για $C=100,60,40$ KPa) και **17.7cm** (για την περίπτωση ελαστικού εδάφους) μειώνεται σε **15cm** για $C=20KPa$. Για $T=0.16s$ παρατηρείται μικρότερη μείωση της σχετικής μετατόπισης από **8.22cm** ($C=100,60,40$ KPa) σε **7.25cm** για $C=20$ KPa ενώ μεγαλύτερη μείωση έχουμε για ελαστικό έδαφος (**6.2cm**) για την ίδια τιμή ιδιοπεριόδου. Στην περίπτωση ελαστικού εδάφους παρουσιάζονται μικρότερες σχετικές μετατοπίσεις για τιμές ιδιοπεριόδου **0.08s**, **0.16s** και **0.32s**.

Όσον αφορά τις απόλυτες επιταχύνσεις της μάζας (Σχήμα 4.11) παρατηρούμε την μεγαλύτερη διαφοροποίηση τιμών για συνοχή **20KPa** από τις υπόλοιπες τιμές συνοχής (**100KPa**, **40KPa** και **60KPa**). Η μεγαλύτερη μείωση της επιτάχυνσης παρατηρείται για $T=0.16s$ όπου από **2.48g** για $C=100KPa$ γίνεται **2.14g** για $C=20KPa$. Για ελαστικό έδαφος έχουμε μεγαλύτερες τιμές επιταχύνσεων από τα υπόλοιπα εδάφη με μεγαλύτερη την τιμή **2.65g** που εμφανίζεται για $T=0.08s$.



Σχήμα 4.10 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

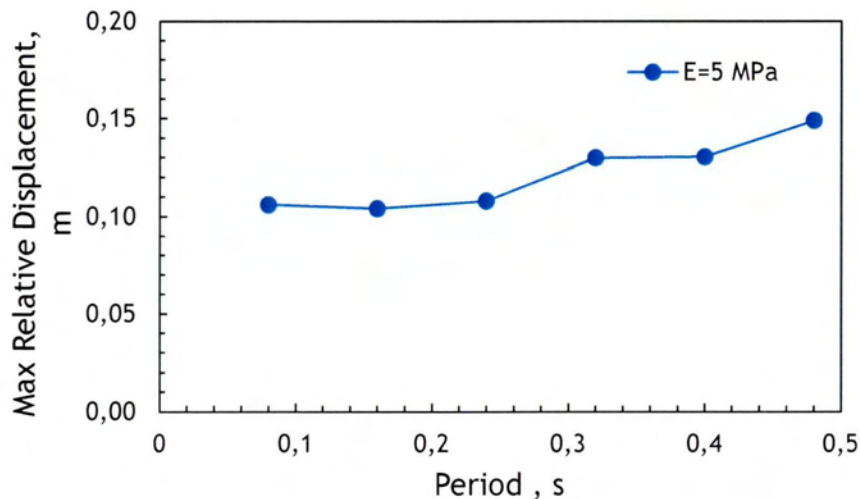


Σχήμα 4.11 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

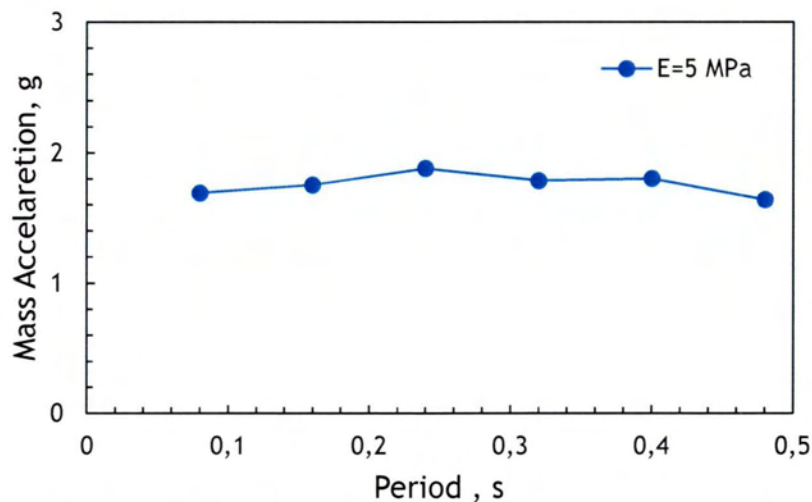
4.2.2 Επίδραση μέτρου ελαστικότητας του εδάφους θεμελίωσης (2^η σειρά αναλύσεων)

Για την επίδραση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους εξετάζονται 4 τιμές μέτρου ελαστικότητας : $E=20\text{MPa}$, $E=5\text{MPa}$, $E=10\text{MPa}$ και $E=30\text{MPa}$. Η συνοχή του εδάφους είναι ίδια σε όλες τις αναλύσεις ($C=20\text{KPa}$).

Στα Σχήματα 4.12 & 4.13 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $E=5\text{ MPa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 14.9cm και παρατηρείται για $T=0.48\text{s}$ (Σχήμα 4.12) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 1.88g για $T=0.24\text{s}$ (Σχήμα 4.13).

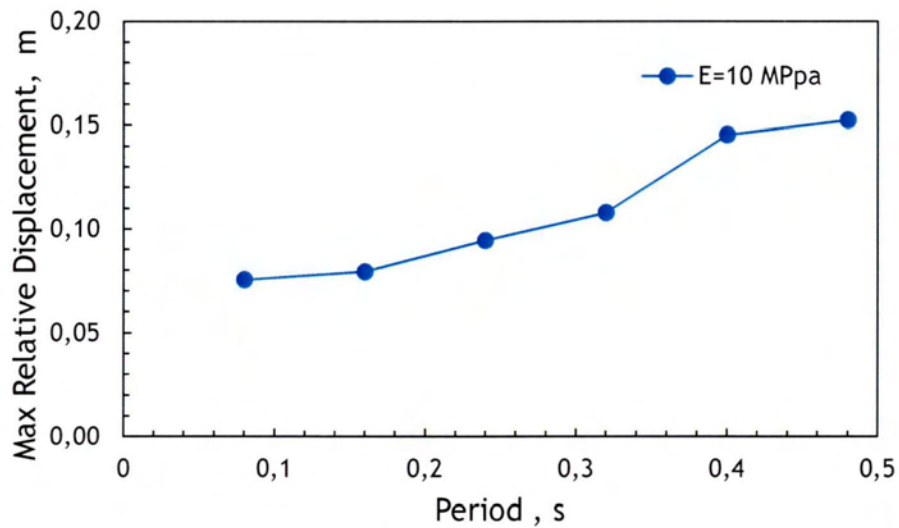


Σχήμα 4.12 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

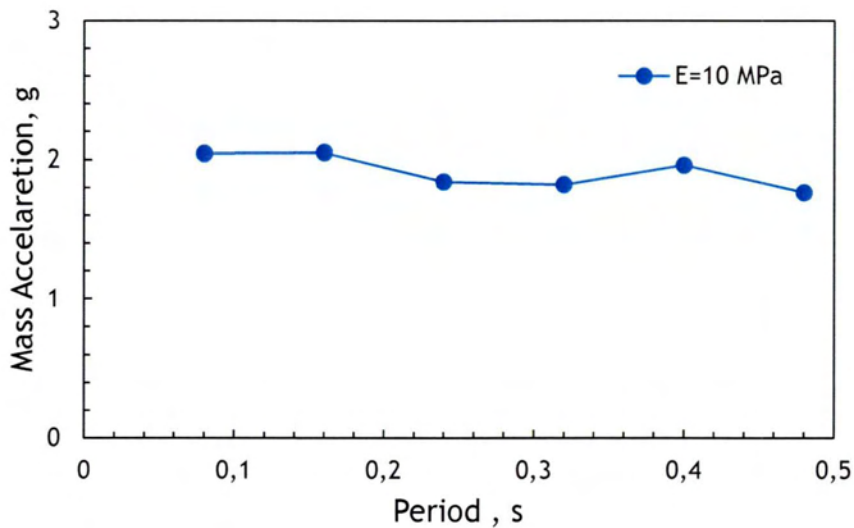


Σχήμα 4.13 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.14 & 4.15 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $E=10 \text{ MPa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 15.2 cm και παρατηρείται για $T=0.48 \text{ s}$ (Σχήμα 4.14) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.05 g για $T=0.16 \text{ s}$ (Σχήμα 4.15).

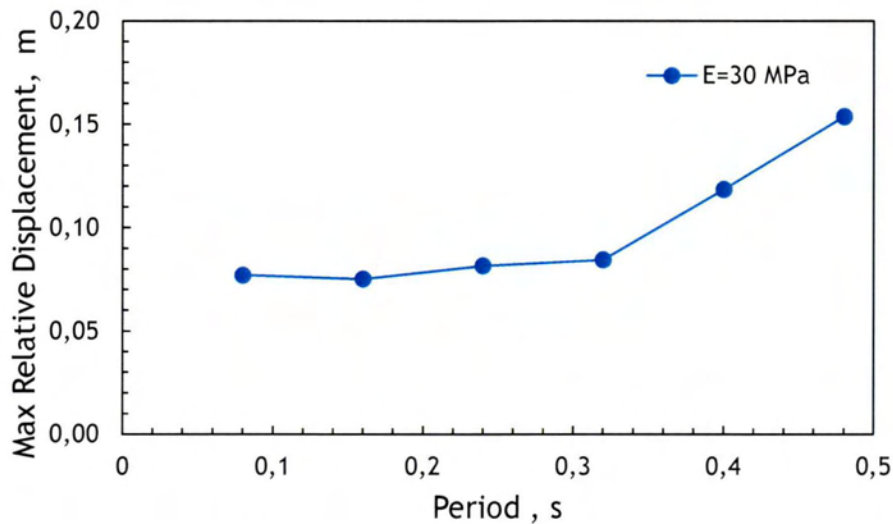


Σχήμα 4.14 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

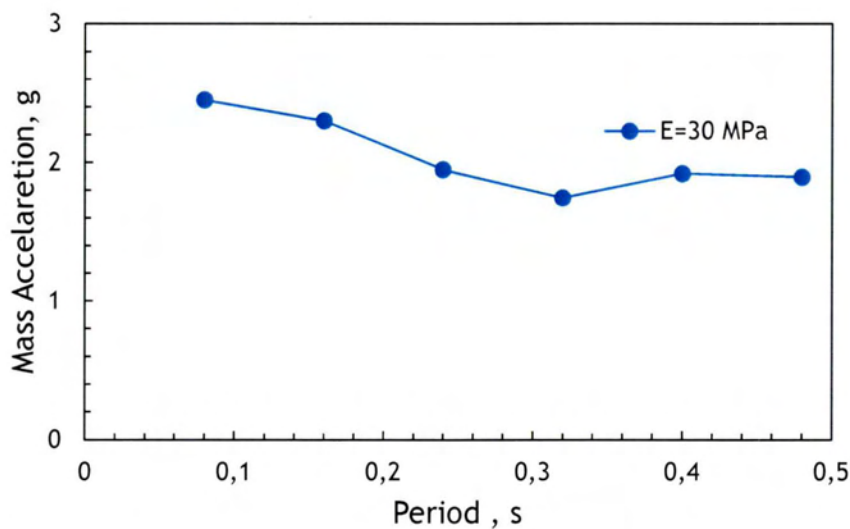


Σχήμα 4.15 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στα Σχήματα 4.16 & 4.17 δίνονται τα διαγράμματα της σχετικής μετατόπισης και της απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή για $E=30 \text{ MPa}$. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης είναι ίση με 15.4 cm και παρατηρείται για $T=0.48 \text{ s}$ (Σχήμα 4.16) ενώ η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης της μάζας είναι 2.45 g για $T=0.08 \text{ s}$ (Σχήμα 4.17).



Σχήμα 4.16 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.



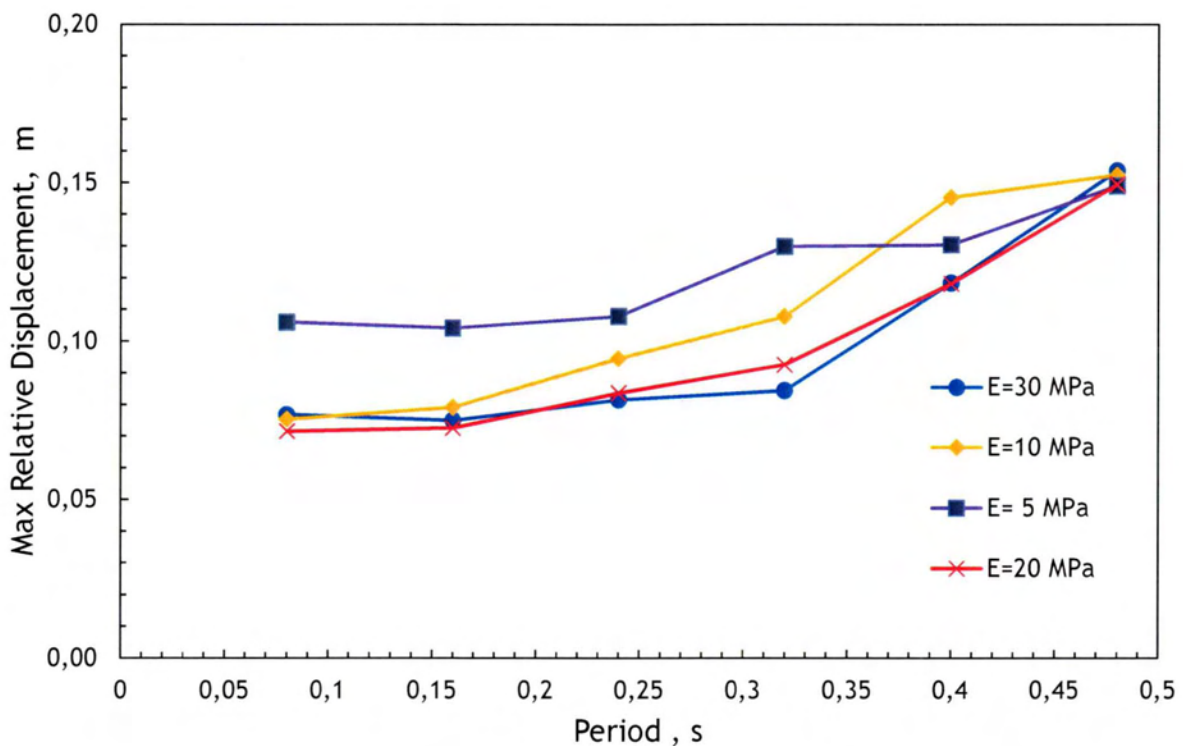
Σχήμα 4.17 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Για μέτρο ελαστικότητας $E=20 \text{ MPa}$ τα αντίστοιχα σχήματα δόθηκαν παραπάνω (Σχήμα 4.2 & 4.3).

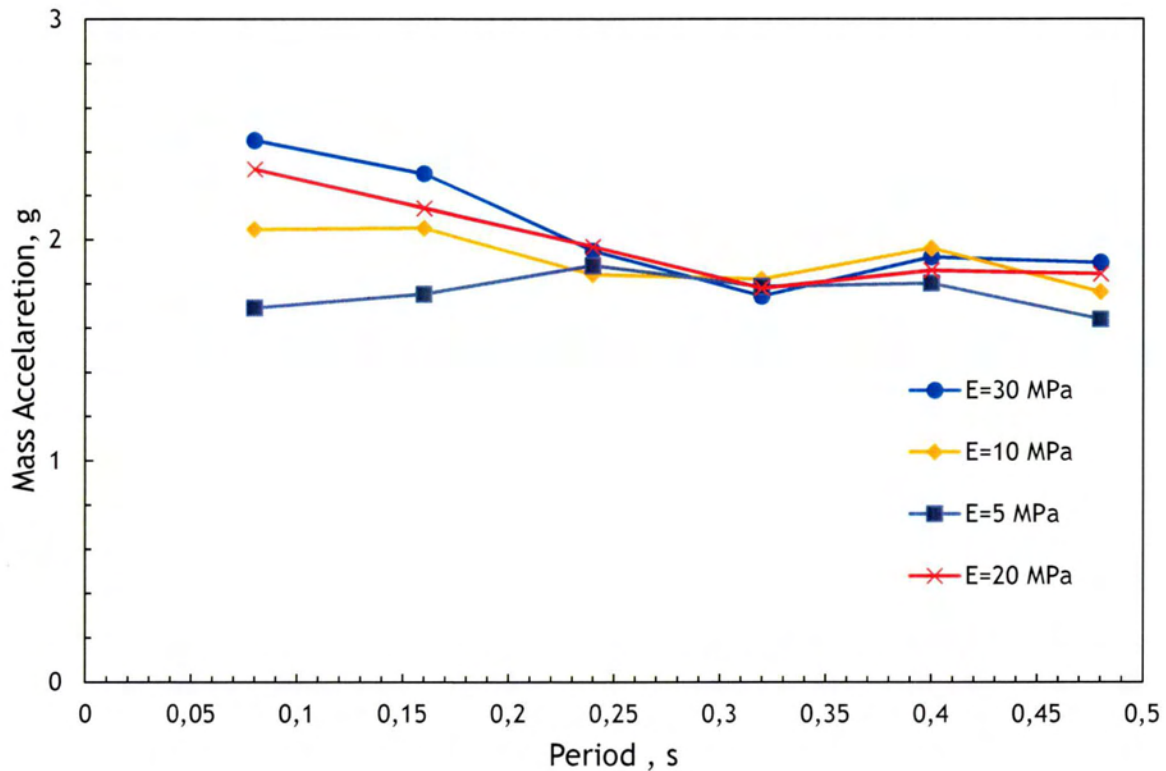
Σύγκριση αποτελεσμάτων

Στο Σχήμα 4.18 βλέπουμε ότι για μέτρο ελαστικότητας **5MPa** έχουμε τις μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετατόπισης με εξαίρεση την περίπτωση όπου η ιδιοπερίοδος είναι ίση με **T=0.4s** όπου η μεγαλύτερη τιμή παρουσιάζεται για **E=10MPa**. Μεγαλύτερη αύξηση της σχετικής μετατόπισης έχουμε για **T=0.32s** όπου από **8.43cm (E=30MPa)** γίνεται **12.9cm** για **E=5MPa**.

Στο Σχήμα 4.19 παρατηρείται διαφοροποίηση των τιμών μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας για τιμές ιδιοπεριόδου από **0.08s** ως **0.24s**. Σ αυτή τη περιοχή μεγαλύτερες τιμές μέγιστων επιταχύνσεων έχουμε για **E=30MPa** ενώ καθώς μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας μειώνονται και οι τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων. Μεγαλύτερη πτώση τιμών έχουμε για **T=0.08s** όπου από **2.45g (E=30MPa)** η επιτάχυνση μειώνεται στα **1.69g (E=5MPa)**.



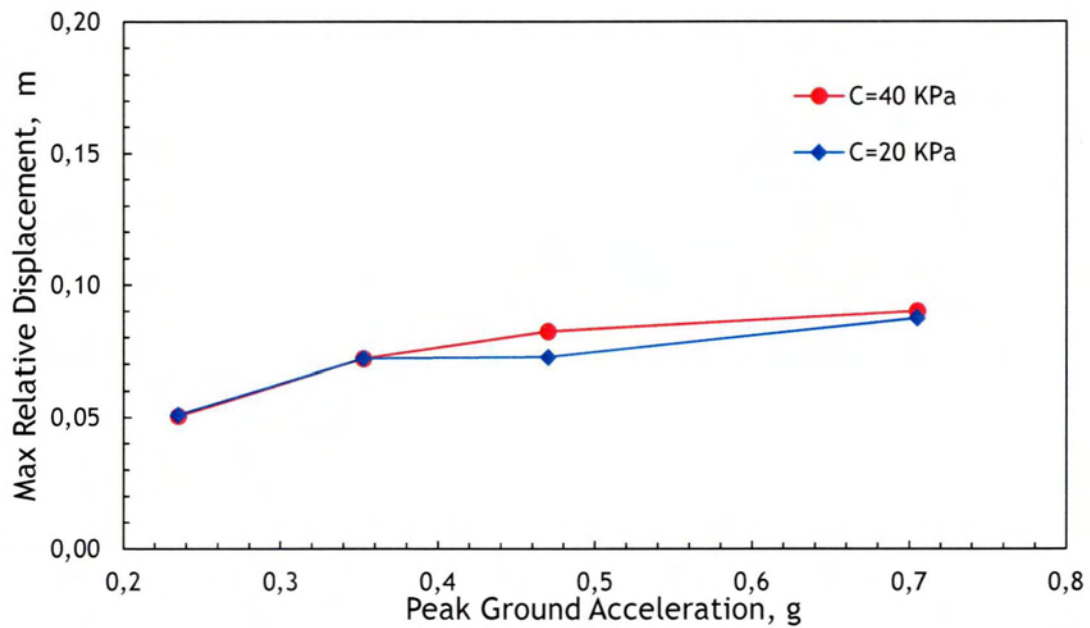
Σχήμα 4.18 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.



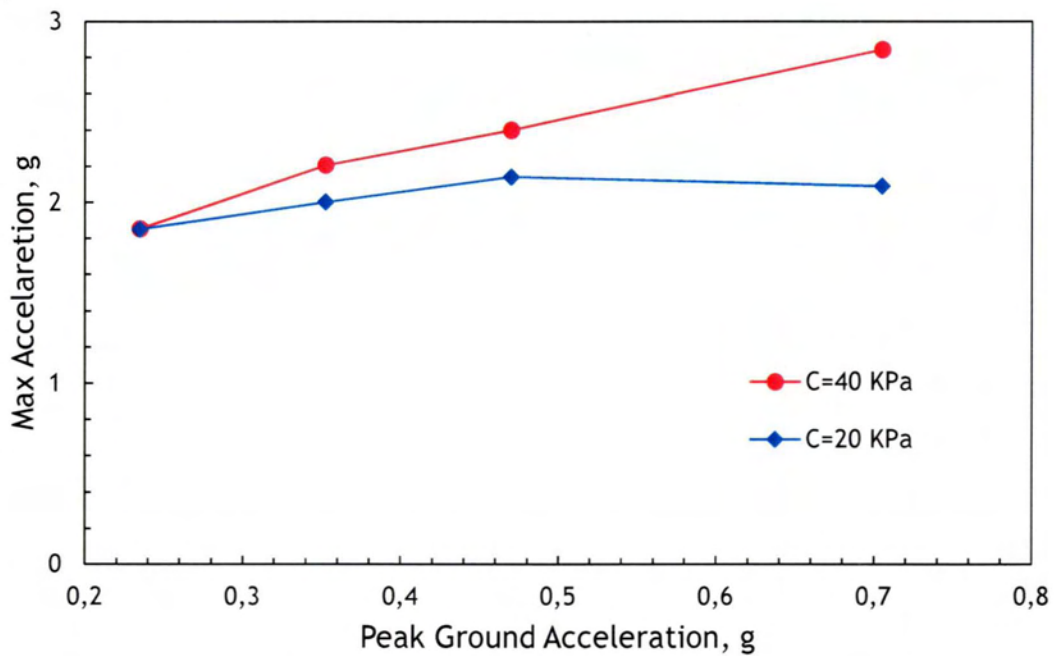
Σχήμα 4.19 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

4.2.3 Επίδραση σεισμικής έντασης

Η επίδραση της έντασης της σεισμικής διέγερσης εξετάζεται για δύο τιμές συνοχής 20KPa και 40KPa. Επιβάλλοντας τη σεισμική διέγερση στο ιδεατό επιφανειακό βράχο (outcrop rock) με τιμές ίσες προς $0.5 a_{max}$, $0.75 a_{max}$, a_{max} και $1.5 a_{max}$ εκτιμάται η επίδραση της έντασης της διέγερσης στην σχετική μετατόπιση και απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή στα Σχήματα 4.20 & 4.21, αντίστοιχα για $C=20KPa$ και $C=40KPa$. Και στα δύο σχήματα παρατηρείται μία σταδιακή αύξηση της απόκρισης με την αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης.



Σχήμα 4.20 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.



Σχήμα 4.21 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

4.3 Αποτελέσματα από προηγούμενες αναλύσεις

Σε αυτό το κεφάλαιο, για την καλύτερη σύγκριση και μελέτη των αποτελεσμάτων της μη γραμμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, παρουσιάζονται επίσης τα αποτελέσματα αναλύσεων που εκπονήθηκαν σε προηγούμενη διπλωματική (Παπαλεξανδρή, 2013), όπου εξετάστηκε το ίδιο θέμα μέσα από διαφορετικές αναλύσεις κυρίως για ελαστικό έδαφος.

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν επίσης σε ταλαντωτές με τις 6 διαφορετικές ιδιοπεριόδους (Πίνακας 3.1) και ήταν εν συντομία οι εξής :

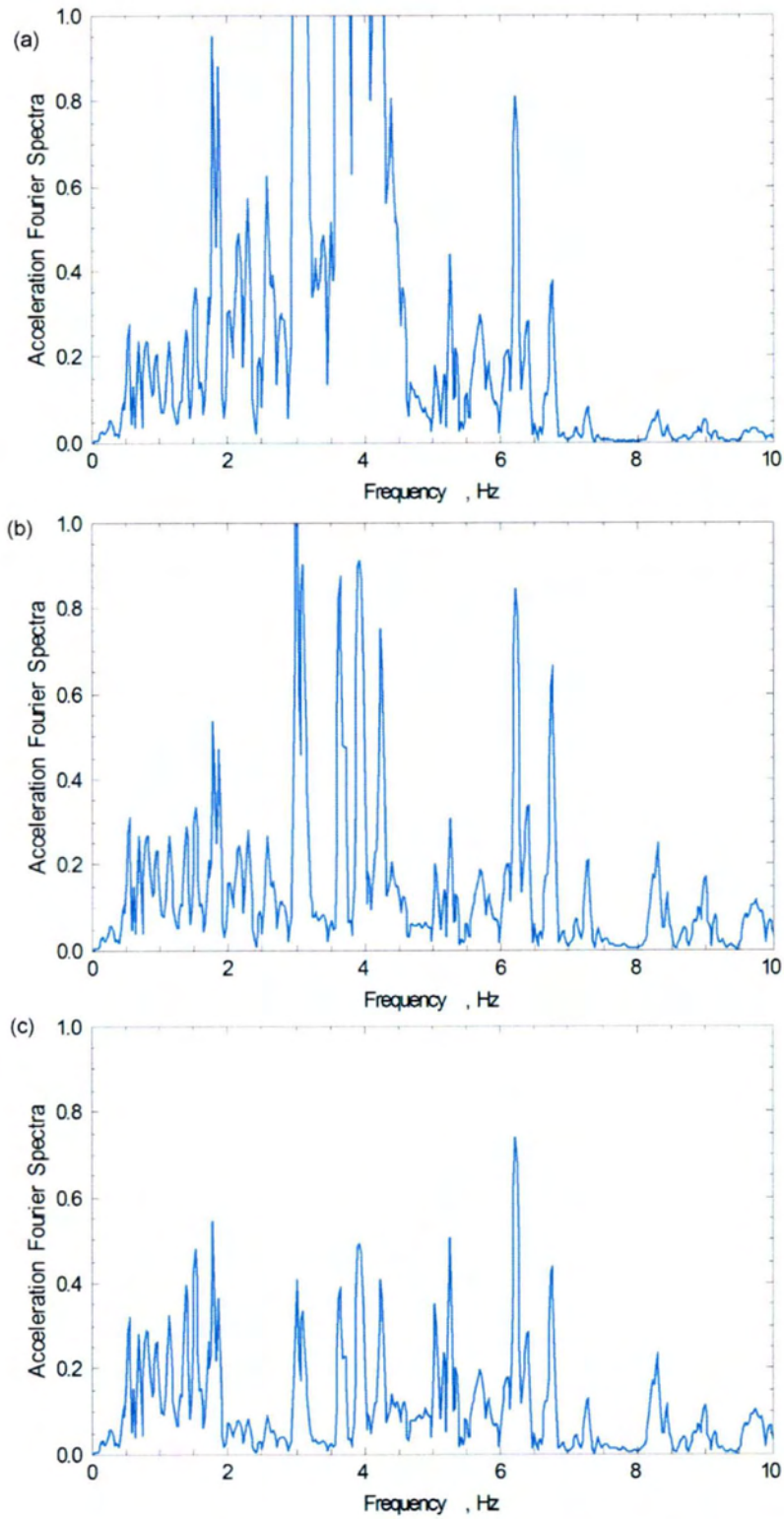
1. Το έδαφος είναι γραμμικά ελαστικό με ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων ίση με $V_s=200$ m/s. Το θεμέλιο είναι προσκολλημένο στο έδαφος, η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στον υποκείμενο βράχο είναι $V_s=200$ m/s και η σεισμική διέγερση έχει μέγιστη τιμή $a_{max} = 0.47g$.
2. Επαναλαμβάνονται οι ανωτέρω αναλύσεις με την διαφορά ότι το έδαφος έχει ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων ίση προς $V_s=300$ m/s.
3. Επαναλαμβάνονται οι αναλύσεις της κατηγορίας (1) (έδαφος με $V_s=200$ m/s) αλλά η βάση του θεμελίου ευρίσκεται σε απλή επαφή με την επιφάνεια του εδάφους, συνεπώς υπάρχει η δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος κατά την διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.
4. Χρησιμοποιείται ο μονοβάθμιος ταλαντωτής με ιδιοπερίοδο $T= 0.16$ s, και τις συνθήκες της τρίτης σειράς αναλύσεων (3), με δυνατότητα ολίσθησης ή ανασηκώματος αλλά με διαφορετική ένταση της σεισμικής διέγερσης. Συγκεκριμένα η μέγιστη επιτάχυνση στην επιφάνεια του βράχου λαμβάνει τις τιμές **0.24g, 0.35g, 0.47g και 0.7g**.

Τυπικά αποτελέσματα

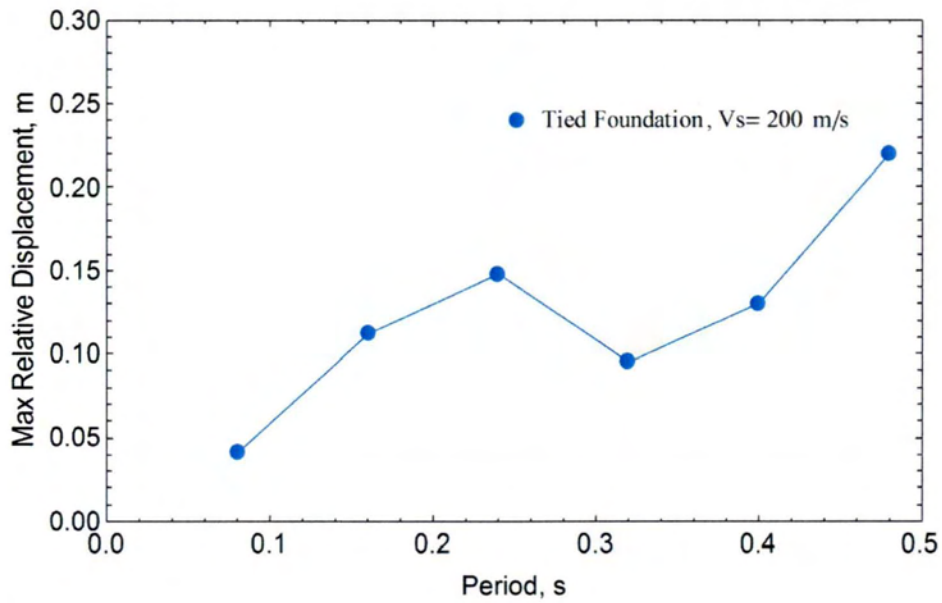
4.3.1. Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής (ανάλυση (1))

Παρατηρείται ότι η μέγιστη επιτάχυνση στην μάζα είναι **5.58g**, ενώ στην βάση του υποστυλώματος **0.9g** και στην επιφάνεια στο ελεύθερο πεδίο **0.68g**. Σημειώνεται ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής $T =0.16s$ αντιστοιχεί στην υπόθεση ότι η βάση του θεμελίου είναι άκαμπτη. Επειδή στην πραγματικότητα υπάρχει το εύκαμπτο εδαφικό στρώμα, η ενεργός ιδιοπερίοδος είναι μεγαλύτερη, ίση προς $T =0.26s$. Πράγματι εξέταση της σχετικής μετατόπισης του ταλαντωτή επιβεβαιώνει αυτή την τιμή της πραγματικής ιδιοπεριόδου ταλάντωσης. Η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης του ταλαντωτή είναι **11.2cm**.

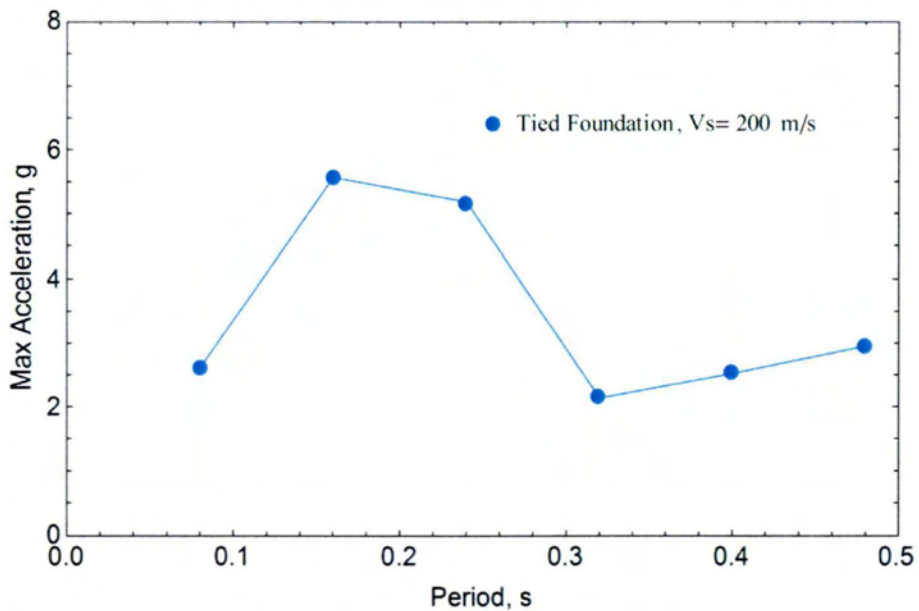
Στο *Σχήμα 4.22* παρουσιάζονται τα αντίστοιχα φάσματα Fourier των απόλυτων επιταχύνσεων:(α) της μάζας του ταλαντωτή, (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στην επιφάνεια του εδάφους (σημείο Γ). Πράγματι, στο φάσμα επιτάχυνσης της μάζας (*Σχήμα 4.22(a)*) η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης αυξάνει σημαντικά στην περιοχή συχνοτήτων των $f=1/(0.26\text{ s})=3.85$ Hz. Τα *Σχήματα 4.23 & 4.24* δείχνουν αντίστοιχα πως μεταβάλλεται η τιμή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή σε σχέση με την ιδιοπερίοδο του.



Σχήμα 4.22 Φάσμα Fourier της απόλυτης επιτάχυνσης (a) στη μάζα (b) στη βάση της θεμελίωσης και (c) στη επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 4.23 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

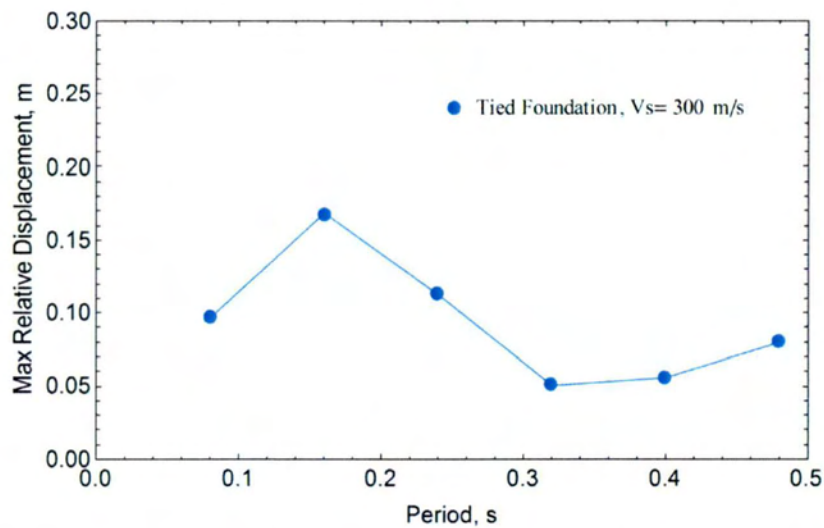


Σχήμα 4.24 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

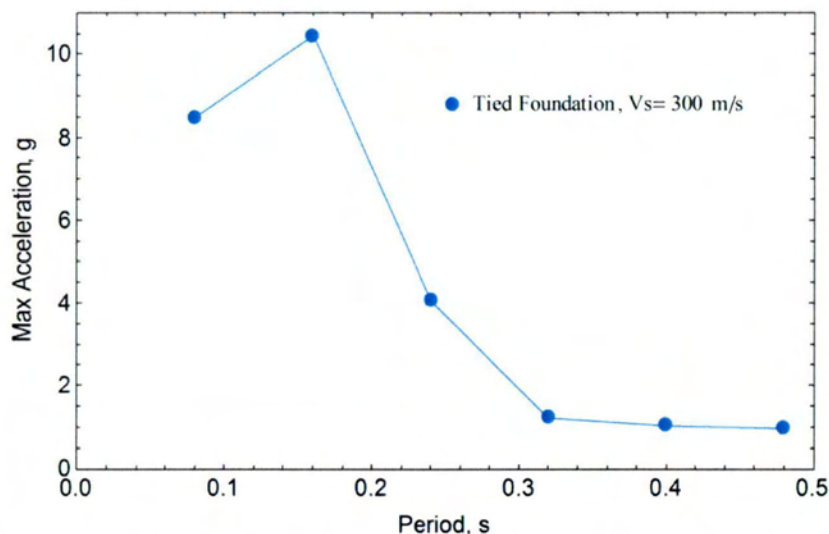
4.3.2. Θεμέλιο χωρίς ανασήκωμα επαφής : Επίδραση δυσκαμψίας του εδάφους (ανάλυση (2))

Για την διερεύνηση της επίδρασης της δυσκαμψίας του εδάφους θεμελίωσης εξετάζονται δύο διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων $V_s = 200\text{m/s}$ και $V_s = 300\text{m/s}$ για την περίπτωση θεμελίου «δεμένου» με το έδαφος. Σε προηγούμενο τμήμα εξετάστηκε η περίπτωση $V_s = 200\text{m/s}$ και εδώ δίδονται τα αποτελέσματα για $V_s = 300\text{m/s}$.

Στο Σχήμα 4.25 δίδεται η σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή η οποία για $T=0.16\text{s}$ είναι ίση προς 16.8cm . Δηλαδή η αύξηση της ταχύτητας από $V_s = 200\text{m/s}$ σε $V_s = 300\text{m/s}$ οδηγεί σε αύξηση της σχετικής μετατόπισης κατά 50% .



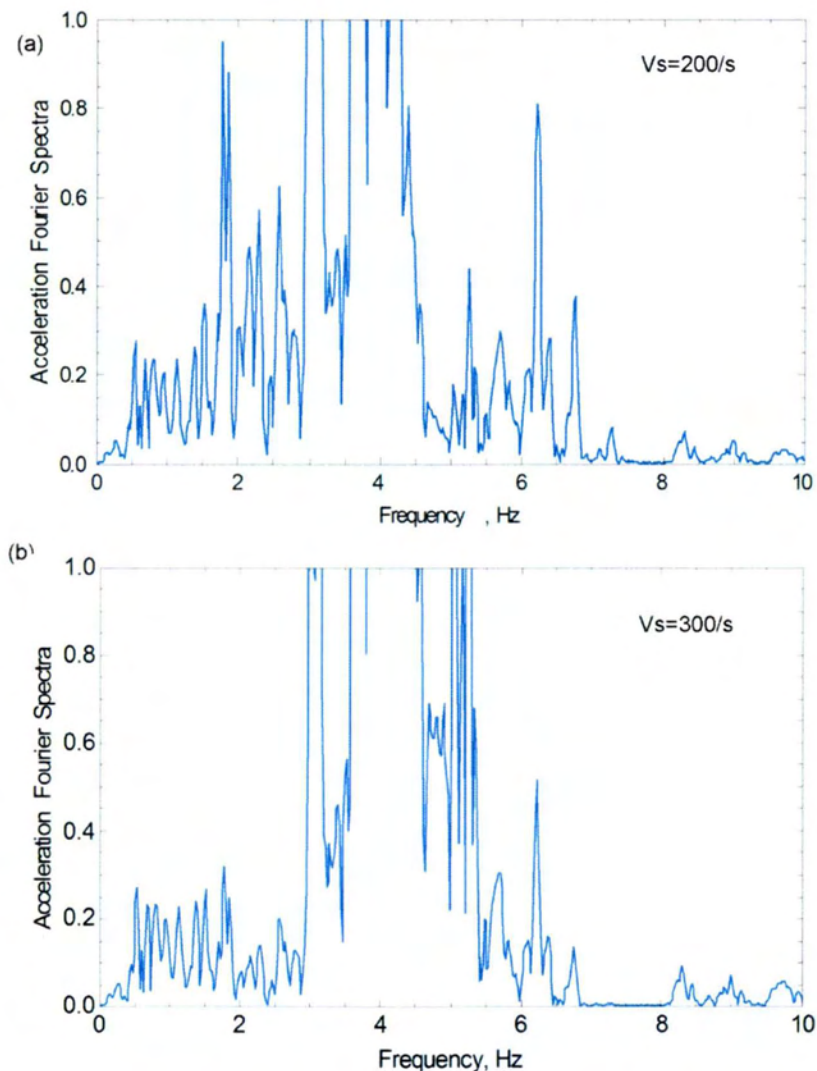
Σχήμα 4.25 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.



Σχήμα 4.26 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στο Σχήμα 4.26 δίδεται η απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή η οποία για $T=0.16s$ είναι ίση προς περίπου $10g$. Μία τέτοια επιτάχυνση δεν είναι ρεαλιστική σε μία πραγματική κατασκευή καθόσον θα αυξηθεί σημαντικά η απόσβεση λόγω πλαστικής συμπεριφοράς των στοιχείων της κατασκευής. Εδώ τα αποτελέσματα αυτά εξετάζονται μόνο ποιοτικά για την κατανόηση της πιθανής επίδρασης της αυξημένης δυσκαμψίας του εδάφους της βάσης.

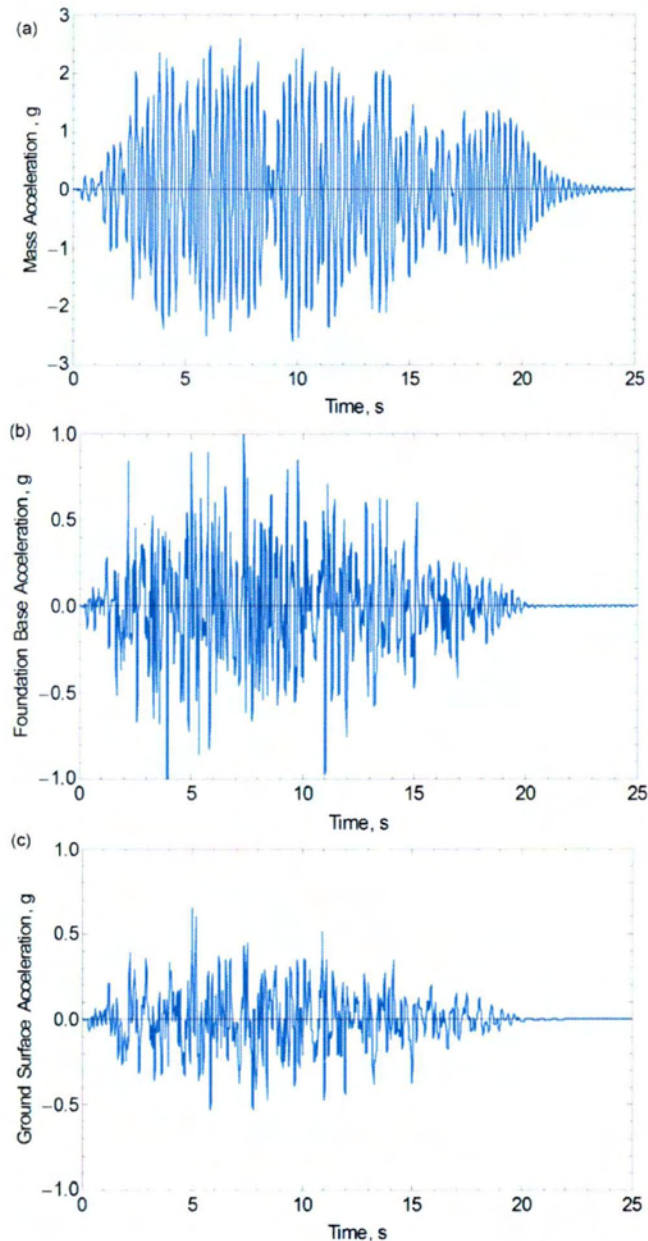
Η αύξηση της δυσκαμψίας τους εδάφους θεμελίωσης αυξάνει το υψίσυχνο περιεχόμενο της επιτάχυνσης σε σχέση με την περίπτωση για $V_s=200m/s$. Αυτό φαίνεται σε με σύγκριση των φασμάτων Fourier για $V_s=200m/s$ και $V_s=300m/s$ στο Σχήμα 4.27.



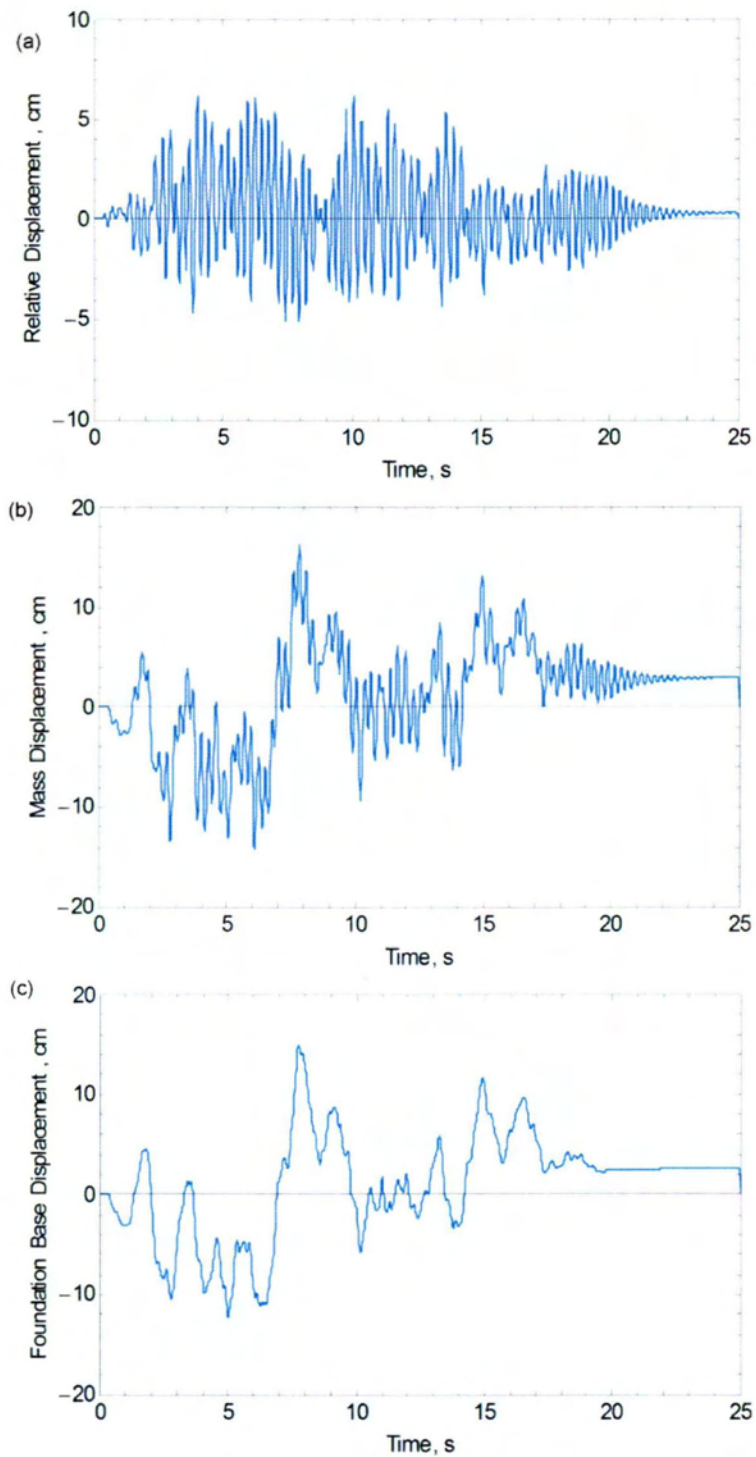
Σχήμα 4.27 Σύγκριση τους φάσματος Fourier της επιτάχυνσης του ταλαντωτή για (a) $V_s=200m/s$ και (b) $V_s=300m/s$ θεωρώντας συγκολλημένο θεμέλιο.

4.3.3. Θεμέλιο με ανασήκωμα επαφής (ανάλυση (3))

Παρατηρείται μία σημαντική μείωση της επιτάχυνσης σε **2.59g** σε σύγκριση με την υψηλή τιμή **5.58g** στην περίπτωση του συγκολλημένου θεμελίου (μείωση κατά **54%**) (Σχήμα 4.28). Η ενεργός ιδιοπερίοδος παραμένει **T=0.26s**, μία αύξηση από την τιμή **0.16s** που συνδέεται με την ευκαμψία του εδάφους θεμελίωσης. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση είναι **6.2cm**, αρκετά μειωμένη σχετικά με την τιμή των **11.2cm** που αντιστοιχεί στην περίπτωση συγκολλημένου θεμελίου (μείωση κατά **45%**) (Σχήμα 4.29).

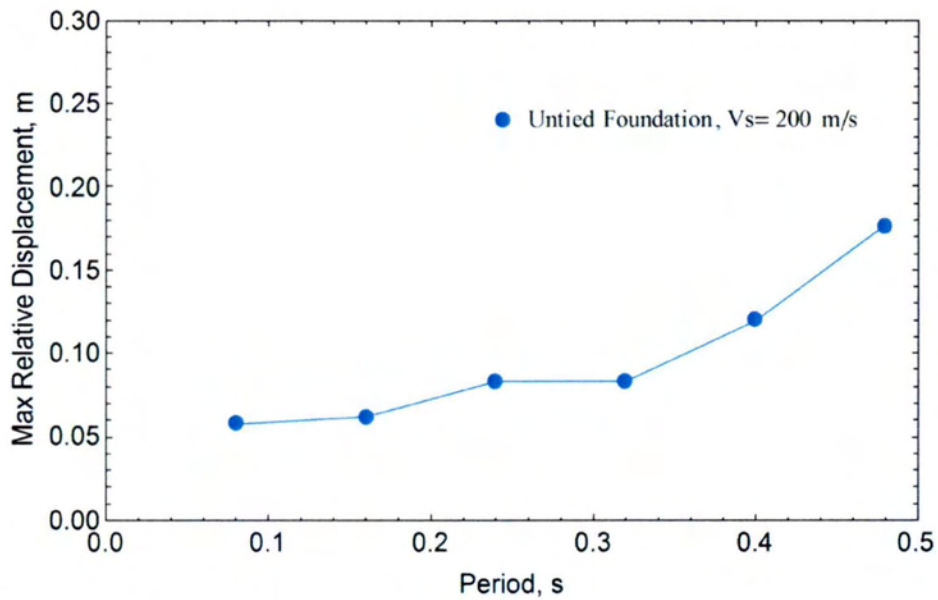


Σχήμα 4.28 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης στη (a) μάζα (b) βάση της θεμελίωσης (c) επιφάνεια του εδάφους.

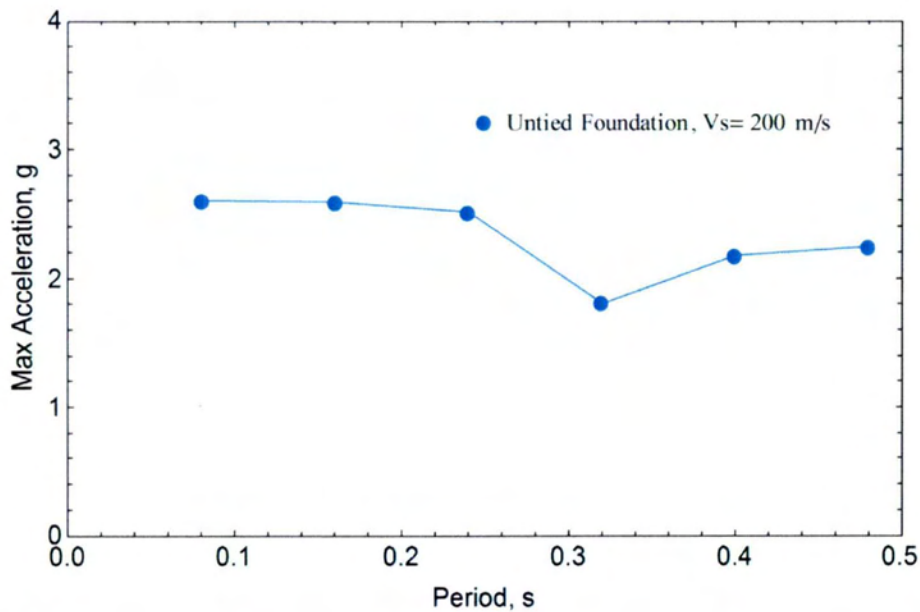


Σχήμα 4.29 Χρονοϊστορία (a) σχετικής μετατόπισης (b) μετατόπισης της μάζας (c) μετατόπισης της βάσης.

Τα Σχήματα 4.30 & 4.31 δείχνουν αντίστοιχα πως μεταβάλλεται η τιμή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή σε σχέση με την ιδιοπερίοδο του.



Σχήμα 4.30 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

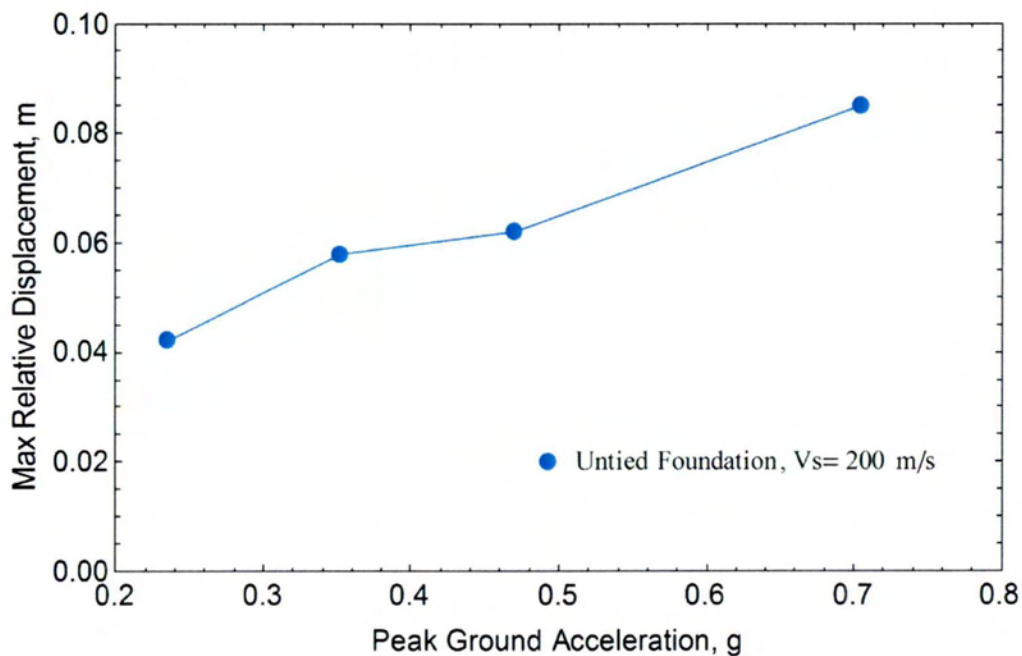


Σχήμα 4.31 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

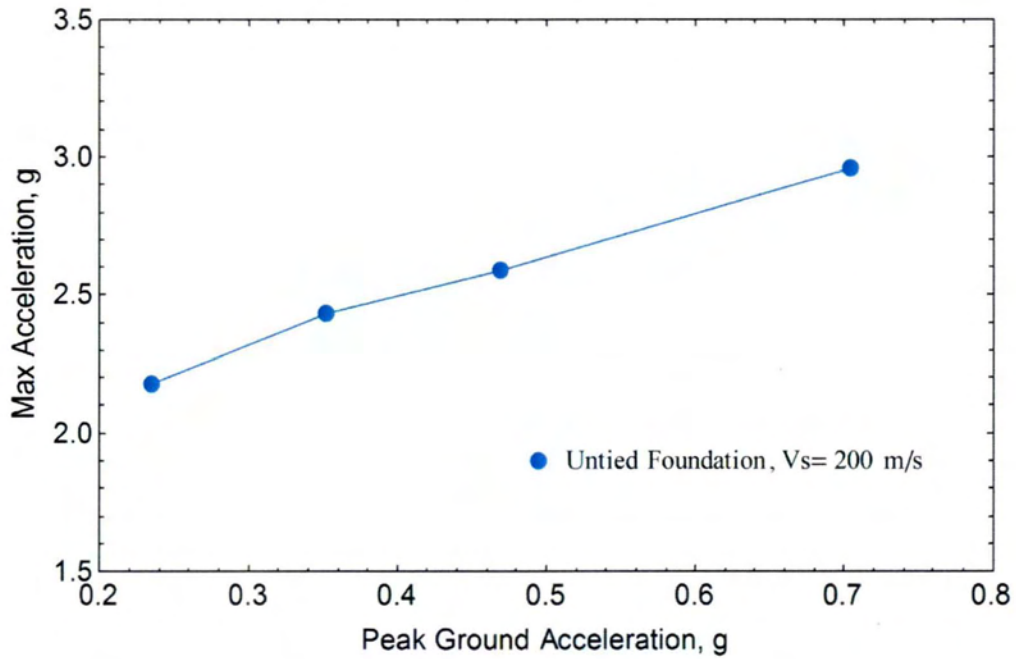
4.3.4. Επίδραση της σεισμικής έντασης (ανάλυση (4))

Η επίδραση της έντασης της σεισμικής διέγερσης εξετάζεται για την περίπτωση του θεμελίου που επιτρέπεται το ανασήκωμα του θεμελίου και η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στο γραμμικά ελαστικό έδαφος είναι $V_s=200$ m/s. Επιβάλλοντας τη σεισμική διέγερση στον ιδεατό επιφανειακό βράχο (outcrop rock) με τιμές ίσες προς $0.5 a_{max}$, $0.75 a_{max}$, a_{max} και $1.5 a_{max}$ εκτιμάται η επίδραση της έντασης της διέγερσης στην σχετική μετατόπιση και απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή στα Σχήματα 4.32 & 4.33, αντίστοιχα. Και στα δύο σχήματα παρατηρείται μία σταδιακή αύξηση της απόκρισης με την αύξηση της σεισμικής επιτάχυνσης.

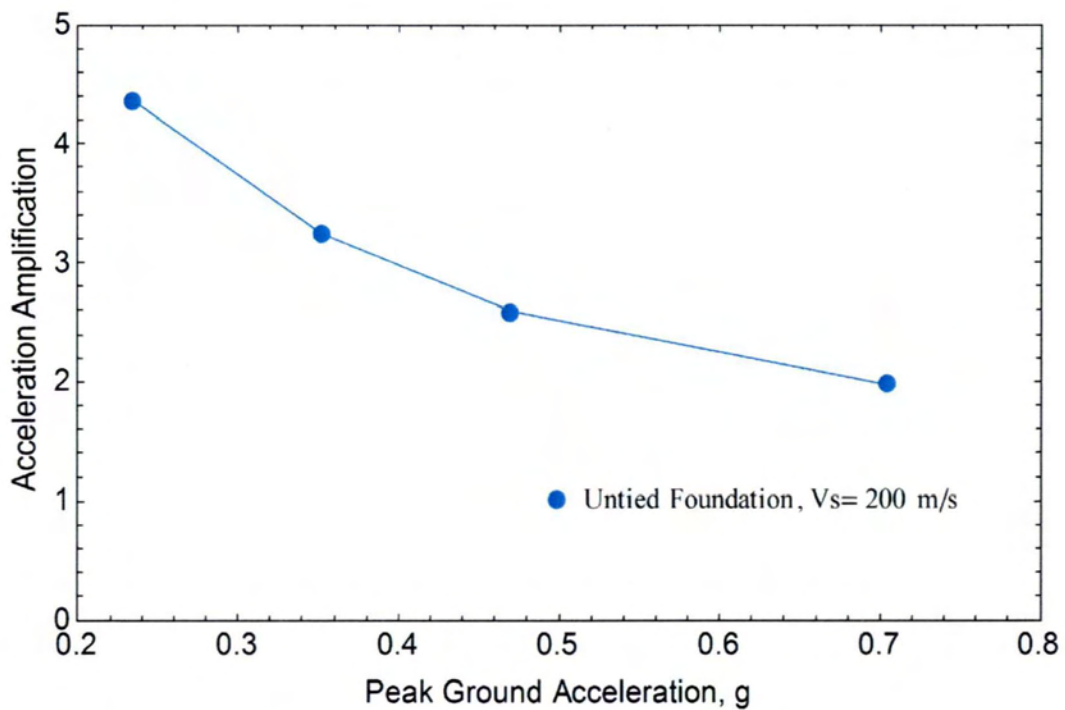
Στο Σχήμα 4.34 δίδεται η δυναμική μεγέθυνση της απόλυτης επιτάχυνσης του ταλαντωτή η οποία μειώνεται σταδιακά με την αύξηση της σεισμικής διέγερσης. Η πραγματική τιμή της δυναμικής μεγέθυνσης μειώνεται πιο δραματικά καθώς με την αύξηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς αυξάνει και η απόσβεση του εδάφους και του ταλαντωτή.



Σχήμα 4.32 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ένταση της σεισμικής διέγερσης.



Σχήμα 4.33 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ένταση της σεισμικής διέγερσης.

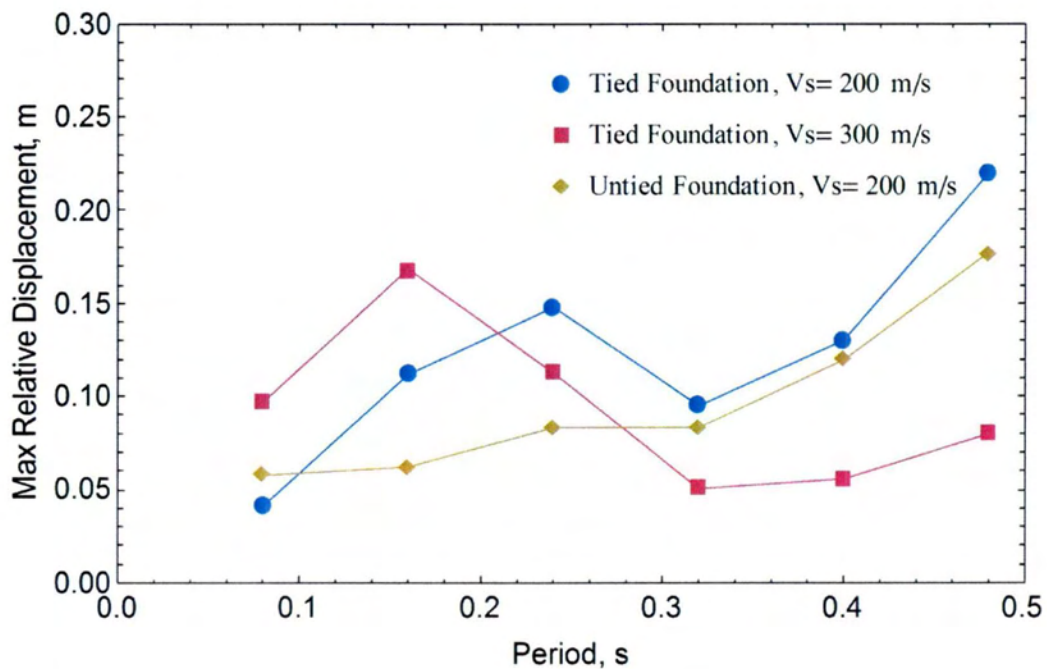


Σχήμα 4.34 Μεταβολή της δυναμικής μεγέθυνσης της επιτάχυνσης της μάζας με την ένταση της σεισμικής διέγερσης.

4.3.5. Σύγκριση των αποτελεσμάτων

Στα Σχήματα 4.35 & 4.36 συγκρίνονται οι μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις και επιταχύνσεις για την περίπτωση συγκολλημένου θεμελίου (για $V_s=200$ m/s και 300 m/s) και θεμελίου με απλή επαφή στη βάση (για $V_s=200$ m/s).

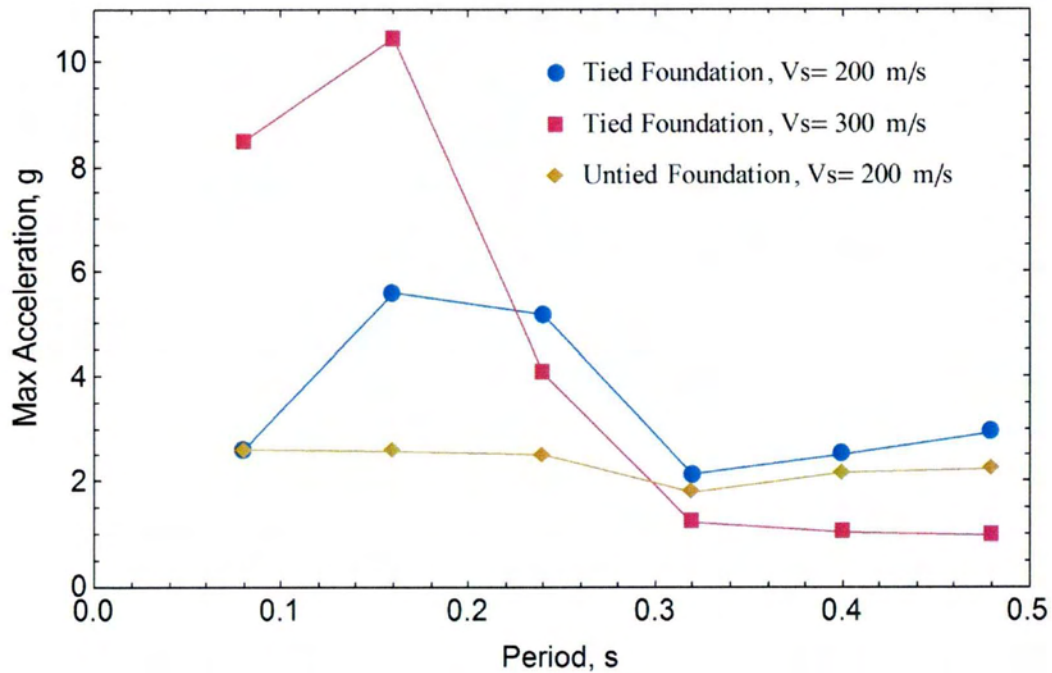
Η ιδιοπερίοδος της κατασκευής επηρεάζει σημαντικά την μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης και της μέγιστης επιτάχυνσης στη μάζα όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.35 & 4.36, αντίστοιχα. Η μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης ως προς την ιδιοπερίοδο του συστήματος δεν είναι μονοτονική.



Σχήμα 4.35 Μεταβολή της μέγιστης σχετικής μετατόπισης με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Στο Σχήμα 4.35, για $V_s=200$ m/s και συγκολλημένο θεμέλιο, η μέγιστη τιμή της σχετικής μετατόπισης εμφανίζεται για $T=0.24$ s, ενώ για $V_s=300$ m/s είναι για $T=0.16$ s. Οι αυξημένες τιμές σχετικής μετατόπισης στις χαμηλές ιδιοπερίόδους οφείλονται στον συντονισμό του ταλαντωτή στη υψίσυχνο περιεχόμενο της σεισμικής δόνησης στις περιπτώσεις αυτές. Παρατηρείται όμως ότι όταν η ιδιοπερίοδος της κατασκευής αυξάνει (πχ, για $T=0.48$ s) η σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή αυξάνει ξανά λόγω σημαντικής μείωσης της δυσκαμψίας του υποστυλώματος και της στροφής του θεμελίου.

Στο Σχήμα 4.36, για συγκολλημένο θεμέλιο (με $V_s=200$ m/s και $V_s=300$ m/s), η μέγιστη τιμή της απόλυτης επιτάχυνσης παρουσιάζεται σε μικρές ιδιοπερίόδους ($T \leq 0.24$ s), ενώ στις μεγάλες ιδιοπερίόδους ($T \geq 0.32$ s) εμφανίζεται σημαντική μείωση.



Σχήμα 4.36 Μεταβολή της μέγιστης επιτάχυνσης της μάζας με την ιδιοπερίοδο της κατασκευής.

Η επιρροή του ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος στην σχετική μετατόπιση του ταλαντωτή για τις μικρές ιδιοπεριόδους $T=0.08s$ και $T=0.16s$ είναι σημαντική καθώς το ανασήκωμα «φιλτράρει» το υψίσυχνο περιεχόμενο της επιτάχυνσης στην βάση του θεμελίου. Για τις μεγαλύτερες περιόδους οι τιμές της μέγιστης σχετικής μετατόπισης είναι παρόμοιες με εκείνες του συγκολλημένου θεμελίου. Η επιρροή του ανασηκώματος στην απόλυτη επιτάχυνση του ταλαντωτή στο Σχήμα 4.36 είναι πολύ σημαντική σε όλο το εύρος των ιδιοπεριόδων λόγω σημαντικού φιλτραρίσματος του υψίσυχνου περιεχομένου της επιτάχυνσης. Η μη γραμμικότητα στην απόκριση μέσω του ανασηκώματος του θεμελίου λειτουργεί ευεργετικά μειώνοντας τη σεισμική απόκριση και τις απαιτήσεις στην κατασκευή, ιδιαίτερα για μικρές περιόδους (χαμηλές κατασκευές).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η μη-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής στη δυναμική απόκριση συστημάτων ενός βαθμού ελευθερίας τα οποία θεμελιώνονται με επιφανειακά θεμέλια. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος προκύπτει αφενός μεν από την ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης, και αφετέρου, από την δυνατότητα ανασηκώματος του πεδίου θεμελίωσης κατά την διάρκεια της σεισμική δόνησης. Τα αποτελέσματα αυτά εκφράζονται υπό μορφή μέγιστης σχετικής μετατόπισης και μέγιστης απόλυτης επιτάχυνσης της μάζας ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος αποτελεί το ισοδύναμο προσομοίωμα της κατασκευής. Η αριθμητική ανάλυση έγινε με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας τον εμπορικό κώδικα ABAQUS (2013).

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν λαμβάνονται υπόψη :

- Η ιδιοπερίοδος και η δυσκαμψία της κατασκευής, εξετάζοντας έξι περιόδους που αντιστοιχούν στην πρώτη ιδιοπερίοδο από κτίρια με έναν έως έξι ορόφους, αντίστοιχα, ή εναλλακτικά σε έξι βάθρα γεφυρών διαφορετικού ύψους.
- Η αντοχή και ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης. Θεωρείται ότι το έδαφος είναι άργιλος υπό αστράγγιστες συνθήκες ($\varphi=0$) και εξετάζονται πέντε διαφορετικές τιμές της συνοχής.
- Η δυσκαμψία του εδάφους θεμελίωσης, εξετάζοντας διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας.
- Ο μηχανισμός αποκόλλησης και ανασηκώματος του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνοντας υπόψη τη μη γραμμική αυτή συμπεριφορά στην οριζόντια και λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης.
- Η ένταση της σεισμικής διέγερσης εξετάζοντας τέσσερις διαφορετικές τιμές της επιβαλλόμενης μέγιστης επιτάχυνσης στην βάση του εδαφικού σχηματισμού για διαφορετικές τιμές της αντοχής του εδάφους θεμελίωσης.

Τα βασικά συμπεράσματα των αναλύσεων είναι τα εξής:

1. Η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μεγαλύτερη ή μικρότερη απόκριση ανάλογα με την δυνατότητα συντονισμού, η οποία επηρεάζεται από την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και το συχνотικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.
2. Η μείωση της αντοχής του εδάφους θεμελίωσης δεν επηρεάζει σημαντικά την σχετική μετατόπιση της μάζας, αλλά μειώνει την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση για τιμές της συνοχής <40 kPa, καθώς γίνεται φιλτράρισμα των υψηλών συχνοτήτων της διέγερσης που διαπερνούν στον μονοβάθμιο ταλαντωτή. Η ανελαστική συμπεριφορά του εδάφους θεμελίωσης οδηγεί σε μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην κατασκευή λόγω της ανάλωσης ενέργειας υπό μορφή υστερητικής απόσβεσης. Η υπό όρους ανάλωση

ενέργειας εντός του εδάφους θεμελίωσης είναι δυνατόν να μειώσει αισθητά τις βλάβες της κατασκευής.

3. Η δυσκαμψία του εδάφους θεμελίωσης επηρεάζει την σχετική μετατόπιση της δονούμενης μάζας αυξάνοντας την σχετική μετατόπιση καθώς μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας. Αντίθετα, η απόλυτη επιτάχυνση μειώνεται με την μείωση του μέτρου ελαστικότητας, ιδιαίτερα στις χαμηλότερες ιδιοπεριόδους.
4. Η δυνατότητα ανασηκώματος του θεμελίου μειώνει γενικά σημαντικά την απόκριση της κατασκευής καθώς γίνεται φιλτράρισμα των υψηλών συχνοτήτων της διέγερσης
5. Η αύξηση της έντασης της σεισμικής δόνησης οδηγεί σε αύξηση της απόκρισης αλλά με ταυτόχρονη σημαντική μείωση του συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης. Η μείωση της αντοχής μειώνει περισσότερο τον συντελεστή δυναμικής μεγέθυνσης, λόγω της μεγαλύτερης υστερητικής απόσβεσης στο έδαφος θεμελίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

6. ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- [1] ABAQUS (2013): *Users' Manual*, Simulia, Providence, RI, USA.
- [2] Anastasopoulos I. (2012) "Effectiveness of shallow soil improvement on the performance of rocking isolated bridge piers : monotonic and cyclic pushover testing", Proceedings of the First Bulletin of the 2nd International Conference on Performance - Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, 28-30 May, Taormina (Italy).
- [3] Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010) "Soil failure can be used for seismic protection of structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No 2, pp. 283-308.
- [4] Anastasopoulos I. (2010), "Beyond conventional capacity design : towards a new design philosophy", In : *Soil-Foundation-Structure Interaction*, Orense R.P., Chouw N., Pender M.J. (editors), CRC Press, Taylor & Francis Group : New York.
- [5] Apostolou M. and Gazetas G. (2005) "Rocking of foundations under strong shaking: Mobilization of bearing capacity and displacements demands", Proceedings of the 1st Greece-Japan Workshop on Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Athens, Greece.
- [6] Apostolou M. and Gazetas G. (2007) "Analytical modelling of footings under large overturning moment", Proceedings of the 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, Retrofit of Foundations, Tokyo, Japan, pp. 165-184.
- [7] Aviles J., and Perez-Rocha L. E (1998). "Effects of foundation embedment during building soil interaction", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(12), 1523-15400.
- [8] Faccioli E., Paolucci R., Vivero G., (2001), "Investigation of seismic soil-footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models", Proc. 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper no. SPL-5, San Diego, California.
- [9] Gajan S., Kutter B.L., Phalen J.D., Hutchinson T.C., and Martin G.R. (2005), "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, pp. 773-783.

- [10] Gajan S., Kutter B.L. (2008), "Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134 (8), pp 1129-1141.
- [11] Gajan S., Kutter B.L. (2009), "Effects of Moment-to-Shear Ratio on Combined Cyclic Load-Displacement Behavior of Shallow Foundations from Centrifuge Experiments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 135 (8), pp 1044-1055.
- [12] Gazetas G. and Mylonakis G. (1998) "Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues", *Proceedings of the 3rd Conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Seattle, pp: 1119-1174.
- [13] Gazetas G., Apostolou M., Anastasopoulos I. (2003), "Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil, with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", *BGA Int. Conf. on Found. Innov., Observations, Design & Practice*, Univ. of Dundee, Scotland, Sept. 25, pp. 37-50.
- [14] Gazetas G., Apostolou M. (2004) "Nonlinear soil-structure interaction: foundation uplift and soil yielding", In: Todorovska M., Celebi M., editors, *Proceedings of the 3rd US-Japan workshop on soil-structure interaction*, USGS, Menlo Park, CA.
- [15] Gelagoti F., Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gazetas G. (2011a), "Rocking Isolation of Frame Structures Founded on Separate Footings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* [DOI: 10.1002/eqe.1182].
- [16] Gelagoti F., R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos and G. Gazetas (2011b), "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations", *Journal of Earthquake Engineering* (in print).
- [17] Jennings P.C., Bielak J (1973). "Dynamics of building-soil interaction", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63(1) 9-48.
- [18] Kawashima K., Nagai T., Sakellarakis D. (2007), "Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Spread Foundations", *Proc. of 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, Tokyo, Japan, pp. 254-265.
- [19] Kramer L.S. (1996) *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall International Series
- [20] Kutter B.L., Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., and J.D. Phalen, (2003), "Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations", University of California, Davis, PEER Workshop.
- [21] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D. "Elastodynamic SSI Solutions for Bridge Piers founded on Footings and Piles", *3rd Greek Conference on Earthquake Engineering*, November 5-7, Athens, 2008, paper 1903

- [22] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D.L., “Analytical SSI Solutions for Structures on Footings and Piles”, *GEESDIV - Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento*, May 2008, 10 pages on CD-ROM
- [23] Maravas A. (2006). “Discrete model for dynamic soil-structure interaction of structures on rigid surface or pile foundations”, *MS. Thesis, University of Patras*, (in Greek).
- [24] Maravas, A, Mylonakis, G., Karabalis, D. “Natural Period and Effective Damping on Footings and Piles”, *2nd Greece-Japan Workshop on Seismic Analysis and Design of Foundations*, 4-6 April 2007, Tokyo
- [25] Maravas, A., Mylonakis, G., Karabalis, D. “Dynamic Characteristics of Simple Structures on Piles and Footings”, *4ICEGE, Salonica*, June 25-28, 2007, 12 pages on CD-ROM
- [26] Mergos, P.E & Kawashima, K. (2005), “Rocking isolation of a typical bridge pier on spread foundation”, *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), pp. 395-414.
- [27] Mylonakis G. (1995). “Contributions to the static and seismic analysis of pile-supported bridge piers”, *Ph.D. Dissertation, SUNY-Buffalo*. 1995
- [28] Mylonakis, G. and Gazetas, G. “Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?”, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4, No. 3., pp. 377-401, 2000
- [29] Newmark N. M. (1965) “Effects of earthquakes on dams and embankments”, *Geotechnique*, 15 (2), 139 - 160.
- [30] Negro P., Paolucci R., Pedretti S., Faccioli E. (2000), “Large-scale soil-structure interaction experiments on sand under cyclic loading”, *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, NewZealand, 2000, paper 1191.
- [31] Nikolaou S., Mylonakis G., Gazetas G., and Tazoh T. (2001). “Kinematic Pile Bending During Earthquakes: Analysis and Field Measurements”, *Geotechnique*, 51(5), 425-440,
- [32] Novak M. (1974) “Dynamic stiffness and damping of piles”, *Canadian Geotech. Journal*, 11, 574-591.
- [33] Paolucci R., (1997). “Simplified evaluation of earthquake-induced permanent displacements of shallow foundations”, *Journal of Earthquake Engineering* , Vol (1)3, pp. 563-579.
- [34] Paolucci R., Shirato M. and Yilmaz M.T. (2008), “Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modeling”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2008, Vol. 37, pp. 577-595.
- [35] Parmelee R. (1967). “Building-foundation interaction effects”, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 93(EM2), 131-152.
- [36] Pecker A. (1998), “Capacity Design Principles for Shallow Foundations in Seismic Areas”, *Proc. 11th European Conference on Earthquake Engineering*, A.A. Balkema Publishing.

- [37] Pecker A. (2003), "A seismic foundation design process, lessons learned from two major projects : the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges", ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit, University of California at San Diego, La Jolla, USA.
- [38] Priestley, M.J.N , Seible F. and Calvi, G.M. (1996), *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, J. Wiley and Sons, New York.
- [39] Shirato M., Kouno T., Asai R., Nakani N., Fukui J., R. Paolucci (2008). "Large-scale Experiments on Nonlinear Behavior of Shallow Foundations Subjected to Strong Earthquakes", *Soils and Foundations*, Vol. 48(5), pp. 673-692.
- [40] Veletsos A.S. and Wei Y.T. (1971) "Lateral and rocking vibrations of footings", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, 97, pp: 1227-1248.
- [41] Veletsos A.S., and Meek J.W. (1974). "Dynamic behavior of building-foundation systems", *Earthq, Engng & Struct, Dyn*,, 3(2), 121-138.
- [42] Veletsos A.S., and Nair V.V. (1975) "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 101(1), 109-129.
- [43] Veletsos A. S. (1977) "Dynamics of Structure-Foundation Systems", in: Hall, W. J. (ed.), *Structural & Geotechnical Mech.*, Prentice-Hall.
- [44] Wolf J. P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice Hall.
- [45] Wolf J.P. (1988) *Soil-structure Interaction Analysis in Time Domain*, Prentice Hall, New Jersey.
- [46] Γκαζέτας Γ. (1995) «Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής», ΕΜΠ, Αθήνα
- [47] Ντακούλας, Π. (2008), «Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής», Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος
- [48] Παπαλεξανδρή, Α. (2013), «Δυναμική απόκριση μονοβάθμιων συστημάτων εδραζόμενων σε επιφανειακά θεμέλια», Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000121263

