Ευχαριστίες...

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσοι συνέβαλαν στην προσπάθειά μου αυτή με άμεσο ή έμμεσο τρόπο.

Πρώτα και σημαντικότερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα που μου έδωσε την ιδέα και το κίνητρο για να διερευνήσω το θέμα αυτό υπό την καθοδήγησή του, αλλά και για όλες τις πολύτιμες συμβουλές και προτάσεις του καθ΄όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στην διδάκτωρ Φ. Γελαγώτη και στην υποψήφια διδάκτωρ Ε. Γεωργίου για την υποστήριξή τους και τις συμβουλές τους στην προσπάθειά μου αυτή. Επιπλέον θα ήθελα να ευχαριστήσω τα παιδιά του εργαστήριου Αντώνη Μάντακα, Εύα Κορρέ και Αντώνη Κλάδη.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου για την συνεχή και αμέριστη συμπαράσταση κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Πίνακας περιεχομένων

1 Bl	ΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	1
1.1	Εισαγωγή	3
1.1.1	Σκοπός της εργασίας	3
1.1.2	Βασικές Διαφορές της Εδαφοδυναμικής με την Εδαφομηχανική	3
1.1.3	Ελαστικά Κύματα	6
1.1.4	Σεισμική απόκριση εδαφικών σχηματισμών	6
1.1.5	Συμβατική Θεώρηση Αλληλεπίδρασης Εδάφους-Κατασκευής	8
1.1.6	Η αναγκαιότητα θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο σχεδιαμό θεμελιώσεων	15
1.2	Κινηματική Αλληλεπίδραση	17
1.2.1	Κύριες αιτίες Κινηματικής Αλληλεπίδρασης	17
1.2.2	Αναλυτικές Λύσεις	18
1.2.3	Εμπειρικές Μελέτες	21
1.3	Γοίχοι Αντιστήριξης	22
1.3.1	Ταξινόμηση Τοίχων Αντιστήριξης	25
1.3.2	Δυναμική Απόκριση Τοίχων Αντιστήριξης	28
1.4	Μέθοδοι Σχεδιασμού Τοίχων Αντιστήριξης	29
1.4.1	Ενδόσιμοι Τοίχοι Αντιστήριξης	29
	1.4.1.1. Μέθοδος Mononobe - Okabe	30
	1.4.1.2. Μέθοδος Seed&Whitman	34
1.4.2	Ανένδοτοι Τοίχοι Αντιστήριξης	35
	1.4.2.1. Λύση του Wood	35
ΈΛΟΣ Τ	^{~°} κεφαλαίογ-Σχμινίατα	. 41
2 OF	ΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	58
2.1	Ορισμός του προβλήματος	60
2.2	Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης	64
2.2.1	Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	64
2.2.2	Καταστατικό Προσομοίωμα Εδάφους	67
2.2.3	Αξιολόγηση του Προσομοιώματος ("Model Validation")	69

ΤΕΛΟΣ	2°υ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	
3	ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΟΥ ΘΕΜΕ	ΞΛΙΟΥ 80
3.1	Γενικά Στοιχεία	
3.2	Παραμετρικη Διερεύνηση Κινηματικής Αλληλεπίδρασης μέσω παλμών τύπου Gabor	εξιδανικευμένων 84
3.2	.1 Σύγκριση με θεωρία Kausel και Day	85
3.2	.2 Επιρροή Βραχώδους Υποβάθρου	
3.2	.3 Σύγκριση Ημιχώρου με Εδαφική στρώση επί βράχου	
3.2	.4 Επίδραση Βαθμού Εγκιβωτισμού	
3.2	.5 Επιρροή Μέτρου Ελαστικότητας Εδάφους	
3.2	.6 Απόκριση Ανελαστικού Εδάφους	
3.3	Κινηματική Αλληλεπίδραση σε Πραγματικούς Σεισμούς	
3.4	Συμπεράσματα	
τελοΣ	3ου ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	100
4	ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΤΑ ΤΟΙΧΩΜΑΤΑ ΤΟΥ ΘΕ	ΜΕΛΙΟΥ 151
4.1	Γενικά Στοιχεία	153
4.2	Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε ελαστικό ομοιογενές έδαφος	
4.3	Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό	155
4.4	Σύγκριση με Ε.Α.Κ.	
4.5	Συμπεράσματα	156
ΤΕΛΟΣ	4 ^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	
BIBA	ΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ	

1° Κεφάλαιο

Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

- 1.1 Εισαγωγή
- 1.2 Κινηματική αλληλεπίδραση
- 1.3 Τοίχοι αντιστήριξης
- 1.4 Μέθοδοι σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης

1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών θεωρείται πως οι δράσεις του σεισμού επιβάλλονται κατευθείαν στην θεμελίωση της κατασκευής , η θεώρηση αυτή είναι σωστή μόνο στην περίπτωση που η κατασκευή είναι θεμελιωμένη πάνω σε ένα πολύ σκληρό έδαφος, σε αντίθετη περίπτωση ο μελετητής πρέπει να λαμβάνει υπόψιν του φαινόμενα δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίου – ανωδομής. Η μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης πρακτικώς μπορεί να υλοποιηθεί σύμφωνα με δυο είδη μεθόδων, την άμεση μέθοδο όπου προσομοιώνεται και επιλύεται το έδαφος το θεμέλιο και η ανωδομή ταυτόχρονα και τέλος η έμμεση μέθοδος η οποία διασπά το συνολικό πρόβλημα στην κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση καταλήγοντας σε ένα απλοποιημένο μοντέλο ανωδομής πάνω σε ελατήρια. Σκοπός λοιπόν αυτής της διπλωματικής εργασίας είναι να μελετήσει το κομμάτι της κινηματικής αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίου για την περίπτωση ενός άκαμπτου εγκιβωτισμένου θεμελίου. Μέσω της κινηματικής αλληλεπίδρασης εκφράζεται η αντίσταση του θεμελίου στο να ακολουθήσει την μετακίνηση που του επιβάλει το έδαφος, θα δούμε λοιπόν ποια είναι η διαφορά της μετακίνησης στην βάση ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου σε σχέση με την μετακίνηση στο ελεύθερο πεδίο κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Τέλος θα γίνει διερεύνηση των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων που ασκούνται στα τοιχώματα της θεμελίωσης και θα συγκριθούν με τους ισχύοντες κανονισμούς.

1.1.2 Βασικές Διαφορές της ΕΔΑΦΟΔΥΝΑΜΙΚΗΣ με την ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ

(α) Η Εδαφοδυναμική μελετά προβλήματα στα οποία το επιβεβλημένο στα σύνορα φορτίο μεταβάλλεται με τον χρόνο , t . Η γενική εξίσωση της δυναμικής έχει την ακόλουθη μορφή:

 $\mathbf{m} \cdot \mathbf{u}^{"} + \mathbf{c} \cdot \mathbf{u}^{'} + \mathbf{k} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{F}(\mathbf{t})$

Στη στατική οι δύο πρώτοι όροι που περιλαμβάνουν τη μάζα m και την απόσβεση c δεν υπάρχουν, ενώ η εξωτερική δύναμη F δεν μεταβάλλεται με τον χρόνο. Αυτό έχει ως συνέπεια αφενός μεν τον δυναμικό χαρακτήρα των επιβαλλομένων τάσεων, $\sigma = \sigma(t)$, και παραμορφώσεων, $\varepsilon = \varepsilon(t)$, αφετέρου δε την ανάπτυξη αδρανειακών δυνάμεων σε κάθε στοιχείο. Οι διαφορικές εξισώσεις που διέπουν την χωρική κατανομή των τάσεων και παραμορφώσεων είναι κυματικές εξισώσεις κι όχι εξισώσεις ισορροπίας. Οι λύσεις για τους δύο αυτούς τύπους εξισώσεων είναι εν γένει διαφορετικής μορφής.

(β) Στην εδαφοδυναμική, οι επιβαλλόμενες τάσεις και παραμορφώσεις εκτός του ότι είναι χρονικά εξαρτημένες, είναι και ανακυκλικές. Συνεπάγονται δηλαδή επαναλαμβανόμενους κύκλους φορτίσεως αποφορτίσεως επαναφορτίσεως, σ' αντίθεση με τις στατικές δυνάμεις οι οποίες συνήθως επιβάλλουν μονοτονική φόρτιση, ενδεχομένως μετά από κάποιον αποφόρτιση (π.χ. κατά τη διάρκεια εκσκαφής και την μετέπειτα ανέγερση μιας κατασκευής), όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.1**. Η συμπεριφορά του εδαφικού στοιχείου (σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων) υπό ανακυκλική φόρτιση παρουσιάζει σημαντικές διαφορές σε σύγκριση με την συμπεριφορά υπό μονοτονική φόρτιση. Για παράδειγμα, η ανελαστική (υστερητική) φύση της συμπεριφοράς έχει μεγάλη σημασία μόνον στην ανακυκλική φόρτιση. Επίσης χαρακτηριστικά της εδαφικής συμπεριφοράς σε (εντόνως) ανακυκλική φόρτιση (σ' αντίθεση με την μονοτονική φόρτιση) είναι φαινόμενα όπως η απομείωση της εδαφικής δυστμησίας και η προοδευτική "συσσώρευση" υδατικών υπερπιέσεων πόρων.

(γ) Συνήθως, η φύση των προβλημάτων της εδαφοδυναμιικής είναι

διαφορετική από την φύση των στατικών προβλημάτων. Χαρακτηριστικό παράδειγμα πρωταρχικής σημασίας είναι το σεισμικό πρόβλημα, στο οποίο η φόρτιση "πηγάζει" πολύ μακριά απ' την εδαφική επιφάνεια, σε βάθη της τάξεως πολλών χιλιομέτρων, επιβάλλεται δε ως παραμορφώσεις και όχι ως τάσεις, αφού συνίσταται σε ανερχόμενα ελαστικά κύματα. Ο προσδιορισμός της "φόρτισης" είναι για το γεω-σεισμικό πρόβλημα ένα σημαντικό και αναπόσπαστο μέρος ανάλυσης, ενώ στο στατικό πρόβλημα τα επιβαλλόμενα νεκρά και ωφέλιμα φορτία είναι κατά κανόνα γνωστά εκ των προτέρων,

πρακτικώς δε ανεξάρτητα των χαρακτηριστικών (δυστμησίας, αντοχής, κ.λ.π.) του υποκειμένου εδάφους . Επιπλέον, η σεισμική "φόρτιση" επιβάλλει στα περισσότερα εδαφικά στοιχεία καταστάσεις τάσεων/παραμορφώσεων οι οποίες όχι μόνον είναι δυναμικής--ανακυκλικής μορφής, συνεπαγόμενες συνεχή περιστροφή του κυρίου άξονα των τάσεων, αλλά που διαφέρουν και από άλλες απόψεις απ' τις συνήθεις εντατικές καταστάσεις υπό στατική φόρτιση (π.χ. συνηθέστατη είναι η επιβολή απλής διάτμησης, σ' αντίθεση με την τριαξονική συμπίεση). Τέλος, πολύ συχνά στόχος του εδαφοδυναμικού είναι να προβλέψει και να περιορίσει οριζόντιες, και όχι τόσο κατακόρυφες δυνάμεις και μετακινήσεις.

Παραταύτα, υπάρχουν και αρκετές ομοιότητες δυναμικών και στατικών προβλημάτων. Για παράδειγμα, ο σχεδιασμός της θεμελίωσης για μια μηχανή που παράγει κατακόρυφο αρμονικό φορτίο, περιλαμβάνει την πρόβλεψη και τον περιορισμό του πλάτους των κατακόρυφων μετατοπίσεων, όπως και ο σχεδιασμός για τον περιορισμό υπερβολικών καθιζήσεων υπό στατικό φορτίο. Άλλο χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η δυναμική ταλάντωση ενός εγκαρσίως φορτιζομένου πασσάλου, η οποία υπολογίζεται με μεθόδους που ουσιαστικά είναι επέκταση των στατικών μεθόδων. Επιπλέον, συχνά η λύση του αντίστοιχου στατικού προβλήματος χρησιμεύει ως ένα πρώτο βήμα και ένα πολύτιμο σημείο αναφοράς για την εξαγωγή και ερμηνεία των αποτελεσμάτων δυναμικών αναλύσεων.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι η εδαφοδυναμική έχει πολλά κοινά και με την δυναμική των κατασκευών. Η τελευταία, πάντως, ασχολείται κυρίως με πεπερασμένα δομικά συστήματα, τα οποία συνήθως αποτελούνται μόνον από γραμμικά ή επιφανειακά στοιχεία. Αντίθετα, στα προβλήματα της εδαφοδυναμικής αντιμετωπίζομαι ημι-άπειρες γεωμετρίες και συνεχείς μάζες, σε δύο ή τρεις διαστάσεις. Κατά συνέπεια, στην εδαφοδυναμική χρησιμοποιούνται ευρύτατα μέθοδοι της θεωρίας διαδόσεως κυμάτων, και κάπως λιγότερο μέθοδοι των διακριτών συστημάτων.

1.1.3 Ελαστικά κύματα

Η σεισμική ενέργεια διαδίδεται στον χώρο σε γενικές γραμμές με τη μορφή ελαστικών κυμάτων χώρου και επιφανείας, **Σχήμα 1.2**.Η γνώση των βασικών αρχών που διέπουν τη φυσική των ελαστικών κυμάτων είναι θεμελιώδους σημασίας στην εδαφοδυναμική, την τεχνική σεισμολογία και τη γεωτεχνική σεισμική μηχανική. Είναι επίσης προφανές ότι η πειραματική εδαφοδυναμική και η κατασκευή του σχετικού εργαστηριακού εξοπλισμού στηρίζονται εξ ολοκλήρου στη θεωρία διάδοσης ελαστικών κυμάτων. Το ίδιο ισχύει και για τις πειραματικές διατάξεις δοκιμών στο πεδίο, όπως είναι για παράδειγμα οι δοκιμές σεισμικής διάθλασης, ανάκλασης ή οι δοκιμές εντός γεωτρήσεων. Τέλος, όλα τα όργανα μέτρησης της εδαφικής ταλάντωσης, όπως είναι οι σεισμογράφοι, ταχυτογράφοι και επιταχυνσιογράφοι, βασίζονται εξ ολοκλήρου στη θεωρία των ελαστικών κυμάτων.

1.1.4 Σεισμική απόκριση εδαφικών σχηματισμών

Με τον όρο σεισμική απόκριση των εδαφικών σχηματισμών εννοούμε ουσιαστικά την εκτίμηση του τρόπου με τον οποίο μεταβάλλεται η σεισμική δόνηση (ένταση, πλάτος, συχνοτικό περιεχόμενο και διάρκεια) από το βραχώδες υπόβαθρο μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια του φυσικού εδάφους. Με άλλα λόγια η εδαφική ταλάντωση στα σημεία Α, Β και Γ (έξαρση του βραχώδους υποβάθρου) του **Σχήματος 1.3**,θα είναι διαφορετική, και τις διαφορές αυτές θα πρέπει όχι μόνο να τις κατανοήσουμε ως φυσικό φαινόμενο, αλλά αν είναι δυνατόν να τις περιγράψουμε και να τις εκτιμήσουμε. Η τοπογραφία της επιφάνειας, η γεωμετρία των επιφανειακών γεωλογικών σχηματισμών και του υποβάθρου, οι γεωλογικές ασυνέχειες, η αντίθεση (λόγος) των ταχυτήτων με τις οποίες διαδίδονται τα διάφορα σεισμικά κύματα στα διάφορα εδαφικά στρώματα, η μη γραμμική ανελαστική συμπεριφορά των εδαφών (δηλαδή τα αντικείμενα και το περιεχόμενο της εδαφοδυναμικής), όλα αυτά επηρεάζουν την τελική ταλάντωση σε κάθε σημείο του χώρου.

Η εδαφική κίνηση σε οποιοδήποτε σημείο του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού κραδασμού εξαρτάται από τρεις παράγοντες:

τον μηχανισμό διάρρηξης του ρήγματος (πηγή), δηλαδή τα χαρακτηριστικά του σεισμογόνου χώρου και του ίδιου του σεισμού.

 τη διαδρομή των σεισμικών κυμάτων (διαδρομή), ουσιαστικά δηλαδή την απόσταση από την πηγή αλλά και θέματα αζιμούθιου και μη ισότροπης διάδοσης της σεισμικής ενέργειας στον χώρο.

τις τοπικές εδαφικές συνθήκες (έδαφος), δηλαδή το είδος και τη γεωμετρία των εδαφικών αποθέσεων, τα δυναμικά χαρακτηριστικά, καθώς και την τοπική γεωλογία και τοπογραφία. Ο ρόλος των τοπικών εδαφικών συνθηκών δεν εξαντλείται στην εκτίμηση της εδαφικής ταλάντωσης. Αντιθέτως είναι σημαντικός και σε όλα τα θέματα που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση, τη μεταβολή της διατμητικής αντοχής του εδάφους (συνήθως μείωση), τις μόνιμες παραμορφώσεις λόγω συμπύκνωσης με σεισμικό ρήγμα. Αξίζει δε να σημειωθεί ότι η επιρροή των τοπικών εδαφικών εδαφικών συνθηκών συνθηκών συνθηκών στα θέματα αυτά δεν είναι μονοσήμαντη, αλλά υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση μεταξύ τους.

Χαρακτηριστικότερη περίπτωση είναι η μείωση των εδαφικών επιταχύνσεων (και η ταυτόχρονη αύξηση των ταχυτήτων και μεταθέσεων) στη επιφάνεια εδαφικών αποθέσεων που βρίσκονται σε διαδικασία ρευστοποίησης. Εδάφη που έχουν υποστεί ρευστοποίηση και έχει παρέλθει ικανός χρόνος για την πλήρη εκτόνωση του φαινομένου είναι δυνατόν να έχουν αρκετά διαφορετική συμπεριφορά σε μελλοντικούς σεισμούς, λόγω σχετικής συμπύκνωσης και φυσικά της πιθανώς διαφορετικής έντασης του σεισμού. Το πλέον χαρακτηριστικό παράδειγμα σημαντικής και ουσιώδους επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών καταγράφηκε για πρώτη φορά με απολύτως αξιόπιστο τρόπο κατά τον σεισμό του Michoacan, 1985 στην Πόλη του Μεξικού (Ms = 8.1, R = 400km). Όπως φαίνεται στα Σχήματα 1.4 και 1.5, οι επιταχύνεις και τα φάσματα ελαστικής απόκρισης ήταν τελείως διαφορετικά στη λιμναία ζώνη όπου επικρατούν οι πολύ μαλακοί μικρής δηστμησίας εδαφικοί σχηματισμοί (μαλακή άργιλος με W > 300% και Vs < 100m/s), σε αντίθεση με τη λοφώδη περιοχή των σκληρών εδαφών. Στη λιμναία ζώνη καταγράφηκαν επιταχύνσεις μέχρι και τέσσερις φορές υψηλότερες από τη λοφώδη περιοχή και γενικά η μεγέθυνση της εδαφικής κίνησης στις λιμναίες αποθέσεις, (χαλαρές άμμοι, μαλακή άργιλος), ήταν εξαιρετικά μεγάλη σε σχέση με τα σκληρά εδάφη. Αποτέλεσμα αυτών των εδαφικών συνθηκών ήταν η άνιση κατανομή της έντασης στις αντίστοιχες περιοχές. Παρατηρήθηκαν δηλαδή και καταγράφηκαν έντονες διαφορές στο μέγεθος και την κατανομή των ζημιών σε διάφορες θέσεις της πόλης

1.1.5 Συμβατική θεώρηση αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής

Η δυναμική απόκριση του συστήματος θεμελίου - ανωδομής υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών κραδασμών, καθώς και τα σχετιζόμενα με αυτήν φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους - θεμελίου - κατασκευής έχουν αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας τις τελευταίες δεκαετίες. Μια συνοπτική και περιεκτική περιγραφή του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής δημοσιεύτηκε από τους Mylonakis et al. [2006].

Κατά τη διάρκεια του σεισμού το έδαφος υφίσταται παραμορφώσεις λόγω τον σεισμικών κυμάτων που διατρέχουν τη μάζα του. Οι παραμορφώσεις αυτές αποτελούν τη φόρτιση της κατασκευής, μιας και αυτή αναγκάζεται να ακολουθήσει τη κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Με τη σειρά της η προκαλούμενη κίνηση της ανωδομής γεννά αδρανειακές δυνάμεις και ροπές, οι οποίες επιβάλλουν πρόσθετη δυναμική φόρτιση στο έδαφος. Έτσι, περαιτέρω παραμορφώσεις προκαλούνται στο έδαφος, ενώ ταυτόχρονα πρόσθετα κύματα πηγάζουν από τις διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους. Ως αποτέλεσμα, η θεμελίωση και η ανωδομή υπόκεινται σε πρόσθετες δυναμικές μετατοπίσεις, που γεννούν νέες αδρανειακές δυνάμεις κοκ.

Τα παραπάνω φαινόμενα λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα, ωστόσο είναι βολικό (τόσο εννοιολογικά όσο και υπολογιστικά) να αναλύονται σε δύο διαδοχικά φαινόμενα που αναφέρονται στη βιβλιογραφία ως κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση [Kausel et al., 1976; Kramer, 1996; Stewart et al., 1999; Day et al., 1977]. Η συνολική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής εξετάζεται ως επαλληλία των δύο μορφών αλληλεπίδρασης, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.6**.

Η *κινηματική αλληλεπίδραση* αναφέρεται στην τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης λόγω της παρουσίας μιας επιφανειακής ή εγκιβωτισμένης δύσκαμπτης θεμελίωσης στο έδαφος

Η τροποποίηση οφείλεται στο μη συμβιβαστό των σεισμικών παραμορφώσεων του ελεύθερου πεδίου και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης. Αποτέλεσμα της κινηματικής αλληλεπίδρασης είναι η σεισμική διέγερση στη βάση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής να διαφέρει από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Συνήθως, η

διέγερση της θεμελίωσης είναι μικρότερου πλάτους από αυτήν του ελεύθερου πεδίου, ενώ περιλαμβάνει και μια πρόσθετη περιστροφική συνιστώσα κίνησης. Οι Elsabee et al. [1977], Harada et al. [1981], Tassoulas [1984], Mita & Luco [1989], Wolf [1994] έχουν προτείνει μερικές από τις πιο διαδεδομένες εκφράσεις για την εκτίμηση της μετακινησιακής και της περιστροφικής συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης τόσο για επιφανειακά όσο και για εγκιβωτισμένα θεμέλια, καθώς και για διάφορους τύπους προσπιπτόντων σεισμικών κυμάτων. Γενικά, οι εκφράσεις αυτές είναι της μορφής $U_G = U_A \ge I_U(\omega)$, $\Phi_G = (U_A/B) \ge I_{\phi}(\omega)$ και συσχετίζουν στο πεδίο των συχνοτήτων την κίνηση του ελεύθερου πεδίου.

Η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους - θεμελίου - ανωδομής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση, όπως αυτή προέκυψε από την κινηματική αλληλεπίδραση. Ειδικότερα, αναλύεται η απόκριση του συστήματος υπό τη δράση των δυνάμεων D' Alembert, που σχετίζονται με τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στην ανωδομή λόγω της σεισμικής διέγερσης. Η ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται σε δύο βήματα. Αρχικά, προσδιορίζονται οι σύνθετες δυναμικές δυσκαμψίες (ελατήρια και αποσβεστήρες) του συστήματος θεμελίου εδάφους που σχετίζονται με κάθε διεύθυνση ταλάντωσης. Στη συνέχεια, αφού το έδαφος έχει αντικατασταθεί από το σύστημα ελατηρίων και αποσβεστήρων του προηγούμενου βήματος, αναλύεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση του. Ο προσδιορισμός των σύνθετων δυσκαμψιών του συστήματος θεμελίου - εδάφους έχει αποτελέσει αντικείμενο μελέτης πληθώρας εργασιών. Μεταξύ άλλων, ol Richard et al. [1970], Gazetas [1983], Wong & Luco [1985], Vrettos [1999] μελέτησαν τη σεισμική αλληλεπίδραση κατασκευών σε επιφανειακές θεμελιώσεις για διάφορους τύπους εδαφών και σχημάτων θεμελίου, ενώ οι Stokoe & Richart [1974], Bielak [1975], Tassoulas & Kausel [1983], Apsel & Luco [1987], Mita & Luco [1989], Gazetas [1991] μελέτησαν τη δυναμική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου – εδάφους είναι μιγαδικός αριθμός και γράφεται στη μορφή K=K + iωC, όπου το μεν K εκφράζει την ελαστική δυσκαμψία του συστήματος και την αδράνεια των εδαφικών στοιχείων, το δε C εκφράζει τη συνολική απόσβεση του εν λόγω συστήματος, η οποία περιλαμβάνει και την ανελαστική υστερητική απόσβεση και την απόσβεση ακτινοβολίας. Τόσο το K όσο και το C είναι συναρτήσεις της συχνότητας ταλάντωσης, ω, κι όχι πραγματικά σταθερές.

Αναφορικά με τις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, τις οποίες μελετάει η συγκεκριμένη εργασία, ο βαθμός εγκιβωτισμού επηρεάζει τόσο την κινηματική όσο και την αδρανειακή αλληλεπίδραση τους. Σε ότι αφορά την κινηματική αλληλεπίδραση, ο εγκιβωτισμός προκαλεί μείωση της μετακινησιακής οριζόντιας συνιστώσας της διέγερσης σε σύγκριση με τη κίνηση του ελεύθερου πεδίου, ενώ παράλληλα εισάγει και μια περιστροφική συνιστώσα κίνησης (λικνισμός). Γενικά, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, τόσο μειώνεται η μετακινησιακή συνιστώσα της κίνησης και τόσο ενισχύεται ο λικνισμός. Ο λικνισμός αποτελεί μια σημαντική και αναπόσπαστη συνιστώσα κίνησης της βάσης του θεμελίου. Αν αγνοηθεί, ενώ ταυτόχρονα ληφθεί μειωμένη η μετακινησιακή συνιστώσα κίνησης, μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά σφάλματα. Σε πολλές περιπτώσεις κατασκευών είναι βολικό και πρακτικό να λαμβάνεται ως διέγερση του συστήματος θεμελίου - ανωδομής η κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Πράγματι, για επιφανειακές θεμελιώσεις υπό κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα έχει αποδειχθεί ότι πρακτικά η κίνηση της βάσης του θεμελίου ταυτίζεται με αυτήν του ελεύθερου πεδίου. Ακόμη, σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης συχνά οδηγεί σε υπέρ της ασφάλειας αποτελέσματα [Gazetas, 1983; Aviles & Rocha, 1998]. Ωστόσο, υψίκορμες κατασκευές, των οποίων οι θεμελιώσεις μπορεί να εκτείνονται σε βάθος, υπόκεινται σε σημαντική περιστροφή στη βάση με άμεσες συνέπειες στην απόκριση της ανωδομής. Η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης σε τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικό σχεδιασμό.

Σε ότι αφορά την **αδρανειακή αλληλεπίδραση**, ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης γενικά αυξάνει τις σύνθετες δυσκαμψίες του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Η επαφή μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους αυξάνει τόσο τη δυσκαμψία όσο και την απόσβεση *C* του συστήματος. Ωστόσο, η πραγματική επιφάνεια "καλής" επαφής των πλευρικών τοιχωμάτων με το περιβάλλον έδαφος είναι πολλές φορές σημαντικά μικρότερη από την ονομαστική συνολική επιφάνεια των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Η αμέλεια της παραπάνω περίπτωσης οδηγεί σε εκτίμηση του μεγέθους της σύνθετης δυσκαμψίας, η οποία μπορεί να απέχει πολύ από την πραγματικότητα. Επίσης, η επιβολή οριζόντιων δυνάμεων σε εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις προκαλεί πέραν των οριζόντιων και περιστροφικές ταλαντώσεις. Έτσι, εκτός από τις συνήθεις μορφές σύνθετης δυσκαμψίας που αναφέρονται σε μια διεύθυνση κίνησης,

υπάρχουν και συζευγμένες σύνθετες δυσκαμψίες. Σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις οι συζευγμένες δυσκαμψίες είναι σχετικά μικρές και μπορούν να αγνοηθούν. Ωστόσο σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, οι συζευγμένες δυσκαμψίες αποκτούν σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής και ενδεχόμενη αγνόηση τους οδηγεί σε εσφαλμένες εκτιμήσεις [Mylonakis et al., 1997].

Η ανάλυση της ταλάντωσης ενός δομήματος υποκειμένου σε σεισμική διέγερση στην βάση , είναι ένα από τα κυριότερα προβλήματα της εδαφοσεισμικής μηχανικής. Η παρουσία (ενδόσιμου) εδάφους κάτω και γύρω από την κατασκευή επηρεάζει τη σεισμική συμπεριφορά ποικιλοτρόπως:

(α) ένα δόμημα εδραζόμενο σε ενδόσιμο έδαφος έχει διαφορετικά φυσικά χαρακτηριστικά ιδιοταλαντώσεως (π.χ., υψηλότερη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο),από τα χαρακτηριστικά του ιδίου δομήματος εάν στηρίζονταν σε ανένδοτο (άκαμπτο) έδαφος-βράχο

(β) ένα μέρος της ενέργειας ταλαντώσεως της "ελαστικά"- εδραζόμενης κατασκευής "διαχέεται" στο περιβάλλον έδαφος με την ακτινοβολία των κυμάτων και με την ανελαστική (υστερητική) δράση. Τέτοια απώλεια δεν δημιουργείται στην άκαμπταθεμελιωμένη (πακτωμένη στην βάση της) κατασκευή.

(γ) η παρουσία της σχετικώς-δύσκαμπτης θεμελίωσης και της ανωδομής επηρεάζει σημαντικά κι αυτήν την ίδια την σεισμική διέγερση στην βάση της κατασκευής. Τα προσπίπτοντα σεισμικά κύματα ανακλώνται στην δύσκαμπτη θεμελίωση, "διασκορπίζονται" στο έδαφος, και δημιουργούν έναν νέο κραδασμό στην βάση, ο οποίος είναι διαφορετικός από την εδαφική ταλάντωση στο ελεύθερο πεδίο, γενικώς δε περιέχει και συνιστώσες στρέψης και λικνισμού εκτός απ' τις τρεις παλινδικές συνιστώσες.

Όλα τα προαναφερθέντα φαινόμενα είναι το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης μεταξύ εδάφους, θεμελίου και ανωδομής. Οι κυριότεροι παράγοντες που την επηρεάζουν είναι:

η ένταση, τα δεσπόζοντα μήκη κύματος, και οι γωνίες προσπτώσεως των σεισμικών
 κυμάτων

 η στρωματογραφία του εδάφους και κυρίως, η δυστμησία κι απόσβεση των εδαφικών στρώσεων

• το μέγεθος (σε κάτοψη) και η δυσκαμψία της θεμελίωσης

•το βάθος κι ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης

 τα αδρανειακά χαρακτηριστικά, η λυγηρότητα, και οι πρώτες ιδιοπερίοδοι της κατασκευής.

Ενώ όμως η ακριβής θεώρηση όλων των ανωτέρω παραμέτρων παρουσιάζει

δυσχέρεια, ιδίως εάν έχουμε εντόνως μη γραμμική εδαφική απόκριση, η ανάλυση απλών εξιδανικευμένων συστημάτων, τα οποία προσομοιάζουν μερικές μόνον από τις κυριότερες παραμέτρους του προβλήματος, έχει συμβάλει σημαντικά στην κατανόηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Παράδειγμα από αποτελέσματα τέτοιων αναλύσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.7**.

Το Σχ.1.7 (Veletsos 1977, Veletsos & Meek 1974, Wolf 1985,1994) αναφέρεται σε μια απλή μονώροφη κατασκευή μάζας **m** και εγκάρσιας δυσκαμψίας **k** η οποία εδράζεται μέσω μιας άκαμπτης κυκλικής πλάκας θεμελιώσεως μάζας **m**⁰ σε έναν ιξωδοελαστικό ομοιογενή ημίχωρο με ταχύτητα S- κυμάτων **Vs**, λόγο του Poisson **v** και λόγο υστερητικής απόσβεσης β. Η σεισμική διέγερση θεωρείται ως αποτελούμενη αποκλειστικώς από κατακόρυφα

κύματα S. Η ενεργός θεμελιώδης ιδιοπερίοδος , T , αυτής της ελαστικά στηριζόμενης κατασκευής είναι πάντα μεγαλύτερη από την ιδιοπερίοδο, T της κατασκευής με αμετακίνητη βάση:

$$T = 2\pi \sqrt{m/k}$$

Μια απλοποιημένη σχέση για τον υπολογισμό της Tείναι η :

$$\overline{T} \approx T \sqrt{1 + \frac{k}{K_{HH}} + \frac{kh^2}{K_{MM}}}$$

Όπου **Κ**_{ΗΗ} και **Κ**_{ΜΜ} είναι η είναι η δυσκαμψία της θεμελίωσης σε παλινδική και λικνιστική ταλάντωση αντιστοίχως, και h το ενεργό ύψος της (θεωρούμενης μονοβάθμιας) ανωδομής.

ΣτοΣχ.1.7, προϊόν εξονυχιστικής παραμετρικής διερεύνησης (Veletsos και συνεργάτες

1974, 1977), γίνεται φανερό οτι ο λόγος T/T αποδίδεται πολύ ικανοποιητικά ως συνάρτηση τριών παραμέτρων:

• του λόγου h / λs , όπου λs = Vs Ts είναι το μήκος κύματος του

διεγείροντας αρμονικού κραδασμού (ταχύτητα Vs, και περίοδος Ts)

• της τέταρτης ρίζας του λόγου h / R , όπου R είναι η ακτίνα της θεμελίωσης

• της τετραγωνικής ρίζας της ανηγμένης μάζας $m=m/
ho\pi r^2h$

Η αύξηση αυτή της ιδιοπεριόδου οφείλεται στην οριζόντια και περιστροφική ενδοσιμότητα (ευκαμψία) του συστήματος εδάφους--θεμελιώσεως.

Η συμβολή της περιστροφής είναι συνήθως μεγαλύτερης σημασίας απ' ό,τι της οριζόντιας ταλάντωσης ιδίως για "λυγηρές" κατασκευές.

Ο συνολικός ενεργός βαθμός αποσβέσεως, β, του συστήματος δίδεται από την (επίσηςπροσεγγιστική) σχέση :

$$\beta = \beta_0 + \beta_{st} / (\overline{T} / T)^3$$

Όπου το β_0 αντιπροσωπεύει τη συμβολή του συστήματος εδάφους-θεμελιώσεως και περικλείει τόσο την (''ελαστική'') απόσβεση ακτινοβολίας όσο και την (''ανελαστική'') απόσβεση του εδαφικού υλικού. Το β_0 είναι συνάρτηση της υστερητικής απόσβεσης του εδάφους, ξ, του λόγου των ιδιοπεριόδων \overline{T}/T , της λυγηρότητας h/R, και του λόγου μάζας \overline{m} . Το β_{st} , αντιπροσωπεύει την απόσβεση της ανωδομής σ' ανένδοτη βάση, η οποία λαμβάνεται συνήθως ίση με 0.03 (για χάλυβα) έως 0.05 (για σκυρόδεμα). [Βλ. π.χ. τις επιταγές του NEAK.]

Το Σχ.1.7 απεικονίζει την εξάρτηση του βο από τις τρεις πρώτες παραμέτρους, για ένα σύστημα με $\overline{m} = 0.15$. Είναι προφανές ότι η συμβολή του συστήματος εδάφουςθεμελιώσεως μπορεί να είναι σημαντική, ιδίως για μεγάλες τιμές του λόγου \overline{T}/T . Παρατηρείστε ότι το βο μειώνεται θεαματικά καθώς ο συντελεστής λυγηρότητας αυξάνει από h / R = 1 (ψηλόλιγνες κατασκευές) σε h/R = 5 (υψίκορμες κατασκευές), αφού στη δεύτερη περίπτωση η ταλάντωση είναι κυρίως περιστροφική, πράγμα που συνεπάγεται πολύ μικρή απόσβεση ακτινοβολίας (βλ. Veletso s & Wei 1971, Gazetaq 1983, 1991, 1995 Wolf 1985).

Αντίθετα, η παλινδική ταλάντωση, η οποία συνεπάγεται πολύ μεγαλύτερη απόσβεση ακτινοβολίας, κυριαρχεί στην ταλάντωση κοντών και πλατιών κατασκευών, εξού και οι μεγαλύτερες τιμές του βο. Τέλος, σημειώστε ότι, κατά προσέγγιση, το βο είναι αντιστρόφως ανάλογο της τετραγωνικής ρίζας του λόγου μάζας \overline{m} .

Στο απλό σύστημα του Σχ. 1.7 η πραγματική δόνηση στην βάση της κατασκευής διαφέρει από τον κραδασμό του ελευθέρου πεδίου στην επιφάνεια του εδάφους μια ακόμη εκδήλωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου-κατασκευής. Για δεδομένη διέγερση, η διαφορά εξαρτάται όχι μόνον από τα χαρακτηριστικά εδάφους και θεμελίου, αλλά και από την δυσκαμψία, την αδράνεια, και τη γεωμετρία της ανωδομής. Μια τέτοια αλληλεπίδραση είναι άμεση συνέπεια των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή κατά την διάρκεια της δόνησης της. Καθώς μεταβιβάζονται στη θεμελίωση, οι δυνάμεις αυτές παράγουν οριζόντιες και περιστροφικές δυναμικές παραμορφώσεις, οι οποίες με τη σειρά τους επηρεάζουν τη συμπεριφορά της κατασκευής εξού και το όνομα **αδρανειακή**

Αυτή η μορφή αλληλεπίδρασης είναι η μόνη δυνατή σε επιφανειακές θεμελιώσεις υποβαλλόμενες σε ομοιόμορφη οριζόντια εδαφική ταλάντωση, όπως αυτή που προέρχεται από κατακόρυφα κύματα SH. Στην γενικότερη περίπτωση όμως, μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, ή με σεισμική διέγερση αποτελούμενη από μή-κατακόρυφα και επιφανειακά κύματα, λαμβάνει χώρα και μια άλλη μορφή αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίου, ακόμα και χωρίς την παρουσία ανωδομής. Ονομάζεται κινηματική αλληλεπίδραση, και οφείλεται στο μη συμβιβαστό των σεισμικών παραμορφώσεων ελευθέρου πεδίου, αφενός, και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης, αφετέρου. Η συνακόλουθη ανάκλαση και διάχυση των προσπιπτόντων κυμάτων διαταράσσει το σεισμικό κυματικό πεδίο και διαμορφώνει μια "ενεργό διέγερση" η οποία ενδέχεται να διαφέρει σημαντικά από την πρωτογενή ("αδιαμόρφωτη") κίνηση του ελεύθερου πεδίου.

1.1.6 Η αναγκαιότητα θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων

Παρά την αδιαμφισβήτητη αξία των εργασιών που αναφέρθηκαν στη κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν το σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, υπάρχει μια σημαντική υπόθεση πάνω στην οποία βασίστηκαν : ότι το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά (το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή πάντα θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος). Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια γίνεται όλο και περισσότερο κατανοητή η ανάγκη να ληφθεί υπόψη στη σεισμική ανάλυση και στο σχεδιασμό η μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; Apostolou et al., 2007; Gazetas et al., 2007; Pender, 2007]. Στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης αναγνωρίζονται γενικά τρεις τύποι μη γραμμικοτήτων (Σχήμα 1.8):

(A) Ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, 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.

(B) Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου, όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Όπως διαπιστώνει ο Housner [1963], οι λικνιστικές αυτές ταλαντώσεις μπορεί να λειτουργούν ευεργετικά στη σεισμική απόκριση της ανωδομής.

(Γ) Πλαστικοποίηση του εδάφους, η οποία μπορεί να τροποποιήσει σημαντικά τη σεισμική διέγερση στη στάθμη θεμελίωσης.

Η ανάγκη να ληφθούν υπόψη τα παραπάνω φαινόμενα μη γραμμικότητας στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ανακύπτει από:

(Α) Το γεγονός ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που έχουν καταγραφεί την τελευταία

εικοσαετία ξεπερνούν κατά πολύ τις επιταχύνσεις σχεδιασμού. Υπό αυτές τις συνθήκες, η αποφυγή της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο επίπεδο της θεμελίωσης είναι πρακτικά αδύνατη. Στην πραγματικότητα, ίσως δεν είναι καν επιθυμητή, από τη στιγμή που σε μια τέτοια περίπτωση θα απαιτηθούν τεράστιες απαιτήσεις πλαστιμότητας από την ανωδομή. Εναλλακτικά, η ανελαστική απόκριση του συστήματος θεμελίου – εδάφους μπορεί να λειτουργήσει ευεργετικά για την ανωδομή μειώνοντας τις επιταχύνσεις που μεταδίδονται σε αυτήν.

(B) Την ανάγκη για σεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών. Συνήθης πρακτική για την αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών είναι η προσθήκη ενός διατμητικού τοιχώματος που καλείται να παραλάβει τις σεισμικές φορτίσεις. Από τη στιγμή που η υπάρχουσα κατασκευή ήδη φέρει τα κατακόρυφα φορτία, το νέο φέρον στοιχείο θα μεταδίδει μια δυσανάλογα μεγάλη τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής στη θεμελίωση. Η θεώρηση της ανελαστικής απόκρισης του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης στο σχεδιασμό ενός τέτοιου διατμητικού τοιχώματος φαίνεται ότι είναι η μόνη λογική προσέγγιση, καθώς ο συμβατικός σχεδιασμός που στοχεύει στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας ορισμένων στοιχείων, αναπόφευκτα συνεπάγεται ότι οι μεταδιδόμενες στη θεμελίωση δυνάμεις επίσης θα αυξηθούν, σε σημείο που πιθανόν να είναι αδύνατος (τεχνικά ή οικονομικά) ο ελαστικός σχεδιασμός της.

(Γ) Μια αλλαγή στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού : από το σχεδιασμό με τη μέθοδο των δυνάμεων (strength – based design) στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας (performance – based design). Στα πλαίσια αυτής της αλλαγής που βρίσκεται σε εξέλιξη, είναι αναγκαίο ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων να μεταβεί από την παραδοσιακή χρήση συντελεστών ασφαλείας έναντι ψευδοστατικής αστοχίας στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας, όπου όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας θα είναι επιτρεπτό να αναπτυχθούν, από τη στιγμή που εξασφαλίζεται ότι οι μέγιστες και παραμένουσες μετατοπίσεις θα είναι αποδεκτές για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται.

Η πρόσφατη έρευνα έχει επεκτείνει τις βασικές αρχές του σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας επιτρέποντας την κινητοποίηση των μηχανισμών αστοχίας στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης.

1.2 ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ

Η κινηματική αλληλεπίδραση γενικά προκύπτει από i) την διαφορά στιβαρότητας εδάφους - θεμελίου με αποτέλεσμα την απόσβεση υψίσυχνων σεισμικών διεγέρσεων ii) εγκιβωτισμού στο έδαφος και iii) την επίδραση λόγω σκέδασης κυμάτων. Ακόμα και σήμερα λίγα είναι γνωστά για την επίδραση της σκέδασης των κυμάτων στις κινήσεις του θεμελίου, αφού σχεδόν πάντα αυτή συνυπάρχει με τις πιο σημαντικές επιδράσεις της ισοστάθμισης βάσης θεμελίου και του εγκιβωτισμού του στο έδαφος

1.2.1 Κύριες αιτίες Κινηματικής Αλληλεπίδρασης

i) Διαφορά στιβαρότητας θεμελίου - εδάφους (απόσβεση υψίσυχνων διεγέρσεων)

Για κυματικά πεδία που διαδίδονται ταυτόχρονα στην κατακόρυφη διεύθυνση, η κίνηση ενός άκαμπτου επιφανειακού θεμελίου είναι ακριβώς ίδια με την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Για να αναπτύσσει η βάση θεμελίου μικρότερη μετακίνηση από το ελεύθερο πεδίο πρέπει να προσπίπτουν σεαυτή :

- σεισμικά κύματα που σχηματίζουν γωνία ως προς την κατακόρυφο, *av*,
- κύματα τα οποία είναι ασυνεχή στο χώρο και το χρόνο.

Η ασυνέχεια των σεισμικών κυμάτων προκύπτει από διαφορετικές τροχιές διάδοσης (δηλαδή, λόγω σεισμικών κυμάτων που διαδίδονται εγκάρσια στο υποκείμενο στρώμα βράχου) και τοπικές ανομοιογένειες στο εδαφικό μέσο μέσα στο οποίο διαδίδονται τα σεισμικά κύματα. Εξαιτίας της παρουσίας ασύγχρονων κυματικών πεδίων, ή κυμάτων που δεν προσπίπτουν κατακόρυφα, οι οριζόντιες μετακινήσεις του θεμελίου μειώνονται σχετικά με αυτές του ελεύθερου πεδίου, και αναπτύσσεται στρέψη στην πλάκα του θεμελίου. Επίσης, στροφικές παραμορφώσεις μπορούν να συμβούν εάν υπάρχουν κύματα τύπου SV ή P που προσπίπτουν με κλίση, αλλά αυτές είναι αμελητέες για κύματα τύπου SH. Για μεγαλύτερες συχνότητες, όλα τα ανωτέρω φαινόμενα τείνουν να γίνουν όλο και πιο καθοριστικά. Η εξάρτηση της μείωσης της οριζόντιας μετακίνησης, καθώς και της ανάπτυξης στρέψης και στροφής στη βάση του θεμελίου από τη συχνότητα σχετίζεται κυρίως με το αυξημένο ενεργό μέγεθός του θεμελίου σε σύγκριση με τα μήκη των σεισμικών κυμάτων σε υψηλότερες συχνότητες. Επιπρόσθετα, τα αποτελέσματα των συνεχειών των κυμάτων είναι εντονότερα σε υψηλότερες συχνότητες.

ii) Εγκιβωτισμός θεμελίωσης

Όταν υπόκεινται σε σύγχρονα κύματα SH που διαδίδονται κάθετα, οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις εμφανίζουν μια μείωση στις οριζόντιες μετακινήσεις στη βάση τους σε σχέση με τις μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου, οπότε κατά συνέπεια δημιουργούνται στροφικές μετακινήσεις. Η στροφή στην προκειμένη περίπτωση δεν είναι αποτέλεσμα ροπής στη βάση που αναπτύσσεται λόγω της αδράνειας της κατασκευής, αφού οι μάζες της κατασκευής και του θεμελίου αμελούνται κατά την ανάλυση της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Αντιθέτως, η στροφή προκαλείται από ασύμβατες διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος των πλευρών της εκσκαφής και του ελευθέρου πεδίου. Ο Roesset (1980) προτείνει ότι η συγκεκριμένη επίδραση του εγκιβωτισμού είναι πιθανό να είναι σημαντική για λόγο e/r (e=βάθος εγκιβωτισμού , r=ακτίνα θεμελίου) μεγαλύτερο του 0.15. Αναλυτικές και εμπειρικές μελέτες έχουν διεξαχθεί για να εξεταστούν οι επιδράσεις του εγκιβωτισμού στις διεγέρσεις θεμελίων (που συμβολίζονται στα **Σχήματα 1.9 και 1.10** ως FIM u , όπου FIM είναι η σύντμηση του όρου Foundation Input Motion), τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στις επόμενες υποενότητες.

1.2.2 Αναλυτικές λύσεις

Οι υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις έχουν εστιάσει στην εκτίμηση συναρτήσεων μεταφοράς που εκφράζουν το λόγο του πλάτους των μεταφορικών και στροφικών κινήσεων της βάσης του θεμελίου προς τις κινήσεις ελευθέρου πεδίου (π.χ., Elsabee & Morray, 1977 και Day, 1977). Γενικά, αυτές οι λύσεις βασίζονται στην υπόθεση κάθετης διάδοσης σύγχρονων κυμάτων, έτσι ώστε τα φαινόμενα ισοστάθμισης στη βάση του θεμελίου που συζητήθηκαν στην προηγούμενη ενότητα να είναι αμελητέα.

Ο Day (1977) χρησιμοποίησε αναλύσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να υπολογίσει τις κινήσεις στη βάση ενός άκαμπτου κυλινδρικού θεμελίου που είναι εγκιβωτισμένο σε ένα ομοιογενή ελαστικό ημίχωρο (β=0, ν=0.25) και υποβάλλεται σε κάθετα διαδιδόμενα συνεχή κύματα SH. Οι Elsabee & Morray (1977) και ο Kausel έκαναν παρόμοιες αναλύσεις αλλά για την περίπτωση ενός ιξωδοελαστικού εδαφικού στρώματος πεπερασμένου βάθους πάνω σε άκαμπτο βράχο (β=0.05, ν=0.33). Το πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς για μετάθεση και στροφή φαίνεται στο **Σχήμα 1.9** για τον ημίχωρο και στο **Σχήμα 1.10** για το εδαφικό στρώμα. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, και στα δυο αυτά σχήματα ισχύει $α_0 = ωr/V_s$. Οι μόνες σημαντικές διαφορές μεταξύ των αποτελεσμάτων για τον ημίχωρο και το εδαφικό στρώμα είναι οι υψίσυχνες (a0>1.5) ταλαντεύσεις στην περίπτωση του εδαφικού στρώματος.

Τα αποτελέσματα για λόγους εγκιβωτισμού e/r=0.5, 1.0 και 2.0 (ημίχωρος) και 0.5 και 1.0 (εδαφικό στρώμα) αποτελούν ένδειξη ότι υπάρχει σημαντικό φιλτράρισμα των οριζόντιων μετακινήσεων για a0>0.5 και ότι δημιουργείται σημαντική στροφή για a0>1. Για μικρές συχνότητες (a0<1.5), το φιλτράρισμα των κινήσεων του θεμελίου και το μέγεθος των στροφικών κινήσεων αυξάνεται καθώς μεγαλώνει ο βαθμός εγκιβωτισμού, ενώ σε υψηλότερες συχνότητες υπάρχει μικρή ευαισθησία στον βαθμό εγκιβωτισμού. Τα αποτελέσματα αυτά μπορούν να συγκριθούν με τη συμπεριφορά μιας επιφανειακής θεμελίωσης που δεν θα είχε μείωση των οριζόντιων μετακινήσεων ούτε θα ανέπτυσσε στροφικές κινήσεις όταν υπόκειται σε συνεχή διατμητικά κύματα που προσπίπτουν κάθετα.

Οι Elsabee & Morray (1977), πρότειναν προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς για τη μετάθεση και τη στροφή του κυκλικού θεμελίου ως εξής:

- Μετάθεση:
$$|H_u(\omega)| = \begin{cases} \cos(\frac{e}{r}a_0) & a_0 \le 0.7\overline{a_0} \\ 0.453 & a_0 > 0.7\overline{a_0} \end{cases}$$

$$-\Sigma\tau\rho\sigma\phi\dot{\eta}: \qquad |H_{\theta}(\omega)| = \begin{cases} \frac{0.257}{r} \left(1 - \cos\left(\frac{e}{r}a_{0}\right)\right), \ a_{0} \leq \overline{a}_{0} \\ \frac{0.257}{r}, \ a_{0} > \overline{a}_{0} \end{cases}$$

Όπου $\overline{a_0} = \pi/2 * r/e$. Η κανονικοποιημένη συχνότητα $\overline{a_0}$ αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδάφους από την επιφάνεια μέχρι βάθος e ($\overline{a_0} = 2\pi f_1 r/V_s$), όπου $f_1 = V_s/4e$ (Vs ταχύτητα διάδοσης κυμάτων). **Στο Σχήμα 1.11**, αυτές οι προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς συγκρίνονται με τις λύσεις για ημίχωρο (Day, 1977) και για πεπερασμένου πάχους εδαφικό στρώμα (Elsabee & Morray, 1977) για λόγους εγκιβωτισμού e/r = 0.5, 1.0, και 2.0. Η προσέγγιση είναι λογική για όλους τους λόγους εγκιβωτισμού και για τα δυο εδαφικά προφίλ.

Τα παραπάνω αποτελέσματα που αφορούν εγκιβωτισμένο άκαμπτο κύλινδρο υποκείμενο σε σύγχρονα κύματα SH που διαδίδονται κάθετα έχουν επεκταθεί για:

- Εδαφικές ιδιότητες μεταβαλλόμενες με το βάθος: Οι Elsabee & Morray (1977) απέδειξαν ότι οι προσεγγιστικές συναρτήσεις μεταφοράς ισχύουν και σε αυτήν την περίπτωση με την προϋπόθεση ότι χρησιμοποιείται μια μέση VS κατά το βάθος του εγκιβωτισμού.

- Συνεχή κύματα SH που διαδίδονται οριζόντια: Ο Day (1977) απέδειξε ότι σε αυτήν την περίπτωση η στροφή της βάσης ήταν πρακτικά αμελητέα, το φιλτράρισμα των οριζόντιων μετακινήσεων ήταν σημαντικό αλλά σχετικά ανεπηρέαστο από μεταβολές του e/r, ενώ παρατήρησε σημαντική στρεπτική απόκριση σε υψηλές συχνότητες (a0 > 1.5). Θα πρέπει να σημειωθεί, ωστόσο, ότι τα οριζόντια διαδιδόμενα διατμητικά κύματα είναι γενικά δευτερεύουσας σημασίας σε προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής από τη σκοπιά της μηχανικής, διότι οι συνιστώσες της εδαφικής κίνησης με συχνότητες πάνω από περίπου 1 Ηz τείνουν να εξασθενούν γρήγορα με την απόσταση (Chen et al., 1981).

– Θεμέλια με μη κυκλικό σχήμα: Οι Mita & Luco (1989) βρήκαν ότι ένα εγκιβωτισμένο τετραγωνικό θεμέλιο μπορεί να αντικατασταθεί με ένα ισοδύναμο κυλινδρικό χωρίς να προκύπτουν σημαντικά σφάλματα. Η ακτίνα του ισοδύναμου κυλίνδρου ορίστηκε ως ο μέσος όρος των ισοδύναμων ακτίνων επιφάνειας και ροπής αδράνειας.

1.2.3 Εμπειρικές μελέτες

Εμπειρικές μελέτες από τους Seed & Lysmer (1980), Chang et al. (1985), και Johnson & Asfura (1993) έχουν δείξει μειώσεις στην εδαφική κίνηση συναρτήσει του βάθους με τη χρήση τόσο μετρήσεων τύπου downhole όσο και συγκρίσεων μεταξύ της απόκρισης των περιμετρικών τοίχων και της απόκρισης ελευθέρου πεδίου. Τα εν λόγω πειραματικά αποτελέσματα δεν παρουσιάζονται στην παρούσα εργασία. Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα των μετρήσεων ελευθέρου πεδίου έδειξαν συστηματικές μειώσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και υψηλές τιμές στο φάσμα Fourier σε σχέση με την αύξηση του βάθους. Επίσης, οι Seed & Lysmer (1980) συμπέραναν ότι οι αναλυτικές μέθοδοι ανέλιξης που υποθέτουν διατμητικά κύματα που διαδίδονται κάθετα (π.χ. ο κώδικας SHAKE, από τους Schnabel et al., 1972) προσομοιώνουν ικανοποιητικά αυτά

Οι Ishii et al. (1984) ανέπτυξαν εμπειρικές συναρτήσεις μεταφοράς για μεταφορική κίνηση με τη χρήση σεισμικών καταγραφών στην Ιαπωνία για 18 δεξαμενές μερικά εγκιβωτισμένες στο έδαφος. Όμως, οι αναλύσεις παλινδρόμησης δεν συμπεριέλαβαν την παράμετρο *e/r* ως μεταβλητή. Έτσι τα αποτελέσματα είναι πιθανώς μειωμένης αξίας, αφού οι αναλυτικές μελέτες που συζητήθηκαν ανέδειξαν το *e/r* ως σημαντική παράμετρο του προβλήματος.

Οι περισσότερες κατασκευές δεν εφοδιάζονται επαρκώς με διατάξεις στο επίπεδο της θεμελίωσης τους για να μετρηθεί η στροφή των θεμελίων, έτσι σχετικά λίγα δεδομένα είναι διαθέσιμα από επιτόπου μετρήσεις που να αναφέρονται στο φαινόμενο αυτό. Ακόμα και για κατασκευές που διαθέτουν εξοπλισμό για να μετρηθεί η στροφή στη βάση τους, είναι αδύνατος ο διαχωρισμός της κινηματικής και της αδρανειακής στροφής, εάν δεν γίνουν εκ των προτέρων κάποιες υποθέσεις για την εμπέδηση του θεμελίου και το κυματικό πεδίο. Συνεπώς, είναι δύσκολο να διατυπωθούν καθαρά εμπειρικές συναρτήσεις μεταφοράς για στροφή θεμελίου λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης, και είναι κάτι που δεν έχει γίνει μέχρι σήμερα.

Για επιφανειακές θεμελιώσεις, η αναλυτική πρόβλεψη των επιδράσεων ισοστάθμισης διεπιφάνειας εδάφους-βάσης θεμελίου γίνεται με τη χρήση των συναρτήσεων μεταφοράς που φαίνονται στα **Σχήματα 1.13**. Η σύγκριση αυτών των αναλυτικών συναρτήσεων μεταφοράς με συναρτήσεις μεταφοράς που υπολογίζονται από καταγραφές μετακινήσεων επιφανειακών θεμελίων και ελευθέρου πεδίου είναι ένα θέμα του οποίου η περαιτέρω διερεύνηση έχει ενδιαφέρον. Αντιστοίχως, για εγκιβωτισμένες κατασκευές, οι αναλυτικές συναρτήσεις μεταφοράς θα πρέπει να επαληθευτούν με πειραματικά δεδομένα.

1.3 ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Παρά την κατασκευαστική του απλότητα, η σεισμική συμπεριφορά ενός τοίχου αντιστήριξης είναι ένα μάλλον πολύπλοκο πρόβλημα. Η δυναμική αλληλεπίδραση ανάμεσα στον τοίχο και στο αντιστηριζόμενο έδαφος είναι ο κύριος παράγοντας που αυξάνει την πολυπλοκότητα του προβλήματος, ειδικότερα όταν υπεισέρχονται και μη γραμμικότητες υλικού ή/και γεωμετρίας (Kramer 1996). Η σεισμική συμπεριφορά διαφόρων τύπων αντιστήριξης που υποστηρίζουν μία εδαφική στρώση έχει μελετηθεί από ένα πλήθος ερευνητών στο παρελθόν αναλυτικά, αριθμητικά ή και πειραματικά (π.χ. Wood 1975, Veletsos & Younan 1997, Psarropoulos et al. 2005).

Με βάση τη θεωρούμενη συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού και τον δυνατό τρόπο μετακίνησης ή παραμόρφωσης του τοίχου, υπάρχουν δύο βασικές κατηγορίες αναλυτικών μεθόδων που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης έναντι σεισμού:

α) οι ψευδοστατικές μέθοδοι που βασίζονται στην αρχή της οριακής ισορροπίας (λύσεις τύπου Mononobe-Okabe), οι οποίες υποθέτουν ενδόσιμους τοίχους και απολύτως

πλαστική συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929, Seed & Whitman 1970), και

β) οι ελαστικές λύσεις που θεωρούν το αντιστηριζόμενο έδαφος ως ένα γραμμικό ελαστικό ή ιξωδοελαστικό συνεχές μέσο (Wood 1975, Veletsos & Younan 1997).

Σύμφωνα με μία πρακτική απλοποίηση της μεθόδου Mononobe-Okabe, που αναπτύχθηκε από τους Seed &Whitman (1970), η (μέγιστη) κανονικοποιημένη δυναμική ενεργητική δύναμη που ενεργεί στον τοίχο είναι:

$$\overline{\Delta P}_{AE} = \frac{\Delta P_{AE}}{A\rho H^2} \approx 0.4$$

όπου *Α* είναι η μέγιστη επιτάχυνση στη βάση, *ρ* είναι η πυκνότητα του εδάφους, και *Η* είναι το ύψος του τοίχου. Όμως, οι ελαστικές λύσεις που αναπτύχθηκαν στις αρχές της δεκαετίας του '80 από τον Wood (1975) υποδεικνύουν ότι στην περίπτωση διεγέρσεων που περιλαμβάνουν χαμηλές συχνότητες (οιονεί - στατικές), φαινόμενο αρκετά σύνηθες σε πολλούς σεισμούς, η κανονικοποιημένη δυναμική ενεργητική δύναμη που αναπτύσσεται σε ένα δύσκαμπτο πακτωμένο τοίχο είναι:

$\overline{\varDelta P}_{AE}\approx 1$

Η δυναμική απόκριση των δύσκαμπτων αντιστηρίξεων (τοίχων υπογείων, ακροβάθρων γεφυρών, κ.α.) θεωρείται ένα πολύ σημαντικό πρόβλημα σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα, με αποτέλεσμα πολλές μελέτες να έχουν εστιάσει στο θέμα αυτό κατά τη διάρκεια των τελευταίων ετών. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί συνήθως συσχετίζουν την ένταση και την κατανομή των δυναμικών εδαφικών ωθήσεων με την ικανότητα του τοίχου να μετακινείται ή και να παραμορφώνεται. Στην περίπτωση ενός εύκαμπτου τοίχου, η πλειονότητα των κανονισμών υιοθετεί τις ψευδοστατικές μεθόδους, ενώ σε περιορισμένη, υιοθετούνται συνηθέστερα οι ελαστικές λύσεις. Τα παραπάνω φαίνονται με περισσότερες λεπτομέρειες στο **Σχήμα 1.14**, όπου δίδονται οι διατάξεις της Εγκυκλίου E39/99 του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. (1999) που εφαρμόζονται στον αντισεισμικό σχεδιασμό

Σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς (ΕΑΚ, ΕC8, κ.α.), η μέθοδος που εφαρμόζεται για τον καθορισμό του σεισμικού συντελεστή για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των συστημάτων αντιστήριξης είναι η γνωστή μέθοδος Mononobe-Okabe, τροποποιημένη κατάλληλα για να συμπεριληφθεί η απόκριση του τοίχου αντιστήριξης. Σε κάθε περίπτωση, οι αντισεισμικοί κανονισμοί προτείνουν ότι οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις που ενεργούν σε ένα δύσκαμπτο τοίχο είναι τουλάχιστον διπλάσιες από αυτές που ενεργούν σε έναν εύκαμπτο τοίχο, θεωρώντας ότι οι διαστάσεις του τοίχου, οι εδαφικές ιδιότητες και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση παραμένουν σταθερές. Όπως θα δειχθεί στη συνέχεια, αυτή η υπόθεση δεν είναι πάντα ρεαλιστική. Οι δυο προαναφερθέντες δυνητικοί τρόποι συμπεριφοράς του συστήματος τοίχου-εδάφους είναι μάλλον ακραίοι, και σε πολλές περιπτώσεις αποτυγχάνουν να ανταποκριθούν στην πραγματικότητα εξαιτίας των υπερβολικά απλοποιητικών παραδοχών τους.

Οι κινηματικά περιορισμένοι τοίχοι υπογείων, τα ακρόβαθρα γεφυρών και άλλοι δύσκαμπτοι τοίχοι αντιστήριξης που υπόκεινται σε δυναμική φόρτιση συναντώνται συχνά σε πρακτικές εφαρμογές. Ένας τοίχος υπογείου ή ένα ακρόβαθρο γέφυρας, (όπως αυτά που φαίνονται στο **Σχήμα 1.15**) είναι γενικά μη ενδόσιμα συστήματα αντιστήριξης. Διαφορετικοί λόγοι σε κάθε περίπτωση αποτρέπουν την υποχώρηση του τοίχου. Στην περίπτωση ενός περιμετρικού τοίχου υπογείου, η δυσκαμψία επιβάλλεται από τις πλάκες σκυροδέματος στην κορυφή και στη βάση του, που περιορίζουν τη μετακίνησή του. Παρομοίως, ένα ακρόβαθρο γέφυρας είναι περιορισμένο στην κορυφή του από το κατάστρωμα της γέφυρας και στη βάση του συνήθως από βαθιά πασσαλοθεμελίωση. Σε αυτές τις περιπτώσεις η ύπαρξη κινηματικών περιορισμών στα άκρα του τοίχου είναι ασύμβατη με την έννοια της οριακής ισορροπίας, ενώ από την άλλη μεριά, οι διαθέσιμες ελαστικές λύσεις παραβλέπουν την εν δυνάμει μη γραμμική συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους, οδηγώντας έτσι είτε σε επισφαλείς είτε σε συντηρητικές λύσεις.

Για τη μελέτη των ανωτέρω θεμάτων πραγματοποιήθηκαν δισδιάστατες αριθμητικές προσομοιώσεις, με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με στόχο τη διερεύνηση των σημαντικότερων πτυχών του σύνθετου φαινομένου της δυναμικής μη γραμμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους. Εν γένει, η δυναμική απόκριση ενός οποιουδήποτε συστήματος εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης

(τόσο στο πεδίο του χρόνου όσο και στο πεδίο των συχνοτήτων). Οι διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία περιλαμβάνουν παλμούς **Gabor** και πραγματικές καταγραφές σεισμών, ούτως ώστε να μελετηθεί πιο εκτενώς η επίδραση της μη-γραμμικότητας.

1.3.1 Ταξινόμηση τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης συχνά ταξινομούνται ανάλογα με τη μάζα τους, την ευκαμψία τους και τις συνοριακές συνθήκες καθ' ύψος (θεμελίωση, πλάκες ορόφων, αγκυρώσεις, αρθρώσεις, κλπ). Ο τοίχος βαρύτητας είναι ο απλούστερος τύπος τοίχου αντιστήριξης. Είναι αρκετά παχύς και δύσκαμπτος, έτσι ώστε να θεωρείται πρακτικά απαραμόρφωτος. Ως εκ τούτου, η παραμόρφωσή του συνίσταται από μια οριζόντια μετατόπιση και μια στροφή. Οι τοίχοι μορφής προβόλου (αυτοευσταθή πετάσματα), εκτός της μετατόπισης και της στροφής, υπόκεινται σε κάμψη και βασίζονται στη δυσκαμψία τους για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις. Η κατανομή των ωθήσεων καθ' ύψος εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα τοίχου και εδάφους. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι (πασσαλοσανίδες, πασσαλότοιχοι, διαφράγματα) έχουν περιορισμένη δυνατότητα μετακίνησης λόγω συστημάτων αγκυρώσεως, προεντεταμένων ή όχι. Σε περιπτώσεις τοίχων υπογείου ή ορισμένων τύπων ακροβάθρων γεφυρών, η κορυφή των τοίχων είναι πρακτικά αμετακίνητη λόγω των κατασκευών που αυτοί υποστηρίζουν. Η χρήση εγκάρσιων στηριγμάτων σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος ενός τοίχου προβόλου (π.χ. μονόπακτος τοίχος ή συνεχής δοκός με πάκτωση στην μία άκρη) ή της τοποθέτησης αγκυρίων σε διαφορετικές θέσεις κατά μήκος ενός αγκυρωμένου τοίχου, μπορεί να διατηρήσει τις καμπτικές ροπές σε τόσο μικρά επίπεδα ώστε να μπορούν να χρησιμοποιηθούν σχετικά εύκαμπτες διατομές. Διάφοροι τύποι τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιούνται σε έργα πολιτικού μηχανικού. Σύμφωνα με τον Wood (1973) οι πιο συχνοί τύποι τοίχων αντιστήριξης διακρίνονται στο Σχήμα 1.16 και αναλύονται συνοπτικά στη συνέχεια.

Τοίχος πρόβολος

Πολλοί σχετικά χαμηλοί τοίχοι είναι τύπου προβόλου. Οι πλευρικές τάσεις που προκύπτουν λόγω βαρύτητας και λόγω οριζοντίων σεισμικών αδρανειακών δυνάμεων στο

έδαφος γενικά επιφέρουν σημαντική οριζόντια μετατόπιση του τοίχου. Αυτή η μετατόπιση συμβαίνει κυρίως εξαιτίας της καμπτικής παραμόρφωσης καθ' ύψος του τοίχου και λιγότερο λόγω ολίσθησης ή/και περιστροφής της βάσης του. Η μετατόπιση του τοίχου είναι γενικά επαρκώς μεγάλη, για να προκαλέσει τη μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, ή ακόμα και την πλήρη πλαστικοποίηση της εδαφικής μάζας πίσω του. Για να καθοριστούν επακριβώς οι κατανομές των εδαφικών ωθήσεων στον τοίχο είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθεί η μη-γραμμική θεωρία, ή μια μέθοδος οριακής ισορροπίας.

Τοίχος βαρύτητας

Ένας τοίχος βαρύτητας είναι σημαντικά πιο άκαμπτος από τον απλό τοίχο πρόβολο. Πολλοί κρηπιδότοιχοι σε λιμάνια ανήκουν σε αυτήν την κατηγορίας. Η οριζόντια μετατόπιση του τοίχου είναι αποτέλεσμα κυρίως της στροφής και της ολίσθησης της βάσης. Συχνά οι σεισμικές παραμορφώσεις σχετικά ψηλών τοίχων βαρύτητας αυτού του τύπου είναι επαρκώς μεγάλες για να προξενήσουν σημαντικά μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Επειδή μια ακριβής ανάλυση είναι πολύ δύσκολο να γίνει σε αυτήν την περίπτωση, μια χρήσιμη προσέγγιση είναι να υπολογιστούν οι εδαφικές ωθήσεις με εφαρμογή τόσο της θεωρίας ελαστικότητας, όσο και μιας προσεγγιστικής μεθόδου πλαστικής ανάλυσης. Οι τοίχοι βαρύτητας έχουν μεγάλη αδρανειακή δύναμη και έτσι η αδρανειακή αλληλεπίδρασή τους με το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι σημαντική.

Ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις

Οι αντιστηρίξεις αυτού του τύπου είναι συνήθως εγκιβωτισμένες στο έδαφος. Οι πλευρικές εδαφικές ωθήσεις αναπτύσσονται στους κάθετους προβόλους τοίχους από σεισμικά φορτία και φορτία βαρύτητας. Οι τοίχοι είναι σημαντικά πιο δύσκαμπτοι από τους συνηθισμένους προβόλους εξαιτίας της οριζόντιας πλάκας που τους συνδέει και που περιορίζει τη στροφή και τη μετατόπιση στη θεμελίωση.

Κλειστές υδραυλικές εγκαταστάσεις

Σε μερικές περιπτώσεις οι υδραυλικές εγκαταστάσεις καλύπτονται με μια πλάκα που κατασκευάζεται κατά μήκος των κορυφών των κατακόρυφων τοιχίων. Αυτή επιβάλλει μία επιπρόσθετη δυσκαμψία στα κατακόρυφα στοιχεία, αφού παρεμποδίζει την οριζόντια

μετακίνηση των κορυφών. Καμπτικές παραμορφώσεις συμβαίνουν στα τμήματα των τοίχων ανάμεσα στην πάνω και κάτω πλάκα, αλλά αυτές συνήθως είναι μικρές.

Ακρόβαθρα γεφυρών

Οι δυναμικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στους τοίχους των ακροβάθρων γεφυρών εξαρτώνται πάρα πολύ από τον τύπο της σύνδεσης μεταξύ της ανωδομής της γέφυρας και του ακροβάθρου. Αν αυτή είναι πάκτωση ή άρθρωση τότε οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις θα εξαρτηθούν σημαντικά από τις δυναμικές ιδιότητες της γέφυρας. Αν είναι οριζόντια κύλιση τότε ο τοίχος μπορεί να συμπεριφερθεί σαν πρόβολος ή τοίχος βαρύτητας.

Κτίριο με υπόγειο πάνω σε ανένδοτο βράχο

Οι αδρανειακές δυνάμεις του κτιρίου που αναπτύσσονται εξαιτίας του σεισμού προκαλούν παραμορφώσεις στην κατασκευή και στα θεμέλια που οδηγούν σε οριζόντια μετακίνηση της κατασκευής σε σχέση με το έδαφος. Οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις στους τοίχους των υπογείων μπορούν εύκολα να ληφθούν ως υπέρθεση των τάσεων που οφείλονται στη μετατόπιση της κατασκευής και των αδρανειακών δυνάμεων στην εδαφική στρώση. Τα δομικά μέλη των κτιρίων που αντιστηρίζουν το παρακείμενο έδαφος είναι συνεχή τοιχία με αυξημένη δυσκαμψία λόγω των υποστυλωμάτων που φέρουν εσωτερικά και οι καμπτικές παραμορφώσεις της πλάκας μεταξύ των υποστυλωμάτων μπορεί να κάνει την ανάλυση τέτοιων συστημάτων ακόμα πιο πολύπλοκη.

Κτίριο με υπόγειο επάνω σε ενδόσιμο εδαφικό στρώμα

Σε αυτήν την περίπτωση το κτίριο μπορεί να θεμελιωθεί σε πασσάλους που φτάνουν μέχρι τον άκαμπτο βράχο, ή σε ένα πιο σταθερό εδαφικό στρώμα. Εναλλακτικά, το κτίριο μπορεί να στηρίζεται σε γενική κοιτόστρωση. Όμως, και στις δυο περιπτώσεις, εάν το έδαφος είναι σχετικά μαλακό μπορεί να επέλθει σημαντική σχετική μετακίνηση της βάσης του κτιρίου, καθιστώντας την ανάλυση σημαντικά πιο δύσκολη από αυτήν τη θεμελίωση υπογείου σε βράχο. Είναι προφανές ότι πλέον υπεισέρχεται το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Δεν είναι δυνατό να προσδιοριστεί εκ των προτέρων εάν είναι η ελαστική ή η πλαστική ανάλυση πιο κατάλληλη για αυτόν τον τύπο. Κάθε πρόβλημα αυτής της κατηγορίας χρειάζεται προκαταρκτική μελέτη για να καθοριστεί η πιο κατάλληλη μέθοδος ανάλυσης. Είναι σημαντικό να παρατηρήσουμε ότι εάν η σχετική μετακίνηση της θεμελίωσης της κατασκευής είναι αρκετή για να δημιουργήσει μια πλαστική εντατική κατάσταση στους τοίχους η μέγιστη κατανομή των εδαφικών ωθήσεων προφανώς θα καθοριστεί από τις παθητικές ωθήσεις και όχι από τις ενεργητικές, όπως γίνεται στη μέθοδο Mononobe-Okabe. Αξίζει να αναφερθεί ότι δυνάμεις που δέχεται ο τοίχος λόγω παθητικών ωθήσεων θα είναι περίπου δεκαπλάσιες από τις αντίστοιχες των ενεργητικών ωθήσεων.

1.3.2 Δυναμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά πολύπλοκη. Οι μετακινήσεις του τοίχου και οι πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν εξαρτώνται από την απόκριση του εδάφους θεμελίωσης, την απόκριση του εδάφους επιχώσεως, την αδρανειακή και καμπτική απόκριση του ίδιου του τοίχου, καθώς και τη φύση της επιβαλλόμενης κίνησης. Από τη στιγμή που οι επαρκώς τεκμηριωμένες επί τόπου μετρήσεις απόκρισης τοίχων σε πραγματικούς σεισμούς είναι ελάχιστες, η κατανόηση του φαινομένου προέρχεται κυρίως από πειράματα (πραγματικής κλίμακας, ή υπό κλίμακα σε φυγοκεντριστή) και αριθμητικές αναλύσεις. Αυτά τα πειράματα και οι αναλύσεις, η πλειονότητα των οποίων περιλαμβάνει τοίχους βαρύτητας, αποδεικνύουν ότι:

– Οι τοίχοι μετακινούνται λόγω οριζόντιας μετατόπισης ή/και λόγω στροφής. Το σχετικό μέγεθος της οριζόντιας μετατόπισης ως προς τη στροφή εξαρτάται από τον σχεδιασμό του τοίχου. Σε μερικούς τοίχους «υπερισχύει» η μία μετακίνηση ως προς την άλλη (Nadim & Whitman, 1984) ενώ σε άλλους συμβαίνουν εξίσου και οι δύο μορφές μετακίνησης (Siddharthan et al., 1992).

– Το μέγεθος και η κατανομή των δυναμικών ωθήσεων επηρεάζεται από τον τύπο της μετακίνησης του τοίχου (π.χ., οριζόντια μετατόπιση, στροφή περί τη βάση ή στροφή περί την κορυφή) (Sherif et al., 1982 και Sherif & Fang, 1984).

- Η συνισταμένη των εδαφικών ωθήσεων λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της όταν ο τοίχος «πλησιάζει» το έδαφος (δηλαδή, όταν η αδρανειακή δύναμη έχει φορά προς το αντιστηριζόμενο έδαφος). Αντίστοιχα, λαμβάνει την ελάχιστη τιμή της όταν ο τοίχος έχει «απομακρυνθεί» από το έδαφος.
– Η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων καθ' ύψος του τοίχου αλλάζει σχήμα καθώς ο τοίχος μετακινείται. Συνεπώς, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης ώθησης αλλάζει θέση και βρίσκεται στο ψηλότερο σημείο όταν ο τοίχος πλησιάζει το έδαφος και στο χαμηλότερο σημείο όταν ο τοίχος έχει απομακρυνθεί από αυτό.

Οι δυναμικές ωθήσεις επηρεάζονται από τη δυναμική απόκριση του τοίχου και του εδάφους επιχώσεως και μπορεί να αυξηθούν σημαντικά όταν η δεσπόζουσα συχνότητα της σεισμικής διέγερσης πλησιάζει την ιδιοσυχνότητα του συστήματος τοίχου-εδάφους (Steedman & Zeng, 1990). Το ίδιο ισχύει και για τις μόνιμες μετατοπίσεις του τοίχου (Nadim, 1982). Εξάλλου, ένα επακόλουθο της δυναμικής απόκρισης του συστήματος τοίχου-εδάφους είναι το γεγονός ότι ορισμένα σημεία καθ' ύψος του τοίχου μπορεί να βρίσκονται εκτός φάσεως. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να είναι ιδιαίτερα έντονο σε περιπτώσεις όπου ο τοίχος δεν εδράζεται απλά στο έδαφος θεμελιώσεως, αλλά είναι εγκιβωτισμένος σε αυτό.

Είναι δυνατόν να υπάρχουν αυξημένες παραμένουσες ωθήσεις στον τοίχο μετά το τέλος
 ενός ισχυρού σεισμικού επεισοδίου (Whitman, 1990).

1.4 ME0000I SXEDIASMOY TOIXON ANTISTHPIEHS

Μια συνήθης προσέγγιση στον αντισεισμικό σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης είναι ο υπολογισμός των φορτίων που επιβάλλονται στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και η εξασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει τα φορτία αυτά με ασφάλεια. Επειδή η πραγματική σεισμική φόρτιση των τοίχων αντιστήριξης είναι πολύπλοκη, όπως προαναφέρθηκε, εφαρμόζονται σχετικά απλοποιητικές μέθοδοι κατά τον σχεδιασμό τους.

1.4.1 Ενδόσιμοι τοίχοι αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης που μπορούν να παραμορφώνονται επαρκώς ώστε αφενός να αναπτύσσονται ελάχιστες ενεργητικές ή/και μέγιστες παθητικές εδαφικές ωθήσεις και αφετέρου να υπάρχει μία τουλάχιστον επιφάνεια αστοχίας στο αντιστηριζόμενο έδαφος, αναφέρονται ως ενδόσιμοι τοίχοι. Ως τέτοιοι χαρακτηρίζονται οι τοίχοι που έχουν τη

δυνατότητα να μετακινηθούν (οριζόντια ή κάθετα), να περιστραφούν ως στερεό σώμα ή/και να καμφθούν. Ο σχεδιασμός τους μπορεί να γίνει είτε με όρους ωθήσεων, είτε με όρους μετατοπίσεων. Σε κάθε περίπτωση, οι ωθήσεις ή οι μετατοπίσεις δεν πρέπει να ξεπερνούν ένα συγκεκριμένο άνω όριο που αντιστοιχεί στην αντοχή της αντιστήριξης.

Σχεδιασμός με βάση τις ωθήσεις

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό με βάση τις ωθήσεις είναι η μέθοδος Mononobe-Okabe (Okabe, 1926 και Mononobe & Matsuo, 1929) και η μέθοδος των Seed & Whitman (1970) ως επέκταση της προηγούμενης.

1.4.1.1 Μέθοδος Mononobe-Okabe

Η μέθοδος Mononobe-Okabe (Okabe, 1926 και Mononobe & Matsuo, 1929) ή σε συντομία M-O αποτελεί μια άμεση επέκταση της θεωρίας Coulomb (με την οποία υπολογίζονται οι στατικές ωθήσεις) σε ψευδοστατικές συνθήκες. Οι ψευδοστατικές μέθοδοι έχουν το κοινό χαρακτηριστικό ότι προσομοιώνουν τις σεισμικές συνθήκες μέσω μιας ισοδύναμης ομοιόμορφης στατικής οριζόντιας επιτάχυνσης, η οποία καταπονεί τον τοίχο με τον ίδιο τρόπο, με αυτόν που αυτός καταπονείται κατά την επιβολή της σεισμικής διέγερσης. Η προκύπτουσα αδρανειακή δύναμη εφαρμόζεται στην αντίστοιχη ενεργητική ή παθητική εδαφική σφήνα Coulomb. Η μέθοδος M-O είναι απλή στην κατανόηση και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των σεισμικών φορτίων σε αντιστηρίξεις. Για ενεργητικές συνθήκες η μέθοδος M-O βασίζεται στις ακόλουθες παραδοχές:

- Ο τοίχος υποτίθεται ότι μετατοπίζεται επαρκώς στην εγκάρσια διεύθυνση, έτσι ώστε το αντιστηριζόμενο έδαφος αφενός να φτάσει στην πλήρη διατμητική αντοχή του κατά μήκος της δυνητικής επιφάνειας ολίσθησης και αφετέρου να προκαλεί τις ελάχιστες ενεργητικές ωθήσεις (κατάσταση πλαστικής ισορροπίας)

– Το έδαφος υποτίθεται ότι ικανοποιεί το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, επίσης είναι ξηρό, μη συνεκτικό και ομοιογενές υλικό με ομοιόμορφη γωνία εσωτερικής τριβής σε όλη του την έκταση.

Η αστοχία στο έδαφος υποτίθεται ότι συμβαίνει κατά μήκος ενός επιπέδου που διέρχεται
 από τον πόδα του τοίχου και σχηματίζει γωνία ως προς την οριζόντια διεύθυνση.

Η εδαφική σφήνα μεταξύ του τοίχου και του επιπέδου αστοχίας υποτίθεται ότι βρίσκεται
 σε ισορροπία στο σημείο επικείμενης αστοχίας υπό την επίδραση των δυνάμεων

βαρύτητας, σεισμού και συνοριακών δυνάμεων κατά μήκος της διεπιφάνειας της με τον τοίχο και κατά μήκος του επιπέδου αστοχίας.

- Η επίδραση του σεισμού προσομοιώνεται με μια ισοδύναμη στατική οριζόντια και κατακόρυφη δύναμη $k_h W$ και $k_v W$ αντίστοιχα που εφαρμόζονται στο κέντρο βάρους της σφήνας.

– Η μέθοδος δίνει το μέγεθος της συνολικής δύναμης που ενεργεί στον τοίχο αλλά δεν δίνει το σημείο εφαρμογής της ή την κατανομή των ωθήσεων. Στην αρχική εκδοχή της μεθόδου είχε θεωρηθεί δεδομένο ότι η συνολική δύναμη ενεργεί σε ύψος 1/3Η από τη βάση του τοίχου. Με βάση τα αποτελέσματα που προήλθαν από τροποποιήσεις της μεθόδου από τους Seed & Whitman (1970), οι οποίοι πρότειναν ότι η συνιστώσα της δύναμης λόγω σεισμικής φόρτισης μπορεί να υποτεθεί ότι ενεργεί σε ύψος 0.6Η από τη βάση.

 Ο τοίχος είναι επαρκώς ψηλός, έτσι ώστε τα φαινόμενα αποκόλλησης στην κορυφή του να είναι αμελητέα.

Το αντιστηριζόμενο έδαφος που βρίσκεται πίσω από τον τοίχο συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα, οπότε οι επιταχύνσεις είναι ομοιόμορφες σε όλη τη μάζα του. Επιπρόσθετα, η μέθοδος M-O υπόκειται σε όλους τους περιορισμούς της ψευδοστατικής ανάλυσης και της θεωρίας Coulomb. Ο προσδιορισμός των κατάλληλων ψευδοστατικών συντελεστών kh και kv είναι δύσκολος και η μέθοδος δεν είναι κατάλληλη για εδάφη που εμφανίζουν σημαντική απομείωση της αντοχής τους κατά τη διάρκεια του σεισμού (π.χ. ρευστοποιήσιμα εδάφη). Στην περίπτωση αυτή η μέθοδος MO θα υπερεκτιμήσει την πραγματική συνολική παθητική δύναμη, ειδικά όταν δ>φ/2. Για τους λόγους αυτούς η M-O θα πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή και τα αποτελέσματά της να ερμηνεύονται εν γνώσει των απλοποιητικών παραδοχών της μεθόδου.

Οι δυνάμεις που ενεργούν σε μια ενεργητική εδαφική σφήνα ενός ξηρού μη συνεκτικού εδάφους φαίνονται στο **Σχήμα 1.17**. Εκτός από τις δυνάμεις που ενεργούν υπό στατικές συνθήκες, η σφήνα δέχεται επίσης και τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες ψευδοστατικές δυνάμεις, των οποίων το μέγεθος δίνεται από τις σχέσεις $a_h = k_h g$ και $a_V = k_V g$. Η συνολική ενεργητική εδαφική δύναμη μπορεί να εκφραστεί με τη μορφή:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1-kv)$$

όπου ο δυναμικός συντελεστής ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων δίνεται από:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \,\cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

ενώ ισχύει ότι $\varphi - \beta \ge \psi$, $\gamma = \gamma_d$ και $\psi = \arctan[k_h / (1 - k_v)]$. Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας, που είναι πλέον πιο οριζοντιοποιημένη από ότι υπό στατικές συνθήκες, σχηματίζει γωνία ως προς την οριζόντια διεύθυνση:

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \arctan[\frac{C_{1E} - \tan(\varphi - \psi - \beta)}{C_{2E}}]$$

όπου :

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta)[\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)][1 + \tan(\delta + \psi + \theta)\cot(\varphi - \psi - \theta)]}$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \psi + \theta) [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]$$

Αν και η μέθοδος Μ-Ο θεωρεί ότι η συνολική ενεργητική δύναμη θα έπρεπε να ενεργεί σε σημείο που απέχει από τη βάση του τοίχου απόσταση ίση με Η/3, όπου Η το ύψος του τοίχου, τα πειράματα δείχνουν ότι σε δυναμική φόρτιση αυτή ενεργεί σε σημείο που βρίσκεται ψηλότερα από αυτήν τη θέση. Η συνολική ενεργητική εδαφική δύναμη αναλύεται σε μια στατική συνιστώσα ΡΑ και σε μια δυναμική συνιστώσα ΔΡΑΕ:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE}$$

Ως γνωστόν, η στατική συνιστώσα ενεργεί σε ύψος Η/3 από τη βάση, ενώ το σημείο εφαρμογής της δυναμικής συνιστώσας λαμβάνεται ίσο με 0.6Η σύμφωνα με τα

αποτελέσματα των Seed & Whitman (1970), οπότε η συνολική ενεργητική δύναμη θα ενεργεί σε ύψος:

$$h = \frac{P_A H/3 + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}}$$

πάνω από τη βάση του τοίχου. Η τιμή του h εξαρτάται από το σχετικά μεγέθη των P_A και P_{AE}. Συνήθως, ισούται με το μισό του ύψους του τοίχου. Σύμφωνα με τη μέθοδο M-O, όταν η k_v λαμβάνεται ίση με το 1/2-2/3 της k_h δεν επηρεάζει την P_{AE} πάνω από 10%. Για τυπικές περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, οι Seed & Whitman (1970) ανέφεραν ότι οι κατακόρυφες επιταχύνσεις μπορεί να αμεληθούν, όταν εφαρμόζεται η μέθοδος M-O στους υπολογισμούς.

Η συνολική παθητική δύναμη σε έναν τοίχο που αντιστηρίζει ξηρό μη συνεκτικό έδαφος (**Σχήμα 1.18**) δίνεται από τη σχέση:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1-kv)$$

όπου ο συντελεστής δυναμικών παθητικών εδαφικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \,\cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi)\sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^2}$$

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας για τις παθητικές συνθήκες σχηματίζει γωνία από την οριζόντια ίση με:

$$\alpha_{\text{PE}} = \psi - \varphi + \arctan\left[\frac{c_{3E} + \tan(\varphi + \psi + \beta)}{c_{4E}}\right]$$

όπου:

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi + \beta)[\tan(\varphi - \psi + \beta) + \cot(\varphi - \psi + \theta)][1 + \tan(\delta + \psi - \theta)\cot(\varphi - \psi + \theta)]}$$

$$C_{4E} = 1 + \tan(\delta + \psi - \theta) [\tan(\varphi - \psi + \beta) + \cot(\varphi - \psi + \theta)]$$

Η συνολική παθητική δύναμη μπορεί επίσης να αναλυθεί (Towhata & Islam, 1987) σε στατική και δυναμική συνιστώσα:

$$P_{\rm PE} = P_{\rm P} + \Delta P_{\rm PE}$$

Σημειώνεται ότι η δυναμική συνιστώσα ενεργεί αντίθετα από τη στατική, οπότε μειώνεται η διαθέσιμη παθητική αντίσταση.

1.4.1.2 Μέθοδος Seed & Whitman

Η μέθοδος Μ-Ο χρησιμοποιήθηκε και εξακολουθεί να χρησιμοποιείται ευρέως από τους μηχανικούς επειδή είναι απλή και συνήθως δίνει αρκετά ρεαλιστικά αποτελέσματα. Ωστόσο, σχεδόν 50 χρόνια αργότερα οι Seed & Whitman (1970) απλοποίησαν περισσότερο τη μέθοδο Μ-Ο. Η μέθοδος τους συνίσταται στον υπολογισμό ενός συντελεστή δυναμικών εδαφικών ωθήσεων ΔΚ_{ΑΕ} με τη βοήθεια του οποίου προσδιορίζονται οι επιπρόσθετες ωθήσεις που οφείλονται στη σεισμική φόρτιση. Γνωρίζοντας τις συνολικές ωθήσεις (στατικές + δυναμικές) που υπολογίζονται με τη μέθοδο Μ-Ο και τις στατικές ωθήσεις που υπολογίζονται με τις μεθόδους Rankine ή Coulomb, μπορούν να υπολογιστούν οι δυναμικές ωθήσεις (αυτές που προκαλούνται λόγω της σεισμικής φόρτισης). Χρησιμοποιώντας τον συντελεστή ΔΚ_{ΑΕ} η συνολική δυναμική ενεργητική εδαφική δύναμη Ρ_{ΑΕ} μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες, τη στατική ενεργητική δύναμη Ρ_Α (που υπολογίζεται με τις μεθόδους Rankine ή Coulomb), και τη δυναμική ενεργητική δύναμη ΔΡ_{ΑΕ} που δίνεται από γραφήματα που αναπτύχθηκαν με την απλοποίηση των Seed & Whitman (1970). Δηλαδή, συνολικά ισχύει ότι:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2$$

Ο συντελεστής ΔK_{AE} δίνεται ως συνάρτηση της επιβαλλόμενης οριζόντιας επιτάχυνσης (Σχήμα 1.19). Οι Seed & Whitman πρότειναν ότι για a_h < 0.4 η σχέση μεταξύ του ΔK_{AE} και του a_h είναι σχεδόν γραμμική. Οπότε, για τυπικές τιμές της γωνίας φ και επιταχύνσεις μικρότερες από 0.4g, ο ΔK_{AE} είναι περίπου τα 3/4 του a_h. Αυτό σημαίνει ότι η συνολική ενεργητική δύναμη μπορεί να υπολογιστεί εύκολα ως εξής:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(K_A + \frac{3}{4} k_h \right)$$

όπου η δυναμική ενεργητική δύναμη δίνεται από τη σχέση:

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2 \approx \frac{3}{8} k_h \gamma H^2$$

Το σημείο εφαρμογής της δύναμης ΔΡ_{ΑΕ} βρίσκεται σε ύψος 0.6Η από τη βάση του τοίχου (Seed & Whitman, 1970) **(Σχήμα 1.20).**

1.4.2 Ανένδοτοι τοίχοι αντιστήριξης

Μερικές αντιστηρίξεις, όπως οι μεγάλοι τοίχοι βαρύτητας που είναι θεμελιωμένοι σε άκαμπτο βράχο, καθώς και τοίχοι υπογείων που συγκρατούνται από πλάκες στη βάση και την κορυφή τους, δεν μετακινούνται επαρκώς για να αναπτυχθούν ενεργητικές ή παθητικές ωθήσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Οι τοίχοι αντιστήριξης που παραμένουν ιδανικά άκαμπτοι, άστρεπτοι και αμετακίνητοι κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης είναι γνωστοί ως ανένδοτοι τοίχοι. Τις περισσότερες φορές η παρουσία ενός ανένδοτου τοίχου επιβάλλει στο αντιστηριζόμενο έδαφος να αποκριθεί ελαστικά, χωρίς όμως αυτό να ισχύει πάντα (Psarropoulos et al., 2010). Λόγω του γεγονότος αυτού, οι κυριότερες λύσεις που έχουν αναπτυχθεί για ανένδοτους τοίχους (Wood, 1973 και Veletsos et al. 1993, 1994, 1995, 1996, 2000) είναι ως επί το πλείστον γραμμικά ελαστικές.

1.4.2.1 Λύση του Wood (1973)

Το προσομοίωμα του Wood αποτελείται από δύο άκαμπτους, άστρεπτους και αμετακίνητους τοίχους που συνδέονται μονολιθικά με μια άκαμπτη βάση. Το σύστημα μοιάζει με ένα ανάποδο Π, όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 1.21**. Τα δυο ακραία κατακόρυφα σύνορα αντιπροσωπεύουν ανένδοτους τοίχους οι οποίοι θεωρούνται λείοι όταν έρχονται σε επαφή με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αυτό σημαίνει ότι δεν του προσδίδουν διατμητικές τάσεις λόγω τριβής. Το κατώτερο οριζόντιο σύνορο αντιπροσωπεύει ένα άκαμπτο στρώμα βράχου, (δεν επιτρέπει καμία σχετική παραμόρφωση μεταξύ δυο οποιωνδήποτε σημείων του), και συνεπώς η επιβαλλόμενη διέγερση είναι χωρικά σταθερή. Μεταξύ των τοίχων υπάρχει ισοτροπικό, ακόρεστο έδαφος με σταθερό μέτρο ελαστικότητας, μέτρο διάτμησης και πυκνότητα το οποίο συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού. Το στρώμα αυτό υποβάλλεται σε οριζόντια μοναδιαία επιτάχυνση και το ζητούμενο είναι οι αναπτυσσόμενες σεισμικές εδαφικές ωθήσεις πίσω από τους τοίχους (στατικές κατανομές). Οι στατικές κατανομές αναπτύσσονται για δεσπόζουσες συχνότητες της επιβαλλόμενης διέγερσης μικρότερες από το μισό της θεμελιώδους ιδιοσυχνότητας του αντιστηριζόμενου εδαφικού στρώματος (χαμηλόσυχνες διεγέρσεις), οπότε η εδαφική ενίσχυση είναι αμελητέα. Υποτίθεται ότι τα διατμητικά κύματα που φτάνουν στο αντιστηριζόμενο μέσο υπό μια ενδιάμεση γωνία μεταξύ της κατακορύφου και της οριζόντιας, καθώς και τα επιφανειακά κύματα έχουν μήκη κύματος τουλάχιστον δεκαπλάσια του ύψους του τοίχου, κατάσταση που αντιστοιχεί στην κατακόρυφη διάδοση διατμητικών κυμάτων, που προσπίπτουν κάθετα στη βάση του προσομοιώματος.

Οι συναρτήσεις μετατόπισης u και v εκφράζονται ως αθροίσματα απείρων όρων, καθένας από τους οποίους είναι γινόμενο μιας συνάρτησης μετατόπισης η οποία εξαρτάται μόνο από το ύψος y από την άκαμπτη βάση και μιας αρμονικής συνάρτησης της απόστασης x από τον τοίχο. Τελικά, μετά τη λύση των σχετικών διαφορικών εξισώσεων επίπεδης παραμόρφωσης, και αφού γίνει η επιβολή των συνοριακών συνθηκών που φαίνονται στο Σχήμα 2.19, προκύπτουν η οριζόντια και η κατακόρυφη μετατόπιση αντίστοιχα:

$$u = \frac{4\gamma H^2}{G\pi^3 k^2} \left(\frac{L}{H}\right)^2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \{B_n \cosh ry + C_n (ry + k')e^{ry} + D_n (ry - k')e^{-ry} - 1\}\sin rx\right]$$

και

$$v = \frac{4\gamma H^2}{G\pi^3 k^2} \left(\frac{L}{H}\right)^2 \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \left\{-B_n \sinh ry - C_n ry e^{ry} + D_n ry e^{-ry}\right\} \cos rx\right]$$

όπου B_n , C_n , D_n , σταθερές που προσδιορίζονται από τις αρχικές συνθήκες κατά μήκος των συνόρων του αντιστηριζόμενου μέσου:

$$k' = 3 - 4v$$

$$k = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}$$

G το μέτρο διάτμησης του εδάφους, και γ η επιτάχυνση της βάσης.

Αποδεικνύεται ότι οι αναπτυσσόμενες οριζόντιες και κάθετες ορθές και διατμητικές τάσεις δίδονται, αντίστοιχα, από τις σχέσεις:

$$\sigma_{x} = \frac{4\gamma L}{\pi^{2}k^{2}} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^{2}} \{ 2B_{n} \cosh ry + C_{n} \left(2ry + k' + 3 \right) e^{ry} + D_{n} \left(2ry - k' - 3 \right) e^{-ry} - k^{2} \} \cos rx \right]$$

$$\sigma_{y} = \frac{4\gamma L}{\pi^{2}k^{2}} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[-\frac{1}{n^{2}} \{ 2B_{n} \cosh ry + C_{n} \left(2ry + k' - 1 \right) e^{ry} + D_{n} \left(2ry - k' + 1 \right) e^{-ry} - k^{2} + 2 \} \cos rx \right]$$

$$\tau_{xy} = \frac{4\gamma L}{\pi^2 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} \left\{ 2B_n \sinh ry + C_n \left(2ry + k' + 1 \right) e^{ry} + D_n \left(-2ry + k' + 1 \right) e^{-ry} \right\} \sin rx \right]$$

Κατά συνέπεια η συνισταμένη δύναμη και ροπή ως προς τη βάση του τοίχου δίνονται από τις σχέσεις:

$$F_{sr} = \frac{4\gamma L^2}{\pi^3 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \{ 2B_n \sinh rH + C_n \left(2rH + k' + 1 \right) e^{rH} + D_n \left(-2rH + k' + 1 \right) e^{-rH} - \left(C_n + D_n \right) \left(k' + 1 \right) - k^2 rH \} \right]$$

$$M_{sr} = \frac{4\gamma L^3}{\pi^4 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^4} \{ 2B_n \left(rH \sinh rH - \cosh rH + 1 \right) + \frac{1}{n^4} \} \right]$$

$$+ C_n \left\{ 2r^2 H^2 - 4rH + 4 + (rH - 1)(k' + 3) \right\} e^{rH} + D_n \left\{ -2r^2 H^2 - 4rH - 4 + (rH + 1)(k' + 3) \right\} e^{-rH} + (C_n - D_n)(k' - 1) - \frac{(rHk)^2}{2} \right\}]$$

όπου :

$$r = \frac{n\pi}{L}, n = 1, 3, 5, \dots$$

Στη συνέχεια, το προσομοίωμα αυτό επιλύθηκε αναλυτικά από τον Wood τόσο για λεία όσο και για εγκόλλητη διεπιφάνεια με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (Σχήμα 1.22). Η διαφορά των δυο ειδών διεπιφάνειας έγκειται στο γεγονός ότι η πρώτη επιτρέπει τη σχετική μετατόπιση τοίχου-εδάφους στη διεπιφάνεια, αφού δεν μεταβιβάζονται διατμητικές τάσεις, ενώ η δεύτερη δεν επιτρέπει ούτε οριζόντια ούτε κατακόρυφη σχετική μετακίνηση στη διεπιφάνεια. Επίσης, εξετάστηκαν περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών, εδαφών με διγραμμική συμπεριφορά και εδαφών στα οποία το μέτρο διάτμησης G μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος, οι οποίες επιλύονται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Στο Σχήμα 1.22 φαίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα τόσο της αναλυτικής λύσης όσο και των πεπερασμένων στοιχείων. Από το γράφημα αυτό φαίνεται ότι το είδος της διεπιφάνειας τοίχου-εδάφους (εγκόλλητη ή λεία) δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα των ωθήσεων.

Ο ρόλος του λόγου Poisson v στη διαμόρφωση των στατικών εδαφικών ωθήσεων φαίνεται στο **Σχήμα 1.23** όπου παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες τάσεις σ_x/γ*H* που αναπτύσσονται πίσω από τους τοίχους συναρτήσει του ύψους από τη βάση *y* για διάφορες τιμές του λόγου Poisson του αντιστηριζόμενου μέσου, για στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και *L* / *H* = 2 . Διακρίνεται ότι για ύψος από τη βάση περί το 0.8*H* και λόγο απόστασης τοίχων προς ύψος *L* / *H* = 2 οι ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο είναι περίπου 0.835γ *H*, ανεξάρτητα από το λόγο Poisson του αντιστηριζόμενου εδάφους. Γενικότερα διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές μεταξύ των στατικών ωθήσεων για διάφορες τιμές του λόγου Poisson ν.

Η επιρροή της αδιαστατοποιημένης απόστασης L/Η μεταξύ των τοίχων στη διαμόρφωση των στατικών εδαφικών ωθήσεων φαίνεται στο **Σχήμα 1.24** όπου παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του ύψους από τη βάση για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων, στην περίπτωση στατικής διέγερσης μοναδιαίας επιτάχυνσης και λόγο Poisson ν = 0.3. Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των τοίχων τόσο αυξάνονται

38

και οι ωθήσεις που δέχεται ο κάθε τοίχος. Όμως για αποστάσεις τοίχων δεκαπλάσιες του ύψους τους ή και μεγαλύτερες, η αύξηση αυτή είναι αμελητέα, και οι ωθήσεις πρακτικά σταθεροποιούνται στην κατανομή που εμφανίζουν για L/H = 10. Για αποστάσεις μεταξύ των τοίχων L ίσες ή μεγαλύτερες από 10H οι ωθήσεις στον ένα τοίχο δεν επηρεάζονται από την παρουσία του άλλου και αντιστρόφως.

Η αδιαστατοποιημένη εδαφική δύναμη και ροπή ανατροπής παρουσιάζονται στα **Σχήματα 1.25** και **1.26** αντίστοιχα. Λαμβάνοντας τιμές από αυτά τα γραφήματα είναι δυνατός ο υπολογισμός της δύναμης F_{sr} και της ροπής M_{sr} που ενεργούν στον τοίχο. Ο μοχλοβραχίονας της δύναμης υπολογίζεται από το πηλίκο:

 $h_{eq} = M_{sr}/F_{sr}$

και μια τυπική τιμή του heq είναι $h_{eq}=0.63H$.

Τέλος 1^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



Σχήμα 1.1 : Στατικές και ανακυκλικές φορτίσεις εδαφών



Σχήμα 1.2 : Σχηματική διάδοση της σεισμικής ενέργειας με την μορφή σεισμικών ελαστικών κυμάτων από την πηγή (ρήγμα) έως την υπό μελέτη κατασκευή.



Σχήμα 1.3 : Γιατί η σεισμική δόνηση διαφέρει στα σημεία Α, Β και Γ



Σχήμα 1.4 : Ενδεικτική εδαφική τομή στην Πόλη του Μεξικού και καταγραφές κορυφαίων επιταχύνσεων από μακρινό σεισμό (R > 400km) όπου δεν υπάρχει σημαντική επιρροή της πηγής και της διαδρομής.



Σχήμα 1.5 : Ελαστικά φάσματα επιτάχυνσης σε τρεις χαρακτηριστικές θέσεις. Χαρακτηριστική η εξαιρετικά μεγάλη ενίσχυση σε μεγάλες περιόδους (που συμπίπτουν με την ιδιοπερίοδο του εδάφους στην συγκεκριμένη περιοχή) ειδικά στη θέση SCT.



Σχήμα 1.6 : (α) Το πρόβλημα : δυναμική ανάλυση συστήματος εδάφουςθεμελιώσεως-ανωδομής. (β) Επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης. (γ) Ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε δυο βήματα



Σχήμα 1.7: Αποτελέσματα της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής : αύξηση της ιδιοπεριόδου και της ενεργού αποσβέσεως (Veletsos 1977, Veletsos και Meek 1974)



Sliding at the soilfoundation interface

Foundation uplifting from the supporting soil

Bearing capacity type of soil failure



Ημίχωρος



Σχήμα 1.9: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για άκαμπτο κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο που υποβάλλεται σε σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Day, 1977).



Εδαφικό στρώμα πεπερασμένου πάχους (d./r = 2.5)

Σχήμα 1.10: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για άκαμπτο κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε εδαφικό στρώμα πεπερασμένου πάχους πάνω σε άκαμπτο βράχο. Το θεμέλιο υποβάλλεται σε σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Elsabee & Morray, 1977). 47



Σχήμα 1.11: Σύγκριση μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για κυλίνδρους εγκιβωτισμένους σε ημίχωρο (Day, 1977) και σε πεπερασμένο εδαφικό στρώμα σύμφωνα με τη προσέγγιση των Elsabee & Morray (1977).



Σχήμα 1.12: Πλάτος των συναρτήσεων μεταφοράς και στροφής ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για άκαμπτο κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε εδαφικό στρώμα πεπερασμένου πάχους πάνω σε άκαμπτο βράχο. Το θεμέλιο υποβάλλεται σε σύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Kausel, 1978).



Σχήμα 1.13: Πλάτος συναρτήσεων μεταφοράς ανάμεσα στην κίνηση ελευθέρου πεδίου και τη διέγερση θεμελίου για ασύγχρονα κύματα που προσπίπτουν κάθετα (Veletsos et al., 1997 και Veletsos & Prasad, 1989).



Σχήμα 1.14: Οι διατάξεις της Εγκυκλίου Ε39/99 του Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ακροβάθρων γεφυρών.



Σχήμα 1.15 : Δυο περιπτώσεις κινηματικά περιορισμένου τοίχου: (α) ένας τοίχος υπογείου περιορισμένος ως προς τη μετακίνησή του στην κορυφή και στη βάση του από πλάκες σκυροδέματος, και (β) ένα ακρόβαθρο γέφυρας περιορισμένο στην κορυφή του από το κατάστρωμα της γέφυρας και στη βάση του από πασσάλους.



Σχήμα 1.16: Τύποι τοίχων αντιστήριξης (Wood, 1973).



(α) (β)

Σχήμα 1.17: (α) δυνάμεις που ενεργούν σε μια ενεργητική εδαφική σφήνα σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe-Okabe, και (β) δυναμοπολύγωνο που απεικονίζει την ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν σε μια ενεργητική σφήνα.



Σχήμα 1.18: (α) Δυνάμεις που ενεργούν σε μια παθητική σφήνα σύμφωνα με τη μέθοδο M-O και (β) δυναμοπολύγωνο που απεικονίζει την ισορροπία των δυνάμεων που ενεργούν σε μια παθητική σφήνα.



Σχήμα 1.19: Συντελεστής δυναμικών εδαφικών ωθήσεων ΔΚΑΕ συναρτήσει της οριζόντιας επιτάχυνσης kh.



Σχήμα 1.20: Δυνάμεις από ανάλυση Seed & Whitman ,1970



Σχήμα 1.21: Προσομοίωμα Wood (1973).



Σχήμα 1.22: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις που αναπτύσσονται πίσω από ανένδοτο τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση y/H, για λεία διεπιφάνεια (αναλυτική λύση) και για εγκόλλητη διεπιφάνεια (πεπερασμένα στοιχεία), για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων (L/H) υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και λόγο Poisson v=0.3.

L/H=2





Σχήμα 1.23: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις $\sigma_x/\gamma Ha_h$ που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση y/Η για διάφορες τιμές του λόγου Poisson v του αντιστηριζόμενου μέσου, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και για L/H = 2.

Σχήμα 1.24: Αδιαστατοποιημένες ωθήσεις σχ/γΗa_h που αναπτύσσονται πίσω από τον τοίχο συναρτήσει του αδιαστατοποιημένου ύψους από τη βάση (y/H), για διάφορες τιμές της αδιαστατοποιημένης απόστασης L/H μεταξύ των τοίχων, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης και για ν=0.3.



Σχήμα 1.25: Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα $Fsr/\gamma H^2 \alpha_h$ που ασκείται στη βάση του τοίχου συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης απόστασης μεταξύ των τοίχων L/H για διάφορες τιμές του λόγου Poisson, ν, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης.



Σχήμα 1.26: Αδιαστατοποιημένη ροπή *Msr/γH³α_h* που ασκείται στη βάση του τοίχου συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης απόστασης των τοίχων L/H, για διάφορες τιμές του λόγου Poisson, ν, υπό στατική διέγερση μοναδιαίας επιτάχυνσης.

2° Κεφάλαιο

Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

- 2.1 Ορισμός του Προβλήματος
- 2.2 Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης

2 Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του Προβλήματος

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, η σεισμική φόρτιση επιβάλλεται στην κατασκευή θεωρώντας ότι η τελευταία είναι απομονωμένη από το έδαφος πάνω στο οποίο θεμελιώνεται. Η θεώρηση αυτή ισχύει εφόσον το έδαφος θεμελίωσης είναι πολύ πιο δύσκαμπτο από την εξεταζόμενη κατασκευή. Σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένους υπολογισμούς, καθώς ενδέχεται το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής να είναι σημαντικό και μάλιστα ακόμα και επιβαρυντικό για την ανωδομή. Στην πραγματικότητα η απόκριση του εδάφους επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής και αυτό πρέπει να λαμβάνετε υπόψη στις αναλύσεις.

Η σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στις κατασκευές είναι συνάρτηση, του μηχανισμού δημιουργίας του σεισμικού ρήγματος, της γεωλογίας της σεισμογενούς ζώνης με τον τρόπο που αυτή επηρεάζει τη διαδρομή στην οποία διαδίδονται τα σεισμικά κύματα, της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών (επίδραση της γεωμετρίας του εδαφικού ανάγλυφου και της εδαφικής ενίσχυσης/απομείωσης των εδαφικών στρωμάτων) και της επίδρασης της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Το αποτέλεσμα των τριών πρώτων παραγόντων είναι η διαμόρφωση της κίνησης «ελευθέρου πεδίου» (free field) conditions. Η απόκριση της κατασκευής στην κίνηση ελευθέρου πεδίου επηρεάζεται από την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Πιο συγκεκριμένα, οι επιταχύνσεις (και κατά συνέπεια οι αδρανειακές δυνάμεις) των κατασκευών επηρεάζονται από την ευκαμψία των θεμελίων τους και από μεταβολές μεταξύ της κίνησης ελευθέρου πεδίου και της είνησης της θεμελίωσης(φαινόμενο κινηματικής αλληλεπίδρασης). Συνεπώς, μια ακριβής εκτίμηση των αδρανειακών δυνάμεων και μετακινήσεων στις κατασκευές απαιτεί τη ρεαλιστική αποτίμηση του ρόλου της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής.

Η εκτίμηση των σεισμικών επιταχύνσεων που θα δεχτεί μια κατασκευή είναι το πιο σημαντικό στάδιο του σχεδιασμού μιας νέας ή της αποτίμησης και ενίσχυσης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Εξαιτίας του μεγάλου αριθμού των υποθέσεων που γίνονται, συχνά οι ειδικοί γεωτεχνικοί μηχανικοί διατυπώνουν πολύ διαφορετικές εκτιμήσεις σχετικά με το μέγεθος των κινήσεων που αναμένονται σε μια θέση χωρίς την παρουσία της κατασκευής. Αυτή η έλλειψη ακρίβειας στις βασικές σεισμικές διεγέρσεις που επιβάλλονται στις κατασκευές δεν δικαιολογεί την εισαγωγή πρόσθετων συντηρητικών προσεγγίσεων κατά τη δυναμική ανάλυση των κατασκευών και της αλληλεπίδρασής τους με το υποκείμενο έδαφος.

Εάν μια σχετικά εύκαμπτη και με μικρή μάζα κατασκευή θεμελιωθεί σε πολύ δύσκαμπτο βραχώδες έδαφος, είναι ορθό να υποτεθεί ότι η κίνηση που θα επιβληθεί στην κατασκευή είναι η ίδια με την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Η υπόθεση αυτή είναι σωστή για ένα μεγάλο αριθμό κατασκευών, αφού οι περισσότερες κτιριακές κατασκευές δεν είναι συμπαγείς (αφού είναι περίπου κατά 90% κενές) και πολλές φορές το βάρος της κατασκευής απομειώνεται λόγω της εκσκαφής του εδάφους θεμελίωσης. Εντούτοις, εάν η κατασκευή είναι συμπαγής και δύσκαμπτη, όπως ένα φράγμα βαρύτητας από σκυρόδεμα, και η θεμελίωσή της είναι σχετικά εύκαμπτη, τότε η κίνηση στη βάση της κατασκευής μπορεί να διαφοροποιηθεί σημαντικά από την κίνηση ελευθέρου πεδίου. Ωστόσο, είναι προφανές ότι η πιο σημαντική επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης θα γίνει αισθητή κοντά στην κατασκευή, ενώ σε κάποια πεπερασμένη απόσταση από τη βάση της κατασκευής οι μετατοπίσεις θα συγκλίνουν σε αυτές της κίνησης ελευθέρου πεδίου.

Η απόκριση και κατά συνέπεια η καταπόνηση μιας κατασκευής σε σεισμική διέγερση επηρεάζεται από τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ τριών διασυνδεμένων συστημάτων: της κατασκευής, της θεμελίωσης και του εδαφικού μέσου κάτω και γύρω από τη θεμελίωση. Μια δυναμική ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-κατασκευής (Soil-Foundation-Structure Interaction, SFSI) υπολογίζει την επίδραση των τριών αυτών συστημάτων σε μια δεδομένη κίνηση ελευθέρου πεδίου. Ο όρος κίνηση ελευθέρου πεδίου αναφέρεται στην εδαφική κίνηση που θα συνέβαινε στο σημείο που θεμελιώνεται η κατασκευή, αν αυτή δεν είχε κατασκευαστεί. Η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωση και γενικά είναι η αιτία της διαφοράς μεταξύ της πραγματικής απόκρισης της κατασκευής και την απόκριση της κατασκευής με την υπόθεση άκαμπτης θεμελίωσης.

Όπως τονίστηκε, η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής προέρχεται από τα δυο είδη αλληλεπίδρασης που προαναφέρθηκαν, αδρανειακή και κινηματική αλληλεπίδραση. Η

ανάλυση της μπορεί να γίνει σύμφωνα με δυο κατηγορίες μεθόδων .Την κατευθείαν ανάλυση, η οποία προϋποθέτει αναλυτικό μοντέλο εδάφους – κατασκευής μέσω κάποιου υπολογιστικού προγράμματος **Σχήμα 2.1** .Δεύτερον με την μέθοδο των υποσυστημάτων όπου εκμεταλλεύονται την αποσύνθεση για να λύσουν το συνολικό πρόβλημα με διαδοχικά βήματα ,εξετάζοντας πρώτα την κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους-αβαρούς θεμελίου **Σχήμα 2.2**, και τέλος την αδρανειακή αλληλεπίδραση **Σχήμα 2.3** καταλήγοντας σε ένα απλοποιημένο μοντέλο με ελατήρια.

Αναλυτικά για την μέθοδο των υποσυστημάτων κάνοντας την υπόθεση ότι το θεμέλιο είναι άκαμπτο, το γενικό πρόβλημα μπορεί να διαιρεθεί σε τρία βήματα

- Υπολογισμός της διέγερσης του άκαμπτου θεμελίου, η οποία είναι η κίνηση που θα προέκυπτε στη διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους εάν τόσο η κατασκευή όσο και η θεμελίωσή της ήταν αβαρείς. Η διέγερση του θεμελίου εξαρτάται από τη δυσκαμψία και τη γεωμετρία του θεμελίου και του εδάφους. Για ένα εγκιβωτισμένο θεμέλιο, η λύση αυτή δίνει ως αποτέλεσμα μετακινήσεις και στροφές **Σχήμα 2.2** (κινηματική αλληλεπίδραση).

Καθορισμός του μητρώου εμπέδησης του θεμελίου, το οποίο αποτελείται από ένα πραγματικό και ένα φανταστικό μέρος, τα οποία εξαρτώνται από τη συχνότητα και περιγράφουν τα χαρακτηριστικά της αλληλεπίδρασης θεμελίου-εδάφους, όσον αφορά τη δυσκαμψία και την απόσβεση αντιστοίχως. Το μητρώο εμπέδησης παρέχει τα λεγόμενα «εδαφικά ελατήρια». Πρέπει να λαμβάνει υπόψη του τη δυσκαμψία και τη γεωμετρία της θεμελίωσης, καθώς και τη στρωματογραφία του εδάφους, και υπολογίζεται με τη χρήση ισοδύναμα γραμμικών εδαφικών ιδιοτήτων κατάλληλων για τις δυναμικές διατμητικές παραμορφώσεις που επιβάλλονται εξαιτίας της αδρανειακής αλληλεπίδρασης Σχήμα 2.3.
 Υπολογισμός της δυναμικής απόκρισης της πραγματικής κατασκευής η οποία θεμελιώνεται πάνω στα εδαφικά ελατήρια, τα οποία υποβάλλονται στη βάση τους στην κίνηση λόγω κινηματικής αλληλεπίδρασης (ή την κίνηση του θεμελίου λόγω της αδρανειακής αλληλεπίδρασης) Σχήμα 2.3.

Το πλεονέκτημα της παραπάνω επιμεριστικής προσέγγισης του σύνθετου φαινομένου είναι προφανές, ειδικά εάν ένα από τα τρία βήματα μπορεί να απλοποιηθεί ή να αγνοηθεί. Βέβαια, το πρώτο βήμα υπάρχει σε όλες τις πιθανές περιπτώσεις, με εξαίρεση την περίπτωση άκαμπτου επιφανειακού θεμελίου που στηρίζεται στην επιφάνεια μιας οριζόντια διαστρωματωμένης εδαφικής στρώσης που υποβάλλεται στη διάδοση κυμάτων χώρου που διαδίδονται προς τα πάνω. Στην περίπτωση αυτή, η λύση του πρώτου βήματος

62

είναι πανομοιότυπη με τον υπολογισμό της απόκρισης ελευθέρου πεδίου επειδή η κινηματική αλληλεπίδραση είναι μηδενική. Η λύση στο δεύτερο βήμα μπορεί να απλοποιηθεί για συνηθισμένες γεωμετρίες με τη χρήση δημοσιευμένων αποτελεσμάτων στη βιβλιογραφία. Το τρίτο βήμα είναι πάντα απαραίτητο, αλλά πιο απλό και προσιτό στους δομοστατικούς μηχανικούς, αφού ανάγεται σε κλασσικές δυναμικές αναλύσεις.

Με βάση τα ανωτέρω, η παρούσα εργασία εξετάζει από την αλληλεπίδραση εδάφουςκατασκευής το κομμάτι της κινηματικής αλληλεπίδρασης, για ένα ορθογωνικό εγκιβωτισμένο θεμέλιο, το οποίο θεωρείται πρακτικώς άκαμπτο. Αυτό επιτυγχάνεται μέσω της διεξαγωγής διαγραμμάτων μεταφορικού και στροφικού συντελεστή ,από τα οποία φαίνεται το κατά πόσο η μετακίνηση βάσης θεμελίου διαφέρει από την μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου (3º Κεφάλαιο). Έπειτα στο 4º Κεφάλαιο γίνεται μια διερεύνηση των εδαφικών πιέσεων που ασκούνται στα τοιχώματα του θεμελίου και πόσο αυτές επηρεάζονται από το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Στο τέλος γίνεται διερεύνηση των εδαφικών πιέσεων που ασκούνται στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο, οπού στην ουσία ανήκει στην κατηγορία των πρακτικώς αμετακίνητων τοίχων αντιστήριξης και γίνεται και σύγκριση με τους ισχύοντες κανονισμούς. Οι αναλύσεις έγιναν εφαρμόζοντας εξιδανικευμένους παλμούς τύπου Gabor αλλά και για περιπτώσεις πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων (Rinaldi , Ληξούρι , Σεπόλια , Χαβριάτα). Εξετάστηκε η περίπτωση ελαστικού και ανελαστικού εδάφους, καθώς και σύγκριση απόκρισης σε ημίχωρο και σε εδαφική στρώση πάνω σε βράχο, όλα αυτά για δυο περιπτώσεις εγκιβωτισμού D/B=0.5 και D/B=1 **Σχήμα 2.4**.
2.2 Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης2.2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω μιας σειράς δισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, v. 6.13 (2013). Το δισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.5**. Το έδαφος προσομοιώνεται με δισδιάστατα τετραπλευρικά, τετρακομβικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης συνεχούς μέσου τύπου (CPE4).Για της αναγκες της παρουσας διπλωματικης εργασιας χρησημοποιουνται τρία βασικά προφίλ εδαφικών σχηματισμών α) ελαστικό έδαφος μιας στρώσης, β) ανελαστικό έδαφος μιας στρώσεων **Σχήμα 2.6**. Το ανελαστικό έδαφος προσομοιώθηκε με κατάλληλο ελαστοπλαστικό νόμο συμπεριφοράς Von Mises, όπως περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή S^u λαμβάνεται ίση με 85 *kPa* και θεωρείται ομοιομόρφως κατανεμημένη με το βάθος.

Η θεμελίωση προσομοιώνεται μέσω γραμμικώς ελαστικών επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (CPE4). Το μέτρο ελαστικότητας είναι 1000 φορές μεγαλύτερο ώστε να θεωρηθεί πρακτικώς άκαμπτη η θεμελίωση και η πυκνότητά της λαμβάνει τις συνήθεις τιμές για το σκυρόδεμα, $E_c = 31000 GPa$ και $\rho_c = 2.5 t/m^3$.

Ο κάνναβος του αριθμητικού προσομοιώματος έχει χωριστεί σε τρεις περιοχές πύκνωσης **Σχήμα 2.5** .Καθώς απομακρυνόμαστε από την θεμελίωση, πραγματοποιείται αραίωση των πεπερασμένων στοιχείων (0.2μ x 0.2μ , 0.2μ x 0.5μ , 0.2μ x 1 μ), με σκοπό την μείωση του υπολογιστικού χρόνου, χωρίς, όμως να διακυβεύεται η ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Οι πλευρικοί κόμβοι του εδάφους δεσμεύονται κινηματικά μεταξύ τους με την εντολή PIN,ώστε να έχουν την ίδια μετακίνηση. Η ενέργεια αυτή αιτιολογείται από το γεγονός ότι στην πραγματικότητα τα σημεία του ελευθέρου πεδίου οφείλουν να έχουν όμοιες μετακινήσεις.

Για την περίπτωση της προσομοίωσης του ημιχώρου λόγω των αναγκαία περιορισμένων τεχνητών ορίων του προσομοιώματος ,για την εξασφάλιση διαχειρίσιμου υπολογιστικού κόστους και για την προσομοίωση της απόσβεσης ακτινοβολίας , χρησιμοποιήθηκαν ιξώδεις απορροφητήρες στα όρια του εδαφικού προσομοιώματος , με την εντολή

DASHPOT.Μέσω των αποσβεστήρων επιτυγχάνεται η παρεμπόδιση οποιασδήποτε κυματικής ανάκλασης , διότι γίνεται πλήρης απορρόφηση της ενέργειας των προσπιπτόντων κυμάτων ,μέσω της επιβολής ίδιας ακριβώς δύναμης από τον αποσβεστήρα στο έδαφος, βάσει της σχέσης :

$$F = C \times \dot{u}$$
 (2.1)

V:η ταχύτητα διαδόσεως κύματος ($V = (G/\rho)^{0.5}$, G=E/2(1+v))

 \dot{u} : η ταχύτητα υλικού σημείου κατά την διέλευση του κύματος ταχύτητας V

ρ : η πυκνότητα του υλικού , μέσω του οποίου διέρχεται το κύμα και

Α : το εμβαδό της εδαφικής ράβδου , η οποία αντιστοιχεί στον ιξώδη αποσβεστήρα

Ο συντελεστής C των αποσβεστήρων της βάσης στο τμήμα του πυκνού κανάβου πλευράς 0.2μ, βάση της σχέσης **2.1** και θεωρώντας ταχύτητα διατμητικού κύματος Vs = 150 m/s^2 , ρ=1,8 t/m³ είναι ίσος με 54 Mg/s.

Στο κομμάτι της γεωστατικής φόρτισης οι κόμβοι του σταθερού μέρους των απορροφητήρων βάσεως και οι κόμβοι της βάσης του εδάφους δεσμεύτηκαν και κατά την οριζόντια και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση ώστε να είναι αμετακίνητοι. Κατά τις δυναμικές αναλύσεις είναι ελεύθεροι να μετακινηθούν στην οριζόντια διεύθυνση , στην οποία ενεργεί ο σεισμός.

Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους γίνεται χρήση στοιχείων διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κοινών αρχικών συντεταγμένων) κόμβους του θεμελίου. Σημειώνεται ότι αναλύσεις πραγματοποιούνται και για την περίπτωση όπου τα στοιχεία αυτά διατηρούν τις επιφάνειες θεμελίου κι εδάφους σε πλήρη επαφή και για την περίπτωση που επιτρέπεται η ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας και η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Στην περίπτωση της διεπιφάνειας με ολίσθηση χρησιμοποιήθηκε συντελεστής τριβής μ=0.6 και για τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου και για την βάση του.

Οι δυναμικές διεγέρσεις εισήχθησαν στους κόμβους βάσης των αποσβεστήρων στην περίπτωση του ημιχώρου και στους κόμβους βάσης του εδάφους για την περίπτωση της εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο. Οι εξιδανικευμένοι παλμοί είναι ημιτονοειδούς μορφής Gabor, διαφορετικών περιόδων και πλατών. Τα ανωτέρω παλμικά χαρακτηριστικά επιλέχθηκαν με στόχο την κατανόηση του τρόπου λειτουργίας του εδαφικού σχηματισμού προσομοιώματος και της συμπεριφοράς του εγκιβωτισμένου του θεμελίου. Χρησιμοποιήθηκαν Gabor εύρους συχνοτήτων από 1-20Hz και πλάτους 0.2 - 1 g, απεικονίζονται ενδεικτικά κάποια επιταχυνσιογραφήματα και φάσματα στο Σχήμα 2.7 .Οι πραγματικές καταγραφές οι οποίες εφαρμόζονται είναι οι Rinaldi(California), Σεπόλια(Αθήνα) Ληξουρίου(Κεφαλονιά) και Χαβριάτων(Κεφαλονιά). Τα . επιταχυνσιογραφήματα και τα φάσματα ελαστικής απόκρισης δίνονται στο Σχήμα 2.8.

Οι αποστάσεις των συνόρων από το θεμέλιο επιλέγονται μετά από διερεύνηση για το πόσο επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος. Η σύγκριση πραγματοποιείται μεταξύ τριών μοντέλων με ανελαστική και ελαστική συμπεριφορά εδάφους : με απόσταση συνόρων 4Β από την πλευρά του θεμελίου ,με απόσταση 4Β και ύπαρξη πλευρικών εδαφικών στηλών (side soil column) και τέλος με απόσταση 10B από τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Και οι τρεις αυτές περιπτώσεις συγκρίνονται με μια εδαφική στήλη η οποία αντιπροσωπεύει την απόκριση του ελευθέρου πεδίου Σχήμα 2.9. Η έκταση των πλευρικών εδαφικών στηλών λαμβάνεται ως η έκταση του εδάφους του προσομοιώματος πολλαπλασιασμένη επί χίλια (x1000), ώστε να προσομοιωθεί το "άπειρο" έδαφος και να έχουμε απόσβεση ακτινοβολίας .Πρακτικά, για την επίτευξη της αύξησης της επέκτασης ,δίδεται τιμή 1 στην εδαφική τομή του εδάφους (solid section) και τιμή 1000 στην εδαφική τομή των πλευρικών εδαφικών στηλών. Οι εδαφικές στήλες ενώνονται με το έδαφος μέσω αποσβεστήρων. Η σύγκριση πραγματοποιείται για έναν τυχαίο παλμό Gabor T=0.33sec, PGA=0.3 g, συγκρίνονται οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στην βάση του θεμελίου και σε ένα σημείο στο άκρο του μοντέλου ,(σημείο Α και Δ αντίστοιχα Σχήμα 2.9), με την λογική ότι το σημείο Δ δεν επηρεάζεται από τυχών ανακλάσεις και έχει απόκριση ελευθέρου πεδίου. Οι χρονοιστορίες επιτάχυνσης απεικονίζονται στο Σχήμα 2.10 α) και β) όπου η πρώτη περίπτωση είναι για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους και η δεύτερη περίπτωση για ελαστική συμπεριφορά εδάφους. Συμπεραίνουμε ότι οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στην βάση του θεμελίου (σημείο Α) είναι ίδιες ,δεν επηρεάζονται από την απόσταση των συνόρων. Οι επιταχύνσεις στο σημείο Δ (ελεύθερο πεδίο) διαφέρουν

ελάχιστα από αυτή της εδαφικής στήλης. Τις συνθήκες ελευθέρου πεδίου καλύτερα προσομοιώνει το αριθμητικό προσομοίωμα με απόσταση 10B από τα σύνορα, γι' αυτό και επιλέγεται αυτό ως το καταλληλότερο για τις αναλύσεις της εργασίας αυτής. Εξάλλου, σύμφωνα με Mason et al., 2013 για να θεωρηθεί απόκριση ελευθέρου πεδίου πρέπει τα σύνορα να είναι τουλάχιστον 10B από το θεμέλιο.

2.2.2 Καταστατικό Προσομοίωμα Εδάφους

Για την περίπτωση του μοντέλου με την άργιλο, η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί κριτήριο διαρροής Von Mises με μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Το συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα περιγράφει ακριβέστερα την κρατυνόμενη συμπεριφορά του εδάφους και η επιφάνεια διαρροής του είναι πιο ομαλή, σε αντίθεση με το διγραμμικό κριτήριο Tresca, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.11**.

Τόσο το καταστατικό προσομοίωμα Tresca όσο και το Von Mises είναι ικανά να προσομοιώσουν την πλάστιμη συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες, η οποία θεωρείται ανεξάρτητη από τη μέση ενεργό τάση.

<u>Καταστατικό προσομοίωμα Von Mises:</u>

Σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises, η εξέλιξη των τάσεων περιγράφεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \tag{2.2}$$

όπου σ₀ είναι η σταθερή τιμή της τάσης σε μηδενική πλαστική παραμόρφωση και α η συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης που ορίζει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στον χώρο των τάσεων.

Η ακόλουθη συνάρτηση F ορίζει την ανεξάρτητη των τάσεων επιφάνεια διαρροής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0$$
(2.3)

Με δεδομένη τη συσχετισμένη πλαστική ροή, ο ρυθμός πλαστικής ροής δίνεται από τη σχέση:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \bar{\varepsilon}^{pl} \ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \tag{2.4}$$

όπου \bar{e}^{pl} είναι ο ισοδύναμος ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης.

Ο νόμος εξέλιξης των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες :

(α) έναν ισοτροπικό νόμο κράτυνσης, ο οποίος περιγράφει την μεταβολή της ισοδύναμης
 τάσης, που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ₀, ως μία συνάρτηση της
 πλαστικής παραμόρφωσης:

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_{\infty} \left(1 - e^{-b \,\overline{\varepsilon}^{pl}} \right) \tag{2.5}$$

όπου η παράμετρος Q_{∞} ορίζει τη μέγιστη μεταβολή του μεγέθους της επιφάνειας διαρροής, ενώ η παράμετρος b ορίζει το ρυθμό αυτής της μεταβολής με την $\bar{e}^{\dot{p}l}$. Για Q_{∞} =0, το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής παραμένει σταθερό και το προσομοίωμα εκφυλίζεται σε μη γραμμικό μοντέλο κινηματικής κράτυνσης.

(β) έναν μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης, που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο τασικό πεδίο (όπως ορίζεται μέσω της παραμέτρου α). Ο κινηματικός νόμος κράτυνσης ορίζεται ως υπέρθεση ενός καθαρά κινηματικού όρου (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler) και ενός όρου χαλάρωσης, που εισάγει την μη γραμμική συμπεριφορά. Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται ως εξής:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_o} (\sigma - \alpha) \dot{\varepsilon}^{pl} - \gamma \alpha \dot{\varepsilon}^{pl}$$
(2.6)

όπου C είναι το αρχικό μέτρο της κινηματικής κράτυνσης ($C = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y} = E$) και η παράμετρος γ καθορίζει τον ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης με την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ισοτροπικής κράτυνσης απεικονίζεται στα **Σχήματα 2.12α. και 2.12β.** για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση αντιστοίχως. Ο νόμος εξέλιξης για τη συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης υποδεικνύει ότι η παράμετρος α εμπεριέχεται σε κύλινδρο ακτίνας :

$$\sqrt{\frac{2\,\alpha^{\rm s}}{3}} = \sqrt{\frac{2}{3}}\,\frac{\rm c}{\gamma} \tag{2.7}$$

όπου α^s είναι το μέγεθος της παραμέτρου α στον κορεσμό. Εφόσον η επιφάνεια διαρροής παραμένει φραγμένη, συμπεραίνεται πως οποιοδήποτε τασικό σημείο πρέπει να βρίσκεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{\frac{2}{3}}$ σ_y, όπου σ_y η τάση διαρροής. Ομοίως σε μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, οποιοδήποτε τασικό σημείο περιέχεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{2/3}$ (σ^s + α^s) όπου σ^s είναι η ισοδύναμη τάση που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής στις μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.

Η μέγιστη τάση διαρροής για κορεσμένο έδαφος είναι:

$$\sigma_y = \frac{c}{\gamma} + \sigma_o \tag{2.8}$$

Επίσης, σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises η μέγιστη τάση είναι:

$$\sigma_y = \sqrt{3} Su \tag{2.9}$$

Επομένως, από τις εξισώσεις (2.6) και (2.7) προκύπτει :

$$\gamma = \frac{c}{\sqrt{3}\,S_u - \sigma_o} \tag{2.10}$$

Στις αναλύσεις ο λόγος Ε/Su λήφθηκε ίσος με 1200 Περισσότερες πληροφορίες δίνονται στα επόμενα κεφάλαια.

2.2.3 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος ("Model Validation")

Το προσομοίωμα αξιολογείται μέσω των στατικών οριζόντιων και στροφικών δυσκαμψιών , έλεγχος που πραγματοποιείται με χρήση των δημοσιευμένων τύπων στατικών δυσκαμψιών για άκαμπτα εγκιβωτισμένα λωριδωτά θεμέλια σε ομοιογενή εδαφική στρώση (Jakub and Roesset, 1977, Gazetas 1983), όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.13.** Σύμφωνα με τους τύπους των Jakub and Roesset (**Πίνακας 1**) αυτοί οι τύποι δυσκαμψιών ισχύουν για 2H/B>=2 και 2D/B<=2/3, επομένως πραγματοποιείται έλεγχος σε μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο με H = 24m τύπου **α**) όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.6.** με μέτρο ελαστικότητας E=45 MPa και 2D/B=1 (D/B=0.5) που είναι μεγαλύτερο από τον περιορισμό. Κατά συνέπεια, η στροφική δυσκαμψία έχει μια απόκλιση 17% από τη δυσκαμψία που προκύπτει από τους θεωρητικούς τύπους, ενώ η οριζόντια δυσκαμψία έχει απόκλιση 7% που είναι αρκετά ικανοποιητική.

Τέλος 2^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

Ορισμός του Προβλήματος



Σχήμα 2.1. Πρώτος τρόπος προσέγγισης δυναμικής αλληλεπίδρασης με αναλυτικό μοντέλο έδαφος – θεμέλιο - ανωδομή



Σχήμα 2.2. Δεύτερος τρόπος προσέγγισης δυναμικής αλληλεπίδρασης: 1° βήμα Κινηματική αλληλεπίδραση, υπολογισμός u_{Flipp} , θ_{FIM} .

Αδρανειακή αλληλεπίδραση



Σχήμα 2.3. Δεύτερος τρόπος προσέγγισης δυναμικής αλληλεπίδρασης : 2° βήμα αδρανειακή αλληλεπίδραση , υπολογισμός μητρώου στιβαρότητας εδάφους-θεμελίου και αντικατάσταση του εδάφους με ελατήρια.



Σχήμα 2.4. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά μοντέλου εδάφους – θεμελίου (σκαρίφημα)



Σχήμα 2.5. Γεωμετρία του αριθμητικού προσομοιώματος



γ)

Σχήμα 2.6. Τύποι εδαφικών προφίλ α) ελαστικό έδαφος, β) ανελαστικό έδαφος μιας στρώσης, γ) ανελαστικό έδαφος δυο στρώσεων 74



Σχήμα 2.7. Επιταχυνσιογραφήματα και φάσματα επιτάχυνσης εξιδανικευμένων παλμών τύπου Gabor



Σχήμα 2.8. Επιταχυνσιογραφήματα και φάσματα επιτάχυνσης πραγματικών διεγέρσεων



Σχήμα 2.9. Μοντέλα σύγκρισης α) Μοντέλο απόστασης συνόρων 4B, β) Μοντέλο απόστασης συνόρων 4B με πλευρικές εδαφικές στήλες, γ) Μοντέλο απόστασης συνόρων 10B, δ) Εδαφική στήλη χωρίς θεμέλιο ,προσομοίωση ελευθέρου πεδίου.



Σχήμα 2.10. Σύγκριση χρονοιστοριών επιταχύνσεων για τα σημεία Α και Δ α) ανελαστική συμπεριφορά εδάφους, β) ελαστική συμπεριφορά εδάφους.



Σχήμα 2.11. Κριτήρια αστοχίας Tresca και Von Mises: (α) Πλήρεις επιφάνειες διαρροής, όπου το κριτήριο Tresca είναι ένα κανονικό εξαγωνικό πρίσμα εγγεγραμένο στην κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας Von Mises (Πηγή : Wikipedia) και (β) Τομή των παραπάνω επιφανειών με το διεκτροπικό επίπεδο.



Σχήμα 2.12. Καταστατικό προσομοίωμα Von Mises: εξελίξη των συνιστωσών της κράτυνσης (ισοτροπικής και κινηματικής) : (α) απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και (β) τρισδιάστατη απεικόνιση[Anastasopoulos et al., 2010].

Πίνακας 1 : Στατικές δυσκαμψίες άκαμπτου εγκιβωτισμένου λωριδωτού θεμελίου σε ομοιογενές έδαφος πάνω σε βράχο.

Τύπος φόρτισης	Στατική δυσκαμψία	Απόκλιση	
			Προφίλ
Horizontal	$\frac{2.1G}{2-v}\left(1+\frac{2}{3}\frac{D}{B}\right)\left(1+\frac{4}{3}\frac{D}{H}\right)\left(1+\frac{B}{H}\right)$	7%	
Rocking	$\frac{\pi GB^2}{8(1-v)} \left(1 + \frac{1}{10}\frac{B}{H}\right) \left(1 + 2\frac{D}{B}\right) \left(1 + \frac{2}{3}\frac{D}{H}\right)$	17%	



Σχήμα 2.13. Έλεγχος μοντέλου σε στατικές δυσκαμψίες άκαμπτου εγκιβωτισμένου (D/B=0.5) λωριδωτού θεμελίου σε ομοιογενές έδαφος πάνω σε βράχο.

3° Κεφάλαιο

Κινηματική Αλληλεπίδραση Εγκιβωτισμένου Θεμελίου

3.1 Γενικά Στοιχεία

- 3.2 Παραμετρική διερεύνηση Κινηματικής Αλληλεπίδρασης μέσω εξιδανικευμένων παλμών τύπου Gabor
 - 3.3 Κινηματική Αλληλεπίδραση σε Πραγματικούς Σεισμούς

3.4 Συμπεράσματα

3 Κινηματική Αλληλεπίδραση Εγκιβωτισμένου Θεμελίου

3.1 Γενικά Στοιχεία

Η αξιολόγηση της δυναμικής απόκρισης της κατασκευής πρέπει να λαμβάνει υπόψιν την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Στο αντικείμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης (Dynamic Soil Structure Interaction, SSI) to κομμάτι της κινηματικής αλληλεπίδρασης μπορεί να αποτελέσει πηγή αξιοσημείωτης επιρροής στην δυναμική απόκριση της κατασκευής. Λόγω του φαινομένου της κινηματικής αλληλεπίδρασης η μετακίνηση που αναπτύσσεται στην βάση του θεμελίου της κατασκευής διαφέρει από την μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου που προκαλείται κατά την διάρκεια ενός σεισμού. Αυτή η αλλαγή της μετακίνησης μερικές φορές μπορεί να μεταβάλλει το συχνοτικό περιεχόμενο και μπορεί ακόμα και να δημιουργήσει μετακινήσεις σε νέους βαθμούς ελευθερίας (Bielak , 1974 , Iguchi , 1982) . Ένα σύνηθες παράδειγμα του παραπάνω φαινομένου είναι η μείωση του πλάτους της οριζόντιας μετακίνησης του θεμελίου καθώς και η αύξηση της στροφής στην περίπτωση ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου που δέχεται κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα (Mori and Fukuwa , 2012, Pais and Kausel 1985). Συμφώνα και με τις αναφορές των προηγουμένων κεφαλαίων η κινηματική αλληλεπίδραση επηρεάζεται από διάφορες παραμέτρους όπως για παράδειγμα από τις ιδιότητες του εδάφους από το σχήμα του θεμελίου και από το βάθος εγκιβωτισμού.

Σημαντικές παρατηρήσεις επί του φαινομένου της κινηματικής αλληλεπίδρασης έγιναν από τους Veletsos and Prasad 1988, οι οποίοι μελέτησαν την απόκριση αβαρούς δίσκου ακτίνας *r* και ενός ορθογωνίου διαστάσεων *2L x 2B* στην επιφάνεια ενός ελαστικού ημιχώρου σε ασυνεχή κύματα SH που διαδίδονται είτε κατακόρυφα, είτε υπό γωνία *av* ως προς την κατακόρυφο. Παρατηρήθηκε πως για να θεωρηθεί ότι η μετακίνηση της βάσης του θεμελίου είναι ίδια με αυτή του ελευθέρου πεδίου πρέπει τα κύματα να προσπίπτουν κατακόρυφα στην επιφάνεια του θεμελίου και να έχουν σταθερή συχνότητα και ίδια φάση διάδοσης (coherent waves). Στην πραγματικότητα αυτό όμως δεν συμβαίνει καθώς σε έναν πραγματικό σεισμό τα κύματα που προσπίπτουν στο θεμέλιο μπορεί να έχουν διάφορες γωνίες πρόσπτωσης και διαφορετικές συχνότητες, έτσι το θεμέλιο λόγω μεγαλύτερης δυσκαμψίας εμφανίζει διαφορετική μετακίνηση βάσης απ' ότι έχει το ελεύθερο πεδίο, το φαινόμενο αυτό ονομάζεται **wave passage effect**. Τέλος παρατηρείται πως η εδαφική μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου μπορεί να αλλάζει χωρικά (από σημείο σε σημείο) καθώς το κύμα μπορεί να πηγάζει από διαφορετικά σημεία. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τα κύματα να προσκρούουν στο θεμέλιο με διαφορετική γωνία και σε διαφορετικές στιγμές , ή ακόμα να αλλάζουν χαρακτηριστικά καθώς διανύουν διαδρομές με διαφορετικές φυσικές ιδιότητες, όπως για παράδειγμα το πλάτος την φάση ταλάντωσης και την συχνότητα . Αυτή η χωρική μεταβλητότητα της εδαφικής κίνησης εξαιτίας αυτών των παραγόντων αναφέρεται ως **ground motion incoherence effect**.

Σύμφωνα με τα παραπάνω είναι κατανοητό πως σε μια δυναμική ανάλυση μιας κατασκευής πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης ,το οποίο και διερευνάται στο παρόν κεφάλαιο. Η κινηματική αλληλεπίδραση συνήθως ποσοτικοποιείται μέσω του μεταφορικού συντελεστή $H_u = u_{FIM}/u_{FF}$, ο οποίος εκφράζει τον λόγο του μέγιστου πλάτους της οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου μειμ (Foundation Input Motion, FIM) προς το μέγιστο πλάτος οριζόντιας μετακίνησης του ελευθέρου πεδίου uff (Free Field ,FF). Επίσης για την περίπτωση του εγκιβωτισμένου θεμελίου δίνεται έμφαση και στη στροφή η οποία ποσοτικοποιείται μέσω του στροφικού συντελεστή $H_{\theta} = (\theta \times B/2)/u_{FF}$, που είναι ο λόγος της μέγιστης στροφής της βάσης του θεμελίου επί το ημιπλάτος του προς την μέγιστη μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου. Πρώτο βήμα αυτής της εργασίας είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με αυτά της βιβλιογραφίας. Όπως αναφέρθηκε αναλυτικά και στο πρώτο κεφάλαιο χρησιμοποιούνται οι τύποι κινηματικής αλληλεπίδρασης για τον μεταφορικό και στροφικό συντελεστή από τους Kausel et al 1978 και τους Day et al 1978. Ο έλεγχος αυτός κρίνεται αναγκαίος προκειμένου να καταστεί βέβαιο πως το αριθμητικό προσομοίωμα αποδίδει σωστά τα χαρακτηριστικά του εδάφους και του εγκιβωτισμένου θεμελίου ενώ παρέχει ικανοποιητικά αποτελέσματα για τις εξεταζόμενες παραμέτρους που αναφέρονται στην συνέχεια. Συγκεκριμένα δίδεται έμφαση στην επιρροή του βραχώδους υποβάθρου, σε τι απόσταση δηλαδή αυτό απέχει από το θεμέλιο και το κατά πόσο επηρεάζει τα αποτελέσματα. Εν συνεχεία επισημαίνεται και η επιρροή του βαθμού

εγκιβωτισμού καθώς ο εγκιβωτισμός όπως έχει αναφερθεί αποτελεί βασικό παράγοντα που επηρεάζει την κινηματική αλληλεπίδραση ενός θεμελίου. Λαμβάνονται υπόψη διαφορετικά εναλλακτικά σενάρια μέτρου ελαστικότητας του εδάφους, κυμαινόμενο από 45 – 300 Mpa. Η ανελαστικότητα του εδάφους είναι επίσης ένας παράγοντας του οποίου η επιρροή εξετάζεται στον μετακινησιακό (H_u) και στροφικό συντελεστή (H_θ). Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί ότι οι παραπάνω έλεγχοι πραγματοποιούνται με χρήση εξιδανικευμένων παλμών τύπου Gabor (**Σχήμα 2.7**) οι οποίοι επιβάλλονται στην βάση του αριθμητικού προσομοιώματος. Στο τέλος αυτού του κεφαλαίου παρουσιάζονται αποτελέσματα και για την περίπτωση πραγματικών διεγέρσεων (Rinaldi , Σεπόλια , Ληξούρι , Χαβριάτα **Σχήμα 2.8**).

3.2 Παραμετρική διερεύνηση Κινηματικής Αλληλεπίδρασης μέσω εξιδανικευμένων παλμών τύπου Gabor

Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο εδάφιο για την κατανόηση του φαινομένου της κινηματικής αλληλεπίδρασης κρίνεται αναγκαίο να εξεταστούν οι παράμετροι που την επηρεάζουν έτσι ώστε να είναι εφικτό να εξηγηθεί το πώς συμπεριφέρεται μετακινησιακά και στροφικά ένα άκαμπτο εγκιβωτισμένο θεμέλιο κατά την διάρκεια ενός εξιδανικευμένου παλμού. Η βασική μεθοδολογία που υιοθετείται για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων είναι : α) επιβολή χρονοιστορίας επιτάχυνσης (Gabor) στην βάση του προσομοιώματος (στους αποσβέστηρες αν πρόκειται για ημίχωρο ή στον βράχο), β) υπολογισμός μεταφορικού συντελεστή H_u = u_{FIM} / u_{FF} όπου u_{FIM} u_{FF} μέγιστο πλάτος μετακίνησης βάσης θεμελίου και ελευθέρου πεδίου αντίστοιχα ανεξαρτήτως χρόνου που εμφανίζονται, γ) υπολογισμός στροφικού συντελεστή $H_{\theta} = \theta \times (B/2) / u_{FF}$ όπου $\theta = max($ utop-ubot) / D ,θ η μέγιστη στροφή βάσης του θεμελίου που υπολογίζεται από την μέγιστη τιμή της σχετικής μετακίνησης της κορυφής του θεμελίου με την βάση του προς το βάθος εγκιβωτισμού D. Αρχικά το βασικό αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι για ελαστικό ομοιογενές έδαφος με μετρό ελαστικότητας 45 Mpa. Στις αναλύσεις που πραγματοποιούνται τα στοιχεία του θεμελίου με τα στοιχεία του εδάφους διατηρούν τις επιφάνειες τους σε πλήρη επαφή χωρίς να αποκολλώνται. Εντούτοις εξέταση των πραγματικών διεγέρσεων πραγματοποιείται με χρήση διεπιφανειών τριβής, για λόγους σύγκρισης.

3.2.1 Σύγκριση με υπάρχουσα θεωρία Kausel και Day

Στο εδάφιο αυτό συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με αυτά της βιβλιογραφίας (Kausel και Day). Οι Kausel et al 1978 μελέτησαν την περίπτωση ενός κυλινδρικού εγκιβωτισμένου θεμελίου σε ελαστικό ομοιογενές έδαφος επί βράχου για β=5% και v=0.3, αντίστοιχα ο Day μελέτησε πάλι κυλινδρικό εγκιβωτισμένο θεμέλιο αλλά σε ελαστικό ομοιογενή ημίχωρο για β=0% και ν=0.25. Έχει εξεταστεί η επιρροή της απόσβεσης στα αποτελέσματα μέσω αριθμητικού προσομοιώματος εγκιβωτισμένου θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5 σε ελαστικό ομοιογενή ημίχωρο. Από τα διαγράμματα στο Σχήμα 3.1 προκύπτει ότι η μεταβολή της απόσβεσης (β=0% με β=5%) δεν οδηγεί σε μεγάλες διάφορες, έτσι δεν λαμβάνεται ως σημαντική παράμετρος στις μετέπειτα συγκρίσεις. Η σύγκριση με τον Day έγινε για ελαστικό έδαφος σε ημίχωρο για βαθμούς εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και 1 όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2 και 3.3 αντίστοιχα. Παρατηρείται πως τα αποτελέσματα του Day δίνουν πιο έντονα ελάχιστα στον μεταφορικό συντελεστή και λίγο πιο αυξημένες στροφές σε σχέση με τα αποτελέσματα του ABAQUS. Το γεγονός αυτό μπορεί να δικαιολογηθεί αν κανείς λάβει υπόψιν του πως ο Day έκανε αναλύσεις για κυλινδρικό εγκιβωτισμένο θεμέλιο έναντι του ορθογωνικού θεμελίου σε δισδιάστατο μοντέλο που χρησιμοποιείται σε αυτή την εργασία. Μπορεί λοιπόν να πει κανείς πως η δυσκαμψία του λωριδωτού θεμελίου είναι μικρότερη από την δυσκαμψία του κυλινδρικού καθώς στο ορθογωνικό θεμέλιο στην αντίσταση της κίνησης συμμετέχουν μόνο δυο πλευρές (αριστερά και δεξιά τοιχώματα του θεμελίου) αντίθετα στον κύλινδρο η επιφάνεια συμμέτοχης περιλαμβάνει και την πίσω πλευρά έχοντας σαν αποτέλεσμα προσθετή αντίσταση και αρά μεγαλύτερη δυσκαμψία συστήματος εδάφους θεμελίου, σε γενικές γραμμές η σύγκλιση θεωρείται ικανοποιητική. Επαλήθευση του προσομοιώματος πραγματοποιείται και με τον Kausel για ελαστικό ομοιογενές έδαφος πάνω σε βράχο για λόγο Η / D = 2 όπου Η πάχος εδαφικής στρώσης και D βάθος εγκιβωτισμού και βαθμό εγκιβωτισμού D / B = 0.5 . Οι καμπύλες του μεταφορικού συντελεστή από τις αναλύσεις του μοντέλου σε σύγκριση με αυτές του Kausel έχουν σχετικά παρόμοια τάση να εμφανίσουν το βασικό ελάχιστο της τιμής στην ίδια θέση (a0 ≅ 2.5) με μικρές αποκλίσεις σε ενδιάμεσα σημεία. Όσον αφορά τον στροφικό συντελεστή

παρατηρείται ίδια τάση εξέλιξης μέγιστων όπως και στον Kausel, με τον στροφικό συντελεστή πάντως να υποεκτιμάται σε σχέση με τα αποτελέσματα της βιβλιογραφίας. Όπως αναφέρθηκε και προηγούμενος αυτή η τάση ίσως να οφείλεται στο γεγονός ότι η δισδιάστατη λωρίδα έχει μικρότερη στιβαρότητα σε σύγκριση με αυτή του τρισδιάστατου κυλινδρικού θεμελίου που εξετάζει ο Kausel, στον μεταφορικό συντελεστή ωστόσο δεν υπάρχουν τόσο έντονες διαφορές. Γενικά ο βολβός των τάσεων στην στροφή επηρεάζεται πιο έντονα από το βράχο σε σύγκριση με τον βολβό των οριζοντίων τάσεων, ο οποίος επηρεάζεται περισσότερο από τα πλευρικά σύνορα, επομένως στην συγκεκριμένη περίπτωση η ευαισθησία στην στροφή είναι πιο έντονη. Σε γενικές γραμμές πάντως υπάρχει ικανοποιητική σύγκριση χωρίς μεγάλες αποκλίσεις.

3.2.2 Επιρροή Βραχώδους Υποβάθρου

Στην παράγραφο αυτή εξετάζεται το κατά πόσο η παράμετρος της απόστασης του βράχου από το θεμέλιο επηρεάζει την απόκριση του ,δηλαδή πως επηρεάζονται ο μεταφορικός και ο στροφικός συντελεστής. Από την στιγμή που μιλάμε για εδαφική στρώση πάνω σε βράχο ταυτοχρόνως μας ενδιαφέρουν οι ιδιοσυχνότητες συντονισμού οι οποίες περιγράφονται από τον εξής τύπο :

$$f_n = (2n-1) rac{V_S}{4 imes H}$$
 , n = 1 , 2 , 3

Έτσι αναλόγως το πάχος (Η) της εδαφικής στρώσης αλλάζει κάθε φορά και η συχνότητα συντονισμού. Όταν στο έδαφος επιβάλλουμε χρονοιστορία επιτάχυνσης με συχνότητα ίδια με την ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού παρατηρείται έντονα το φαινόμενο της ενίσχυσης, δηλαδή ο λόγος της μετακίνησης στην βάση του μοντέλου με την μετακίνηση στην επιφάνεια είναι μικρότερος της μονάδας καθώς η μετακίνηση στην επιφάνεια είναι μικρότερος της μονάδας καθώς η μετακίνηση στην επιφάνεια είναι μεγαλύτερη από την μετακίνηση στην βάση. Η μονοδιάστατη κυματική θεωρία μας δίνει αριθμητική έκφραση για τον υπολογισμό της ενίσχυσης (**Σχήμα 3.5**), επίσης από το διάγραμμα του πλάτους ενίσχυσης παρατηρείται πως καθώς προχωράμε σε ιδιοσυχνότητες πάνω από την δεύτερη η ενίσχυση παύει να είναι τόσο έντονη και εξασθενεί. Τα συμπεράσματα αυτά τονίζονται σε αυτό το σημείο διότι θα φανούν χρήσιμα στην επεξήγηση της συμπεριφοράς των διαγραμμάτων μεταφορικού και στροφικού

Αρχικά μελετάται η απόκριση μιας στήλης εδάφους πάχους Η πάνω σε βράχο. Στόχος είναι η κατανόηση του τρόπου μετακίνησης – ταλάντωσης του ελευθέρου πεδίου χωρίς την ύπαρξη κάποιου θεμελίου, ούτως ώστε αργότερα να μπορεί να συγκριθεί η καμπύλη ελευθέρου πεδίου με την καμπύλη κινηματικής αλληλεπίδρασης εδάφους μαζί με θεμέλιο. Στο **Σχήμα 3.6(α)** φαίνεται η καμπύλη απόκρισης του ελευθέρου πεδίου και παρατηρείται πως ανεξαρτήτως του ύψους (Η) της εδαφικής στήλης το ελάχιστο εμφανίζεται πάντοτε στο σημείο με συχνότητα ίση με f = Vs / 4D (για E = 45 MPa, Vs = 100 m/s και D = 4 m άρα f = 6.3 Hz) έτσι για οποιοδήποτε Η οι καμπύλες του λόγου $u_{FF,D}/u_{FF}$ συναρτήσει της συχνότητας είναι ίδιες. Η παρατήρηση αυτή εύκολα μπορεί να αποδειχτεί αν κανείς ανατρέξει στην μονοδιάστατη κυματική θεωρία όπου ο λόγος της μετακίνησης σε ένα σημείο σε απόσταση x από την επιφάνεια του εδάφους προς την μετακίνηση της επιφάνειας είναι ίσος με :

$$\frac{u_x}{u_0} = \cos\left[(2n-1)\frac{\pi}{2}\frac{x}{H}\right], n = 1, 2, 3....$$

Η εξίσωση αυτή είναι η εξίσωση της καμπύλης της κάθε ιδιομορφής που μπορεί να πάρει το έδαφος όταν αυτό ταλαντώνεται (ταλάντωση για κατακόρυφα διαδιδόμενα διατμητικά κύματα). Για x=D το έδαφος πρέπει να πάρει τέτοια ιδιομορφή ούτως ώστε σε βάθος D να αναπτύσσεται το ελάχιστο πλάτος μετακίνησης και στην επιφάνεια η μέγιστη τιμή, αυτό γίνεται πρακτικώς όταν $\lambda/4 = D$ (n=2 δεύτερη ιδιομορφή) όπου $\lambda = Vs / f$ το μήκος κύματος που διεγείρει την εδαφική στήλη άρα για f = Vs/4D, τότε ο λόγος των μετακινήσεων έχει την ελάχιστη τιμή του, όπως φαίνεται σχηματικά στο **Σχήμα 3.6 (β)**. Αυτό ήταν ένα παράδειγμα για εμφάνιση ελάχιστου στην n=2 δεύτερη ιδιομορφή. Αντίστοιχα για ένα μεγαλύτερο H αυτό που αλλάζει είναι ότι το ελάχιστο πάλι εμφανίζεται για $\lambda/4$ =D αλλά τώρα πια για μεγαλύτερες ιδιομορφές εδαφικής στήλης n=3,4,5.... κ.ο.κ. Στην ουσία αυτό που μας ενδιαφέρει για να έχουμε ελάχιστο λόγο είναι , η διέγερση να έχει εκείνη την συχνότητα που θα κάνει το έδαφος να ταλαντώνεται σχηματίζοντας ιδιομορφή με μήκος κύματος λ =4D **Σχήμα 3.6 (γ)**.

Αφού προσπαθήσαμε να εξηγήσουμε την συμπεριφορά του ελευθέρου πεδίου μέσα από απλούς τύπους της 1-δ κυματικής θεωρίας ακολουθεί η σύγκριση της καμπύλης ελευθέρου πεδίου με την καμπύλη μεταφορικού συντελεστή για το μοντέλο έδαφος –θεμέλιο. Μέσω της σύγκρισης αυτής θα δούμε πως η ύπαρξη του θεμελίου επηρεάζει την απόκριση του εδάφους, η έννοια δηλαδή της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Στο **Σχήμα 3.7** (**α**)

απεικονίζονται δυο διάγραμμα το πρώτο είναι η καμπύλη ελευθέρου πεδίου (FREE FIELD) ,όπως αναλύεται και στο **Σχήμα 3.6** και το δεύτερο είναι η καμπύλη του μεταφορικού συντελεστή H_u = u_{FIM}/u_{FF} για το μοντέλο έδαφος – θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5 και πάχος εδαφικής στρώσης H=2D. Παρατηρείται πως η καμπύλη έδαφος θεμέλιο εμφανίζει δυο βασικές τιμές ελαχίστων , το πρώτο ελάχιστο στην πρώτη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού f_1 = Vs/4H και το δεύτερο ελάχιστο στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού. Αυτό συμβαίνει διότι στις συχνότητες αυτές το φαινόμενο της ενίσχυσης είναι έντονο η μετακίνηση του εδάφους τείνει να γίνει πιο "βίαια" με αποτέλεσμα το θεμέλιο ως άκαμπτο αντιστέκεται πολύ περισσότερο στο να ακολουθήσει την εδαφική κίνηση με αποτέλεσμα η μετακίνηση του να ελαχιστοποιείται σε σύγκριση με την μετακίνηση που αναπτύσσει το ελεύθερο πεδίο. Στη δυσμενέστερη περίπτωση που τυχαίνει η ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού $V_s/4H$ να είναι ίση με την συχνότητα $V_s/4D$ (η οποία όπως τονίστηκε προηγούμενος κάνει το έδαφος να έχει τέτοια ιδιόμορφη που η μετακίνηση σε βάθος D τείνει να μηδενιστεί) τότε ο μεταφορικός συντελεστής παίρνει την ελάχιστη τιμή του. Έτσι δικαιολογείται γιατί η δεύτερη ιδιοσυχνότητα δίνει πιο μικρή τιμή διότι η ιδιοσυχνότητα 3 $V_s/4H$ τείνει να δώσει μήκος κύματος πιο κοντά στην τιμή λ=4D.

Στο Σχήμα 3.7(β) βλέπουμε πως καθώς αυξάνει το πάχος της εδαφικής στρώσης η 1^η ιδιοσυχνότητα της V_s/4H όλο και απομακρύνεται από την κρίσιμη συχνότητα V_s/4D έτσι το ελάχιστο δεν είναι τόσο έντονο. Αντιθέτως θα εμφανίζει εντονότερα ελάχιστα στις μεγαλύτερες ιδιοσυχνότητες . Στο Σχήμα 3.8(α),(β) βλέπουμε ότι όντως για πάχος εδαφικής στρώσης H = 2-3D τις ελάχιστες τιμές τις εμφανίζει στην δεύτερη ιδιοπερίοδο . Παρατηρείται επίσης πως για H>3D η εδαφική στρώση τείνει να γίνει ημίχωρος με αποτέλεσμα το φαινόμενο της ενίσχυσης να μην είναι έντονο . Εξ άλλου όπως τονίσαμε και στην αρχή της παραγράφου όσο αυξάνεται η ιδιοσυχνότητα τόσο μειώνεται το πλάτος της ενίσχυσης, επομένως αναμένουμε άμβλυνση του πλάτους της ενίσχυσης για μεγαλύτερες ιδιομορφές. Έτσι ειδικά για το H = 6D παρατηρείται μια ομαλοποίηση της καμπύλης χωρίς εμφάνιση εντόνων ελαχίστων. Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζονται τρία βασικά στιγμιότυπα από το μοντέλο H = 2D , D/B=0.5 του ABAQUS , και τα τρία είναι την χρονική στιγμή μέγιστης μετατόπισης ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου , παρατηρείται πως το θεμέλιο αντιστέκεται περισσότερο στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού f₂ = 3

V_s/4Η όπως ακριβώς φαίνεται και στα διαγράμματα του μεταφορικού συντελεστή στα **Σχήματα 3.7-3.8.**

Στο Σχήμα 3.10(α) απεικονίζεται το διάγραμμα του στροφικού συντελεστή Η_θ, ο οποίος υπενθυμίζεται πως είναι ίσος με $H_{\theta} = \theta \times (B/2) / u_{FF}$, συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης συχνότητας ως προς την πρώτη ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης (f/f1, f1 = Vs/4H). Από το διάγραμμα των στροφών παρατηρείται πως όσο ο λόγος Η/D μειώνεται, δηλαδή όσο ο βράχος πλησιάζει το θεμέλιο οι στροφές αυξάνουν. Σύμφωνα με Day 1977 οι μέγιστες στροφές εμφανίζονται όταν η συχνότητα της διέγερσης προκαλεί ιδιομορφή μήκους κύματος $\lambda = 2D$, για $\lambda = V_s/f$, f_n = Vs(2n-1)/4H προκύπτει πως η ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού που δίνει την μέγιστη στροφή είναι η n = H/D + 0.5. Για παράδειγμα στο μοντέλο Η = 2D προκύπτει ότι n=2.5 άρα η μέγιστη στροφή θα εμφανιστεί κοντά στην τρίτη ιδιοσυχνότητα ($f_3 = 5f_1$) άρα περίπου για $f/f_1 = 4$ -όντως όπως φαίνεται και στο διάγραμμα του Σχήματος 3.10 (α) η μέγιστη στροφή εμφανίζεται σε εκείνο το διάστημα. Στο Σχήμα 3.10(β) βλέπουμε πως την χρονική στιγμή της στροφής όντως η ιδιομορφή του εδάφους έχει μήκος κύματος λ=2D . Γενικά όσον αφορά τις στροφές καθώς το πάχος της εδαφικής στρώσης αυξάνεται τόσο αυξάνεται και ο αριθμός της ιδιοσυχνότητας που θα περιμέναμε να δώσει μέγιστη στροφή, όμως όπως είπαμε και στην αρχή της παραγράφου, για ιδιοσυχνότητες από την τρίτη και πάνω (στην ουσία για H>=3D) τα φαινόμενα της ενίσχυσης μειώνονται, έτσι οι στροφές για τέτοιες ιδιοσυχνότητες δεν θα είναι τόσο έντονες και άρα όχι τόσο σημαντικές.

3.2.3 Σύγκριση ημιχώρου με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο

Τέλος στα **Σχήματα 3.11-3.14** απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή στα οποία γίνεται σύγκριση του ημιχώρου σε σχέση με την εδαφική στρώση πάνω σε βράχο για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και H/D = 1.25 - 6. Για τον μεταφορικό συντελεστή παρατηρείται ότι στην περίπτωση του ημιχώρου δεν έχουμε εδαφικές ενισχύσεις όπως είχαμε στην περίπτωση της εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο άρα δεν εμφανίζονται έντονα ελάχιστα. Από την άλλη, στην εδαφική στρώση λόγω ενίσχυσης στις ιδιοσυχνότητες του σχηματισμού έχουμε πιο έντονα τοπικά ελάχιστα, όπως παρατηρείται καθώς ο λόγος H/D αυξάνεται, η συμπεριφορά τείνει προς αυτή του

ημιχώρου. Ειδικά για H/D = 6 τα διαγράμματα ταυτίζονται. Παρόμοια εικόνα έχουμε και για τον στροφικό συντελεστή η καμπύλη του οποίου στην περίπτωση του ημιχώρου έχει εξομαλυνθεί και δεν εμφανίζει τις έντονες διακυμάνσεις που εμφανίζονται στην καμπύλη του μοντέλου της εδαφικής στρώσης σε βράχο. Πράγματι, καθώς αυξάνουμε τον λόγο H/D οι στροφές δεν είναι τόσο έντονες και καταλήγει τελικώς για H/D = 6 οι στροφές να ταυτίζονται με τις στροφές του ημιχώρου.

Στα **Σχήματα 3.15-3.16** απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για την περίπτωση ημιχώρου και εδαφικής στρώσης σε βράχο για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, H/D = 2 και H/D = 3. Όσον αφορά το μεταφορικό συντελεστή στην περίπτωση του μεγαλύτερου εγκιβωτισμού βλέπουμε πως η αντίσταση του θεμελίου έχει αυξηθεί σημαντικά καθώς τώρα τα πλευρικά τοιχώματα έχουν διπλασιαστεί έτσι ακόμα και στην περίπτωση του ημιχώρου ανεξαρτήτως εδαφικής ενίσχυσης έχουμε ,σε συχνότητα που τείνει να δώσει μήκος κύματος λ = 4D ,την ελάχιστη τιμή η οποία δεν διαφέρει πια πολύ από την ελάχιστη τιμή που δίνει το μοντέλο σε βράχο. Η μόνη διαφορά είναι πως το ελάχιστο τείνει να μετατοπιστεί προς την δεύτερη ιδιοσυχνότητα συντονισμού του σχηματισμού. Γενικά όταν ο λόγος Η/D παίρνει τιμές μεγαλύτερες του 2 τότε η συμπεριφορά πλησιάζει όλο και περισσότερο την συμπεριφορά του ημιχώρου. Πρακτικώς παρόμοια εικόνα έχουμε και για τον στροφικό συντελεστή ο οποίος είναι στην ουσία ίδιος για την περίπτωση του ημιχώρου και για την περίπτωση της εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο. Στα Σχήματα 3.17-3.18 απεικονίζονται τα στιγμιότυπα την χρονική στιγμή της μέγιστης μετακίνησης ελευθέρου πεδίου και θεμελίου. Στο πρώτο σχήμα απεικονίζεται η περίπτωση του ρηχού θεμελίου D/B=0.5 και φαίνεται πως στον ημίχωρο οι ενισχύσεις δεν είναι τόσο έντονες όσο είναι την εδαφική στρώση επί βράχου: το θεμέλιο αντιστέκεται πιο έντονα δίνοντας μικρότερο μεταφορικό συντελεστή από ότι στην περίπτωση του ημιχώρου όπου το θεμέλιο ακολουθεί τις μετακινήσεις του ελευθέρου πεδίου. Στο δεύτερο σχήμα έχουμε το πιο βαθύ θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού D/B=1 και απόσταση βράχου H=3D. Είναι εμφανές ότι η επίδραση του βράχου αρχίζει να μειώνεται και κατά συνέπεια δίπλα στο θεμέλιο οι μετακινήσεις είναι κοντά στις μετακινήσεις του ελευθέρου πεδίου. Τώρα πια η μικρή τιμή του μεταφορικού συντελεστή οφείλεται στον μεγάλο εγκιβωτισμό και όχι τόσο στην επίδραση του βραχώδους υποβάθρου. Όπως τονίστηκε και προηγουμένως για H>3D η απόκριση τείνει να γίνει ίδια με την απόκριση του ημιχώρου.

3.2.4 Επίδραση βαθμού εγκιβωτισμού

Ο βαθμός εγκιβωτισμού είναι ένας σημαντικός παράγοντας ο οποίος επηρεάζει την κινηματική αλληλεπίδραση εδάφους θεμελίου, ένα ρηχό θεμέλιο σε σύγκριση με ένα πιο βαθύ παρουσιάζει μικρότερη αντίσταση στην οποιαδήποτε μετακίνηση τείνει να του επιβάλει το ταλαντούμενο έδαφος. Όταν λοιπόν μια εγκιβωτισμένη θεμελίωση υπόκεινται σε διατμητικά κύματα που διαδίδονται κάθετα εμφανίζει μείωση στις οριζόντιες μετακινήσεις στην βάση σε σχέση με τις οριζόντιες μετακινήσεις του ελευθέρου πεδίου. Κατά συνέπεια η μείωση αυτή των οριζοντίων μετακινήσεων μεταφράζεται σε αύξηση των στροφικών μετακινήσεων. Σε αυτό το σημείο να τονιστεί πως η στροφή στην προκείμενη περίπτωση δεν είναι αποτέλεσμα ροπής στη βάση που αναπτύσσεται λόγω της αδράνειας της ανωδομής, αφού οι μάζες της ανωδομής και του θεμελίου αμελούνται κατά την ανάλυση της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Αντιθέτως η στροφή προκαλείται από ασύμβατες διατμητικές παραμορφώσεις κατά μήκος των πλευρών της εκσκαφής και του ελευθέρου πεδίου.

Στο **Σχήμα 3.19** παρουσιάζονται τα διαγράμματα του μεταφορικού και του στροφικού συντελεστή για τις περιπτώσεις δυο βαθμών εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και D/B = 1, είναι φανερό πως με την αύξηση του εγκιβωτισμού η μετακίνηση στην βάση του θεμελίου είναι μικρότερη από την μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου και η καμπύλη του μεταφορικού συντελεστή εμφανίζει πιο έντονο ελάχιστο κοντά στην δυσμενέστερη συχνότητα, που όπως είπαμε και προηγουμένως είναι εκείνη η συχνότητα που δίνει μήκος κύματος ίσο με 4D.Στις μεγαλύτερες συχνότητες δεν έχουμε ιδιαίτερες διαφορές λόγο του εγκιβωτισμού έτσι ο μεταφορικός συντελεστής παραμένει πρακτικώς ίδιος και για τους δυο βαθμούς εγκιβωτισμού. Τέλος οι στροφές όπως ήταν αναμενόμενο είναι πιο έντονες για το βαθύτερο θεμέλιο. Όμως για πολύ υψίσυχνες διεγέρσεις (f > 7 Hz) οι στροφές είναι πρακτικώς ίδιες και για τους δυο βαθμούς εγκιβωτισμού.

3.2.5 Επιρροή μέτρου ελαστικότητας εδάφους

Ένας εξίσου σημαντικός παράγοντας επιρροής της απόκρισης του θεμελίου είναι το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, η ένταση του φαινομένου της κινηματικής αλληλεπίδρασης οφείλεται στην διαφορά δυσκαμψίας που έχει το έδαφος σε σύγκριση με το θεμέλιο. Έτσι τόσο οι μεταφορικοί συντελεστές όσο και οι στροφικοί συντέλεσες εξαρτώνται από την δυσκαμψία του εδάφους. Για παράδειγμα στην εξιδανικευμένη περίπτωση ενός τελείως άκαμπτου εδαφικού στρώματος το πλάτος της μετακίνησης στη βάση του θεμελίου θα είναι ίδιο με το πλάτος μετακίνησης του ελευθέρου πεδίου και επομένως ο μεταφορικός συντελεστής θα είναι μονάδα και οι στροφές μηδενικές. Συμπερασματικά, το γεγονός ότι συνήθως δεν λαμβάνεται υπόψη καθόλου η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, θεωρώντας ότι το έδαφος συμπεριφέρεται σαν άκαμπτος βράχος δημιουργεί σημαντικές αμφιβολίες για την ορθότητα του σχεδιασμού των κατασκευών γενικά.

Στα **Σχήματα 3.20-3.21** απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή αντίστοιχα. Παρατηρείται λοιπόν, όπως και είναι αναμενόμενο, η αύξηση του μεταφορικού συντελεστή καθώς το έδαφος αποκτά μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας, αφού όσο σκληραίνει το έδαφος που περιβάλλει το θεμέλιο εξαναγκάζεται να ακολουθήσει την μετακίνηση του ελευθέρου πεδίου. Επίσης στο διάγραμμα φαίνεται πως τα ελάχιστα βρίσκονται στα σημεία της πρώτης και δεύτερης ιδιοσυχνότητας σχηματισμού που για κάθε μέτρο ελαστικότητας μετατοπίζονται προς τα δεξιά του διαγράμματος καθώς η ταχύτητα διάδοσης αυξάνει με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας (f1=Vs/4H). Στο δεύτερο διάγραμμα απεικονίζεται ο μεταφορικός συντελεστής συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης συχνότητας ως προς την πρώτη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού και εδώ φαίνεται πιο ξεκάθαρα πως τα ελάχιστα εμφανίζονται στην πρώτη και στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα όπου $f_2 = 3f_1$. Στο **Σχήμα 3.21** απεικονίζεται ο στροφικός συντελεστής, επίσης και εδώ βλέπουμε αντίστοιχα πως με την αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους οι στροφές μειώνονται και αυτό είναι λογικό καθώς για την ακραία περίπτωση ενός πολύ σκληρού εδάφους δεν μπορούμε να έχουμε συχνότητα που να προκαλεί στο έδαφος τέτοια ιδιομορφή η οποία να ευνοεί τον λικνισμού του θεμελίου καθώς το έδαφος μετακινείται μονοκόμματα χωρίς να λικνίζεται.

3.2.6 Απόκριση σε ανελαστικό έδαφος

Σε αυτή την παράγραφο μελετάται η επιρροή της ανελαστικότητας του εδάφους στην απόκριση της θεμελίωσης, πόσο δηλαδή επηρεάζονται τα διαγράμματα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για την περίπτωση που το έδαφος συμπεριφέρεται ανελαστικά πράγμα που προσεγγίζει καλύτερα και την πραγματικότητα. Το βασικό αποτέλεσμα της μη γραμμική συμπεριφοράς του εδάφους είναι η μείωση της στιβαρότητας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Αυτή η μείωση της στιβαρότητας μπορεί να προκαλέσει την μετατόπιση της ιδιοσυχνότητας συντονισμού του συστήματος σε χαμηλότερες τιμές ,φυσικά η μείωση αυτή εξαρτάται και από το πλάτος αλλά και από το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.

Αναλύσεις έγιναν για μοντέλο μιας στρώσης εδάφους ανελαστικής συμπεριφοράς συμφώνα με το καταστατικό προσομοίωμα Von Mises (όπως περιεγράφεται στο 2° Κεφάλαιο). Δυο αριθμητικά προσομοίωμα συγκρίνονται : εδαφική στρώση επί βράχου με Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5 και ένα μοντέλο ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για το καταστατικό προσομοίωμα Von Mises χρησιμοποιήθηκε αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su = 85 kpa E = 1200Su = 100 Mpa , λόγος Poisson v=0.3 και πυκνότητα ρ=1.8 Mgr/m³. Στο **Σχήμα 3.22** απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταφορικού συντελεστή για το μοντέλο με έδαφος επί βράχου, ενώ φαίνεται η σύγκριση για τρία πλάτη διέγερσης 0.2 g, 0.5 g και 0.7 g μαζί με το διάγραμμα για ελαστικό έδαφος μέτρου ελαστικότητας 100 Mpa. Η βασική παρατήρηση είναι πως λόγο ανελαστικής συμπεριφοράς οι εδαφικές ενισχύσεις που υπήρχαν στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους περιορίζονται και έτσι οι απότομες μειώσεις στις ιδιοσυχνότητες της εδαφικής στρώσης εξομαλύνονται. Επίσης βλέπουμε πως στην περίπτωση του πλάτους διέγερσης 0.2 g , που η ανελαστικότητα δεν είναι τόσο έντονη λόγω των μικρότερων παραμορφώσεων του εδάφους, τα ελάχιστα για την πρώτη και δεύτερη ιδιοσυχνότητα είναι εμφανή. Τέλος μια δευτερεύουσα παρατήρηση είναι η ελάχιστη μετατόπιση προς τα αριστερά του ελάχιστου για την πρώτη ιδιοσυχνότητα, καθώς λόγο ανελαστικότητας ελαττώνεται το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους άρα και η ταχύτητα διάδοσης και επομένως μικραίνει και η ιδιοσυχνότητα του συστήματος. Αντίστοιχες είναι οι παρατηρήσεις και για τις καμπύλες του στροφικού συντελεστή όπου λόγο ανελαστικότητας έχουμε εξομάλυνση της ελαστικής καμπύλης καθώς όπως υπογραμμίστηκε φαινόμενα εδαφικής ενίσχυσης δεν είναι έντονα. Τέλος στο Σχήμα 3.23 για την περίπτωση του ημιχώρου οι εδαφικές ενισχύσεις είναι ελάχιστες επομένως οι καμπύλες μεταφορικού και στροφικού συντελεστή τείνουν να είναι ίδιες με της καμπύλες του ελαστικού εδάφους.

3.3 Κινηματική Αλληλεπίδραση σε Πραγματικούς Σεισμούς

Σε αυτή την παράγραφο μελετάται η απόκριση του εγκιβωτισμένου θεμελίου σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις, ενώ πραγματοποιείται προσπάθεια επαλήθευσης των αποτελεσμάτων από τους εξιδανικευμένους παλμούς τύπου Gabor με αυτά των πραγματικών διεγέρσεων (Rinaldi, Σεπόλια, Ληξούρι, Χαβριάτα). Δυο είναι τα βασικά μοντέλα που χρησιμοποιήθηκαν για τις συγκρίσεις, το ένα είναι για εδαφική στρώση επί βράχου πάχους H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και το δεύτερο είναι το μοντέλο ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1. Και στις δυο περιπτώσεις πραγματοποιείται σύγκριση της ελαστικής (E = 100 Mpa) με την ανελαστική συμπεριφορά εδάφους (E = 1200 S_u, S_u = 85 kpa), ενώ εξετάζεται ως σενάριο και η δυνατότητα αποκόλλησης του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος μέσω διεπιφάνειας τριβής (συντελεστής τριβής μ=0.3).

Στα Σχήματα 3.24-3.28 αναλύεται η περίπτωση της εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο για την σεισμική διέγερση Rinaldi. Από το φάσμα της διέγερσης φαίνεται ότι το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμού διεγείρει περισσότερο τις συχνότητες 1-5 Hz , η πρώτη ιδιοσυχνότητα συντονισμού για την εδαφική στρώση των H = 2D είναι f₁ = Vs / 4H = 4.6 Hz. Όντως όπως φαίνεται και από τα φάσματα Fourier **Σχήμα 3.25** για την περίπτωση του ελαστικού εδάφους η πρώτη ιδιοσυχνότητα είναι αυτή που διεγείρεται περισσότερο, αντίθετα όμως στην περίπτωση του ανελαστικού εδάφους η εικόνα έχει αλλάξει. Αυτό είναι λογικό καθώς εξαιτίας της ανελαστικής συμπεριφοράς το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους έχει μειωθεί άρα κατά συνέπεια έχει μειωθεί και η ταχύτητα διάδοσης και επομένως οι ιδιοσυχνότητες του εδαφικού σχηματισμού έχουν μειωθεί, έτσι διεγείρονται ιδιοσυχνότητες με χαμηλότερη τιμή από ότι η αρχική ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού. Στο Σχήμα 3.26 απεικονίζονται οι αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στο ελεύθερο πεδίο και στην βάση του θεμελίου, είναι φανερό πως στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους έχουμε φαινόμενο συντονισμού καθώς έχουμε συνεχόμενους κύκλους ίδιας χρονικής περιόδου ίση με την ιδιοπερίοδο συντονισμού του σχηματισμού (T = 0.21 sec), αντίθετα στην περίπτωση του εδάφους με την ανελαστική συμπεριφορά δεν έχουμε φαινόμενα συντονισμού καθώς η ιδιοσυχνότητα του εδάφους αλλάζει και οι συχνότητες του σεισμού

δεν μπορούν πια να συντονίσουν το έδαφος. Στο **Σχήμα 3.27** φάσματα επιτάχυνσης του ελευθέρου πεδίου και της βάσης του θεμελίου όπου και εδώ φαίνεται η έντονη ενίσχυση για την περίπτωση του ελαστικού εδάφους . Τέλος στο **Σχήμα 3.28** απεικονίζονται οι καμπύλες του μεταφορικού συντελεστή , οι οποίες προέκυψαν από τον λόγο του φάσματος επιτάχυνσης βάσης θεμελίου προς το φάσμα επιτάχυνσης του ελευθέρου πεδίου. Συμπερασματικά βλέπουμε καλή ταύτιση με της καμπύλες μεταφορικού συντελεστή που προέκυψαν από τους παλμούς Gabor , στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους . Γία το ανελαστικό έδαφος οι καμπύλες του μεταφορικού συντελεστή είναι όμοιες.

Στα **Σχήματα 3.30-3.32** απεικονίζεται η σύγκριση για την περίπτωση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου με την περίπτωση διεπιφανειών τριβής όπου στην ουσία επιτρέπεται η αποκόλληση του εδάφους από το θεμέλιο. Το μοντέλο είναι πάλι η εδαφική στρώση επί βράχου πάχους Η = 2D, βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και το έδαφος συμπεριφέρεται ανελαστικά και για τις δυο περιπτώσεις. Σε γενικές γραμμές δεν υπάρχουν αξιοσημείωτες παρατηρήσεις η σημαντικές διαφορές στην απόκριση αυτών των δυο περιπτώσεων.

Στα Σχήματα 3.33-3.36 μελετάται η απόκριση του θεμελίου στην περίπτωση του ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 και σεισμική διέγερση Rinaldi. Όπως έχει είδη αναφερθεί για την περίπτωση του ημιχώρου, στον οποίο τα φαινόμενα της ενίσχυσης είναι περιορισμένα, δεν παίζει τόσο σημαντικό ρόλο στην απόκριση του θεμελίου η ιδιοσυχνότητα ενίσχυσης του εδαφικού σχηματισμού. Καθώς με τον ημίχωρο δεν έχει νόημα να μιλάμε για ιδιοσυχνότητα αφού προσομοιώνει ένα απείρων διαστάσεων εδαφικό σχηματισμό. Η συχνότητα λοιπόν που παρατηρείται το ελάχιστο στον μεταφορικό συντελεστή είναι εκείνη που δίνει μήκη κύματος $\lambda = 4D$. Κατά συνέπεια ο βαθμός εγκιβωτισμού είναι αυτός που έχει τον κυρίαρχο ρόλο στον ημίχωρο. Η συχνότητα αυτή είναι έται στα φάσματα Fourier του Σχήματος 3.33 βλέπουμε πως ότι για συχνότητες 4-5 Ηz δεν έχουμε τόσο εντόνους παλμούς άρα η κρίσιμη συχνότητα του εγκιβωτισμού για την περίπτωση του Rinaldi δεν είναι δεσπόζουσα. Να τονιστεί σε αυτό το σημείο πως απόκριση για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους είναι σχεδόν ίδιες καθώς δεν έχουμε φαινόμενα ενίσχυσης. Αυτό φαίνεται και στο **Σχήμα 3.34** όπου μπορούμε να δούμε ότι οι

επιταχύνσεις για τις δυο περιπτώσεις κυμαίνονται στις ίδιες τιμές χωρίς έντονες διαφορές. Τέλος στο **Σχήμα 3.36** επιβεβαιώνεται η παρατήρηση που έγινε από τα φάσματα Fourier ότι όντως η διέγερση του Rinaldi δεν διεγείρει την συχνότητα εγκιβωτισμού και έτσι ο μεταφορικός συντελεστής δεν φτάνει τα έντονα ελάχιστα που έφτασε από την ανάλυση για διεγέρσεις Gabor.

Στα **Σχήματα 3.37-3.41** απεικονίζονται τα αποτελέσματα για την περίπτωση του σεισμού των Σεπολίων. Το μοντέλο που χρησιμοποιείται είναι του ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.37 η διέγερση των Σεπολίων αποτελείται από παλμούς πιο υψίσυχνους σε σύγκριση με τον Rinaldi, έτσι δεσπόζουν κυρίως συχνότητες από 3-8 Hz. Το συμπέρασμα αυτό έρχονται να το επιβεβαιώσουν στο Σχήμα 3.38 και τα φάσματα Fourier στα οποία φαίνεται στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους η ενίσχυση συχνοτήτων γύρω στα 4 Hz. Στην ανελαστική συμπεριφορά εδάφους παρατηρείται μια μικρή μείωση των υψίσυχνων τιμών. Στο Σχήμα 3.39 απεικονίζονται οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στη βάση του θεμελίου και στο ελεύθερο πεδίο. Στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους φαίνεται μια διαφορά στις επιταχύνσεις βάσης θεμελίου και ελευθέρου πεδίου αντίστοιχα στο ανελαστικό έδαφος έχουν μειωθεί μεν οι τιμές των επιταχύνσεων η διαφορά όμως φαίνεται παρόμοια με αυτή του ελαστικού εδάφους. Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν και από το Σχήμα 3.40 όπου στα φάσματα επιταχύνσεων φαίνεται ότι στο μεν ελαστικό έχουμε πιο έντονες επιταχύνσεις όπως είναι και λογικό. Κοινό στοιχείο αποτελεί η διαφορά μεταξύ επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου είναι παρόμοια και για το ελαστικό και για το ανελαστικό έδαφος. Τέλος στο Σχήμα 3.41 απεικονίζονται τα διαγράμματα μεταφορικού συντελεστής από τα οποία μπορούμε να δούμε ότι ο σεισμός των Σεπολίων ως πιο υψίσυχνους διεγείρει την κρίσιμη για τον ημίχωρο συχνότητα του εγκιβωτισμού $f = V_s/4D$ και δίνει ελάχιστο στον μεταφορικό συντελεστής. Αυτή η εικόνα έρχεται σε αντίθεση με την εικόνα που είχαμε για τον σεισμό του Rinaldi ο οποίος ως πιο μεγαλοπερίοδος δεν διεγείρει το σύστημα. Στο ελαστικό σε σύγκριση με το ανελαστικό έδαφος δεν βλέπουμε μεγάλες διαφορές διότι όπως είπαμε αν και η τιμή της επιτάχυνσης στο ανελαστικό μειώθηκε η διαφορά επιτάχυνσης βάσης θεμελίου και εδάφους έμεινε σχεδόν ίδια άρα και ο μεταφορικός συντελεστής ως λόγος μετακινήσεων θα παραμείνει και αυτός παρόμοιος και για τις δυο περιπτώσεις.

Στα **Σχήματα 3.42-3.49** πραγματοποιείται μια σύντομη μελέτη απόκρισης θεμελίου και για τους σεισμούς Ληξουρίου και Χαβριάτων. Για τις συγκεκριμένες σεισμικές διεγέρσεις χρησιμοποιήθηκε μοντέλο με διπλή εδαφική στρώση, τα χαρακτηριστικά του οποίου περιγράφονται στο Κεφάλαιο 2 στο Σχήμα 2.6. Η επιλογή του δίστρωτου σχηματισμού έγινε με την λογική να είμαστε πιο κοντά στην πραγματικότητα για ένα τοίχο αντιστήριξης ,καθώς στο επόμενο κεφάλαιο συγκρίνονται οι πιέσεις που αναπτύσσονται σε τοίχο αντιστήριξης με τις πιέσεις στα τοιχώματα ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου. Για την διέγερση Ληξουρίου μελετάται μοντέλο εδαφικής στρώσης επί βράχου Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1. Παρατηρείται από το φάσμα επιταχύνσεων και το φάσμα Fourier ότι η δεσπόζουσα συχνότητα του σεισμού κυμαίνεται στα 0.6-0.8 Hz αρκετά απομακρυσμένη από τις ιδιοσυχνότητες του σχηματισμού που είναι αντίστοιχα στα 2.5 Hz η πρώτη και 7 Hz η δεύτερη. Παρόλο αυτά στο διάγραμμα του μεταφορικού συντελεστή φαίνεται πως για συχνότητα κοντά στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού παρουσιάζει ελάχιστο, καθώς λόγο μεγάλου εγκιβωτισμού και ύπαρξης βράχου κοντά στο θεμέλιο, το θεμέλιο αντιστέκεται στην απόκριση του ελευθέρου πεδίου. Τέλος η περίπτωση του σεισμού των Χαβριάτων γίνεται σύγκριση ημιχώρου και εδαφικής στρώσης επί βράχου Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 .Όπως φαίνεται και από στο φάσμα επιταχύνσεων η διέγερση είναι υψίσυχνη , και σε αυτήν την περίπτωση ναι μεν ο ημίχωρος εμφανίζει μικρότερες επιταχύνσεις αλλά στην ουσία η διαφορά επιταχύνσεων – μετακινήσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου είναι παρόμοιες και για τον ημίχωρο και για τον βράχο. Το συμπέρασμα αυτό προκύπτει και από τις καμπύλες μεταφορικού συντελεστή οι οποίες είναι παρόμοιες.

3.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο, μελετήθηκε το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης για την περίπτωση ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου. Το έδαφος κατά την διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης τείνει να σχηματίσει διάφορων τύπων ιδιόμορφες αναλόγως την συχνότητα του κύματος που το διεγείρει. Όπως είδαμε το εγκιβωτισμένοι θεμέλιο ως πιο άκαμπτο σώμα αντιστέκεται στον τρόπο μετακίνησης του εδάφους με αποτέλεσμα να εμφανίζει στην βάση του μικρότερη μετακίνηση σε σχέση με την μετακίνηση που αναπτύσσεται στο ελεύθερο πεδίο. Η ποσοτικοποίηση αυτής της αντίστασης γίνεται με την βοήθεια του

μεταφορικού συντελεστή ο οποίος είναι ο λόγος μετακίνησης βάσης θεμελίου προς μετακίνησης ελευθέρου πεδίου. Όπως λοιπόν παρατηρήθηκε σε αυτό το κεφάλαιο η δυσμενέστερη συχνότητα που δίνει τον ελάχιστο μεταφορικό συντελεστή είναι αυτή που προκαλεί στο έδαφος ιδιόμορφες με μήκος κύματος λ = 4D, όπου D το βάθος εγκιβωτισμού του θεμελίου. Φυσικά η ύπαρξη βράχου αλλάζει κάπως τα πράγματα, καθώς δημιουργεί εδαφικές ενισχύσεις σε συχνότητες ίδιες με τις ιδιοσυχνότητες του σχηματισμού fn = (2n-1)Vs/4H. Οι ενισχύσεις αυτές προκαλούν πιο έντονες κινήσεις του εδαφικού σχηματισμού , στις οποίες το θεμέλιο τείνει να αντισταθεί περισσότερο έτσι τα ελάχιστα του μεταφορικού συντελεστή σε περίπτωση εδαφικής στρώσης εμφανίζονται στις ιδιοσυχνότητες αυτές (κυρίως 1η και 2η ιδιοσυχνότητα). Τελικά η δυσμενέστερη περίπτωση εδαφικού σχηματισμού συμπέσει με την ιδιοσυχνότητα του "εγκιβωτισμού" f = Vs/4D.

Για της στροφές παρατηρήθηκε πως αυξάνονται γενικώς σε μεγαλύτερες συχνότητες με κρίσιμη την συχνότητα που δίνει μήκος κύματος λ = 2D , σύμφωνα με αυτό προέκυψε τελικώς ένας απλός τύπος εύρεσης της συχνότητα που θα έχουμε μέγιστη στροφή, n = H/D+0.5 (για παράδειγμα για n=2 στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα). Φυσικά μια βασική παράμετρος επιρροής της κινηματικής αλληλεπίδρασης είναι και το μέγεθος του εγκιβωτισμού, όσο μεγαλύτερος εγκιβωτισμός τόσο πιο έντονη αντίσταση. Όταν έχουμε μεγάλους εγκιβωτισμού D/B > 1 (Β πλάτος βάσης θεμελίου) η ιδιοσυχνότητες συντονισμού του εδάφους δεν έχουν τόσο ιδιαίτερη επιρροή και έτσι το ελάχιστο για τον μεταφορικό συντελεστή βρίσκεται κοντά σε συχνότητα ίση με την ιδιοσυχνότητα "εγκιβωτισμού" f = Vs/4D. ($\lambda = 4D$). Όσο αφορά τις στροφές όσο μεγαλύτερο βάθος εγκιβωτισμού τόσο μεγαλύτερες και οι στροφές. Για βαθμό εγκιβωτισμού D/B < 0.3 η επιρροή του εγκιβωτισμού δεν είναι μεγάλη. Όσον αφορά την συμπεριφορά σε ανελαστικό έδαφος παρατηρείται πως η ανελαστικότητα μειώνει τα φαινόμενα ενίσχυσης έτσι όσα ελάχιστα μεταφορικού συντελεστή προκύπτουν λόγο ενίσχυσης εξομαλύνονται. Φυσικά στην περίπτωση που η βασική επιρροή είναι αυτή του εγκιβωτισμού η διαφορές είναι ελάχιστες με αυτές του ελαστικού εδάφους. Τέλος εξετάστηκε η απόκριση του θεμελίου και σε πραγματικούς σεισμούς, όπου είδαμε πως αν το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμού βρίσκεται κοντά στις ιδιοσυχνότητες που δίνουν ελάχιστο μεταφορικό

συντελεστή η σύγκριση με τις αναλύσεις που έγιναν με παλμούς Gabor είναι ικανοποιητική.
Τέλος 3^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

Κινηματική αλληλεπίδραση εγκιβωτισμένου θεμελίου



Σχήμα 3.1. Διαγράμματα κινηματικής αλληλεπίδρασης για δυο τιμές απόσβεσης β=0% και β=5% α) Μεταφορικός συντελεστής, β) στροφικός συντελεστής.



Σχήμα 3.2. Σύγκριση μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο (Day 1978) με ορθογωνικό λωριδωτό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο (ανάλυση ABAQUS) για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5



Σχήμα 3.3. Σύγκριση μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο (Day 1978) με ορθογωνικό λωριδωτό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ημίχωρο (ανάλυση ABAQUS) για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1



Σχήμα 3.4. Σύγκριση μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για κυλινδρικό θεμέλιο εγκιβωτισμένο σε ελαστικό ομοιογενές έδαφος σε βράχο (Kausel et al 1978) με ορθογωνικό λωριδωτό θεμέλιο εγκιβωτισμένο (ανάλυση ABAQUS) για βαθμό εγκιβωτισμού D / B = 0.5 και H / D = 2







Σχήμα 3.6. α) Καμπύλη απόκρισης ελευθέρου πεδίου β),γ) σχήματα εξήγησης ελαχίστου από 1-δ κυματική θεωρία



Σχήμα 3.7. α) Διάγραμμα σύγκρισης καμπύλης ελευθέρου πεδίου και καμπύλης μεταφορικού συντελεστή για έδαφος με θεμέλιο, β) Διαγράμματα μεταφορικού συντελεστή για διαφορετικά πάχη εδαφικής στρώσης και καμπύλη ελευθέρου πεδίου για συχνότητες 1-8 Hz.



Σχήμα 3.8. α) Διάγραμμα σύγκρισης καμπύλης ελευθέρου πεδίου και καμπύλης μεταφορικού συντελεστή για έδαφος με θεμέλιο, για διάφορα πάχη εδαφικής στρώσης β) Διαγράμματα μεταφορικού συντελεστή για διαφορετικά πάχη εδαφικής στρώσης συναρτήσει αδιαστατοποιημένης συχνότητας ως προς την 1^η ιδιοσυχνότητα σχηματισμού



Σχήμα 3.9. Στιγμιότυπα από το μοντέλο για H = 2D , D/B = 0.5 , την χρονική στιγμή μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων για διεγέρσεις τριών βασικών συχνοτήτων.



Σχήμα 3.10. α) Διάγραμμα στροφικού συντελεστή για τέσσερα πάχη εδαφικής στρώσης H=1,25-6D, β) Στιγμιότυπο μοντέλου ABAQUS την χρονική στιγμή εμφάνισης μέγιστης στροφής θεμελίου, για το μοντέλο με H = 2D.



Σχήμα 3.11. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=1.25D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5,

f:Hz

0.0



Σχήμα 3.12. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=2D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5,



Σχήμα 3.13. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=3D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5,

f:Hz



Σχήμα 3.14. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=6D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=0.5,



Σχήμα 3.15. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=2D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=1,



Σχήμα 3.16. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο H=3D και ημιχώρου για βαθμό εγκιβωτισμού D/B=1,





Σχήμα 3.17. Στιγμιότυπα από το μοντέλο για H = 2D , D/B = 0.5 και το μοντέλο με τους αποσβεστήρες (ημίχωρος) , την χρονική στιγμή μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων για διέγερση με την πρώτη ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού.



Σχήμα 3.18. Στιγμιότυπα από το μοντέλο για H = 3D , D/B = 1 και το μοντέλο με τους αποσβεστήρες (ημίχωρος) , την χρονική στιγμή μέγιστων οριζόντιων μετατοπίσεων για διέγερση με την δεύτερη ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού.



Σχήμα 3.19. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο με αποσβεστήρες (ημίχωρος) για δυο βαθμούς εγκιβωτισμού D/B=0.5 και D/B=1.







Σχήμα 3.20. Διάγραμμα μεταφορικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο (H=2D) για τρία διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας 45,100 και 300 Mpa, και ίδιο διάγραμμα με αδιαστατοποιημένη συχνότητα ως προς την πρώτη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού.



Σχήμα 3.21. Διάγραμμα στροφικού συντελεστή για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο (H=2D) για τρία διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας 45,102 και 300 Mpa , και ίδιο διάγραμμα με αδιαστατοποιημένη συχνότητα ως προς την πρώτη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού.



Σχήμα 3.22. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή συναρτήσει αδιαστατοποιημένης συχνότητας ως προς την πρώτη ιδιοσυχνότητα σχηματισμού για μοντέλο με εδαφική στρώση πάνω σε βράχο (H=2D) και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5 ,σύγκριση ελαστικού με ανελαστικού εδάφους για πλάτη ταλάντωσης 0.2 έως 0.7 g. ¹²³



Σχήμα 3.23. Διάγραμμα μεταφορικού και στροφικού συντελεστή για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 ,σύγκριση ελαστικού με ανελαστικού εδάφους για πλάτη ταλάντωσης 0.2 έως 0.7 g.



Σχήμα 3.24. Επιταχυνσιογράφημα και Φάσμα επιταχύνσεων διέγερσης Rinaldi



Σχήμα 3.25. Φάσματα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.26. Σύγκριση Επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.27. Σύγκριση φασμάτων επιτάχυνσης ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.28. Σύγκριση διαγραμμάτων μεταφορικού συντελεστή για διέγερση Rinaldi και Gabor για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους.



Σχήμα 3.29. Φάσματα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου και θεώρηση διεπιφανειών τριβής, για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.30. Σύγκριση Επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου και θεώρηση διεπιφανειών τριβής, για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.31. Σύγκριση φασμάτων επιτάχυνσης ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου και θεώρηση διεπιφανειών τριβής, για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέχερση Rinaldi.



Σχήμα 3.32. Σύγκριση διαγραμμάτων μεταφορικού συντελεστή για διέγερση Rinaldi και Gabor για μοντέλο με εδαφική στρώση επί βράχου H = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 0.5, για θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου και θεώρηση διεπιφανειών τριβής, για ανελαστική συμπεριφορά εδάφους.



Σχήμα 3.33. Φάσματα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 , για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.34. Σύγκριση Επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.




6

Σχήμα 3.35. Σύγκριση φασμάτων επιτάχυνσης ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Rinaldi.



Σχήμα 3.36. Σύγκριση διαγραμμάτων μεταφορικού συντελεστή για διέγερση Rinaldi και Gabor για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους.



Σχήμα 3.37. Επιταχυνσιογράφημα και Φάσμα επιταχύνσεων διέγερσης Σεπολίων



Σχήμα 3.38. Φάσματα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1 , για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Σεπολίων.



Σχήμα 3.39. Σύγκριση Επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Σεπολίων. 140





Σχήμα 3.40. Σύγκριση φασμάτων επιτάχυνσης ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους σε διέγερση Σεπολίων.



Σχήμα 3.41. Σύγκριση διαγραμμάτων μεταφορικού συντελεστή για διέγερση Rinaldi και Gabor για μοντέλο ημιχώρου με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, για ελαστική και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους.



Σχήμα 3.42. Επιταχυνσιογράφημα και Φάσμα επιταχύνσεων διέγερσης Ληξουρίου.



Σχήμα 3.43. Χρονοιστορία επιταχύνσεων και φάσμα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάχους Η = 2D με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Ληξού⁴ρίου.



Σχήμα 3.44. Φάσμα επιταχύνσεων και καμπύλη μεταφορικού συντελεστή για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάχους Η = 2D με βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Ληξουρίου.



Σχήμα 3.45. Επιταχυνσιογράφημα και Φάσμα επιταχύνσεων διέγερσης Χαβριάτων.



Σχήμα 3.46. Φάσματα Fourier ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου, σύγκριση ημιχώρου με εδαφική στρώση πάχους Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1,, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Χαβριάτων.



Σχήμα 3.47. Χρονοιστορία επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου, σύγκριση ημιχώρου με εδαφική στρώση πάχους Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Χα^{ββ}ιάτων.



Σχήμα 3.48. Φάσματα επιταχύνσεων ελευθέρου πεδίου και βάσης θεμελίου, σύγκριση ημιχώρου με εδαφική στρώση πάχους Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Χαβριάτων.



Σχήμα 3.49. Καμπύλες μεταφορικού συντελεστή, σύγκριση ημιχώρου με εδαφική στρώση πάχους Η = 2D και βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, έδαφος ανελαστικής συμπεριφοράς για διέγερση Χαβριάτων.

4° Κεφάλαιο

Σεισμικές εδαφικές ωθήσεις στα τοιχώματα του θεμελίου

4.1 Γενικά Στοιχεία

- 4.2 Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε ομοιογενές ελαστικό έδαφος
- 4.3 Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό
 - 4.4 Σύγκριση με ισχύοντες κανονισμούς Ε.Α.Κ
 - 4.5 Συμπεράσματα

4 Σεισμικές εδαφικές ωθήσεις στα τοιχώματα του θεμελίου

4.1 Γενικά Στοιχεία

Μια συνήθης αντισεισμική μελέτη τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει την εκτίμηση των φορτίων που επιβάλλονται στον τοίχο κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και έπειτα την εξασφάλιση ότι ο τοίχος δύναται να παραλάβει τα φορτία αυτά με ασφάλεια. Καθώς η εκτίμηση των πραγματικών φορτίων είναι πρακτικά αδύνατη, λόγω της πολυπλοκότητας του φαινομένου, η εκτίμηση των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων γίνεται με χρήση απλοποιητικών μεθόδων ή μέσω προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων.

Η συμπεριφορά των τοίχων κατά τη διάρκεια των σεισμικών διεγέρσεων μπορεί να ταξινομηθεί ευρέως σε τρεις κατηγορίες, που μπορούν να οριστούν με βάση τη μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο έδαφος ακριβώς πίσω από τον τοίχο. Για μετατοπίσεις του τοίχου που προκαλούνται από σεισμό ή φορτία βαρύτητας, οι οποίες είναι μικρές και μετρώνται σε σχέση με ένα σημείο του εδάφους σε μια μέτρια απόσταση από τον τοίχο, το έδαφος δίπλα στον τοίχο θα αποκριθεί στην ουσία γραμμικά ελαστικά. Σε αυτήν την κατηγορία μεθόδων έχουν συνεισφέρει οι Matuo and Ohara (1960), Wood (1973), Veletsos & Younan (1993, 1994, 1995, 1996, 1997, 2000), Li (1999) και οι Psarropoulos et al. (2005). Στη δεύτερη κατηγορία οι παραμορφώσεις που προκαλούνται στον τοίχο είναι επαρκώς μεγάλες ώστε να προξενούν σημαντική μη-γραμμική απόκριση του εδάφους. Στο πεδίο αυτό έχουν συνεισφέρει οι Siller et al. (1991), οι Nadim & Whitman (1983) και Al-Homoud & Whitman (1994, 1999). Στην τρίτη κατηγορία μεθόδων, θεωρείται ότι εκδηλώνεται μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης στο έδαφος (οριακή ισορροπία) και κατά συνέπεια προκύπτουν μεγαλύτερες σχετικές παραμορφώσεις στον τοίχο. Αντιπροσωπευτικές μεθοδολογίες που βασίζονται σε αυτήν τη θεώρηση είναι η μέθοδος Mononobe-Okabe (Mononobe & Matuo, 1929 και Okabe, 1926) και οι διάφορες παραλλαγές της (Seed & Whitman, 1970, Richards & Elms, 1979, Nadim & Whitman, 1983, Steedman & Zeng, 1990, Whitman & Liao, 1985).

Πρέπει να σημειωθεί ότι αυτή η κατηγοριοποίηση είναι έως ένα βαθμό υπεραπλουστευτική, δεδομένου ότι γενικά οι τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος επηρεάζονται, εκτός από τις προκαλούμενες παραμορφώσεις της κατασκευής λόγω

153

φορτίου, και από άλλους παράγοντες. Για παράδειγμα, πολύ ισχυρές σεισμικές εδαφικές δονήσεις πιθανό να επιφέρουν στο έδαφος μια μη-γραμμική συμπεριφορά, ή ακόμα και μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης, στην περίπτωση ενός ιδανικά άκαμπτου τοίχου που συγκρατεί ένα πολύ μαλακό έδαφος. Πρέπει να αναφερθεί ότι ακόμα και τα φορτία βαρύτητας, όταν ενεργούν μόνα τους, μπορεί να δημιουργήσουν μια κατάσταση πλήρους πλαστικοποίησης στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Αυτή η περίπτωση αντιμετωπίζεται συχνά σε προβόλους τοίχους αντιστήριξης, οι οποίοι γενικά είναι πολύ εύκαμπτες κατασκευές. Η μέθοδος που θα χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων πίσω από τον τοίχο θα έπρεπε να εξαρτάται από τον τύπο της πιθανότερης συμπεριφοράς του συστήματος αντιστήριξης κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Γενικά, η εντατική κατάσταση που αναπτύσσεται θα είναι συνάρτηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, των δυναμικών ιδιοτήτων της, της δυσκαμψίας της θεμελίωσης, της σκληρότητας και της αντοχής του εδάφους και του μεγέθους της σεισμικής διέγερσης.

4.2 Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε ομοιογενές ελαστικό έδαφος

παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η περίπτωση μιας άκαμπτης Στην εγκιβωτισμένης θεμελίωσης. Πρακτικώς τα τοιχώματα του θεμελίου λειτουργούν ως τοίχοι αντιστήριξης του εδάφους που τα περιβάλει, η βασική διαφορά από έναν απλό τοίχο αντιστήριξης τύπου προβόλου είναι ότι στην περίπτωση του εγκιβωτισμένου θεμελίου δεν αναπτύσσονται οριζόντιες μετατοπίσεις. Σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς του ΥΠΕΧΩΔΕ – εγκ.39/99 έχουμε τρεις βασικές περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, τοίχους πρακτικώς αμετακίνητους για μετατοπίσεις ως προς το ύψος του τοίχου U/H < 0.05%, τοίχους με περιορισμένη δυνατότητα μετακίνησης όπου 0.1% > U/H $\geq 0.05\%$ και τέλος τοίχους με δυνατότητα μετακίνησης U/H > 0.1 %, Σχήμα 3.50. Με βάση τους κανονισμούς η περίπτωση άκαμπτων εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων εντάσσεται στην κατηγορία των πρακτικώς αμετακίνητων τοίχων αντιστήριξης. Στόχος του συγκεκριμένου κεφαλαίου είναι να μελετηθεί πως η κινηματική αλληλεπίδραση του θεμελίου επηρεάζει τις σεισμικές εδαφικές ωθήσεις που το καταπονούν. Σε ποιες δηλαδή συχνότητες σεισμικής διέγερσης έχουμε τις δυσμενέστερες εδαφικές πιέσεις και αν αυτές προκύπτουν όταν ο μεταφορικός συντελεστής παίρνει την μικρότερη τιμή του. Στα Σχήματα 3.51-3.53 παρουσιάζονται οι κατανομές εδαφικών ωθήσεων για την περίπτωση ελαστικής συμπεριφοράς εδάφους για βαθμούς εγκιβωτισμού D/B = 0.5 και

D/B = 1 και D/B = 2 αντίστοιχα. Μια πρώτη παρατήρηση είναι ότι για εγκιβωτισμό D/B = 1 οι πιέσεις στην επιφάνεια μηδενίζονται. Αυτό συμβαίνει διότι για μεγαλύτερους εγκιβωτισμούς έχουμε αυξημένες στροφές έτσι το έδαφος στην επιφάνεια "εφελκύεται" και καθώς έχουμε συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου έχουμε μηδενικές τάσεις στην επιφάνεια. Για ακόμα μεγαλύτερο βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 2 έχουμε αρνητικές τιμές τάσεων (εφελκυσμός) στην επιφάνεια καθώς οι στροφές είναι ακόμα πιο έντονες για μεγαλύτερο εγκιβωτισμό. Επίσης παρατηρείται πως οι μέγιστες πιέσεις στα τοιχώματα του θεμελίου προκύπτουν για διέγερση κοντά στην πρώτη ιδιοσυχνότητα του σχηματισμού, ενώ στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα οι πιέσεις είναι κατά πολύ μικρότερες. Προκύπτει λοιπόν πως όταν το έδαφος παίρνει ιδιόμορφες που προσεγγίζουν την πρώτη ιδιομορφή του εδαφικού σχηματισμού τότε έχουμε τις μέγιστες πιέσεις. Αντίθετα η δεύτερη ιδιομορφή δεν είναι κρίσιμη για τις πιέσεις. Το παραπάνω φαινόμενο οφείλεται στο γεγονός πως στην πρώτη ιδιομορφή το τοίχωμα του θεμελίου επιταχύνεται οριζόντια πάνω στο έδαφος ενώ στην δεύτερη ιδιομορφή το θεμέλιο κυρίως στριβεί έτσι το τοίχωμα του θεμελίου αν και επιταχύνεται οριζόντια προς το έδαφος η στροφή το τραβάει πίσω και έτσι απογειώνονται οι πιέσεις Σχήμα 3.54.

4.3 Εγκιβωτισμένο θεμέλιο σε δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό

Στα Σχήματα 3.55-3.56 απεικονίζονται οι πιέσεις για την περίπτωση ανελαστικού εδάφους με δυο εδαφικές στρώσεις (πάνω στρώση άμμος E = 100 MPa, $\varphi = 32^{0}$, c = 5 kPa, $\rho = 1.9$ Mg/m³ και κάτω στρώση άργιλος με αστράγγιστη διατμητική αντοχή Su = 85 Mpa, E = 100 Mpa), και για την περίπτωση της εδαφικής στρώσης πάχους H = 2D και για την περίπτωση του ημιχώρου φαίνεται και εδώ πως κρίσιμες είναι οι πιο μικρές συχνότητες καθώς όπως είπαμε και πριν μεγαλύτερες συχνότητες προκαλούν ιδιόμορφες στο έδαφος που δεν είναι κρίσιμες για την ανάπτυξη πιέσεων στα τοιχώματα. Στο Σχήμα 3.57. φαίνεται η σύγκριση ανάπτυξης εδαφικών πιέσεων για τρία διαφορετικά πλάτη ταλάντωσης στο 1 g, 0.5 g και 0.3 g. Όπως παρατηρείται με την αύξηση του πλάτους ταλάντωσης σταδιακά αυξάνονται και οι εδαφικές πιέσεις, διότι στην συγκεκριμένη περίπτωση καθώς το θεμέλιο είναι μακριά από το να μπορέσει να ενεργοποιηθεί, έτσι το έδαφος έχει την δυνατότητα αύξησης των πιέσεων με την αύξηση του πλάτους της διέγερσης. Αν για παράδειγμα ήταν ένας τοίχος αντιστήριξης με δυνατότητα μετακίνησης,

και είχε δημιουργηθεί ενεργητική αστοχία εδάφους τότε με την αύξηση του πλάτους ταλάντωσης δεν θα μπορούσαν οι πιέσεις να αυξηθούν περεταίρω.

4.4 Σύγκριση με ισχύοντες κανονισμούς Ε.Α.Κ

Στο **Σχήμα 3.58** γίνεται σύγκριση των αναπτυσσόμενων εδαφικών πιέσεων με τους ισχύοντες κανονισμούς EAK και M-O (Seed & Whitman). Οι συγκρίσεις έγιναν για μοντέλο εδαφικής στρώσης σε βράχο και ημιχώρου με δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους, για βαθμό εγκιβωτισμού D/B = 1, όπως φαίνεται στο διάγραμμα οι πιέσεις ξεπερνούν για λίγο τους κανονισμούς. Τέλος στο **Σχήμα 3.59** δίνονται οι εδαφικές πιέσεις και για την περίπτωση των σεισμών του Ληξουρίου και των Χαβριάτων όπου και σε αυτές τις διεγέρσεις αναπτύσσονται εδαφικές πιέσεις λίγο μεγαλύτερες από αυτές που ορίζουν οι κανονισμοί.

4.6 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζονται οι σεισμικές εδαφικές πιέσεις που αναπτύσσονται στα τοιχώματα ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου και πως αυτές συνδέονται με το φαινόμενο της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Μετά από σύγκριση που έγινε μεταξύ των συχνοτήτων εμφάνισης ελάχιστου μεταφορικού συντελεστή και συχνοτήτων που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις προκύπτει ότι οι μέγιστες εδαφικές πιέσεις στο θεμέλιο, ασκούνται σε χαμηλές συχνότητες διέγερσης. Έτσι λοιπόν ακόμα και αν ο μεταφορικός συντελεστής έχει το ελάχιστο στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα αυτό δεν σημαίνει τελικώς πως και εκεί θα έχουμε αυξημένες πιέσεις. Παρατηρείται πως στις μεγαλύτερες συχνότητες επειδή υπάρχει αυξημένη στροφή του θεμελίου εμποδίζεται το τοίχωμα του θεμελίου να επιταχυνθεί με ολόκληρη την επιφάνεια του προς το έδαφος. Έτσι οι μέγιστες πιέσεις στροφές που αναπτύσσονται στις πιο μεγάλες συχνότητες. Τέλος γίνεται σύγκριση των αναπτυσσομένων σεισμικών εδαφικών πιέσεων με τους ισχύοντες κανονισμούς του Ε.Α.Κ για πρακτικώς αμετακίνητους τοίχους, προκύπτει πως οι πιέσεις είναι λίγο πιο μεγάλες από τους κανονισμούς.

Τέλος 4^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

Σεισμικές εδαφικές ωθήσεις στα τοιχώματα του θεμελίου



Σχήμα 3.50. Κατανομές πιέσεων από κανονισμούς ΥΠΕΧΩΔΕ-εγκ.39/99 για αντισεισμική μελέτη βάθρων γεφυρών.

σ/γΗ



Σχήμα 3.51. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο, ελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 0.5 για διεγέρσεις Gabor.

σ/γΗ 1 2 -4 -3 -2 -1 0 3 0.1 0.2 F_{\max} *f* = 1 Hz ____ 0.3 *f* = 1.7 Hz 0.4 *f* = 4.3 Hz 0.5 0.6 0.63 H D/B:1 0.7 H = 2DE = 45 Mpa $\rho = 1.7 \text{ Mg/m}^3 \text{ B} = 8 \text{ m}$ 0.8 0.9 1 1.2 Y / H 1 0.8 H_u 0.6 0.4 0.2 0 0 2 4 6 12 16 18 20 10 14 8 *f* : Hz

Σχήμα 3.52. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο, ελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor.



Σχήμα 3.53. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο, ελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 2 για διεγέρσεις Gabor.



Σχήμα 3.54. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο, ελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor.



Σχήμα 3.55. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο εδαφικής στρώσης πάνω σε βράχο, δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός με ανελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor. 165



Σχήμα 3.56. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου και σύγκριση με καμπύλη μεταφορικού συντελεστή, για μοντέλο ημιχώρου με δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό με ανελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor.



Σχήμα 3.57. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου, για μοντέλο με δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό με ανελαστική συμπεριφορά εδάφους και βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor συχνότητας f=1.67 Hz για τρία διαφορετικά πλάτη ταλάντωσης.







Σχήμα 3.58. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου, σύγκριση με Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και M-O (Seed & Whitman), για μοντέλο εδαφικής στρώσης σε βράχο και ημιχώρου με δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους, βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Gabor.



Σχήμα 3.59. Κατανομές σεισμικών εδαφικών πιέσεων καθ' ύψος του τοίχου, σύγκριση με Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και M-O (Seed & Whitman) , για ημιχώρου με δίστρωτο εδαφικό σχηματισμό και ανελαστική συμπεριφορά εδάφους, βαθμός εγκιβωτισμού D/B = 1 για διεγέρσεις Ληξουρίου και Χαβριάτων. 169

Βιβλιογραφικές Παραπομπές
Abrahamson, N.A., (1988). "Empirical models of spatial coherency of strong groundmotion,"Proc. 2nd Workshop on Strong Motion Arrays, Institute of Earth Sciences, Taipei, Taiwan, 65-92.

Abrahamson, N.A., (1992). "Spatial variation of earthquake ground motion for application to soil-structure interaction," Rpt. No. EPRI TR-100463, Electrical Power Research Institute, Palo Alto, CA, March.

Apsel, R.J. and Luco, J.E. (1987). "Impedance functions for foundations embedded in alayered medium: an integral equation approach," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 15(1.2), 213-231.

Aviles, J., and Perez-Rocha, L.E., (1996). "Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15 11-27.

Bielak, J., (1975). "Dynamic behavior of structures with embedded foundations," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 3(1.3), 259-274.

Borja, R.I., Smith, H.A., Wu, W-H., and Amies, A.P. (1992). "A methodology for nonlinear soilstructure interaction effects using time-domain analysis techniques," Rpt. No. 101, Blume Earthquake Engrg. Ctr., Stanford Univ., June.

Building Seismic Safety Council, BSSC (1997). "NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings, Part 1, Provisions and Part 2, Commentary" Rpt. No. FEMA 302 & 303, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Bycroft, G.N., (1956). "Forced Vibrations of a Rigid Circular Plate on a Semi-Infinite Elastic Space and on an Elastic Stratum", Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences, Vol. 248, No. 948, pp. 327-368.

Bycroft, G.N., (1977). "Soil-structure interaction at higher frequency factors", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 5, 235-248.

Chang, C.-Y., Power, M.S., Idriss, I.M., Somerville, P.G., Silva, W., and Chen, P.C. (1985). "Engineering characterization of ground motion. Task 2: Observational data on spatial variations of earthquake ground motion," Rpt. No. NUREG/CR-3805, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington DC, February.

Chen, J-C., Lysmer, J., and Seed, H.B. (1981). "Analysis of local variations in free-field seismic ground motions," Rpt. No. UCB/EERC 81-03, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.

Day, S.M. (1977). "Finite element analysis of seismic scattering problems," Ph.D. Dissertation, Univ. of California, San Diego. de Barros, F.C.P., and Luco, J.E., (1990). "Discrete Models for Vertical Vibration of Surface and Embedded Foundations," Earthquake Engng. and Struct. Dyn., 19 (1.2), 289-303.

Dobry, R., and Gazetas, G., (1986). "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations", J. Geotech. Engrg., ASCE, 112(1.2), 109-135.

Elsabee, F., and Morray, J.P., (1977). "Dynamic behavior of embedded foundations", Rpt. No. R77-33, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, Mass.Gazetas, G., (1983), "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1.

Gazetas, G., (1983). "Analysis of Machine Foundation Vibrations: State of the Art," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1, pp. 2-42.

Gazetas, G., (1991), "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 9, September.

Gazetas, G., (1984). "Rocking of strip and circular footings", Proc. Int. Symp. Dyn. SoilStruct. Interaction (Eds) D. E. Beskos et al., A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-10.

Gazetas, G. and Dobry, R., (1984). "Simple Radiation Damping Model for Piles and Footings," J. Geotech. Engng., ASCE, 110(1.6), 937-956.

Gazetas, G., Stokoe, K.H., (1991)," Free vibration of embedded foundations: theory versus experiment", Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers 117 (1.9) 1382–1401.

Iguchi, M. and Luco, J.E., (1982). "Vibration of flexible plate on viscoelastic medium," J. Engrg. Mech., ASCE, 108(1.6), 1103-1120.

Ishii, K., Itoh, T., and Suhara, J. (1984). "Kinematic interaction of soil-structure system based on observed data," Proc. 8th World Conf. Earthquake Engrg., Vol. 3, 1017-1024.

Jennings, P.C., and Bielak, J., (1973). "Dynamics of building-soil interaction", Bulletin of tile Seismological Society of America. Vol. 63, No. 1, pp. 9-48.

Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P., and Elsabee, F., (1978), "The spring method for embedded foundations", Nuclear Engineering and Design 48 (1978) 377-392.

Luco, J.E., and Wong, H.L., (1992), "Identification of soil properties from foundation impedance functions", J. Geotech. Engng, ASCE, 118, 780-795.

Luco, J.E., (1980b). "Linear soil-structure interaction," in Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA

Luco, J.E. and Mita, A. (1987). "Response of circular foundation to spatially random ground motions," J. Engrg. Mech., ASCE, 113(1.1), 1-15.

Luco, J.E. and Westmann, R.A. (1971). "Dynamic response of circular footings," J. Engrg. Mech., ASCE, 97(1.5), 1381-1395.

Luco, J.E., and Wong, H.L., (1986). "Response of a rigid foundation to a spatiallyrandom ground motion," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 14(1.6), 891-908.

H.B. Mason, N.W.Trombetta , Z.Chen, J.D.Bray, T.C.Hutchinson , B.L.Kutter. Seismic soil-foundation-structure interaction observed in geotechnical centrifuge experiments

Meek, J.W., and Veletsos, A.S., (1973). 'Simple models for foundations in lateral and rocking motion', presented at the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, June, 1973.

Mita, A., and Luco, J.E., (1989). "Dynamic response of a square foundation embedded in an elastic halfspace", Soil Dynamics and Earthquake Engrg., 8(1.2), 54-67.

Nogami, T., and Chen, H.S., (2003). "Dynamic Soil Stiffnesses at Side of Embedded Structures with Rectangular Base", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 129, No. 8

Nogami, T., and Lam, Y., (1987). "Two-parameter layer model for analysis of slab on elastic foundation.", J. Eng. Mech., 113(1.9), 1279–1291.

Novak, M., and El. Hifnawy, L., (1983), "Effect of soil-structure interaction on damping of structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 595-621

Psycharis, I.N., (1982). "Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift", Ph.D. Thesis, EERL. 81-02, California Institute of Technology Pasadena, California.

Richart, F.E., Woods, R.D., and Hall, I.R., (1970). 'Vibrarions of soils and foundations', Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.

Riggs, H.R., and Waas, G., (1985). "Influence of foundation flexibility on soil-structure interaction," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 13(1.5), 597-615.

Roesset J.M., Whitman R.V., Dobry R., (1973). "Modal Analysis for Structures with Foundation Interaction", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, Vol. 99 n° ST3, 89-416.

Roesset, J.M., (1980). "A review of soil-structure interaction," in Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC, and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.

Seed, H.B., and Lysmer, J., (1980). "The seismic soil-structure interaction problem for nuclear facilities," in Soil-structure interaction: the status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.

Shekhter, O.Y., (1948). 'Consideration of inertial properties of soil in the computations of vertical forced vibrations of massive foundations', NII. Symposium 12, Vibratsii Osnovaniy i Fundamentov, Moscow.

Stewart, J.P., and Stewart, A.F., (1997). "Analysis of soil-structure interaction effects on building response from earthquake strong motion recordings at 58 sites," Rpt. No. UCB/EERC-97/01, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.

Takewaki, I., Takeda, N., and Uetani, K., (2003). "Fast practical evaluation of soil– structure interaction of embedded structures", Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23, 195–202

Trifunac MD. Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH waves. Bulletin of the Seismological Society of America 1972;62:63–83.

Veletsos, A.S., and Nair, V.D., (1974). "Response of Torsionally Excited Foundations," J. of Geotech. Engng. Div., ASCE, Vol. 100, 476-482.

Veletsos, A.S., and Meek, J.W., (1974). "Dynamic behaviour of building-foundation systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, 121-138.

Veletsos, A.S., and Nair, V.V., (1975). "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations," J. Struct. Engrg., ASCE 101(1.1), 109-129.

Veletsos, A.S., and Prasad, A.M., (1989). "Seismic interaction of structures and soils: stochastic approach," J. Struct. Engrg., ASCE, 115(1.4), 935-956.

Veletsos, A.S., Prasad, A.M., and Wu, W.H., (1997). "Transfer functions for rigid rectangular foundations," J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 26 (1.1), 5-17.

Veletsos, A.S., and Wei, Y.T., (1971). "Lateral and rocking vibrations of footings", J. Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, 97(1.9), 1227-1248.

Veletsos, A.S. and Verbic, B. (1973). "Vibration of viscoelastic foundations", J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics, 2(1.1), 87-102.

Whitman, R.V. and Richart, F.E., (1967). "Design procedures for dynamically loaded foundations", J. Soil Mech. Fdn. Engrg., ASCE., 93, SM6, 169.

Wolf, J.P., (1976). "Soil-structure interaction with separation of base mat from soil (lifting-off) ", Nuclear Engineering and Design 38 (1976) 357-384.

Wolf, J.P., and Somaini, D.R., (1986). "Approximate Dynamic Model of Embedded Foundation in Time Domain," Earthquake Engng. and Struct. Dyn., 14(1.5), 683-703.

Wong, H.L., Trifunac, M.D., and Luco, J.E., (1988). "A comparison of soil-structure interaction calculations with results of full-scale forced vibration tests," Soil Dynamics and Earthquake Engrg., 7(1.1), 22-31.

Γκαζέτας, Γ. (1996). «Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική, Ιστορικά Περιστατικά»,

Εκδόσεις Συμεών.