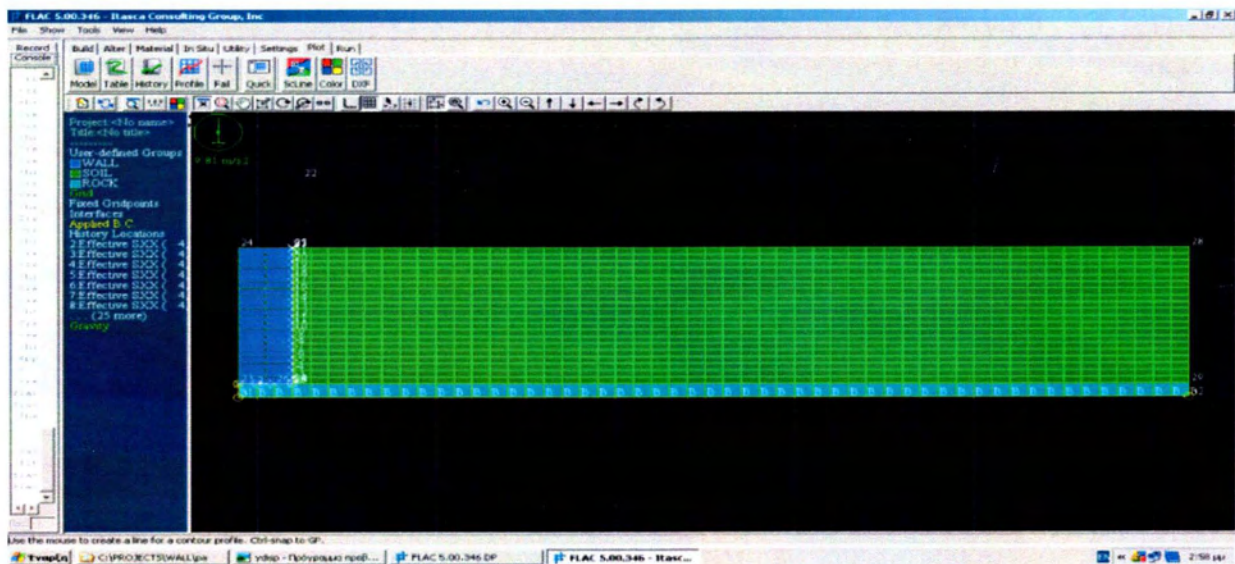


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ: ΜΕΛΕΤΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΣΕΙΣΜΟΥ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ



Επιβλέπων Καθηγητής: Ντακούλας Παναγιώτης
Φοιτητής: Καλλιβωκάς Δημήτριος



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

Αριθ. Εισ.: 12837/1
Ημερ. Εισ.: 04-09-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2014
ΚΑΛ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 – ΕΙΣΑΓΩΓΗ

- 1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
 - 1.1.1 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
- 1.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
 - 1.2.1 Η «ΨΕΥΔΟ-ΣΤΑΤΙΚΗ» ΜΕΘΟΔΟΣ (ΜΟΝΟΝΟΒΕ-ΟΚΑΒΕ)
 - 1.2.2 Η «ΨΕΥΔΟ-ΔΥΝΑΜΙΚΗ» ΜΕΘΟΔΟΣ (STEEDMAN & ZENG)
 - 1.2.3 ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΔΕΙΞΗ ΤΗΣ ΣΧΕΣΗΣ ΤΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 – ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΥΠΟ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

- 2.1 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ φ
- 2.2 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ δ
- 2.3 ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΔΙΑΔΟΣΗΣ V_s
- 2.4 ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ ΔΟΝΗΣΗΣ f
- 2.5 ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΒΑΣΗΣ a_{max}

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 – ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ FLAC

- 3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ
 - 3.1.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ FLAC
 - 3.1.2 ΠΕΔΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ
 - 3.1.3 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΜΕ ΤΟ FLAC
- 3.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΒΑΣΗ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ
 - 3.2.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ
 - 3.2.2 Η ΠΟΡΕΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ Η/Υ ΚΑΤΑ ΧΡΟΝΙΚΑ ΒΗΜΑΤΑ
 - 3.2.3 ΟΙ ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΠΕΔΙΟΥ
 - 3.2.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΧΡΟΝΙΚΟΥ ΒΗΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 – Η ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΤΟ ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

- 4.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ
- 4.2 Η ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ FLAC

- 4.2.1 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
- 4.2.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ
- 4.2.3 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ
- 4.2.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΧΝΟΤΗΤΑΣ ΔΟΝΗΣΗΣ
- 4.2.5 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΒΑΣΗΣ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 – ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- 5.1 ΓΕΝΙΚΟΣ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ
- 5.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΛΥΣΗΣ
- 5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ
 - 5.3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ
 - 5.3.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΒΑΣΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 - ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ

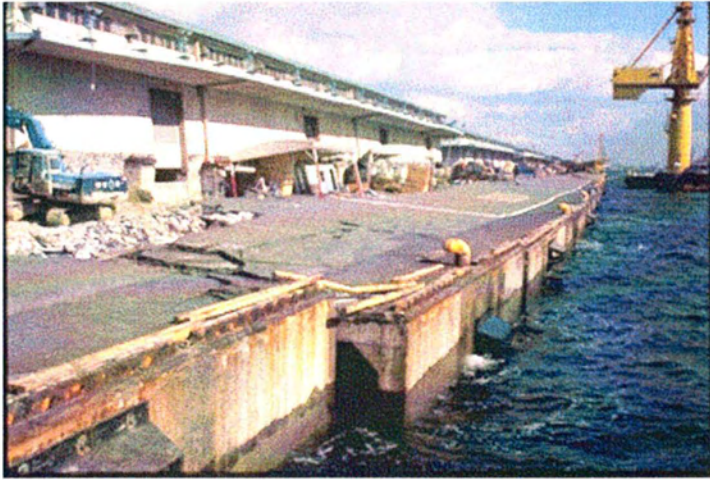
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Σημαντικές δυναμικές πλευρικές πιέσεις σε κατασκευές αντιστήριξης είναι δυνατόν να δημιουργήσουν καταστροφικές ζημιές, κάτι που έχει αποδειχθεί σε αρκετούς πρόσφατους σεισμούς. Τυπικό παράδειγμα αποτελεί ο σεισμός στο Kobe της Ιαπωνίας της 17^{ης} Ιανουαρίου 1995. Ο σεισμός αυτός κατέδειξε τη μεγάλη τρωτότητα των λιμενικών κατασκευών, αφού η ολοσχερής καταστροφή του λιμένα του Kobe, ο οποίος διεκπεραιώνει το 30% του εξωτερικού εμπορίου της Ιαπωνίας, είχε δραματικές συνέπειες στις εξαγωγές και την οικονομία της χώρας. Ως βασική αιτία των σεισμικών βλαβών του κρηπιδοτοίχου εκεί θεωρήθηκε η μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους της βάσης σε συνδυασμό με τις δυναμικές πιέσεις από το αντιστηριζόμενο έδαφος.

Η Ελλάδα διαθέτει ένα σημαντικό αριθμό λιμενικών έργων (στα οποία περιλαμβάνονται και τοίχοι αντιστήριξης), συνολικού μήκους άνω των 50 χιλιομέτρων, ενώ έχει προγραμματισθεί η κατασκευή άλλων 60 νέων λιμενικών έργων. Ακόμη, η χώρα μας είναι ιδιαίτερα δραστηριοποιημένη σεισμικά, καθώς κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη και την έκτη παγκοσμίως σε υψηλή σεισμικότητα. Τα δεδομένα αυτά, σε συνδυασμό με την ανεπαρκή ως τώρα διεθνή έρευνα όσον αφορά τα λιμενικά έργα, καθιστά επιτακτική την ανάγκη ανάπτυξης δόκιμων μεθόδων υπολογισμού της συμπεριφοράς τους κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, καταδείχθηκε η ανάγκη να ενταθεί η ερευνητική προσπάθεια για την ανάπτυξη αξιόπιστων μεθόδων που θα προβλέπουν με ακρίβεια τις σεισμικές παραμορφώσεις ώστε να είναι δυνατός ο περιορισμός τους σε ανεκτά όρια ανάλογα με το σεισμό σχεδιασμού.

Η βαθύτερη κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς των λιμενικών κατασκευών λοιπόν, θα οδηγήσει σε ασφαλέστερο σχεδιασμό, ορθολογικότερη χρήση των διαθέσιμων πόρων και σε πιο κατάλληλες επιλογές σε γεωτεχνικές εργασίες και στη διαμόρφωση της κατασκευής.

Στο Σχήμα 1.1 φαίνεται η καταστροφή κρηπιδοτοίχου λόγω του μεγάλου σεισμού στο λιμάνι του Kobe.



Σχήμα 1.1 : Μετατοπίσεις κρηπιδότοιχου στο λιμένα του Kobe Ιαπωνίας κατά τον καταστροφικό σεισμό του 1995

1.1.1 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

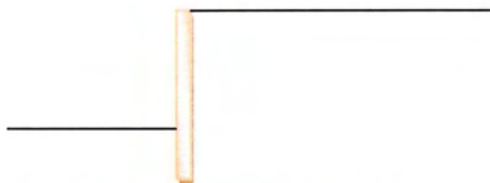
Οι τοίχοι αντιστήριξης ανάλογα με τη μορφή και τον τρόπο λειτουργίας τους διακρίνονται στα παρακάτω είδη :

- Τοίχοι βαρύτητας: Έχουν μεγάλο πάχος και σημαντική δυσκαμψία. Οι μετατοπίσεις τους είναι πρακτικά ίσες με αυτές ενός απόλυτα άκαμπτου σώματος.



Σχήμα 1.2: Τοίχος βαρύτητας

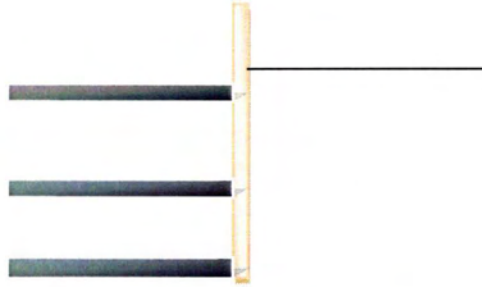
- Τοίχοι πρόβολοι: Είναι σχετικά εύκαμπτοι, και συνεπώς μπορούν να υποστούν ταυτόχρονα κάμψη, μετατόπιση και στροφή.



Σχήμα 1.3: Τοίχος πρόβολος

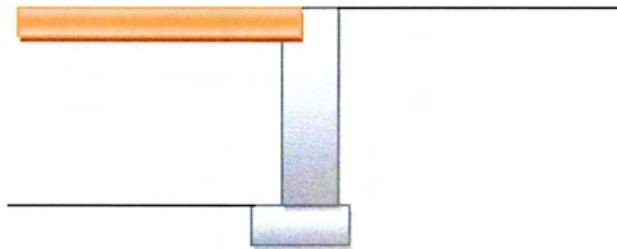
Κεφάλαιο 1

- Τοίχοι υπογείων: Είναι δυνατόν να παρουσιάζουν μεγάλη δυσκαμψία ανάλογα με τη δυσκαμψία του υπογείου.



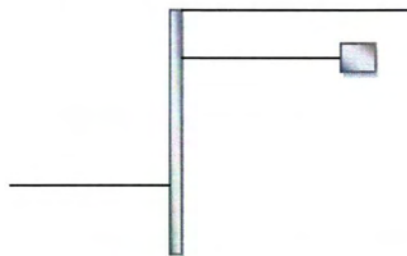
Σχήμα 1.4: Τοίχος υπογείου

- Τοίχοι αντερείσματος γέφυρας: Είναι γενικά δύσκαμπτοι όπως οι τοίχοι βαρύτητας και η οριζόντια μετατόπιση του άνω τμήματός τους περιορίζεται από τη δυσκαμψία του αντερείσματος της γέφυρας.



Σχήμα 1.5: Τοίχος αντερείσματος γέφυρας

- Αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι: Είναι εύκαμπτοι και οι εδαφικές πιέσεις εξαρτώνται από την σχετική μετακίνηση λόγω κάμψης του και από τον τρόπο αγκύρωσης.



Σχήμα 1.6: Πασσαλότοιχος με αγκύρωση

(Ντακούλας 2004)

Κεφάλαιο 1

Στις παρακάτω φωτογραφίες φαίνονται διαφορετικές περιπτώσεις στις οποίες βρίσκουν εφαρμογή αντίστοιχα έργα αντιστήριξης.



Σχήμα 1.7: Κρηπιδότοιχος σε λιμενική εγκατάσταση



Σχήμα 1.8: Αντιστήριξη πρανούς σε έργο οδοποιίας



Σχήμα 1.9 : Έργο αντιστήριξης εδάφους σε ορεινό οικισμό (σε φάση κατασκευής)

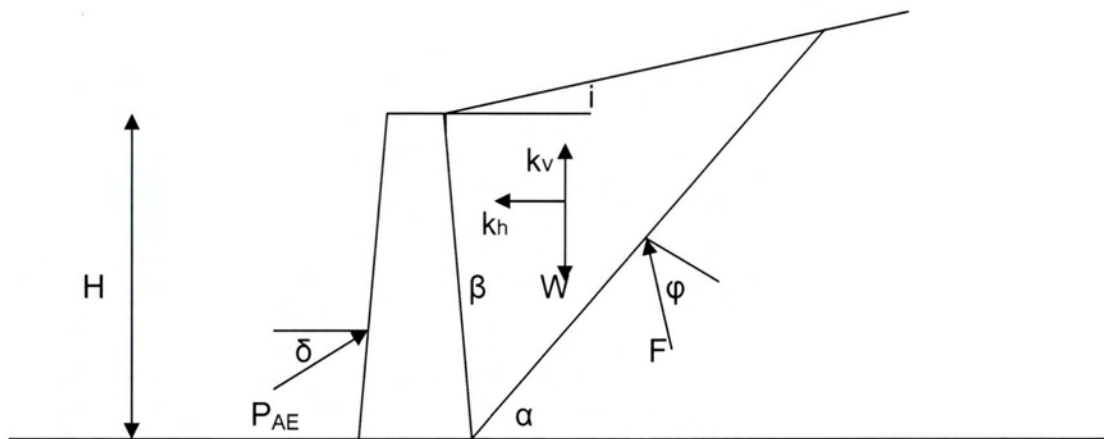
1.2 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η μελέτη των εδαφικών πιέσεων που αναπτύσσονται πίσω από έναν τοίχο αντιστήριξης λόγω μιας σεισμικής δόνησης είναι θεμελιώδης για τον ασφαλή σχεδιασμό ενός τέτοιου έργου. Για το λόγο αυτό πολλοί ερευνητές ανέπτυξαν μεθόδους προκειμένου να προσδιορίσουν τις πιέσεις αυτές. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάστηκαν μέθοδοι οι οποίες θεωρούν έναν απαραμόρφωτο τοίχο αντιστήριξης.

1.2.1 Η «ΨΕΥΔΟ-ΣΤΑΤΙΚΗ» ΜΕΘΟΔΟΣ (MONONOBE-OKABE)

Οι πρώτες προσπάθειες για τον υπολογισμό σεισμικών πιέσεων σε ενεργητικές αλλά και παθητικές συνθήκες δημοσιεύθηκαν από τους Okabe (1926), και Mononobe και Matsuo (1929). Η προσέγγισή τους έχει ως βάση την ανάλυση του Coulomb για γεωστατικές τάσεις και είναι γνωστή ως μέθοδος Mononobe-Okabe. Γι' αυτό και η προσέγγιση χαρακτηρίζεται «ψευδοστατική». Ψευδοστατικές είναι και οι περισσότερες μέθοδοι στις μελέτες που ακολούθησαν (Richards et al.-1999, Choudhury and Singh -2005, και άλλες).

Στο παρακάτω σκαρίφημα (Σχ.1.10) βασίζεται ο υπολογισμός της ενεργητικής ώθησης σύμφωνα με την ψευδοστατική προσέγγιση.



Σχήμα 1.10 : Ενεργητική ώθηση σύμφωνα με την ψευδο-στατική μέθοδο Mononobe-Okabe

ΠΡΟΫΠΟΘΕΣΕΙΣ ΙΣΧΥΟΣ ΤΗΣ ΛΥΣΗΣ ΜΟΝΟΝΟΒΕ-ΟΚΑΒΕ

- Η επιφάνεια αστοχίας είναι επίπεδη.
- Ο τοίχος κινείται αρκετά ώστε να δημιουργηθεί ενεργητική αστοχία.
- Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μη συνεκτικό.
- Το έδαφος πίσω από τον τοίχο συμπεριφέρεται ως ένα απολύτως άκαμπτο σώμα.
- Ο σεισμός ασκεί μια ομοιόμορφη επιτάχυνση $k_h \cdot g$ στην οριζόντια κατεύθυνση και μια $k_v \cdot g$ στην κατακόρυφη κατεύθυνση. Οι δυνάμεις αδράνειας ασκούνται στο κέντρο βάρους της εδαφικής μάζας που αποχωρίζεται από την επιφάνεια αστοχίας.
- Αγνοείται η δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής δόνησης από το αντιστηριζόμενο εδαφικό στρώμα.

Η δυναμική ενεργητική ώθηση του αντιστηριζόμενου εδάφους κατά Μονονοβε-Οκাবে δίνεται από τη σχέση :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{ae} \quad (1.1)$$

όπου

H το ύψος του τοίχου και
 γ το ειδικό βάρος του εδάφους

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \varepsilon)}{\cos \varepsilon \cos^2 \beta \cos(\beta + \delta + \varepsilon) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \varepsilon - i)}{\cos(\delta + \beta + \varepsilon) \cos(\beta - i)}} \right]^2} \quad (1.2)$$

όπου

φ η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους

i η κλίση της επιφάνειας του εδάφους

β η απόκλιση του μετώπου του τοίχου από την κατακόρυφο

δ η γωνία τριβής διεπιφάνειας

και η γωνία ε δίνεται από τη σχέση

$$\varepsilon = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (1.3)$$

για $\varphi - i > \varepsilon$

Η εκτίμηση της τιμής της γωνίας κλίσης του επιπέδου αστοχίας ως προς την οριζόντιο, α_{ae} , γίνεται με τη βοήθεια της εξίσωσης :

$$\alpha_{ae} = - \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi - \varepsilon - i) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (1.4)$$

όπου

$$C_{1E} = \sqrt{[\tan(\varphi - \varepsilon) [\tan(\varphi - \varepsilon) + \cot(\varphi - \varepsilon)]] [1 + \tan(\delta + \varepsilon) \cot(\varphi - \varepsilon)]} \quad (1.5)$$

$$C_{2E} = 1 + \tan(\delta + \varepsilon) [\tan(\varphi - \varepsilon) + \cot(\varphi - \varepsilon)] \quad (1.6)$$

(Ντακούλας 2004)

Η μέθοδος των Mononobe-Okabe επικράτησε αυτά τα χρόνια και ακόμη χρησιμοποιείται ευρέως, κυρίως λόγω της απλότητας στην εφαρμογή της και της αυξημένης εξοικείωσης των μηχανικών με τη μέθοδο του Coulomb.

Ωστόσο, το βασικό μειονέκτημα σε μια ψευδοστατική μέθοδο είναι ότι η σεισμική φόρτιση θεωρείται ως δυναμική μόνο κατά μια -μη επαρκή προσέγγιση, χωρίς να λαμβάνεται υπ' όψη η επίδραση του χρόνου. Για το λόγο αυτό τα τελευταία χρόνια επιχειρήθηκε μια βελτίωση στις μεθόδους υπολογισμού προς αυτή την κατεύθυνση.

1.2.2 Η «ΨΕΥΔΟ-ΔΥΝΑΜΙΚΗ» ΜΕΘΟΔΟΣ (STEEDMAN & ZENG)

Στα πλαίσια της προσπάθειας να ξεπεραστούν τα μειονεκτήματα της μεθόδου Mononobe-Okabe, προτάθηκε από τους Steedman & Zeng (1990) μια απλή και πιο ρεαλιστική «ψευδο-δυναμική» μέθοδος, όπου συνυπολογίζονται ο χρόνος και η διαφορά φάσης λόγω μιας πεπερασμένης περιοδικής φόρτισης πίσω από τοίχο αντιστήριξης. Οι ίδιοι ερευνητές το 1993 συνέκριναν τα αποτελέσματα της θεωρητικής αυτής μεθόδου με εργαστηριακές δοκιμές προκειμένου να την αξιολογήσουν. Η ανάλυση αυτή περιελάμβανε μόνο μια συγκεκριμένη τιμή της γωνίας τριβής (φ) του εδάφους και σεισμικής οριζόντιας επιτάχυνσης ($k_h \cdot g$).

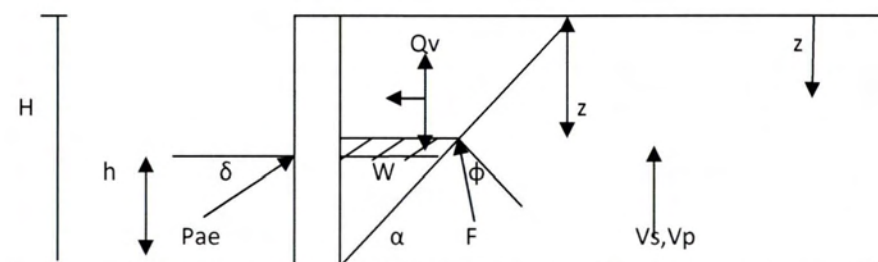
Προκειμένου λοιπόν να διερευνηθεί και η επίδραση της μεταβολής μεγεθών όπως η γωνία τριβής του εδάφους (φ), η γωνία τριβής του τοίχου (δ), η ταχύτητα διάδοσης πρωτεύοντος και δευτερεύοντος κύματος (V_p, V_s), η οριζόντια ($k_h \cdot g$) και κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση ($k_v \cdot g$) στη διαμόρφωση

Κεφάλαιο 1

των ενεργητικών πιέσεων πίσω από ένα άκαμπτο τοίχο, γίνεται χρήση της μεθόδου που παρουσιάζεται στο άρθρο των Choudhury & Nimbalkar το (2006) όπου πραγματοποιείται, με βάση την ψευδο-δυναμική προσέγγιση, μια πληρέστερη και γενικότερη μελέτη του προβλήματος.

Στη συνέχεια (Σχ.1.11) παρουσιάζεται το μοντέλο αντιστήριξης που χρησιμοποιήθηκε στη μελέτη αυτή, καθώς και η μαθηματική λύση που οδηγεί στον υπολογισμό της ενεργητικής πίεσης πίσω από τον τοίχο.

1.2.3 ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΗ ΑΠΟΔΕΙΞΗ ΤΗΣ ΣΧΕΣΗΣ ΤΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ



Σχήμα 1.11 : Σεισμικές πιέσεις κατά Choudhury & Nimbalkar (2006)

Σύμφωνα με το μοντέλο αυτό, θεωρείται ένας κατακόρυφος, άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης AB ύψους H (Σχ. 1.11). Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι μη συνεκτικό, η επιφάνειά του οριζόντια, ενώ η κατά Coulomb επίπεδη επιφάνεια αστοχίας του σχηματίζει γωνία 'α' με την οριζόντιο. Κατά την ανάλυση υποθέτουμε ενιαίο μέτρο διάτμησης (G) και ενιαίο εύρος επιταχύνσεων σε όλο το βάθος.

Υποτίθεται ακόμη ο λόγος των χαρακτηριστικών ταχυτήτων διάδοσης κύματος μέσα στο έδαφος $V_p/V_s=1.87$, που αντιστοιχεί σε λόγο Poisson $\nu=0,3$, ενώ η ιδιοπερίοδος του εδαφικού στρώματος δίνεται από τη σχέση $T=4H/V_s$.

Στο άκαμπτο υπόβαθρο κάτω από το έδαφος εφαρμόζεται αρμονική οριζόντια επιτάχυνση με μέγιστη τιμή a_h και αρμονική κατακόρυφη επιτάχυνση με μέγιστη τιμή a_v . Αν z το βάθος και t ο χρόνος, οι επιταχύνσεις θα δίνονται από τις σχέσεις :

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[t - \frac{H-z}{V_s} \right] \quad (1.7)$$

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left[t - \frac{H-z}{V_p} \right] \quad (1.8)$$

Κεφάλαιο 1

Αν θεωρήσουμε μια στοιχειώδη εδαφική λωρίδα μάζας m σε βάθος z –όπως φαίνεται στο Σχήμα 1.11- θα έχουμε:

$$m(z) = \gamma \frac{H-z}{g \tan a} dz \quad (1.9)$$

όπου γ το ειδικό βάρος του εδάφους.

Τότε η ολική οριζόντια δύναμη αδράνειας Q_h που ασκείται στη ζώνη αστοχίας προκύπτει ως εξής:

$$Q_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda(\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (1.10)$$

όπου λ το μήκος του κατακόρυφα διαδιδόμενου διατμητικού κύματος και $\zeta = t - \frac{H}{V_s}$

Αντίστοιχα η ολική κατακόρυφη δύναμη αδράνειας είναι:

$$Q_v(t) = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2} [2\pi H \cos \omega \psi + \lambda(\sin \omega \psi - \sin \omega t)] \quad (1.11)$$

όπου η το μήκος του κατακόρυφα διαδιδόμενου πρωτεύοντος κύματος και

$$\psi = t - \frac{H}{V_p}$$

Σημειώνεται πως στην οριακή περίπτωση που το απειροστό εδαφικό στοιχείο που εξετάζουμε θεωρηθεί απαραμόρφωτο, τότε το πρόβλημα μετατρέπεται στο ψευδο-στατικό πρόβλημα των Mononobe-Okabe:

$$\lim_{V_s \rightarrow \infty} (Q_h)_{max} = \frac{\gamma H^2 a_h}{2g \tan a} = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (1.12)$$

$$\lim_{V_s \rightarrow \infty} (Q_v)_{max} = \frac{\gamma H^2 a_v}{2g \tan a} = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (1.13)$$

Συγκεντρώνοντας τις δυνάμεις που ασκούνται στη λωρίδα και επιλύοντας την ισορροπία για όλο το ύψος του τοίχου προκύπτει η συνολική (στατική + σεισμική) ώθηση πάνω στον τοίχο:

$$P_{ae} = \frac{W \sin(\alpha - \varphi) + Q_h \cos(\alpha - \varphi) - Q_v \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\varphi + \delta - \alpha)} \quad (1.14)$$

Ο συντελεστής ενεργητικών σεισμικών ωθήσεων ορίζεται από τον τύπο:

$$K_{ae} = \frac{2 P_{ae}}{\gamma H^2} \quad (1.15)$$

Αντικαθιστώντας τις Q_h , Q_v στην εξίσωση έχουμε

$$K_{ae} = \frac{1}{\tan \alpha} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} + \frac{k_h}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_s}{H} \times \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_1 - \frac{k_v}{2\pi^2 \tan \alpha} \frac{TV_p}{H} \times \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \times m_2 \quad (1.16)$$

όπου

$$m_1 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) + \frac{TV_s}{H} \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_s} \right) - \sin 2\pi \frac{t}{T} \right) \right] \quad (1.17)$$

και

$$m_2 = \left[2\pi \cos 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) + \frac{TV_p}{H} \left(\sin 2\pi \left(\frac{t}{T} - \frac{H}{TV_p} \right) - \sin 2\pi \frac{t}{T} \right) \right] \quad (1.18)$$

Αν τώρα διαφορίσουμε τη συνολική ώθηση $P_{ae}(t)$ ως προς το βάθος z λαμβάνουμε την ενεργητική πίεση (τάση) που ασκείται στο πίσω μέρος του τοίχου:

Κεφάλαιο 1

$$p_{ae}(z, t) = \frac{\partial P_{ae}}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha \cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \\ + \frac{k_h \gamma z}{\tan \alpha \cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \\ - \frac{k_v \gamma z}{\tan \alpha \cos(\delta + \varphi - \alpha)} \frac{\cos(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \sin \left[\omega \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right]$$

Η εξίσωση αυτή είναι παρόμοια με αυτή που προκύπτει από την επίλυση των Steedman & Zeng(1990), δηλαδή την ειδική περίπτωση όπου $k_v=0$.

Ο πρώτος όρος αντιπροσωπεύει τη στατική πίεση που ασκείται στον τοίχο. Ο δεύτερος και ο τρίτος όρος αντιπροσωπεύουν τη δυναμική πίεση λόγω της οριζόντιας και λόγω της κατακόρυφης αδρανειακής δύναμης που ασκούνται στο εδαφικό στοιχείο που εξετάζουμε αντίστοιχα.

2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ – ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που δίνει η αναλυτική λύση κατά την επιβολή μιας περιοδικής φόρτισης σε τοίχο βαρύτητας, όπως προτείνεται στο άρθρο των Choudhury & Nimbalkar (2006). Ειδικότερα, στην περίπτωση που εξετάζεται έχει υποθεθεί ότι $k_v=0$, δηλαδή όπως θεωρήθηκε από τους Steedman & Zeng προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα και με αυτά του FLAC που ακολουθούν, όπου εφαρμόστηκε μόνο οριζόντια αρμονική δόνηση. Έπειτα από μια παραμετρική ανάλυση, για κάθε μια από τις παραμέτρους που εξετάστηκαν γίνεται ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων και παρατίθενται κάποια συμπεράσματα για την επίδραση των παραμέτρων αυτών.

Ο τοίχος βαρύτητας που θεωρήθηκε είναι κατακόρυφος, έχει ύψος $H=10\text{m}$, ενώ το αντιστηριζόμενο -μη συνεκτικό- έδαφος έχει φαινόμενη πυκνότητα $\rho=1800\text{kg/m}^3$.

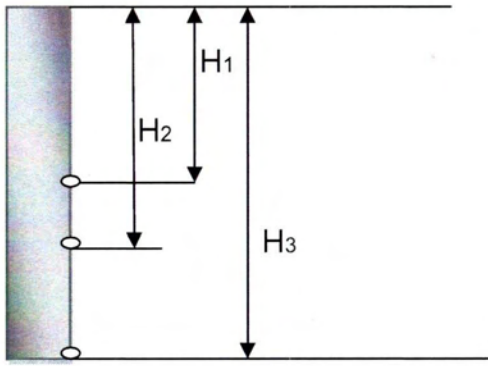
Οι χρονικές στιγμές στις οποίες ενδεικτικά παρατίθενται οι κατανομές είναι αυτές που μεγιστοποιούν τις τάσεις. Συμβολίζουμε λοιπόν με t_{c1} , t_{c2} , t_{c3} , όπου:

$$t_{ci} = \frac{\frac{\pi V_s + \omega H_i}{2}}{2V_s \omega} \quad i=1,2,3$$

τις χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης της τάσης στα σημεία H_1 , H_2 , H_3 αντίστοιχα στο πίσω μέρος του τοίχου, όπου :

- $H_1 = \frac{1}{2} H$
- $H_2 = \frac{2}{3} H$
- $H_3 = H$

λαμβάνοντας ως H_i το βάθος στο οποίο βρίσκεται το σημείο από την επιφάνεια του εδάφους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1: Εξεταζόμενα σημεία μεγιστοποίησης των πιέσεων

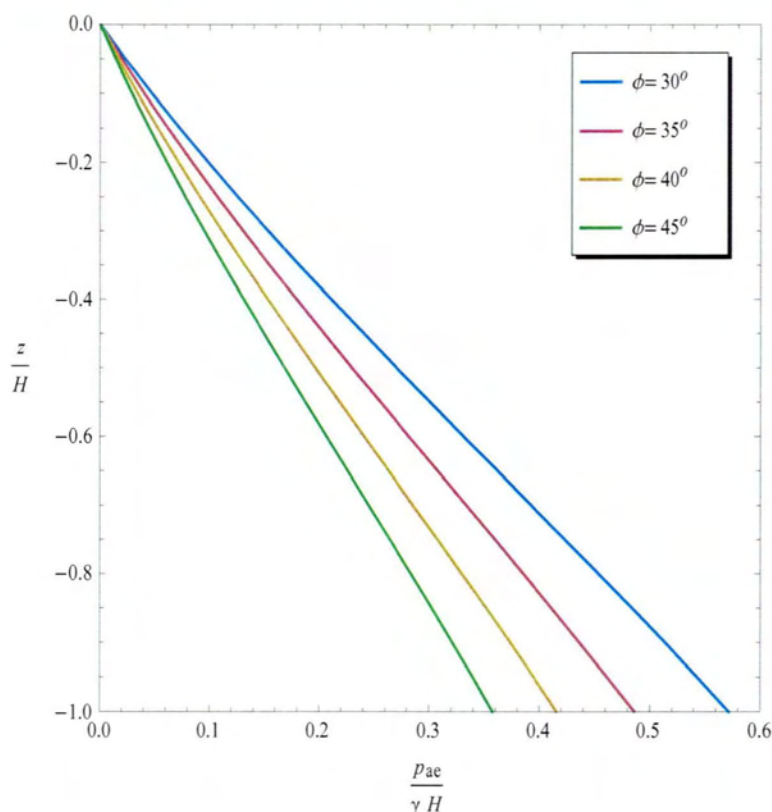
2.1 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ φ

Προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση που έχει η μεταβολή της παραμέτρου φ στις πιέσεις, έγιναν υπολογισμοί για 4 διαφορετικές τιμές της ($30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ$). Σε όλες τις περιπτώσεις η ταχύτητα διάδοσης V_s , άρα και η ιδιοσυχνότητα f_1 , διατηρούνται σταθερά. Επίσης, σταθερή διατηρείται η συχνότητα της δόνησης ($f=f_1/2$) και το εύρος της επιτάχυνσης ($k_h=0,3$), ενώ η γωνία τριβής δ ακολουθεί τη μεταβολή του φ ($\delta=2\varphi/3$).

Στα Σχήματα 2.2 έως 2.4 δίδεται η κανονικοποιημένη ολική πίεση συναρτήσει του βάθους του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της γωνίας διατμητικής αντοχής φ του εδάφους.

Οι κατανομές στο Σχήμα 2.2, αφορούν το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c3}) στη βάση του τοίχου.

Κεφάλαιο 2



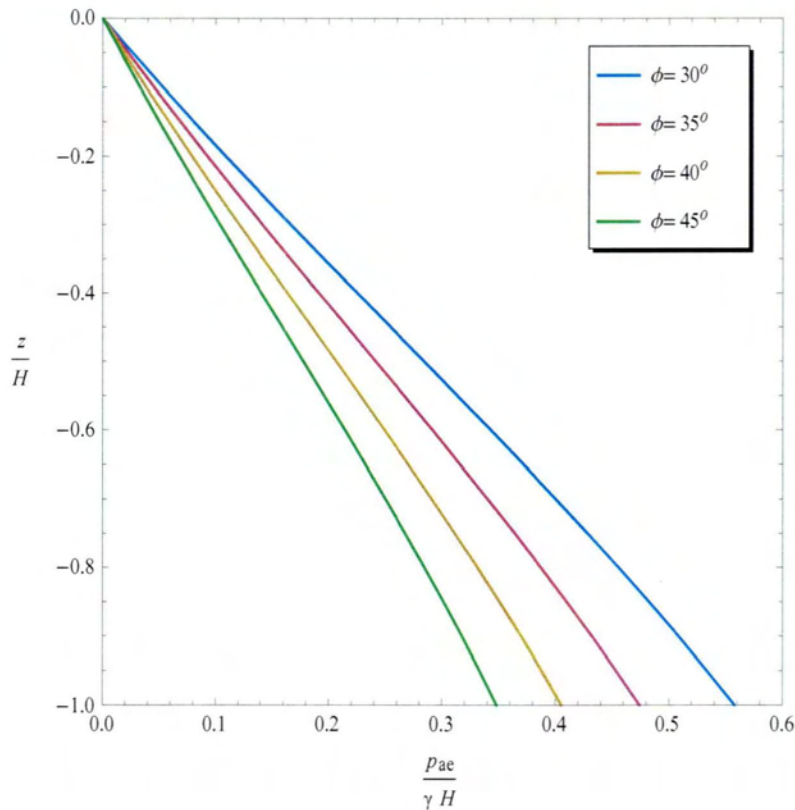
Σχήμα 2.2 : Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησης της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της γωνίας ϕ του αντιστηριζόμενου εδάφους

Αρχικά παρατηρείται ότι η αναλυτική λύση για τη χρονική στιγμή μεγιστοποίησης της πίεσης στη βάση, δίνει σχεδόν γραμμική κατανομή των πιέσεων με το βάθος. Έτσι, για όλες τις τιμές του ϕ η πίεση στην επιφάνεια του εδάφους είναι ίση με 0 και όσο αυξάνεται το βάθος έχουμε υψηλότερες πιέσεις για μικρότερες τιμές του ϕ .

Επειδή πρόκειται για μη συνεκτικό έδαφος ($c=0$) η γωνία τριβής ϕ είναι αυτή που αντιπροσωπεύει τη διατμητική αντοχή του, επομένως τα εδάφη με τη μικρότερη αντοχή είναι αυτά που μεταφέρουν τις μέγιστες πιέσεις προς τον τοίχο.

Στο Σχήμα 2.3 παρουσιάζονται αποτελέσματα αντίστοιχα με το Σχήμα 2.2, αλλά για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c2}) σε βάθος $2/3 H$ από την επιφάνεια.

Κεφάλαιο 2

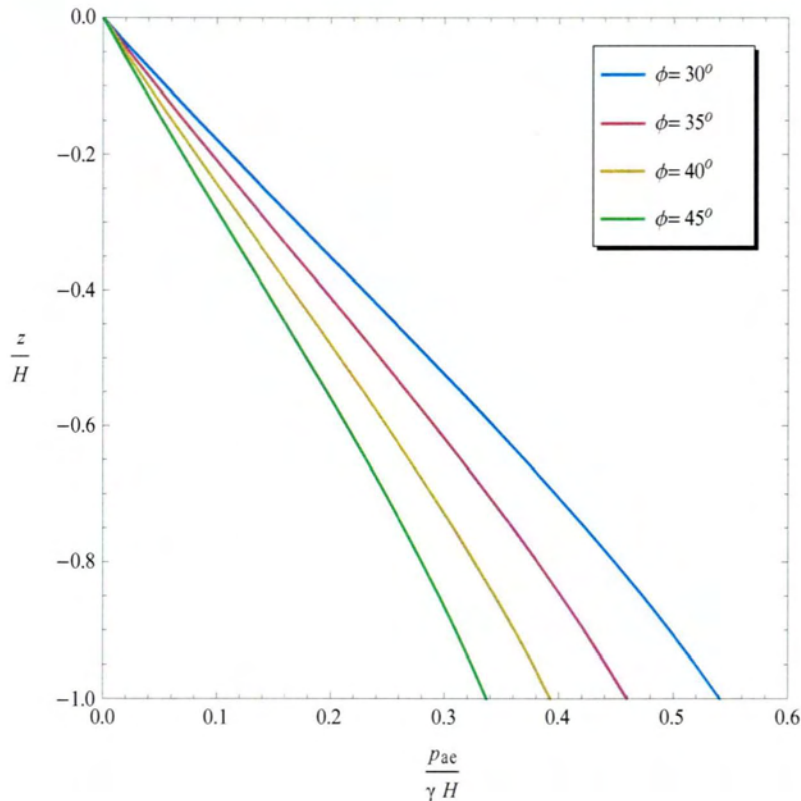


Σχήμα 2.3: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της σε βάθος $2H/3$, για διαφορετικές τιμές της γωνίας ϕ του αντιστηριζόμενου εδάφους

Όπως αναμενόταν, η αύξηση της γωνίας τριβής ϕ του εδάφους ελαττώνει τις μέγιστες πιέσεις και για αυτό το σημείο του τοίχου. Ακόμη, η καμπύλη του κάθε τύπου εδάφους, αν και δεν είναι γραμμική, παραμένει αύξουσα. Η βάση του τοίχου δηλαδή είναι αυτή που κάθε χρονική στιγμή δέχεται μεγαλύτερες πιέσεις, συγκριτικά με τα υπόλοιπα σημεία, κάτι που σε μεγάλο βαθμό οφείλεται στην κατανομή των γεωστατικών τάσεων (1^{ος} όρος της εξίσωσης).

Στο Σχήμα 2.4 συγκρίνονται τα αποτελέσματα ολικών πιέσεων για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c1}) στο μέσον του ύψους του τοίχου.

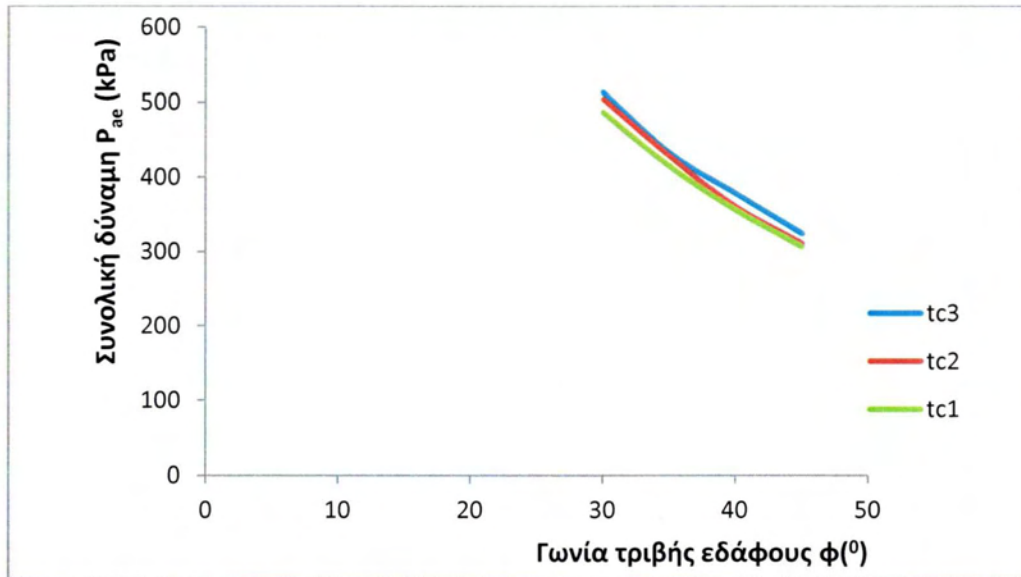
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.4: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στο μέσον του ύψους του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της γωνίας ϕ του αντιστηριζόμενου εδάφους

Τα διαγράμματα αυτά επιβεβαιώνουν τα αμέσως προηγούμενα συμπεράσματα για την αύξηση των τάσεων τόσο στην περίπτωση εδαφών με μικρότερη γωνία τριβής όσο και όταν πρόκειται για μεγαλύτερα βάθη. Επιπλέον, παρατηρείται μια εντονότερη καμπύλωση των κατανομών για όλα τα εδάφη, όσο το εξεταζόμενο σημείο πλησιάζει στην επιφάνεια του εδάφους.

Τέλος, στο Σχήμα 2.5 πραγματοποιείται μια σύγκριση της συνολικής δύναμης που ασκείται στο μέτωπο του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής ϕ , δηλαδή αυτή που προκύπτει από την ολοκλήρωση των πιέσεων σε όλο το ύψος του.



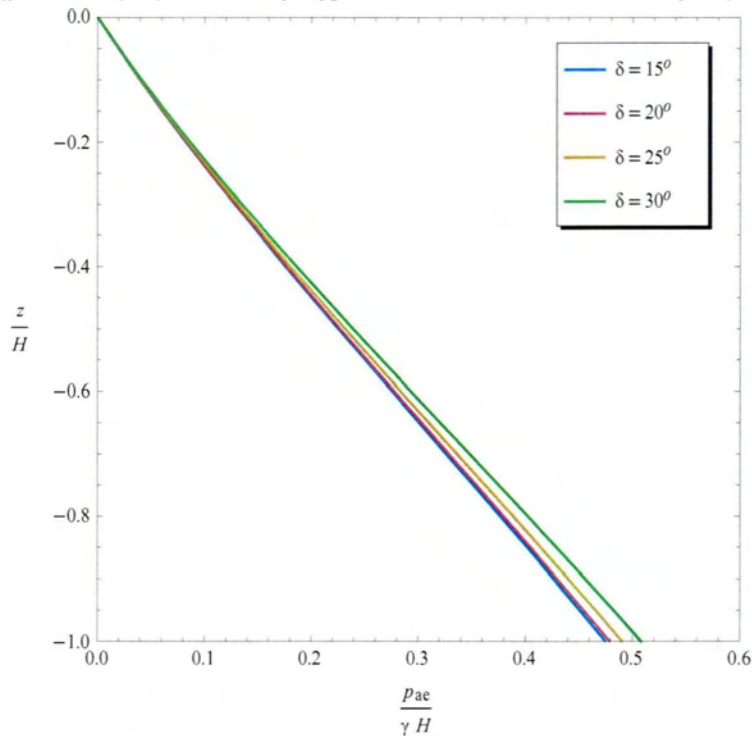
Σχήμα 2.5: Συνολική μέγιστη δύναμη για διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής ϕ κατά τις εξεταζόμενες χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης

2.2 ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΤΟΙΧΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ δ

Έχει γενικά διαπιστωθεί ότι η γωνία δ εξαρτάται άμεσα από τη γωνία ϕ και παίρνει συνήθως τιμές περίπου $1/2 - 2/3$ του ϕ . Έτσι, στα Σχήματα 2.6-2.8 συγκρίνονται με βάση την ψευδο-δυναμική μέθοδο τα αποτελέσματα κατανομών των πιέσεων για $\delta=15^\circ$ έως $\delta=30^\circ$, με το θεωρούμενο έδαφος να έχει σταθερή γωνία τριβής $\phi=35^\circ$. Τα υπόλοιπα μεγέθη διατηρούν τις ίδιες τιμές με την παραμετρική ανάλυση για το ϕ που προηγήθηκε.

Κεφάλαιο 2

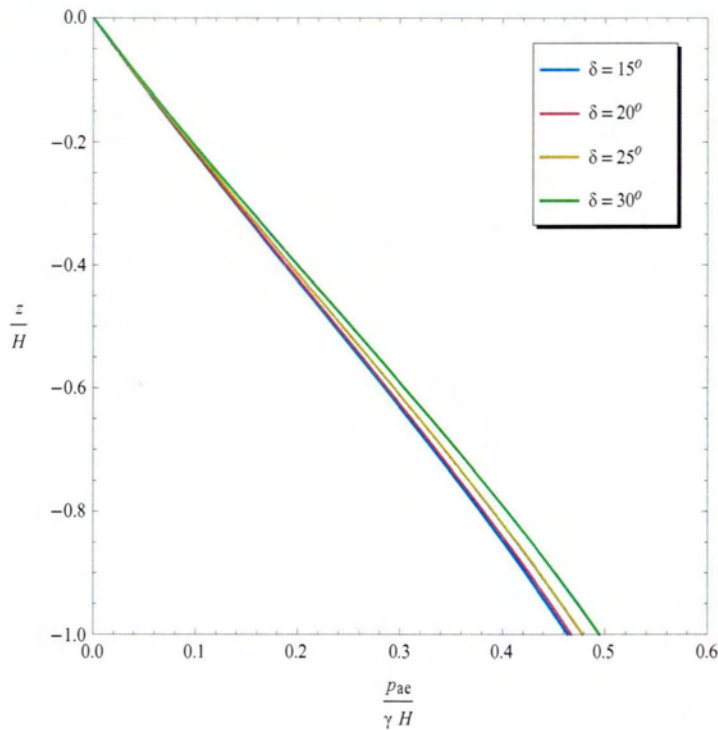
Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.6 αντιστοιχούν στο χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων στη βάση του τοίχου t_{c3} .



Σχήμα 2.6: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής δ μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζονται αποτελέσματα αντίστοιχα με το Σχήμα 2.6, αλλά για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c2}) σε βάθος $2/3 H$ από την επιφάνεια.

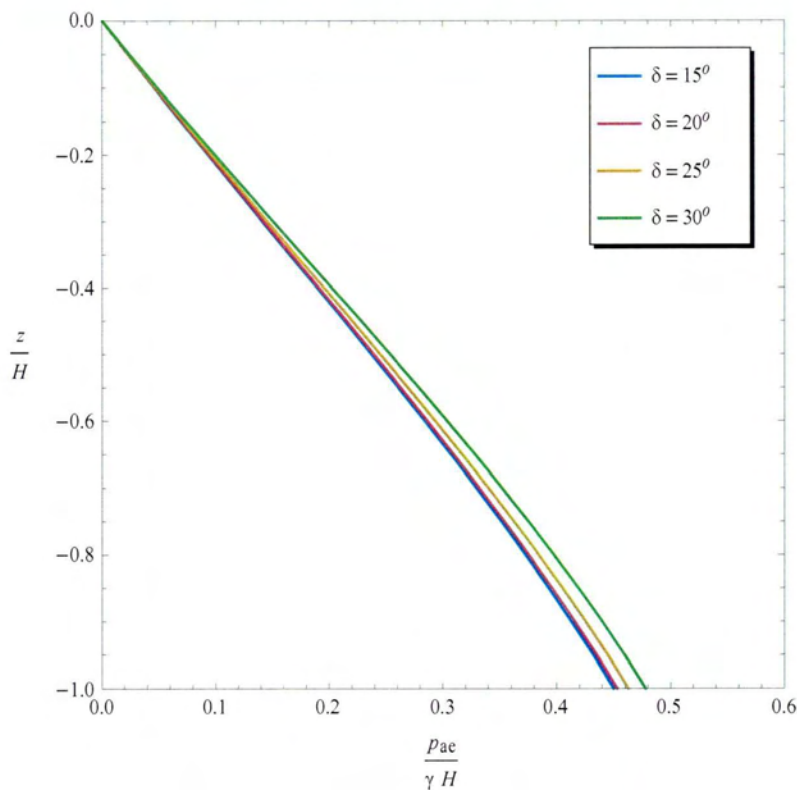
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.7: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της σε βάθος $2H/3$, για διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής δ μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Στο Σχήμα 2.8 συγκρίνονται τα αποτελέσματα ολικών πιέσεων για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c1}) στο μέσον του ύψους του τοίχου.

Κεφάλαιο 2

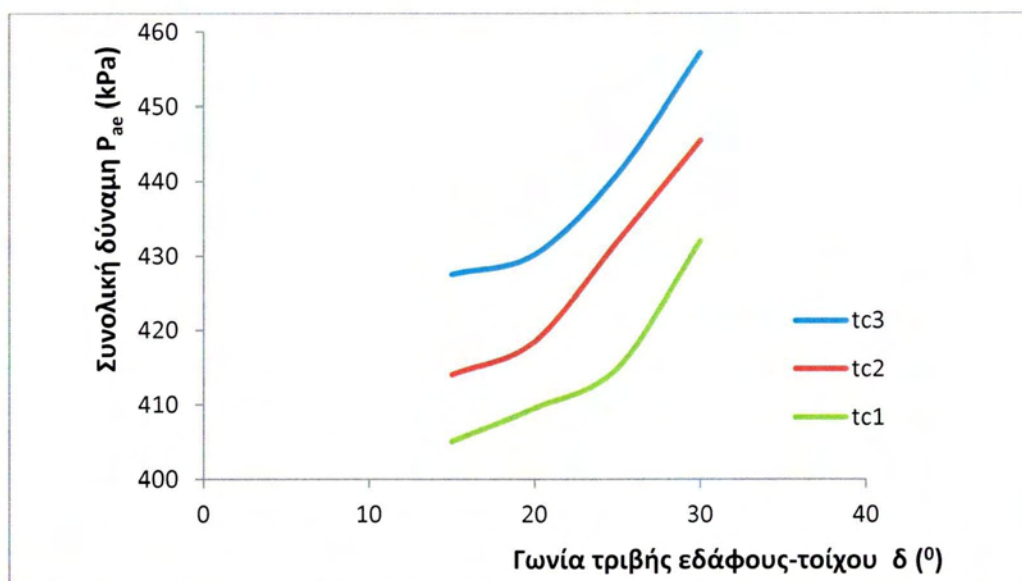


Σχήμα 2.8: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στο μέσον του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής δ μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

Συγκρίνοντας τα διαγράμματα που προκύπτουν, γίνεται φανερό ότι η επιρροή του δ στις τελικές πιέσεις είναι σαφώς μικρότερη από αυτή του φ . Ωστόσο η αύξηση του δ οδηγεί σε μικρή αύξηση των πιέσεων πίσω από τον τοίχο, αλλά και σε μια σταδιακή αύξηση της επίδρασης του ίδιου του δ στην κατανομή των πιέσεων.

Το αποτέλεσμα αυτό εκφράζει την επιβάρυνση που υφίσταται ο τοίχος όταν -με σταθερές τις υπόλοιπες παραμέτρους- αυξάνεται η γωνία τριβής του (δ) με το αντιστηριζόμενο έδαφος, άρα και ο βαθμός αλληλεπίδρασής του με αυτό.

Τέλος, στο Σχήμα 2.9 πραγματοποιείται μια σύγκριση της συνολικής δύναμης που ασκείται στο μέτωπο του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της γωνίας διεπιφάνειας δ .



Σχήμα 2.9: Συνολική μέγιστη δύναμη για διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής εδάφους-τοιχώου δ κατά τις εξεταζόμενες χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης

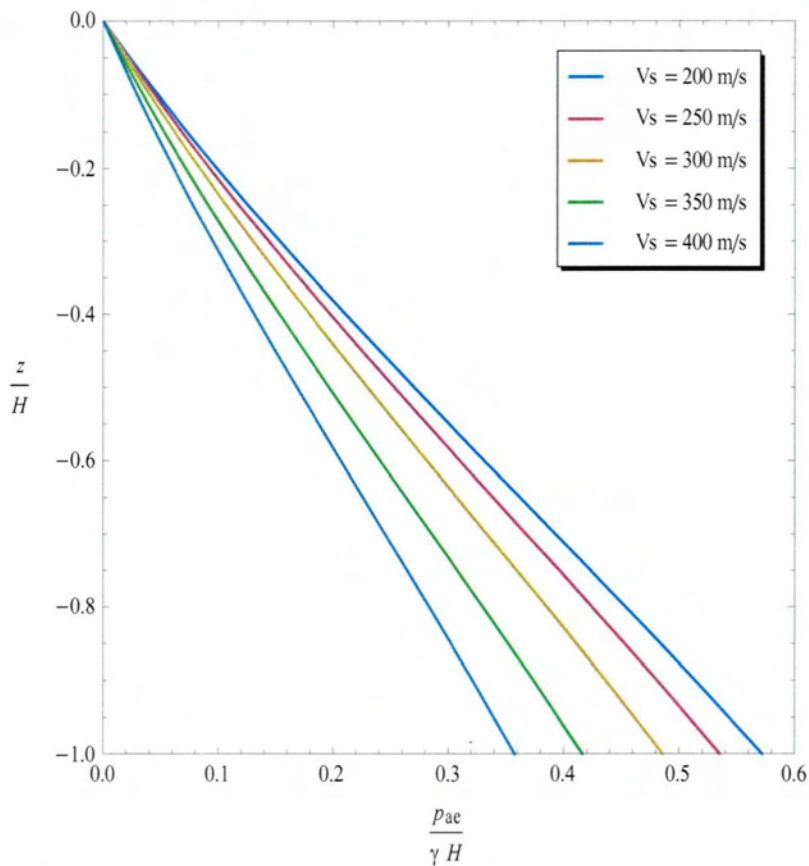
2.3 ΤΑΧΥΤΗΤΑ ΔΙΑΔΟΣΗΣ V_s

Σε αυτή την παραμετρική ανάλυση μεταβάλλεται η τιμή της ταχύτητας διάδοσης της οριζόντιας δόνησης μέσα στο εδαφικό στρώμα. Το μέγεθος αυτό (V_s) είναι χαρακτηριστικό για κάθε εδαφικό υλικό και συνδέεται άμεσα με την ιδιοσυχνότητα του συγκεκριμένου στρώματος, η οποία οδηγεί σε ταλάντωση μέγιστου εύρους.

Έτσι, στα επόμενα 3 Σχήματα παρουσιάζονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για τιμές του V_s που κυμαίνονται από 200 έως 400 m/s.

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.10 αντιστοιχούν στο χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων στη βάση του τοίχου t_{c3} .

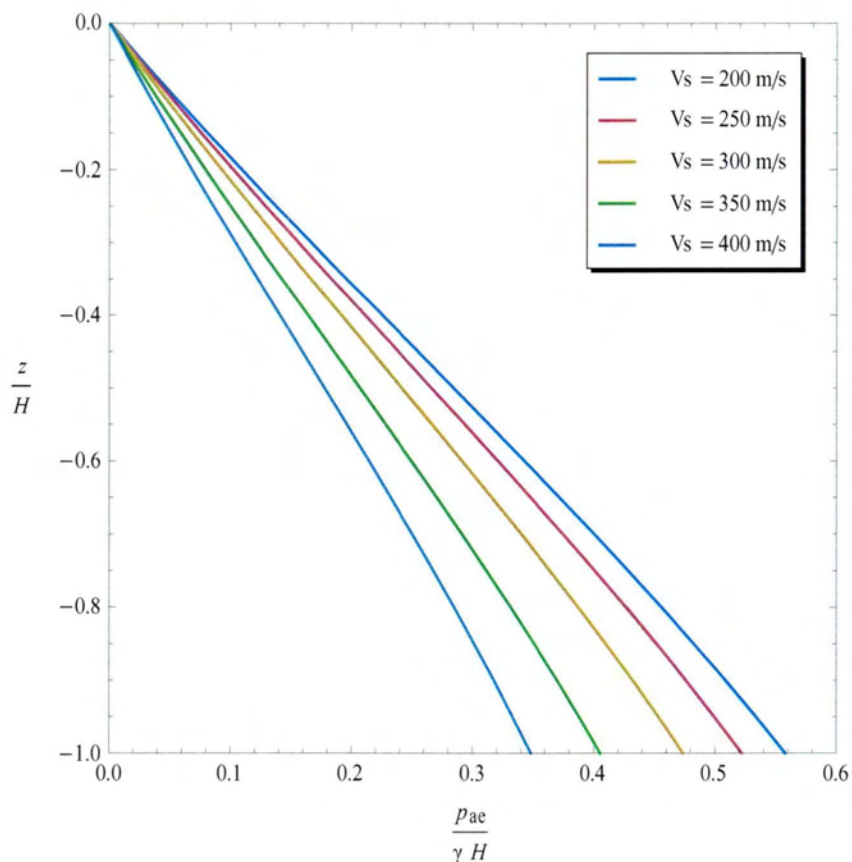
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.10: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης του οριζόντιου σεισμικού κύματος V_s

Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζονται αποτελέσματα αντίστοιχα με το Σχήμα 2.10, αλλά για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c2}) σε βάθος $2/3 H$ από την επιφάνεια.

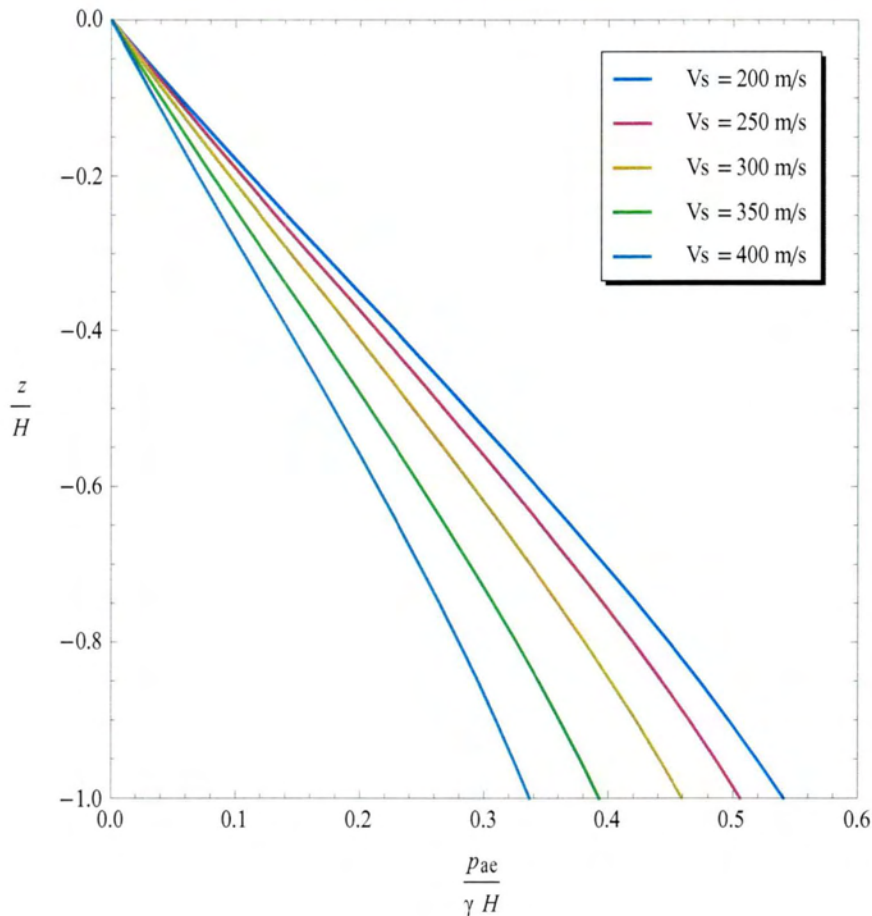
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.11: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της σε βάθος $2H/3$, για διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης του οριζόντιου σεισμικού κύματος V_s

Στο Σχήμα 2.12 συγκρίνονται τα αποτελέσματα ολικών πιέσεων για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c1}) στο μέσον του ύψους του τοίχου.

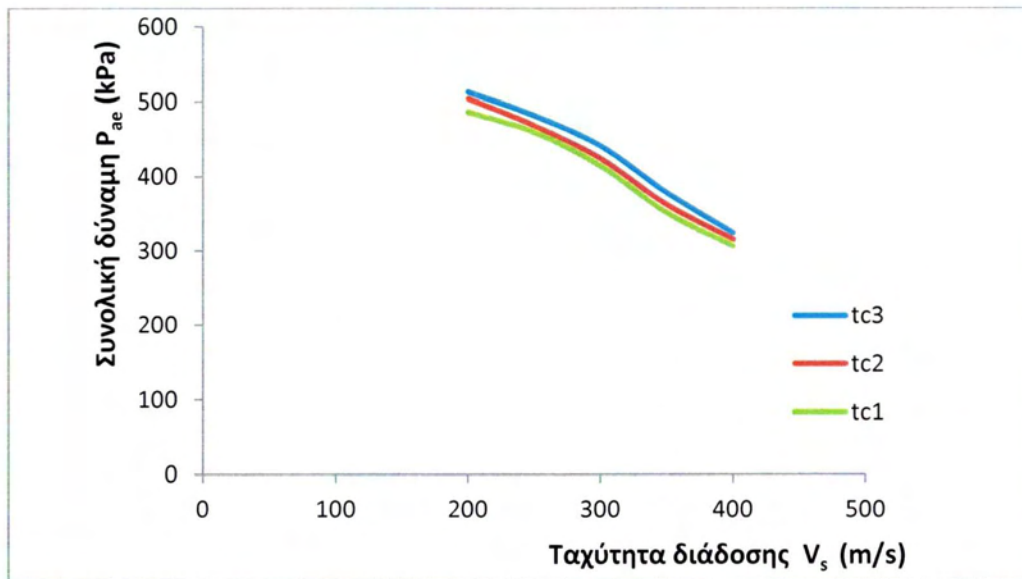
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.12: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στο μέσον του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης του διατμητικού σεισμικού κύματος V_s

Και για τις 3 χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης, τα εδάφη με μικρότερη ταχύτητα διάδοσης του σεισμικού κύματος είναι αυτά που προκαλούν ισχυρότερες πιέσεις στον τοίχο. Επίσης, παρατηρείται μια καμπύλωση των διαγραμμάτων για τους χρόνους μεγιστοποίησης σε σημεία που βρίσκονται ψηλότερα στο μέτωπο του τοίχου. Σαν αποτέλεσμα, οι συνολικά μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται για $t=t_{c3}$ στη βάση της αντιστήριξης.

Τέλος, στο Σχήμα 2.13 πραγματοποιείται μια σύγκριση της συνολικής δύναμης που ασκείται στο μέτωπο του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης V_s .



Σχήμα 2.13: Συνολική μέγιστη δύναμη για διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης οριζώντιου κύματος (V_s) κατά τις εξεταζόμενες χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης

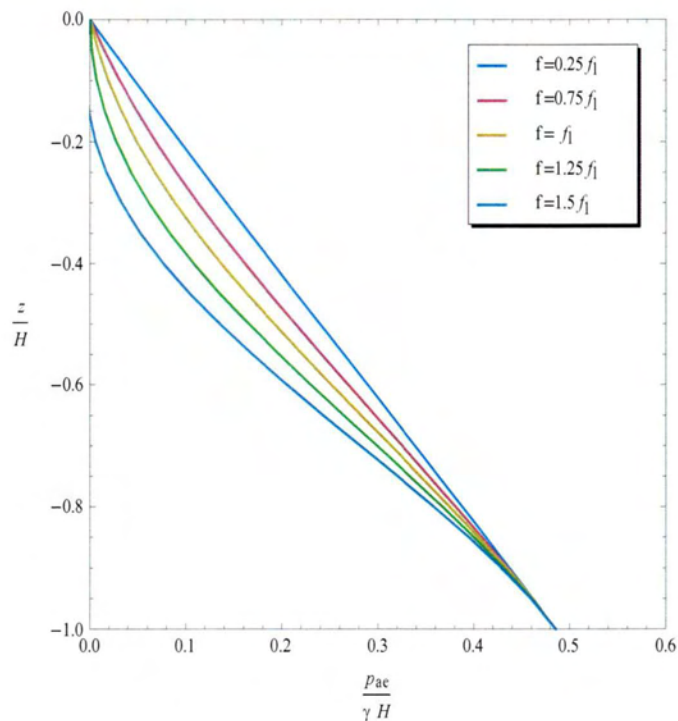
2.4 ΣΥΧΝΟΤΗΤΑ ΔΟΝΗΣΗΣ f

Κατά την παραμετρική ανάλυση για το V_s , η μεταβολή του είχε ως επακόλουθο μεταβολή της συχνότητας δόνησης (f). Ωστόσο, αυτή η μεταβολή προέκυπτε έμμεσα λόγω της αλλαγής που γινόταν κάθε φορά στην ιδιοσυχνότητα του εδάφους (f_1).

Προκειμένου λοιπόν να μελετηθεί η επίδραση της συχνότητας δόνησης, πραγματοποιείται στην παρούσα ανάλυση μεταβολή μόνο του f με όλες τις άλλες παραμέτρους σταθερές. Οι τιμές που δόθηκαν στη συχνότητα έχουν επιλεγεί σε σχέση με την ιδιοσυχνότητα του συστήματος (f_1), αφού στόχος είναι να συγκριθούν τα αποτελέσματα σε συνάρτηση με το φαινόμενο του συντονισμού.

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.14 αντιστοιχούν στο χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων στη βάση του τοίχου t_{c3} .

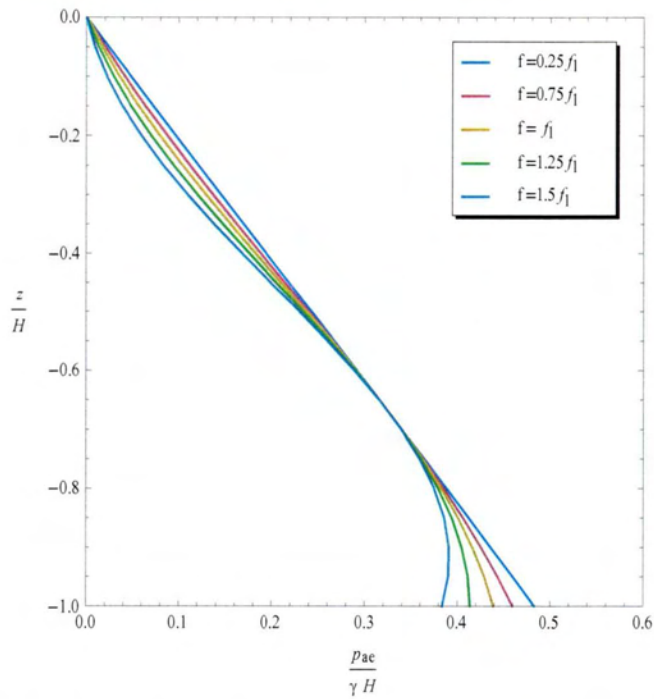
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.14: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της συχνότητας f της δόνησης

Στο Σχήμα 2.15 παρουσιάζονται αποτελέσματα αντίστοιχα με το Σχήμα 2.14, αλλά για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c2}) σε βάθος $2/3 H$ από την επιφάνεια του εδάφους

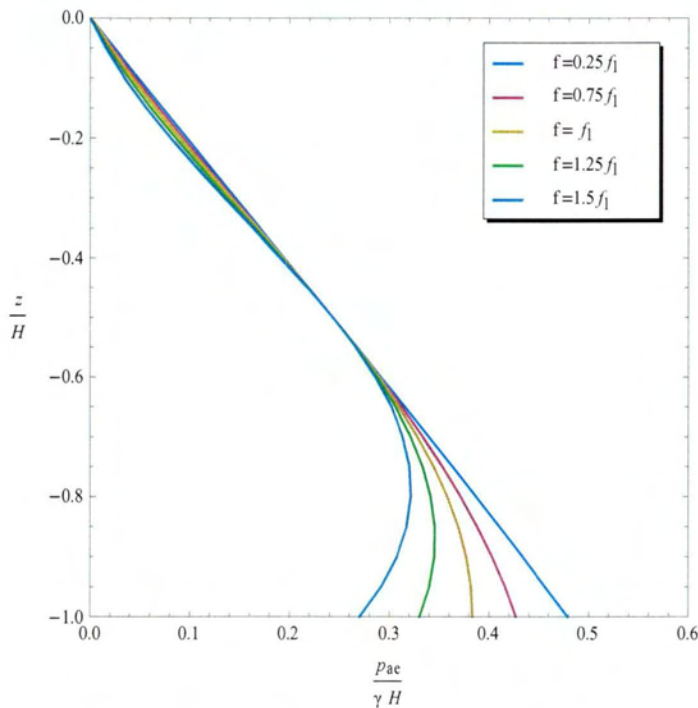
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.15: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές της συχνότητας f της δόνησης

Στο Σχήμα 2.16 συγκρίνονται τα αποτελέσματα ολικών πιέσεων για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c1}) στο μέσον του ύψους του τοίχου.

Κεφάλαιο 2

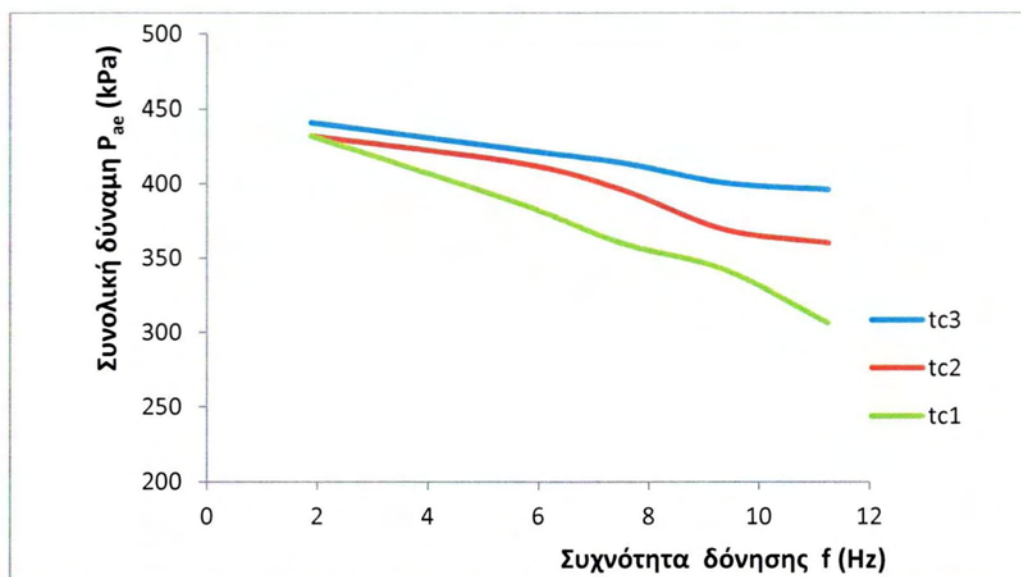


Σχήμα 2.16: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή k_h

Από τη σύγκριση των διαγραμμάτων και στις 3 χρονικές στιγμές φαίνεται ότι η τιμή της συχνότητας δεν επηρεάζει τις μέγιστες πιέσεις σε κανένα από τα σημεία του τοίχου, αφού όλες οι κατανομές συντρέχουν κάθε φορά στο εξεταζόμενο σημείο μεγιστοποίησης.

Όσον αφορά τη συνολική σύγκριση των κατανομών, οι χαμηλότερες συχνότητες δίδουν γενικά μεγαλύτερες τάσεις κατά μήκος του τοίχου.

Τέλος, στο Σχήμα 2.17 πραγματοποιείται μια σύγκριση της συνολικής δύναμης που ασκείται στο μέτωπο του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της συχνότητας δόνησης f .



Σχήμα 2.17: Συνολική μέγιστη δύναμη για διαφορετικές τιμές της συχνότητας της δόνησης f κατά τις εξεταζόμενες χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης

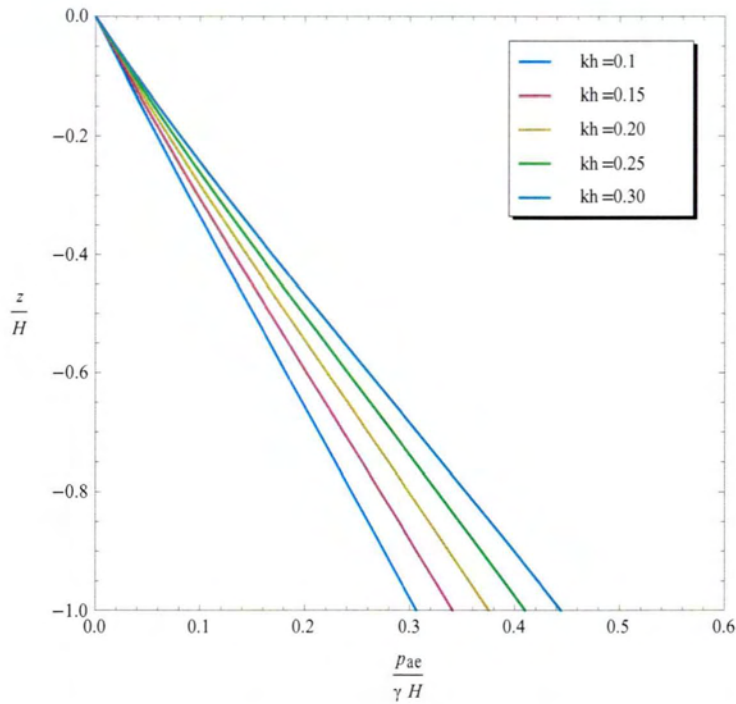
2.5. ΜΕΓΙΣΤΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΒΑΣΗΣ a_{\max}

Η μέγιστη επιτάχυνση της βάσης, δηλαδή η ένταση της δόνησης, στην αναλυτική μέθοδο κατά Steedman & Zeng εκφράζεται μέσω του συντελεστή $k_h = a_{\max}/g$, ($k_v=0$).

Σε αυτήν την παραμετρική ανάλυση μεταβάλλεται μόνο ο συγκεκριμένος συντελεστής, ο οποίος είχε τιμή 0,3 σε όλες τις προηγούμενες παραμετρικές αναλύσεις.

Τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.18 αντιστοιχούν στο χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων στη βάση του τοίχου t_{c3} .

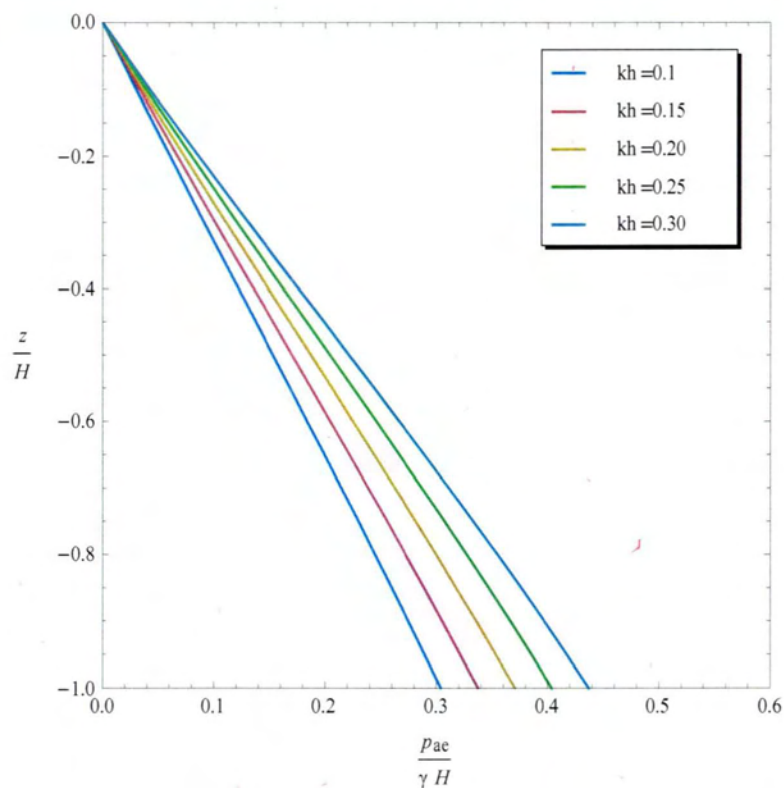
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.18: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στη βάση του τοίχου, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή kh

Στο Σχήμα 2.19 παρουσιάζονται αποτελέσματα αντίστοιχα με το Σχήμα 2.18, αλλά για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c2}) σε βάθος $2/3 H$ από την επιφάνεια.

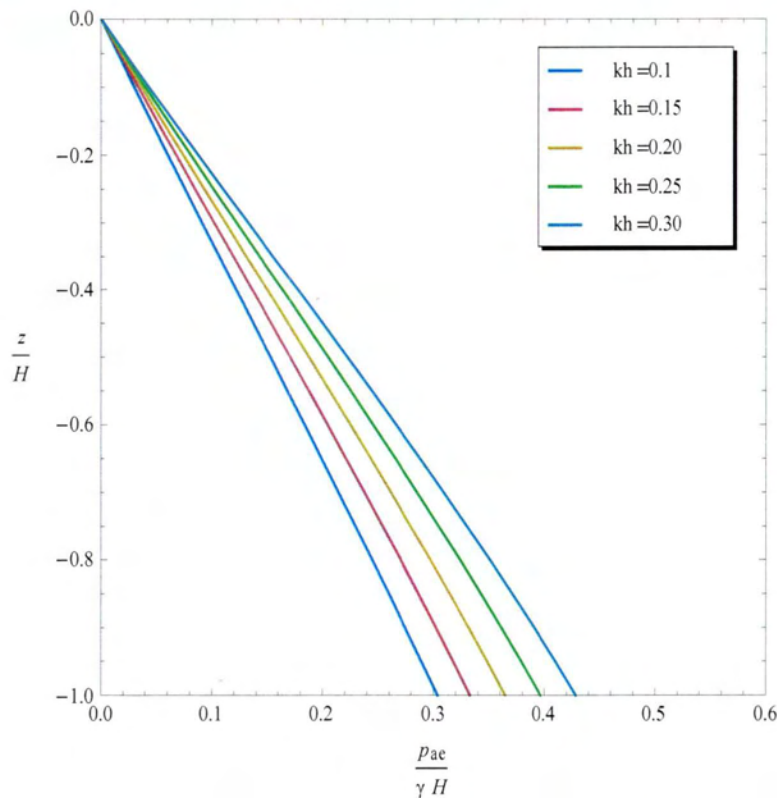
Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.19: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της σε βάθος $2H/3$, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή kh

Στο Σχήμα 2.20 συγκρίνονται τα αποτελέσματα ολικών πιέσεων για το χρόνο μεγιστοποίησης των πιέσεων (t_{c1}) στο μέσον του ύψους του τοίχου.

Κεφάλαιο 2



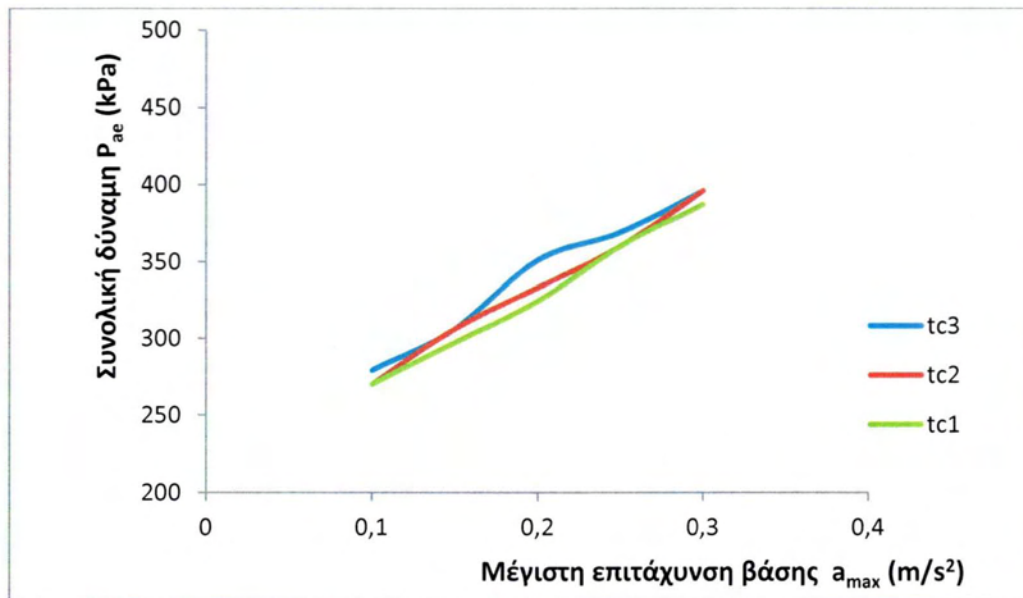
Σχήμα 2.20: Κανονικοποιημένη ολική πίεση κατά το χρόνο μεγιστοποίησής της στο μέσον του τοίχου, για διαφορετικές τιμές του συντελεστή kh

Παρατηρείται ότι οι μέγιστες πιέσεις και για τις τρεις χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης είναι ευθέως ανάλογες του εύρους της επιτάχυνσης, όπως αναμένεται να συμβεί σε μια αρμονική ταλάντωση που επιβάλλεται στη βάση του τοίχου.

Επίσης, οι κατανομές είναι γραμμική συνάρτηση του βάθους ανεξάρτητα από το εκάστοτε σημείο μεγιστοποίησης, κάτι που δεν συνέβαινε στην παραμετρική ανάλυση για το φ .

Τέλος, στο Σχήμα 2.21 πραγματοποιείται μια σύγκριση της συνολικής δύναμης που ασκείται στο μέτωπο του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης a_{max} .

Κεφάλαιο 2



Σχήμα 2.21: Συνολική μέγιστη δύναμη για διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης a_{max} κατά τις εξεταζόμενες χρονικές στιγμές μεγιστοποίησης

3. Η ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ - ΚΩΔΙΚΑΣ FLAC

Στο προηγούμενο κεφάλαιο παρουσιάστηκαν τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την αναλυτική λύση. Όπως είχαμε αναφέρει, η λύση αυτή βασίστηκε σε μια ψευδο-δυναμική προσέγγιση του προβλήματος, όπου γίνεται εκτίμηση της κλίσης της επιφάνειας αστοχίας (α) και με βάση τις εξισώσεις ισορροπίας που προκύπτουν από αυτή υπολογίζονται τα απαραίτητα μεγέθη.

Βασικός στόχος της παρούσας εργασίας είναι η προσομοίωση των πραγματικών συνθηκών σεισμικής καταπόνησης και απόκρισης ενός τοίχου και η σύγκρισή της με την αναλυτική λύση. Με άλλα λόγια να γίνει μια δυναμική ανάλυση με τη βοήθεια του H/Y, η οποία θα δώσει πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα και επιπλέον θα χρησιμεύσει στην αξιολόγηση της αναλυτικής μεθόδου καθώς και στη διερεύνηση των ορίων ισχύος της.

3.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Για την κατασκευή ενός προσομοιώματος του τοίχου προς σύγκριση με το αντίστοιχο σύστημα της αναλυτικής λύσης χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό **FLAC 5 (2D)** της ITASCA.

3.1.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΛΗΡΟΦΟΡΙΕΣ ΓΙΑ ΤΟ FLAC

Το FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) είναι ένας κώδικας ανάλυσης γεωτεχνικών κατασκευών που λειτουργεί σε περιβάλλον MS-Windows και εφαρμόζει τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών στο δισδιάστατο χώρο. Δημιουργήθηκε αρχικά από τον Dr. Peter Cundall το 1986 προκειμένου να πραγματοποιεί αναλύσεις μηχανικών μοντέλων σε μικροϋπολογιστές IBM-compatible και ήταν σχεδιασμένο για γρήγορες αναλύσεις με αρκετές χιλιάδες πεπερασμένα στοιχεία.

Τα επόμενα χρόνια, με την εξέλιξη των ηλεκτρονικών συστημάτων και τη βελτίωση της διαθέσιμης μνήμης –πάντα σε αναλογία με το απαιτούμενο κόστος- όλο και συνθετότερα προβλήματα μπόρεσαν να επιλυθούν με το FLAC. Το πρόγραμμα σχεδιάστηκε εξ' αρχής για επίλυση γεωτεχνικών κυρίως προβλημάτων. Ωστόσο έχει δυνατότητες αξιοποίησης σε ένα ευρύ φάσμα της Μηχανικής αφού τα διάφορα μοντέλα συμπεριφοράς των υλικών που περιλαμβάνει, κάνουν δυνατή την προσομοίωση διατάξεων έντονα μη γραμμικών, με υλικά που έχουν ομοιότητες με τα γεωλογικά.

Ακόμη, το γεγονός ότι κατά τους υπολογισμούς του FLAC δεν απαιτείται η χρήση μητρώων καθιστά λογικές τις απαιτήσεις σε μνήμη RAM του Η/Υ και για σύνθετες εφαρμογές.

Όσον αφορά το χειρισμό, οι εντολές στο FLAC μπορούν να εισαχθούν είτε μέσω του μενού εργαλείων του προγράμματος, είτε «καλώντας» ένα αρχείο εντολών. Η πρώτη επιλογή ενδείκνυται για νέους και μη εξοικειωμένους χρήστες και προσφέρει ευκολία στη χρήση και καλή εποπτεία του σχήματος. Η δεύτερη επιλογή απαιτεί μεγαλύτερη εμπειρία και γνώση της γλώσσας του προγράμματος, παρουσιάζει όμως αρκετά πλεονεκτήματα στο χειρισμό και την εποπτεία του μοντέλου.

3.1.2 ΠΕΔΙΑ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ

Όπως προαναφέρθηκε, το FLAC βρίσκει εφαρμογή κυρίως σε γεωτεχνικά προβλήματα. Πιο συγκεκριμένα, η αρχική του χρήση έγινε στο σχεδιασμό και την ανάλυση υπόγειων κατασκευών και μεταλλευτικών έργων. Η άμεση -κατά χρονικά στάδια- επίλυση των εξισώσεων κίνησης (περιλαμβανομένων των αδρανειακών όρων) που παρέχει, επιτρέπει την ανάλυση φαινομένων προοδευτικής αστοχίας που είναι ιδιαίτερα σημαντικά σε τέτοιου είδους έργα.

Ευρεία χρήση είχε επίσης στην έρευνα, σε μελέτες της διαδικασίας εντοπισμού και εξέλιξης των ζωνών διάτμησης, τα αποτελέσματα των οποίων βοήθησαν στο να διευκρινιστούν οι μηχανισμοί που εμπλέκονται στη διαδικασία αυτή και ρίχνουν φως σε φαινόμενα όπως η γένεση ενός ρήγματος ή μιας οικογένειας ρηγμάτων.

Τέλος, το FLAC χρησιμοποιείται ως επί το πλείστον σε μια σειρά γεωτεχνικών εφαρμογών όπως τα έργα αντιστήριξης, τα τεχνητά πρηνή και η σεισμική μηχανική.

3.1.3 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΜΕ ΤΟ FLAC

Το FLAC έχει τη δυνατότητα να προσομοιώσει τη συμπεριφορά διατάξεων από εδαφικά και βραχώδη υλικά, και γενικώς υλικά με την ιδιότητα να περνούν στην πλαστική περιοχή όταν ξεπεράσουν το όριο διαρροής τους. Η γεωμετρία της κατασκευής αντιπροσωπεύεται με τη βοήθεια επιμέρους στοιχείων που αποτελούν τις ζώνες ενός κανάβου. Έτσι ο χρήστης δίνει στον κάρναβο τη μορφή του αντικειμένου που θέλει να προσομοιώσει, αλλά και την ακρίβεια που απαιτείται πυκνώνοντας ανάλογα τις ζώνες του κανάβου. Η δε μηχανική συμπεριφορά των υλικών υπαγορεύεται από το καταστατικό μοντέλο και τα χαρακτηριστικά των υλικών, τα οποία επίσης επιλέγει ο

χρήστης. Διαφορετικά καταστατικά μοντέλα και διαφορετικά -εδαφικά και άλλα- υλικά είναι δυνατό να αντιστοιχιστούν σε κάθε περιοχή του κανάβου.

Ακόμη, η προσομοίωση μπορεί να περιλαμβάνει ειδικές πληροφορίες όπως τις διεπιφάνειες, που αποδίδουν την αλληλεπίδραση μεταξύ των γειτονικών περιοχών του μοντέλου, την παρουσία και ροή του νερού διαμέσου του εδάφους ή τον ορισμό αρχικών τιμών σε μεγέθη έντασης και μετακίνησης κάποιων στοιχείων.

Μετά την καταπόνηση που θα τους επιβληθεί τα υλικά διαρρέουν, οι ζώνες του κανάβου υφίστανται τις αντίστοιχες παραμορφώσεις και μετακινούνται μαζί με το προσομοιούμενο υλικό.

3.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΒΑΣΗ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

3.2.1 Η ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ

Η μέθοδος αυτή είναι ίσως η παλαιότερη αριθμητική τεχνική που χρησιμοποιήθηκε για την επίλυση συστημάτων διαφορικών εξισώσεων, με δεδομένες αρχικές τιμές ή/και συνοριακές συνθήκες. Στη **μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών**, κάθε εξαγόμενο από τις βασικές εξισώσεις αντικαθίσταται απευθείας από μια αλγεβρική έκφραση σε όρους μεταβλητών πεδίου (π.χ. τάσεις, παραμορφώσεις), σε διακριτά σημεία στο χώρο. Η μέθοδος χαρακτηρίζεται ως άμεση (explicit).

Αντίθετα, η **μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων** έχει ως κεντρική προϋπόθεσή της ότι τα μεγέθη του πεδίου μεταβάλλονται διαμέσου των στοιχείων κατά έναν προδιαγεγραμμένο τρόπο, με τη χρήση συγκεκριμένων συναρτήσεων που ελέγχονται από παραμέτρους. Έτσι, κατά την εφαρμογή της μεθόδου, γίνεται προσαρμογή των παραμέτρων αυτών στην κατεύθυνση της ελαχιστοποίησης των σφαλμάτων. Μια τέτοια μέθοδος χαρακτηρίζεται ως έμμεση (implicit).

Παρόλα αυτά, και οι 2 μέθοδοι καταλήγουν σε πανομοιότυπα συστήματα αλγεβρικών εξισώσεων προς επίλυση. Επομένως είναι άσκοπο να χαρακτηρίσει κανείς ανώτερη κάποια από τις μεθόδους αυτές, αφού οι τελικές εξισώσεις που επιλύονται είναι οι ίδιες.

Με την πάροδο των ετών ωστόσο, επικράτησαν διαφορετικοί κατά περίπτωση τρόποι αντιμετώπισης προβλημάτων: για παράδειγμα, τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων συνδυάζουν συχνά τα επιμέρους μητρώα σε ένα μεγάλο καθολικό μητρώο δυσκαμψίας, ενώ αυτό δεν γίνεται στις πεπερασμένες διαφορές επειδή είναι σχετικά απλό να αναπαράγουμε τις εξισώσεις σε κάθε βήμα. Υπάρχουν κι άλλες διαφορές που εμφανίζονται συχνά στην εφαρμογή, ωστόσο πρέπει να τονιστεί ότι αυτό προκύπτει περισσότερο ως συνήθεια στην πράξη παρά για οποιοδήποτε άλλο λόγο.

Κεφάλαιο 3

Στη συνέχεια παρατίθεται ο Πιν.3.1 με τις βασικές διαφορές μεταξύ των άμεσων (explicit) και των έμμεσων (implicit) μεθόδων επίλυσης.

Πιν.3.1

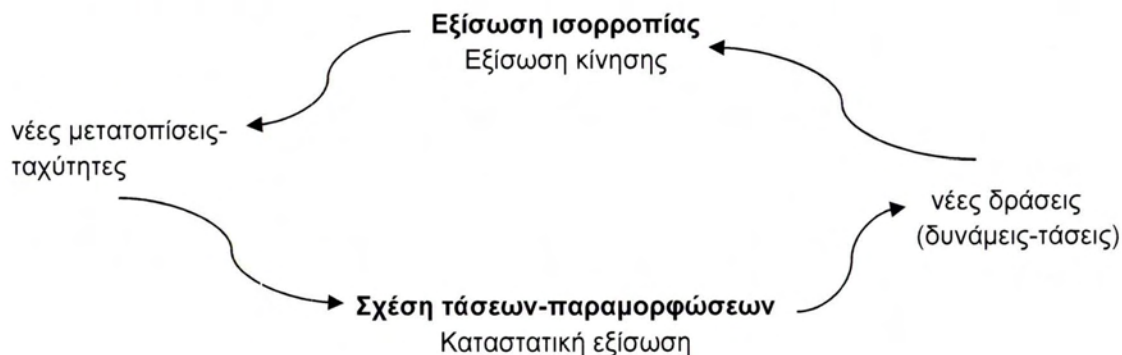
Άμεσες	Έμμεσες
Το χρονικό βήμα πρέπει να είναι μικρότερο από μια κρίσιμη τιμή ευστάθειας. Μικρό υπολογιστικό κόστος ανά χρονικό βήμα.	Το χρονικό βήμα μπορεί να είναι οσοδήποτε μεγάλο χωρίς περιορισμό στα ευσταθή συστήματα. Μεγάλο υπολογιστικό κόστος ανά χρονικό βήμα.
Δεν απαιτείται επαναληπτική διαδικασία για τους μη γραμμικούς καταστατικούς νόμους.	Απαραίτητη η επαναληπτική διαδικασία στους μη γραμμικούς νόμους.
Εφόσον το χρονικό βήμα είναι πάντα στα επιτρεπόμενα επίπεδα, οι μη γραμμικοί νόμοι ακολουθούνται με τρόπο που έχει φυσική σημασία.	Η παραπάνω επαναληπτική διαδικασία πρέπει φροντίζουμε ώστε να είναι : (α) σταθερή (β) να ακολουθεί τη σωστή φυσική αλληλουχία.
Δεν γίνεται χρήση μητρώων και οι απαιτήσεις μνήμης είναι ελάχιστες.	Χρειάζεται η αποθήκευση μητρώων δυσκαμψίας. Οι απαιτήσεις σε μνήμη είναι συνήθως μεγάλες.
Οι μεγάλες παραμορφώσεις αναπαριστώνται χωρίς επιπρόσθετη υπολογιστική προσπάθεια.	Απαιτείται επιπλέον προσπάθεια για να ληφθούν υπόψη μεγάλες παραμορφώσεις.

3.2.2 Η ΠΟΡΕΙΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΜΕ ΤΟΝ Η/Υ ΚΑΤΑ ΧΡΟΝΙΚΑ ΒΗΜΑΤΑ

Αν και το FLAC προορίζεται συνήθως για την εύρεση μιας στατικής λύσης σε ένα πρόβλημα, οι εξισώσεις κίνησης συμπεριλαμβάνονται στην πορεία επίλυσης. Ένας λόγος που γίνεται αυτό είναι για να διασφαλιστεί ότι το αριθμητικό μοντέλο παραμένει ευσταθές ακόμα και όταν το πραγματικό σύστημα είναι ασταθές. Με τα μη γραμμικά υλικά υπάρχει πάντα το ενδεχόμενο της φυσικής αστάθειας. Στην πραγματικότητα, μέρος της τροπικής ενέργειας (ενέργεια παραμόρφωσης) μετατρέπεται σε κινητική, η οποία στη συνέχεια διαχέεται μακριά από την πηγή και αποσβέννεται. Το FLAC προσομοιώνει απευθείας τη διεργασία αυτή, επειδή περιλαμβάνει τους αδρανειακούς όρους. Αντίθετα, οι τρόποι επίλυσης που δεν περιλαμβάνουν αδρανειακούς όρους πρέπει να χρησιμοποιήσουν κάποια αριθμητική διεργασία προκειμένου να αντιμετωπίσουν τις φυσικές αστάθειες. Όμως, ακόμα κι αν η διεργασία που επιλέγεται είναι επιτυχής όσον αφορά την αποφυγή των ασταθειών, ενδέχεται η πορεία επίλυσης που ακολουθήθηκε να μην είναι ρεαλιστική.

Κεφάλαιο 3

Η γενική αλληλουχία υπολογισμών που είναι ενσωματωμένη στο FLAC παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 : Αλληλουχία υπολογισμών του FLAC

Η διαδικασία αυτή εισάγει τις εξισώσεις κίνησης για να παράγει νέες ταχύτητες και μετατοπίσεις από τις εφαρμοζόμενες δυνάμεις και τάσεις. Ακολούθως, από τις ταχύτητες προκύπτουν οι λόγοι των μετατοπίσεων και από αυτούς τους λόγους βγαίνουν νέες τάσεις. Κάθε τέτοιος κύκλος υπολογισμών αντιστοιχεί σε ένα χρονικό βήμα της ανάλυσης. Το θεμελιώδες στοιχείο στο σχήμα του κύκλου υπολογισμού (Σχ. 3.1), είναι ότι σε κάθε στάδιο ανανεώνονται όλες οι μεταβλητές μέσω «γνωστών» τιμών που παραμένουν σταθερές όσο οι υπολογισμοί βρίσκονται στο στάδιο αυτό. Για παράδειγμα, το στάδιο στο κάτω μέρος του κύκλου παίρνει τις ταχύτητες που είχαν υπολογιστεί προηγούμενα και, για κάθε στοιχείο, δίνει νέες τάσεις. Οι ταχύτητες «παγώνουν» κατά την εκτέλεση του σταδίου επομένως οι νέες τάσεις δεν τις επηρεάζουν. Κάτι τέτοιο μπορεί να φαίνεται λανθασμένο, αφού γνωρίζουμε ότι η μεταβολή της τάσης σε ένα σημείο επηρεάζει τα γειτονικά αυτού και τις ταχύτητές τους, αλλά το χρονικό βήμα της ανάλυσης είναι τόσο σύντομο που οι μεταβολές δεν προλαβαίνουν να περάσουν από το ένα στοιχείο στο άλλο (όλα τα υλικά έχουν μια μέγιστη ταχύτητα με την οποία μια πληροφορία μπορεί να διαδοθεί μέσω αυτών).

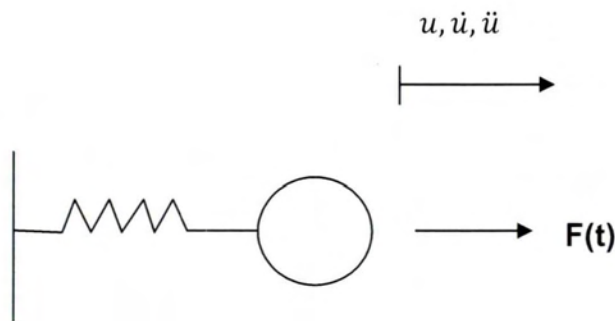
Άρα η παραδοχή που γίνεται είναι ικανοποιητική, αφού ακόμα και οι αποκλίσεις που προκύπτουν ύστερα από πολλούς κύκλους, θα μπορούσαν να προκύψουν φυσιολογικά.

3.2.3 ΟΙ ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΕΣ ΕΞΙΣΩΣΕΙΣ ΠΕΔΙΟΥ

Στην ενότητα αυτή γίνεται μια ανασκόπηση των βασικών εξισώσεων πεδίου στις οποίες βασίζονται οι υπολογισμοί του FLAC στην περίπτωση του στερεού σώματος.

- Εξισώσεις κίνησης και ισορροπίας

Στην απλούστερη μορφή της, η εξίσωση κίνησης συσχετίζει την επιτάχυνση $d\dot{u}/dt$ μιας μάζας m λόγω μιας εφαρμοζόμενης δύναμης F , η οποία μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο. Το Σχήμα 3.2 δείχνει μια δύναμη, ασκούμενη σε μια συγκεντρωμένη μάζα, που προκαλεί κίνηση, εκφρασμένη σε όρους επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης.



Σχήμα 3.2 : Δύναμη ασκούμενη σε σημειακή μάζα

Ο Νόμος του Newton για σημειακές μάζες είναι:

$$m \frac{d\dot{u}}{dt} = \sum F \quad (3.1)$$

όπου $\sum F$ η συνισταμένη των δυνάμεων που ασκούνται στη μάζα στη γενική περίπτωση.

Σε ένα συνεχές στερεό σώμα η εξίσωση (3.1) γενικεύεται ως εξής:

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.2)$$

όπου,

- ρ η πυκνότητα της σημειακής μάζας
- σ_{ij} τα στοιχεία του ταυστή των τάσεων
- t ο χρόνος
- x_j οι συνιστώσες του διανύσματος της θέσης
- g_i οι συνιστώσες της επιτάχυνσης βαρύτητας

- **Καταστατική σχέση**

Το άλλο σύστημα εξισώσεων που θεωρείται για ένα παραμορφώσιμο στερεό είναι γνωστό ως καταστατική σχέση ή νόμος τάσεων-παραμορφώσεων. Αρχικά, ο ρυθμός μεταβολής της παραμόρφωσης προκύπτει από την κλίση του διανύσματος της ταχύτητας ως εξής:

$$e_{ij} = \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.3)$$

όπου,

e_{ij} οι συνιστώσες ανηγμένης παραμόρφωσης

u οι συνιστώσες ταχύτητας

Γενικά οι καταστατικές σχέσεις είναι της μορφής $\sigma_{ij} = M(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \kappa)$ όπου κ μια παράμετρος της ιστορίας, που εμφανίζεται μόνο σε κάποιους καταστατικούς νόμους.

Το απλούστερο παράδειγμα καταστατικού νόμου είναι αυτό του ισότροπου ελαστικού σώματος:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + \left\{ \delta_{ij} \left(K - \frac{2}{3} G \right) \dot{e}_{kk} + 2G \dot{e}_{ij} \right\} \Delta t \quad (3.4)$$

όπου

δ_{ij} το delta του Kronecker

K, G τα μέτρα διόγκωσης και διάτμησης

Δt το χρονικό βήμα της ανάλυσης

- **Ο τανυστής των στροφών**

Υπάρχει ακόμα μια παράμετρος που επηρεάζει τον τανυστή των τάσεων, κατά την απειροστή στροφή μιας ζώνης σε ένα χρονικό βήμα. Οι συνιστώσες των τάσεων ως προς το αρχικό σύστημα αναφοράς μεταβάλλονται ως εξής:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} + (\omega_{ik} \sigma_{kj} - \sigma_{ik} \omega_{kj}) \Delta t \quad (3.5)$$

όπου

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} - \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right\} \quad (3.6)$$

ο τανυστής των στροφών

Ωστόσο, η προσαρμογή αυτή γίνεται μόνο αν δεν ισχύει η θεωρία των μικρών παραμορφώσεων, οπότε στην περίπτωση αυτή εφαρμόζεται σε προηγούμενη φάση (βλ. εξίσωση 3.4).

- **Συνοριακές συνθήκες**

Στο σύνορο ενός στερεού σώματος στο FLAC, είναι δυνατό να επιβληθεί κάποια τάση ή παραμόρφωση. Οι παραμορφώσεις προσδιορίζονται σε όρους αρχικών τιμών της ταχύτητας σε δοσμένα σημεία του κανάβου (κόμβοι). Αυτό σημαίνει ότι η σχέση (3.2) δεν ισχύει για τα σημεία αυτά. Όσον αφορά τις τάσεις στο σύνορο, οι δυνάμεις προκύπτουν ως εξής:

$$F_i = \sigma_{ij}^b n_j \Delta s \quad (3.7)$$

όπου n_j είναι το διάνυσμα κατεύθυνσης του συνόρου, και Δs το μήκος στο οποίο δρα η τάση σ_{ij} πάνω στο σύνορο. Η δύναμη προστίθεται στις υπάρχουσες που δρουν στο αντίστοιχο σημείο.

3.2.4 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΧΡΟΝΙΚΟΥ ΒΗΜΑΤΟΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Όπως περιγράφηκε προηγούμενα, η διαδικασία άμεσης επίλυσης δεν είναι εξ' ορισμού ευσταθής. Η ταχύτητα στο ξεκίνημα του υπολογισμού πρέπει να είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη ταχύτητα διάδοσης του κύματος. Έτσι πρέπει να επιλεγεί ένα χρονικό βήμα μικρότερο από το κρίσιμο.

Το κριτήριο ευστάθειας για ένα ελαστικό στερεό, χωρισμένο σε απειροστά στοιχεία πλάτους Δx είναι :

$$\Delta t < \frac{\Delta x}{c} \quad (3.8)$$

Κεφάλαιο 3

όπου C είναι η μέγιστη ταχύτητα στην οποία μπορεί να διαδοθεί η πληροφορία – πρακτικά η ταχύτητα C_p του πρωτεύοντος κύματος (p), όπου :

$$C_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4G}{3}}{\rho}} \quad (3.9)$$

Για μια απλή σημειακή μάζα, το κριτήριο ευστάθειας είναι :

$$\Delta t < 2 \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (3.10)$$

όπου m η μάζα και k η δυσκαμψία. Στη γενική περίπτωση, σε ένα σύστημα που αποτελείται από στερεά υλικά και τυχαία πλέγματα από αλληλοσυνδεόμενες μάζες, το κρίσιμο βήμα σχετίζεται με τη μικρότερη ιδιοπερίοδο του συστήματος, T_{\min} :

$$\Delta t < \frac{T_{\min}}{\pi} \quad (3.11)$$

4. Η ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΤΟ ΠΡΟΒΛΗΜΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο τοίχος βαρύτητας που κατασκευάστηκε με τη βοήθεια του FLAC και χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι παραμετρικές αναλύσεις έχει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Ύψος $H=10\text{m}$ και πλάτος 2m , που αντιστοιχεί σε περιοχή 20×2 ζωνών του καννάβου.
- Είναι κατασκευασμένος από σκυρόδεμα, πυκνότητας $\rho_c=2450\text{kg/m}^3$.
- Εδράζεται σε βραχώδες, πρακτικά άκαμπτο υπόβαθρο.

Όσον αφορά το αντιστηριζόμενο έδαφος:

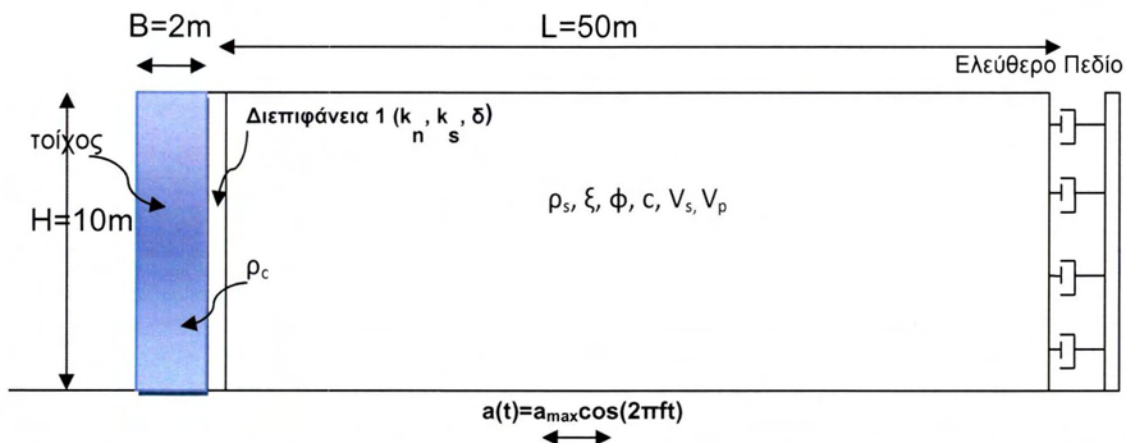
- Έχει πυκνότητα $\rho=1800\text{kg/m}^3$, γωνία διατμητικής αντοχής ϕ , γωνία τριβής διεπιφάνειας δ , ταχύτητα διατμητικών κυμάτων V_s , λόγο Poisson $\nu=0,3$ και λόγο κρίσιμης απόσβεσης $\xi=0,09$.
- Του προσδόθηκε μια μικρή συνοχή ($c=5\text{kPa}$), ώστε να είναι πιο ρεαλιστική η προσομοίωση, χωρίς να παύει να θεωρείται πρακτικά μη συνεκτικό.
- Εκτείνεται σε απόσταση 50m από τον τοίχο (50 ζώνες) και καθ' ύψος 10m (20 ζώνες), και η επιφάνειά του είναι οριζόντια.
- Εδράζεται στο ίδιο βραχώδες υπόβαθρο με τον τοίχο.

Το μέτωπο του τοίχου μετακινείται σχετικά και αλληλεπιδρά με το αντιστηριζόμενο έδαφος, μέσω μιας διεπιφάνειας που εισάγεται στο μοντέλο. Αντίθετα, η βάση του τοίχου θεωρείται απλοποιητικά ενωμένη με το υπόβαθρο και μετακινείται μαζί του.

Σε κάθε μια από τις αναλύσεις, επιβάλλονται αρχικά στο σύστημα οι γεωστατικές τάσεις, μέσω της εφαρμογής της βαρύτητας. Σε δεύτερη φάση, με τη χρήση της δυναμικής ανάλυσης, επιβάλλεται μια αρμονική ταλάντωση, η οποία χαρακτηρίζεται από τις διαφοροποιημένες κάθε φορά τιμές των εξεταζόμενων παραμέτρων.

Η γεωμετρία και τα βασικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος του τοίχου βαρύτητας φαίνονται στο παρακάτω σκαρίφημα (Σχήμα 4.1).

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.1: Σχηματική παρουσίαση γεωμετρίας του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους

4.2 Η ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΤΟ FLAC

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκαν 13 αριθμητικές αναλύσεις, στις οποίες μεταβάλλονται κάθε φορά κάποιες από τις παραμέτρους που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του μοντέλου.

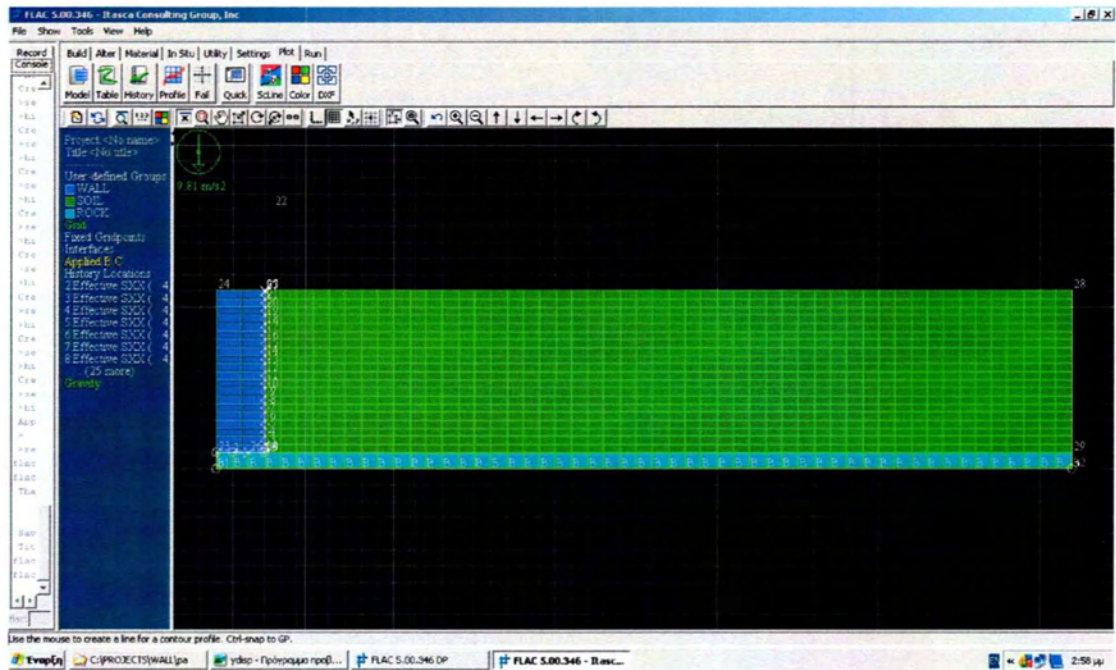
Ο Πίνακας 4.1 που ακολουθεί περιλαμβάνει αναλυτικά τις τιμές των παραμέτρων αυτών σε κάθε ανάλυση.

Πίνακας 4.1 Σύνοψη παραμετρικών αναλύσεων

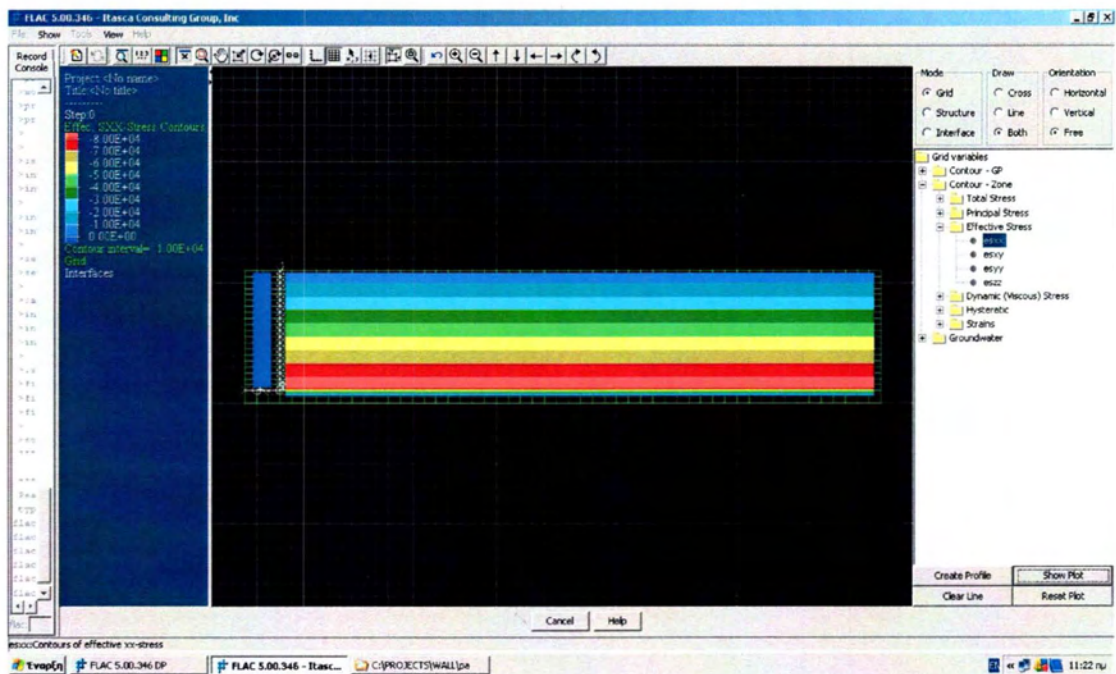
α/α ανάλυσης	$\phi(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$V_s(\text{m/s})$	$a_{\max}(\text{g})$	$f(\text{Hz})$	$f_1(\text{Hz})$	f/f_1
1	30	20	18	300	0,3	3,75	7,5	0,5
2	35	23,33	18	300	0,3	3,75	7,5	0,5
3	40	26,66	18	300	0,3	3,75	7,5	0,5
4	45	30	18	300	0,3	3,75	7,5	0,5
5	35	17,5	18	300	0,3	3,75	7,5	0,5
6	30	20	18	250	0,3	3,125	6,25	0,5
7	40	26,66	18	350	0,3	4,375	8,75	0,5
8	45	30	18	400	0,3	5	10	0,5
9	35	23,33	18	300	0,3	1,875	7,5	0,25
10	35	23,33	18	300	0,3	7,5	7,5	1
11	35	23,33	18	300	0,3	9,375	7,5	1,25
12	35	23,33	18	300	0,1	3,75	7,5	0,5
13	35	23,33	18	300	0,2	3,75	7,5	0,5

Κεφάλαιο 4

Στη συνέχεια παρατίθενται ενδεικτικά σχήματα του μοντέλου του τοίχου κατά τα διάφορα στάδια της ανάλυσης με το FLAC.

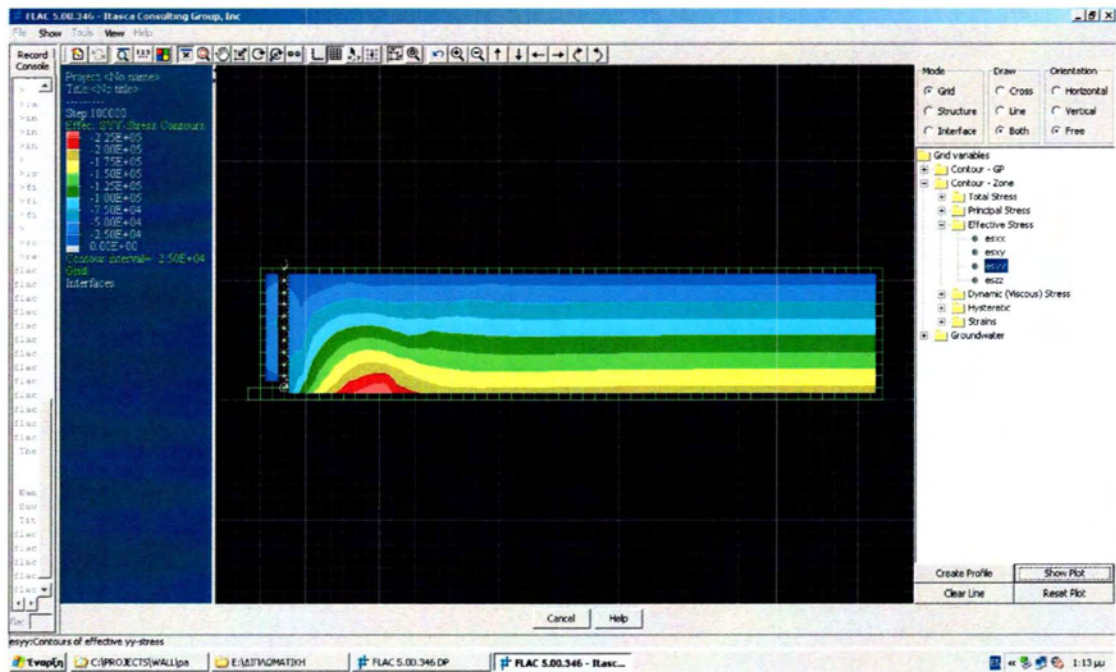


Σχήμα 4.2 Κάνναβος του μοντέλου χωρίς την επιβολή φόρτισης

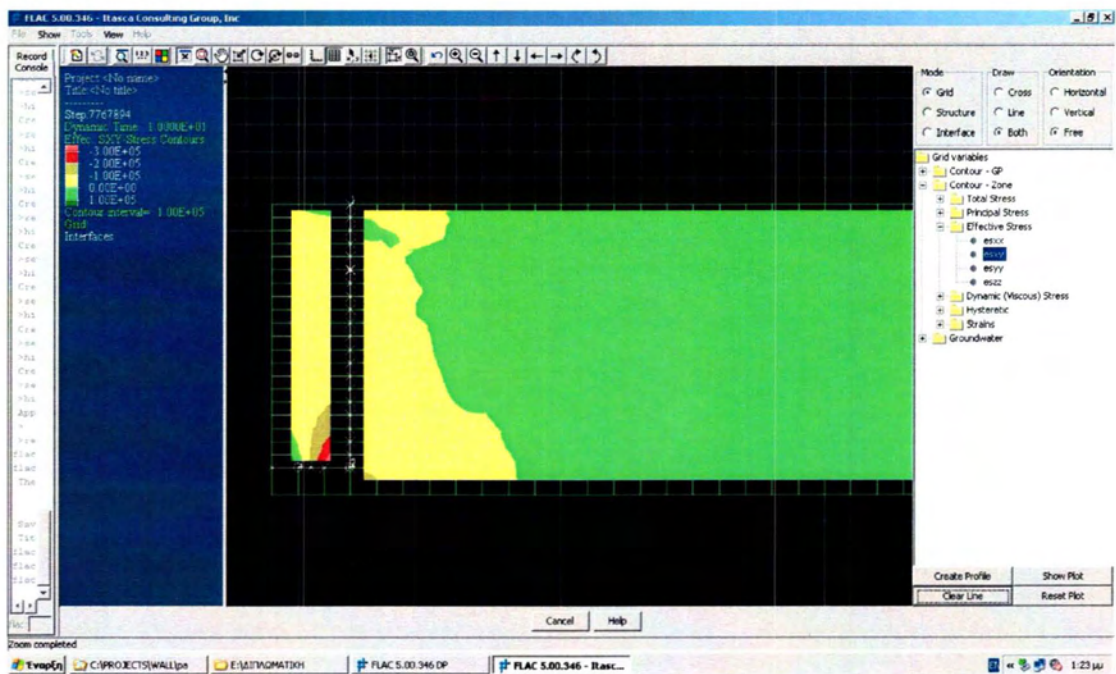


Σχήμα 4.3 Κατανομή οριζόντιων ορθών τάσεων μετά τη στατική ανάλυση

Κεφάλαιο 4

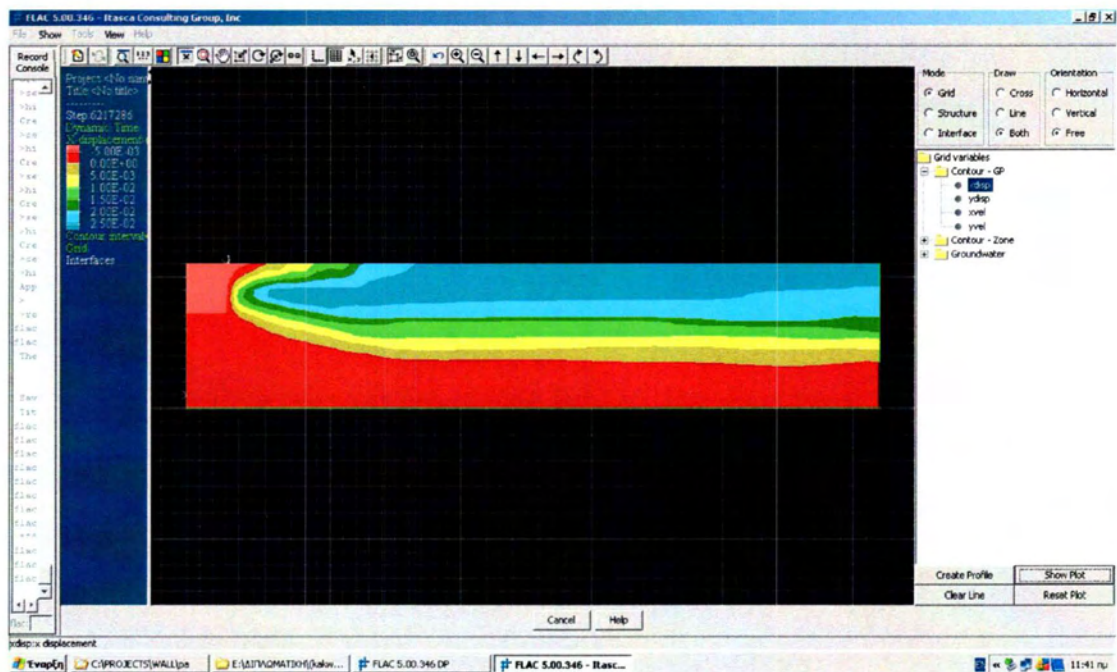


Σχήμα 4.4 Κατανομή κατακόρυφων ορθών τάσεων μετά τη στατική ανάλυση

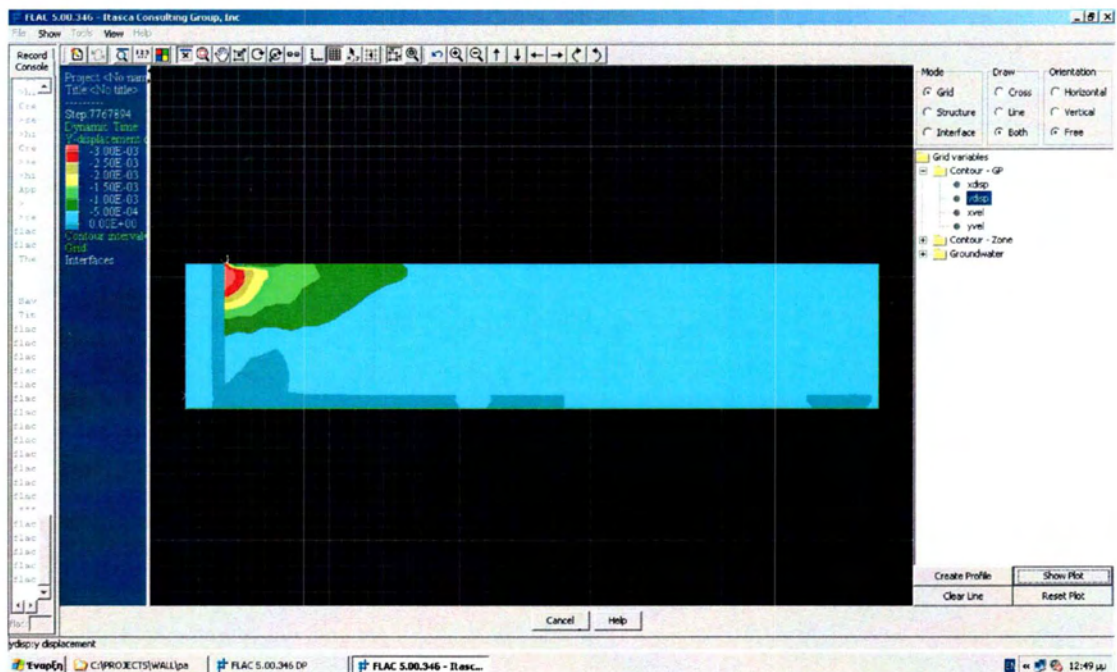


Σχήμα 4.5 Κατανομή διατμητικών τάσεων γύρω από το μέτωπο του τοίχου, μετά το πέρας της δυναμικής ανάλυσης

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.6 Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων μετά το πέρας της δυναμικής ανάλυσης



Σχήμα 4.7 Κατανομή κατακόρυφων μετατοπίσεων μετά το πέρας της δυναμικής ανάλυσης

Κεφάλαιο 4

Τα μεγέθη των οποίων η επίδραση διερευνάται είναι τα εξής:

- i. η γωνία διατμητικής αντοχής ϕ (αναλύσεις 1-4)
- ii. η γωνία τριβής της διεπιφάνειας δ (αναλύσεις 2 και 5)
- iii. η ταχύτητα διάδοσης του κύματος V_s (αναλύσεις 2, 6, 7 και 8)
- iv. η συχνότητα της δόνησης f (αναλύσεις 2, 9, 10 και 11)
- v. το εύρος της επιτάχυνσης a_{max} (αναλύσεις 2, 12 και 13)

Οι γραφικές παραστάσεις που ακολουθούν χωρίζονται σε ενότητες, καθεμιά από τις οποίες αφορά τη διερεύνηση μιας από τις παραμέτρους του προβλήματος.

Κάθε ενότητα με τη σειρά της περιλαμβάνει δύο ομάδες διαγραμμάτων. Η πρώτη από αυτές αναφέρεται καθαρά στην αριθμητική λύση και δείχνει την κατανομή των οριζόντιων ωθήσεων κατά το πέρας της δόνησης, συγκρινόμενη με την αρχική κατάσταση, δηλαδή πριν την εφαρμογή της δυναμικής περιοδικής φόρτισης (στατική ανάλυση).

Η δεύτερη περιλαμβάνει συγκρίσεις της αριθμητικής λύσης με τις αναλυτικές μεθόδους προσέγγισης. Έτσι, για κάθε τιμή της παραμέτρου συγκρίνονται οι κατανομές που προκύπτουν,

- α) από τη μέθοδο Mononobe-Okabe (ψευδο-στατική ανάλυση)
- β) από τη λύση των Steedman & Zeng (ψευδο-δυναμική ανάλυση)
- γ) από την προσομοίωση με το FLAC (αριθμητική ανάλυση)

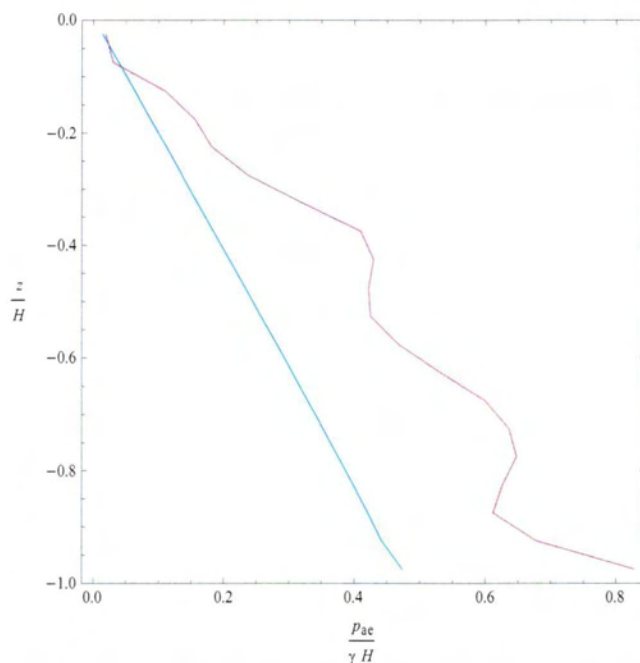
Σε όλα τα αποτελέσματα, τα δεδομένα κανονικοποιούνται ως προς το ειδικό βάρος γ του εδάφους και ως προς το ύψος H του τοίχου. Με αυτό τον τρόπο τους δίνεται μια γενικότερη μορφή ενώ τα καθιστά άμεσα συγκρίσιμα και με τα διαγράμματα της αναλυτικής μεθόδου (βλ. Κεφ.2).

Αξίζει ακόμη να επισημανθεί ότι τα αποτελέσματα όλων των παραμετρικών αναλύσεων αντιστοιχούν σε κάθε περίπτωση στη δυσμενέστερη συνολικά χρονική στιγμή, δηλαδή στο χρόνο μέγιστης απόκρισης για όλο το ύψος.

4.2.1 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ

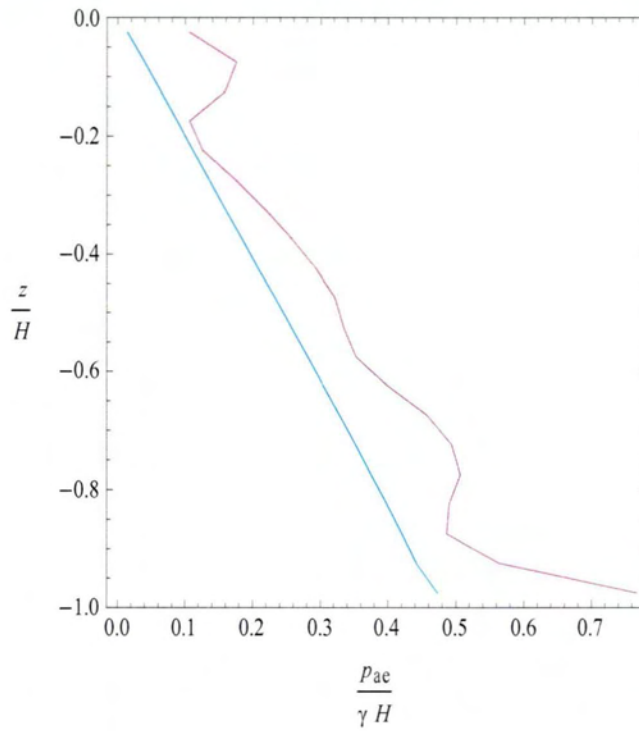
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Στην πρώτη ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της γωνίας τριβής φ του αντιστηριζόμενου εδάφους. Έτσι στα Σχήματα 4.2.1α έως 4.2.1δ που ακολουθούν, φαίνονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για τις διαφορετικές τιμές του φ . Σε όλες τις περιπτώσεις εμφανίζεται και η αρχική κατανομή των γεωστατικών τάσεων.

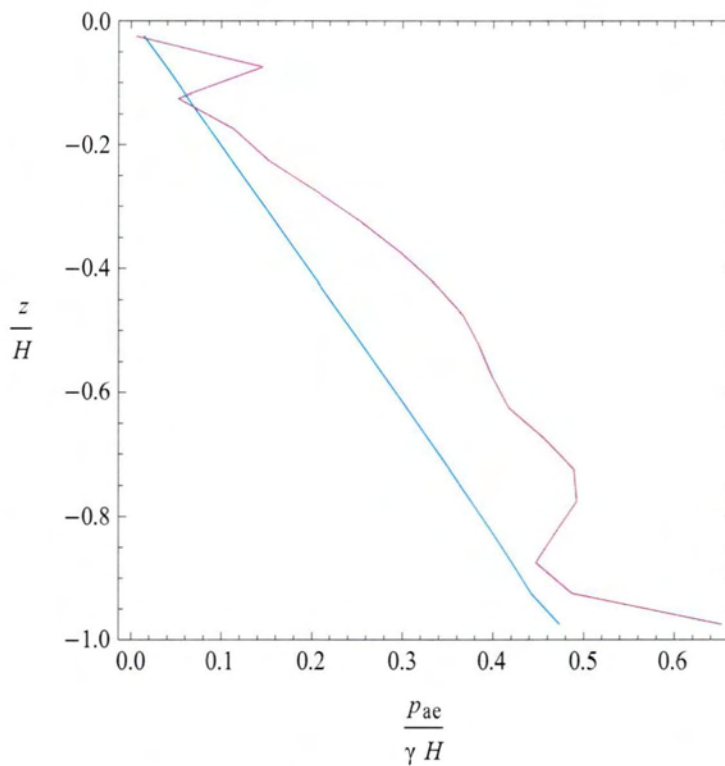


Σχήμα 4.2.1α : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής εδάφους $\varphi=30^{\circ}$

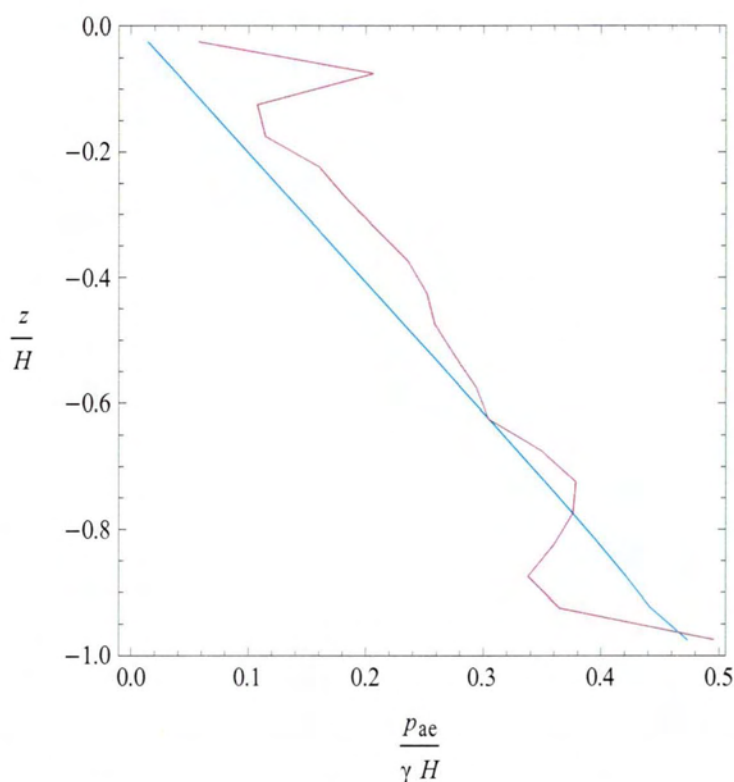
Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.1β : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής εδάφους $\phi=35^\circ$



Σχήμα 4.2.1γ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής εδάφους $\phi=40^\circ$



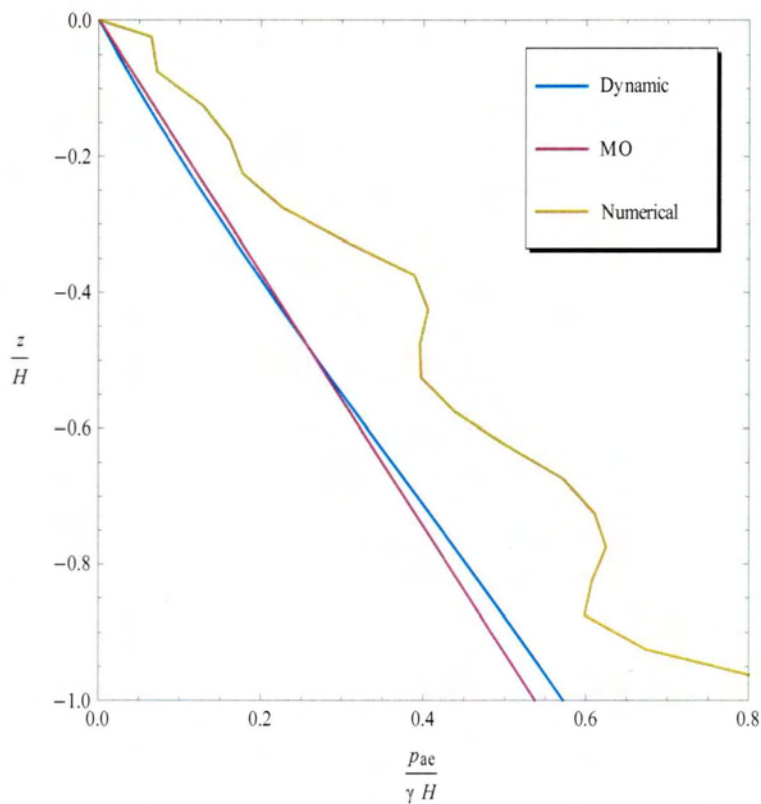
Σχήμα 4.2.1δ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής εδάφους $\varphi=45^{\circ}$

Τα παραπάνω αποτελέσματα δείχνουν ότι, όπως και στις αναλυτικές προσεγγίσεις έτσι και στην αριθμητική, προκύπτει μια ελάττωση των πιέσεων με την αύξηση της γωνίας τριβής (δηλαδή της διατμητικής αντοχής) του εδάφους. Κατά μέσο όρο αυτή η ελάττωση εκτιμάται σε 20-25 kPa για 5° αύξησης του φ .

Ενδεικτικά, για $\varphi=45^{\circ}$ οι τιμές των σεισμικών πιέσεων που έχουν αναπτυχθεί στο τέλος της δόνησης προσεγγίζουν αυτές των γεωστατικών τάσεων.

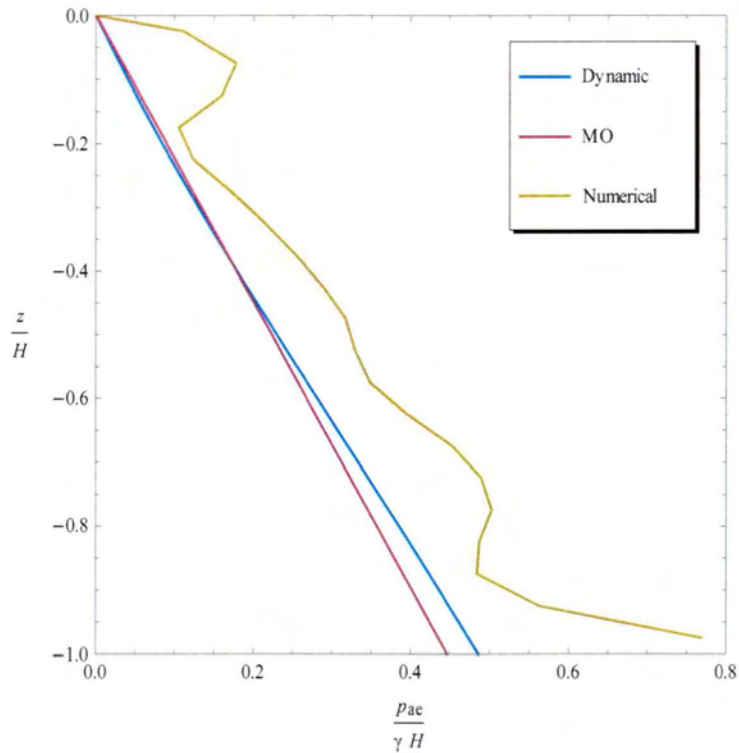
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στα Σχήματα 4.2.1ε έως 4.2.1η που ακολουθούν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνουν η ψευδο-στατική, η ψευδο-δυναμική και η αριθμητική μέθοδος για τις διαφορετικές τιμές του φ .

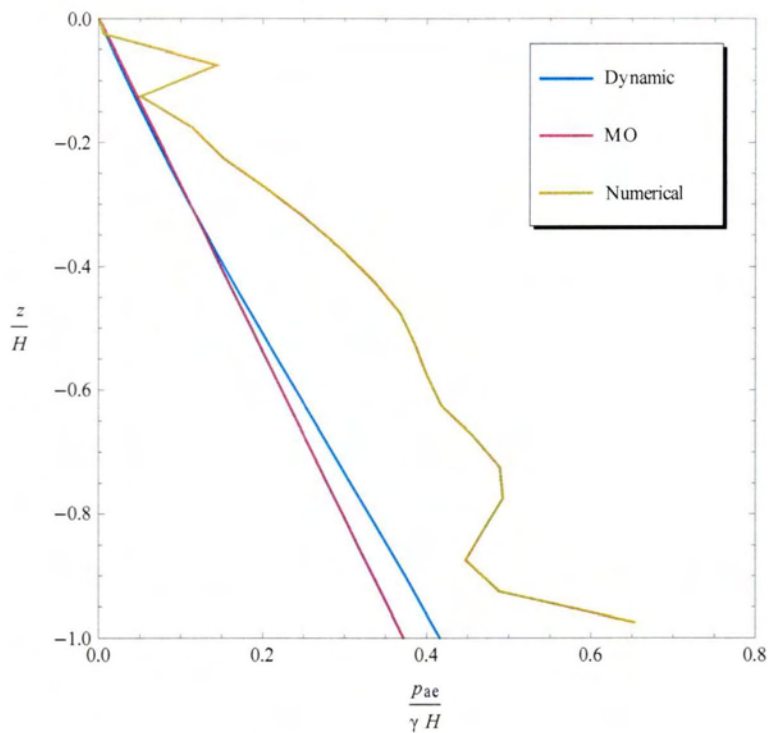


Σχήμα 4.2.1ε : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής εδάφους $\varphi=30^{\circ}$

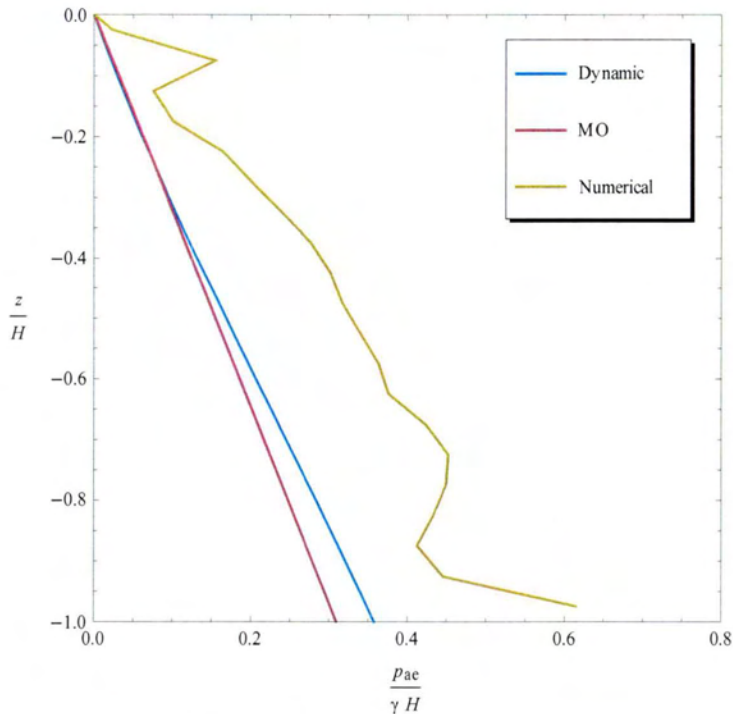
Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.1στ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής εδάφους $\phi=35^{\circ}$

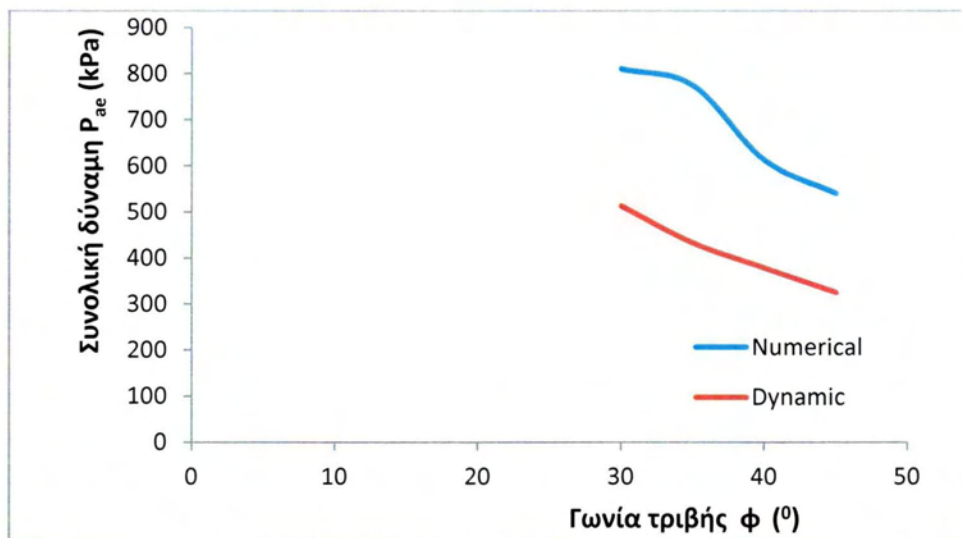


Σχήμα 4.2.1ζ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής εδάφους $\phi=40^{\circ}$



Σχήμα 4.2.1 η : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής εδάφους $\phi=45^{\circ}$

Τέλος, όπως έγινε και για τις αναλυτικές μεθόδους, στο Σχήμα 4.2.1θ παρουσιάζονται οι τιμές της συνολικής δύναμης που ασκεί η εδαφική μάζα στον τοίχο, ως συνάρτηση της γωνίας τριβής ϕ .



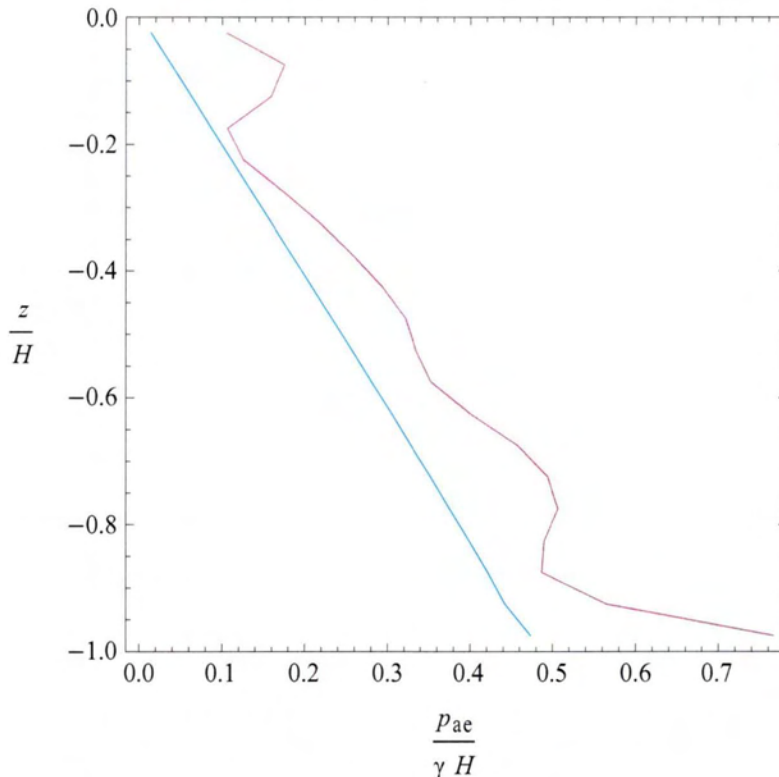
Σχήμα 4.2.1θ : Συνολική δύναμη επί του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής ϕ

Συγκρίνοντας τις τρεις μεθόδους, παρατηρούμε κατά την αριθμητική επίλυση αφ' ενός τη μη γραμμική μεταβολή των πιέσεων με το βάθος – αντίθετα με την ψευδο-στατική προσέγγιση – και αφ' ετέρου να εμφανίζονται σταθερά αυξημένες τιμές τάσεων. Ελαφρώς μεγαλύτερες τιμές δίνει η ψευδοδυναμική μέθοδος σε σχέση με την ψευδο-στατική.

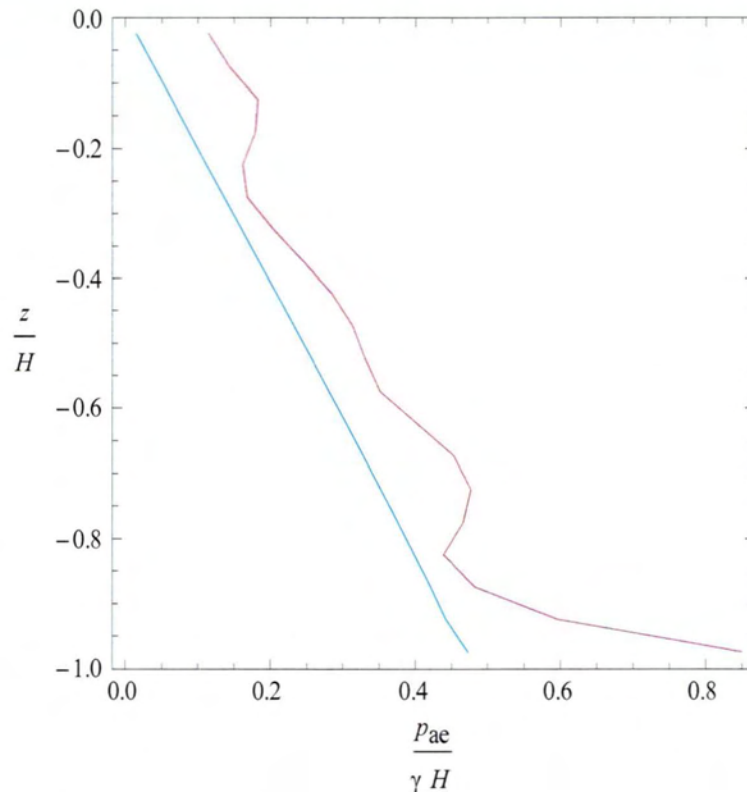
4.2.2 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΩΝΙΑΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Στη δεύτερη ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της γωνίας τριβής δ της διεπιφάνειας τοίχου και εδάφους. Έτσι στα Σχήματα 4.2.2α και 4.2.2β που ακολουθούν, φαίνονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για δύο διαφορετικές τιμές του δ , εξαρτώμενες από τη γωνία τριβής φ . Τα συγκεκριμένα αποτελέσματα αντιστοιχούν σε $\varphi=35^\circ$.



Σχήμα 4.2.2α : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta=2/3 \varphi$



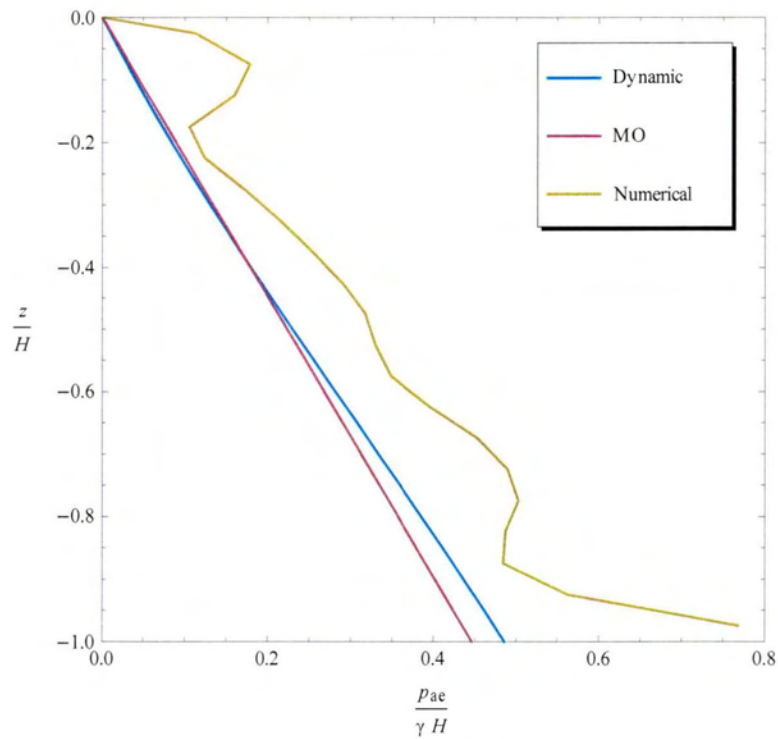
Σχήμα 4.2.2β : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta=1/2 \varphi$

Η γωνία τριβής δ μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους είναι η μόνη παράμετρος που μεταβάλλεται σε αυτή την ανάλυση. Οι δύο κατανομές που προκύπτουν δεν εμφανίζουν ουσιαστική διαφορά ούτε ως προς τη μορφή ούτε ως προς τις απόλυτες τιμές που δίνουν, δηλαδή η αλληλεπίδραση στη διεπιφάνεια – όπως έδειξαν και οι αναλυτικές μέθοδοι – δεν επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τις πιέσεις.

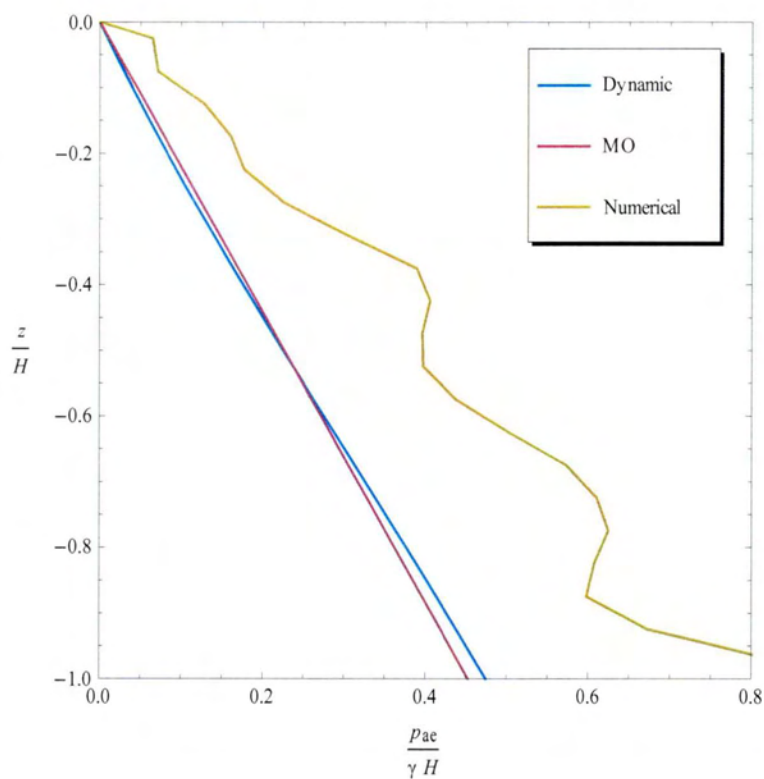
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στα Σχήματα 4.2.2γ και 4.2.2δ που ακολουθούν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνουν η ψευδο-στατική, η ψευδο-δυναμική και η αριθμητική μέθοδος για τις διαφορετικές τιμές του δ .

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.2γ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta=2/3 \phi$

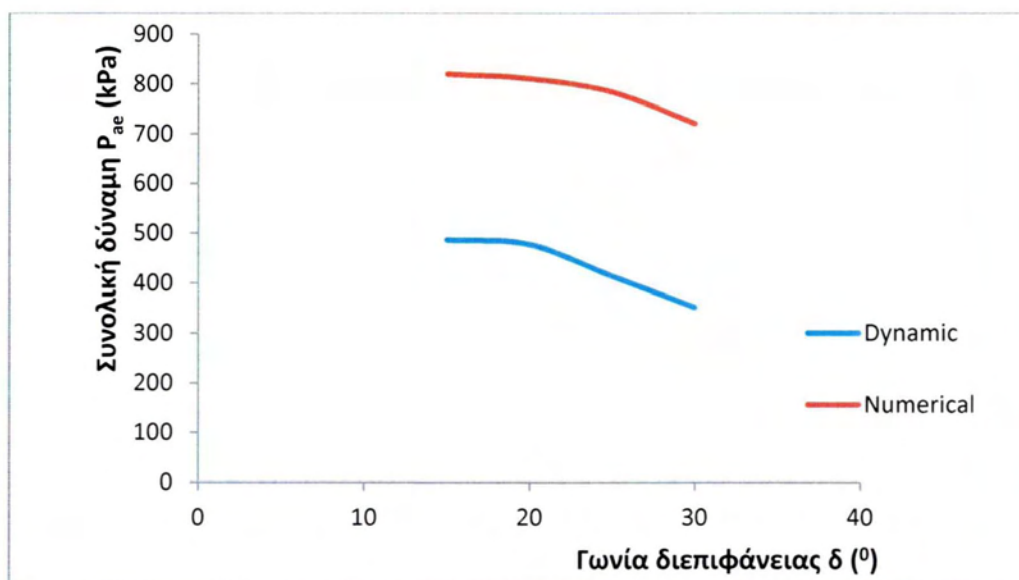


Σχήμα 4.2.2δ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για γωνία τριβής διεπιφάνειας $\delta=1/2 \phi$

Κεφάλαιο 4

Μικρή φαίνεται να είναι η επίδραση της γωνίας δ και από αυτά τα αποτελέσματα, με την αριθμητική λύση να αποτυπώνει ωστόσο τις διακυμάνσεις των πιέσεων με το βάθος, συγκριτικά με τις αναλυτικές μεθόδους.

Τέλος, στο Σχήμα 4.2.2ε παρουσιάζονται οι τιμές της συνολικής δύναμης που ασκεί η εδαφική μάζα στον τοίχο, ως συνάρτηση της γωνίας τριβής φ .



Σχήμα 4.2.2 ε : Συνολική δύναμη επί του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της γωνίας διεπιφάνειας δ

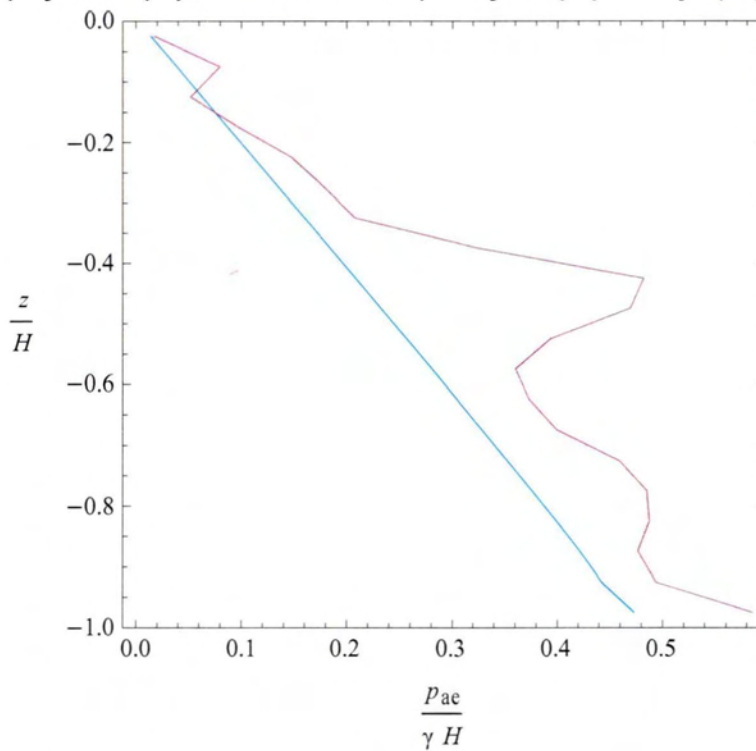
4.2.3 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΑΧΥΤΗΤΑΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

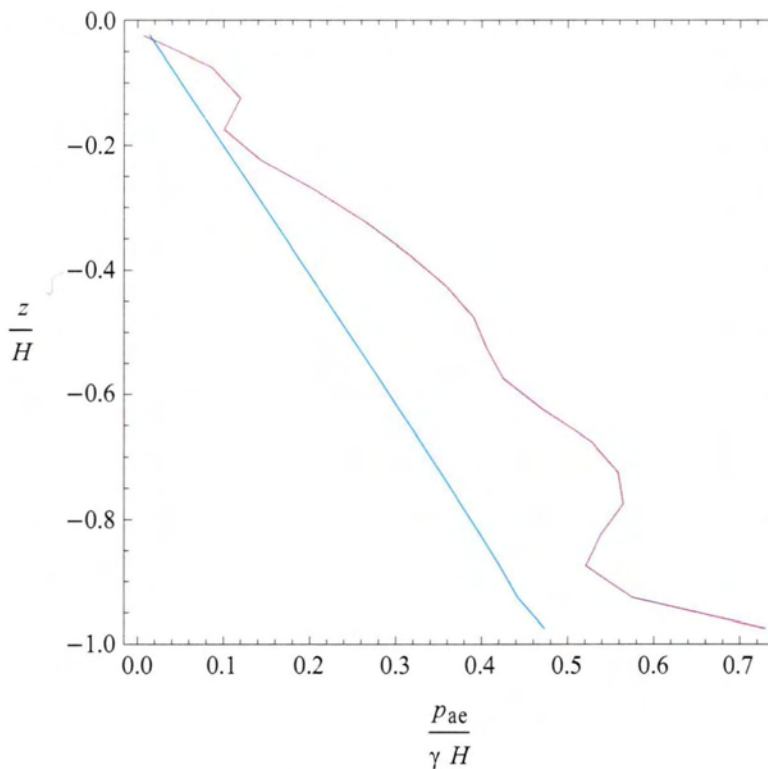
Στην τρίτη ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της ταχύτητας διάδοσης V_s του οριζόντιου σεισμικού κύματος. Η διαδοχική αύξηση της τιμής του V_s στην παρούσα ανάλυση συνοδεύεται από αύξηση της γωνίας τριβής φ , καθώς και της ιδιοσυχνότητας f_1 της εδαφικής μάζας. Τα μεγέθη αυτά είναι χαρακτηριστικά του υλικού και οι τιμές τους συσχετίζονται μεταξύ τους.

Κεφάλαιο 4

Έτσι στα Σχήματα 4.2.3α έως 4.2.3δ που ακολουθούν, φαίνονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για τις διαφορετικές τιμές του V_s .

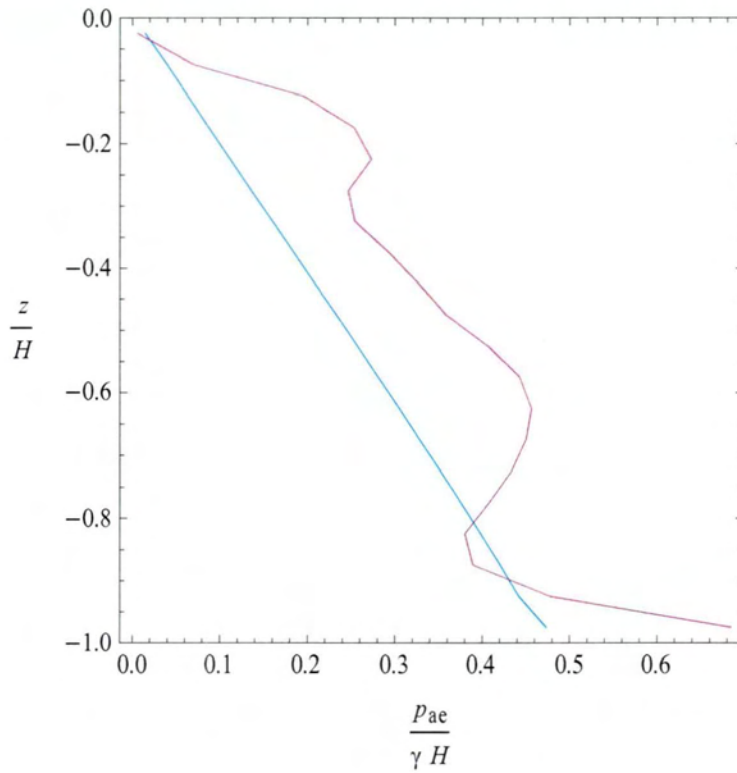


Σχήμα 4.2.3α : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για ταχύτητα διάδοσης $V_s=250\text{m/s}$

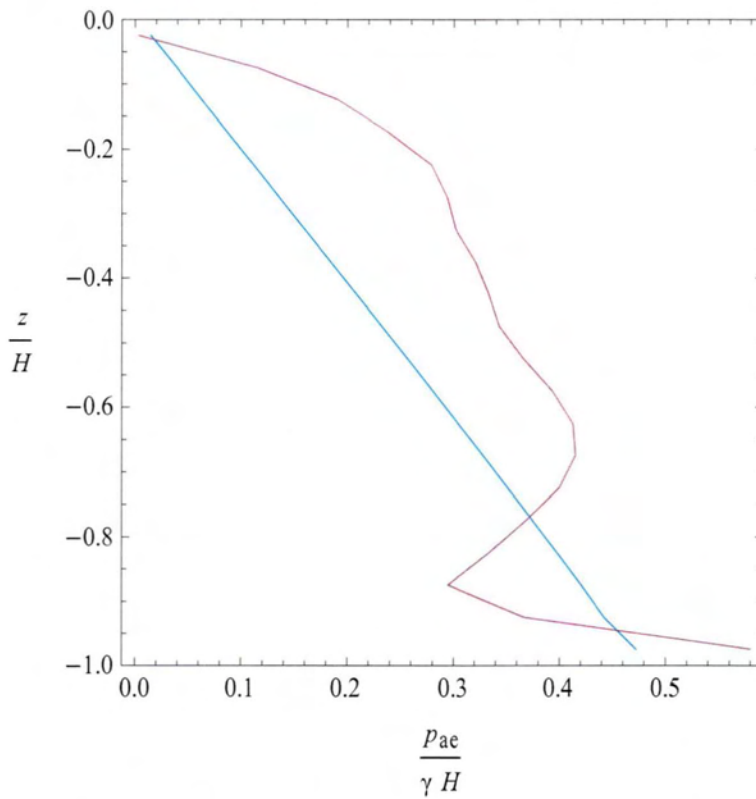


Σχήμα 4.2.3β : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για ταχύτητα διάδοσης $V_s=300\text{m/s}$

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.3γ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για ταχύτητα διάδοσης $V_s=350\text{m/s}$

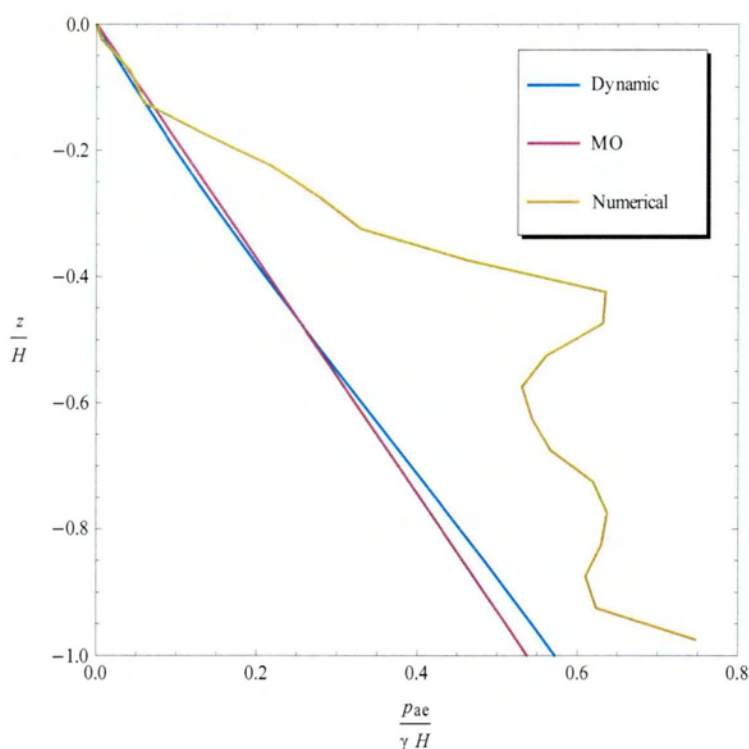


Σχήμα 4.2.3δ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για ταχύτητα διάδοσης $V_s=400\text{m/s}$

Η μεταβολή του V_s που επιβάλλεται εδώ έχει ως συνέπεια μια διαφορετική κάθε φορά απόκριση του εδαφικού σχηματισμού, κάτι που σχετίζεται με την αλλαγή του λόγου συχνοτήτων (f/f_1), επομένως του τρόπου που επιδρά μια πανομοιότυπη δόνηση σε διαφορετικό τύπο εδάφους. Αυτό εκφράζεται με μεγαλύτερη συγκέντρωση τάσεων σε διαφορετικά βάθη πάνω στο μέτωπο του τοίχου, ανάλογα με την τιμή του V_s . Για παράδειγμα, για $V_s=250\text{m/s}$ οι πλευρικές πιέσεις συσσωρεύονται περισσότερο κοντά στο μέσον του τοίχου, ενώ για $V_s=400\text{m/s}$ σε μικρότερο βάθος (2-3 μέτρα).

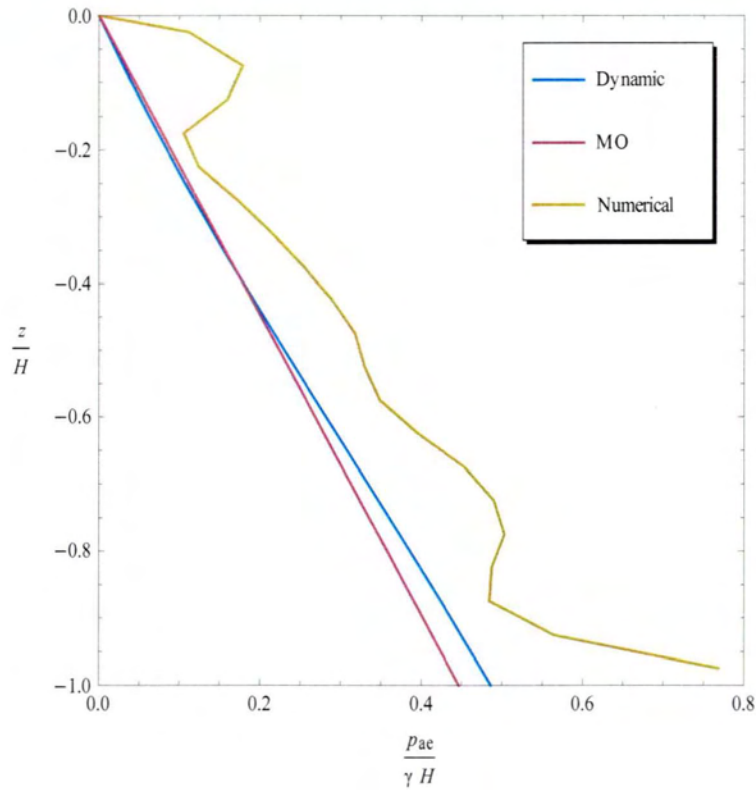
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΛΥΣΗΣ

Στα Σχήματα 4.2.3ε έως 4.2.3η που ακολουθούν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνουν η ψευδο-στατική, η ψευδο-δυναμική και η αριθμητική μέθοδος για τις διαφορετικές τιμές του V_s .

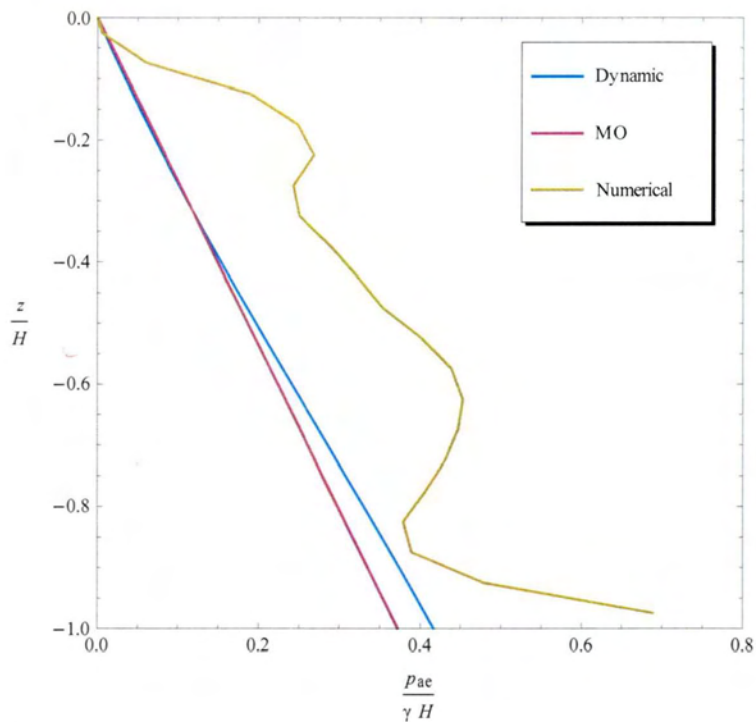


Σχήμα 4.2.3ε : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $V_s=250\text{m/s}$

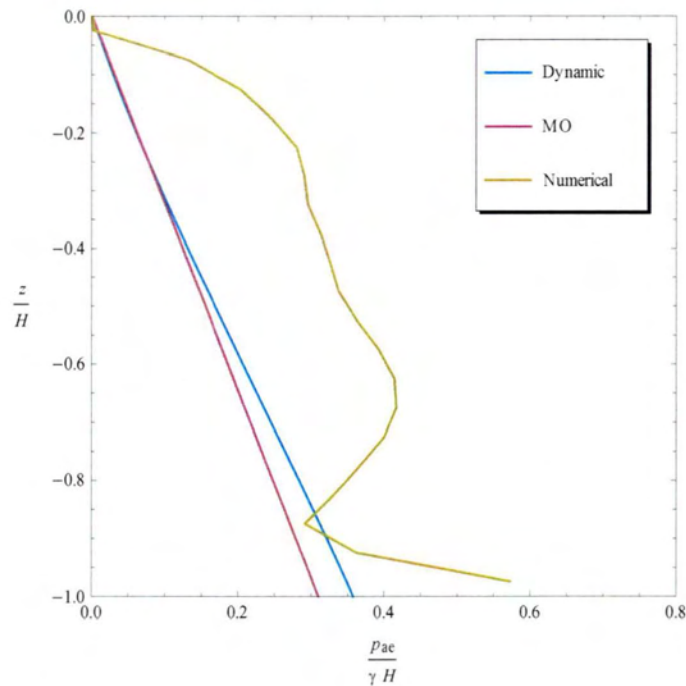
Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.3στ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $V_s=300\text{m/s}$

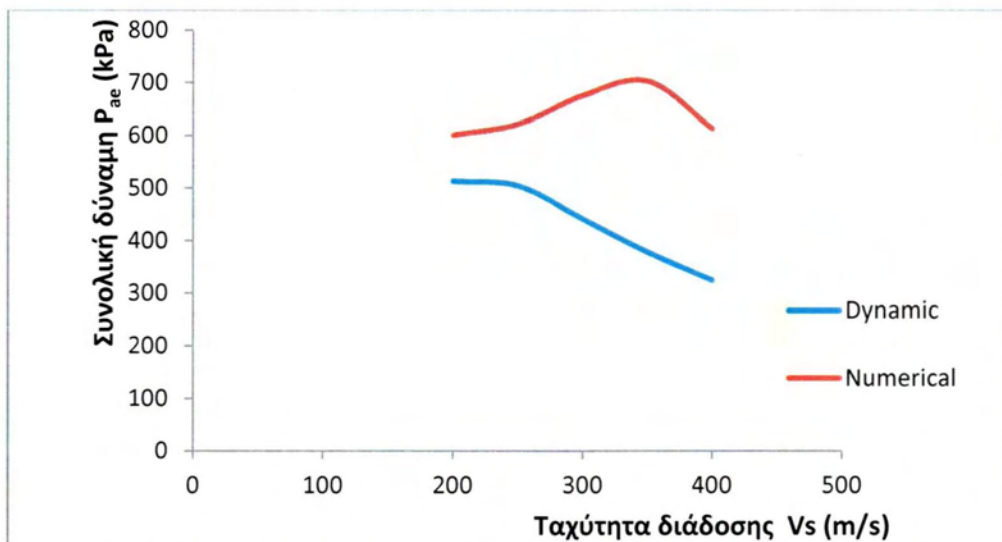


Σχήμα 4.2.3ζ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $V_s=350\text{m/s}$



Σχήμα 4.2.3η : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $V_s=400\text{m/s}$

Τέλος, στο Σχήμα 4.2.3θ παρουσιάζονται οι τιμές της συνολικής δύναμης που ασκεί η εδαφική μάζα στον τοίχο, ως συνάρτηση της ταχύτητας διάδοσης V_s .



Σχήμα 4.2.3 θ : Συνολική δύναμη επί του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της ταχύτητας διάδοσης V_s

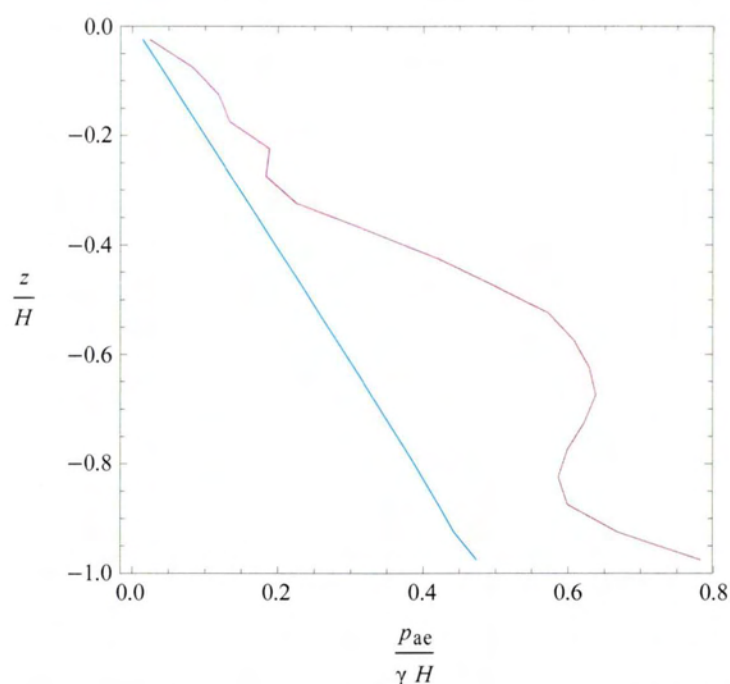
Τα αποτελέσματα της προσομοίωσης με το FLAC λαμβάνονται προφανώς ως πιο αξιόπιστα. Άρα και σε αυτή την ανάλυση φαίνεται ότι οι αναλυτικές μέθοδοι – ψευδοστατικές και ψευδοδυναμικές – υποεκτιμούν τις πιέσεις που μπορούν να αναπτυχθούν στην κατασκευή. Επιπλέον, δεν αποδεικνύονται κατάλληλες για να αποδώσουν τις ποικίλες διακυμάνσεις των σεισμικών πιέσεων που συμβαίνουν στην κάθε περίπτωση, αλλά μόνο για να δώσουν μια προσεγγιστική εικόνα για τον τρόπο με τον οποίο αυτές κατανέμονται.

4.2.4 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΣΥΧΝΟΤΗΤΑΣ ΔΟΝΗΣΗΣ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

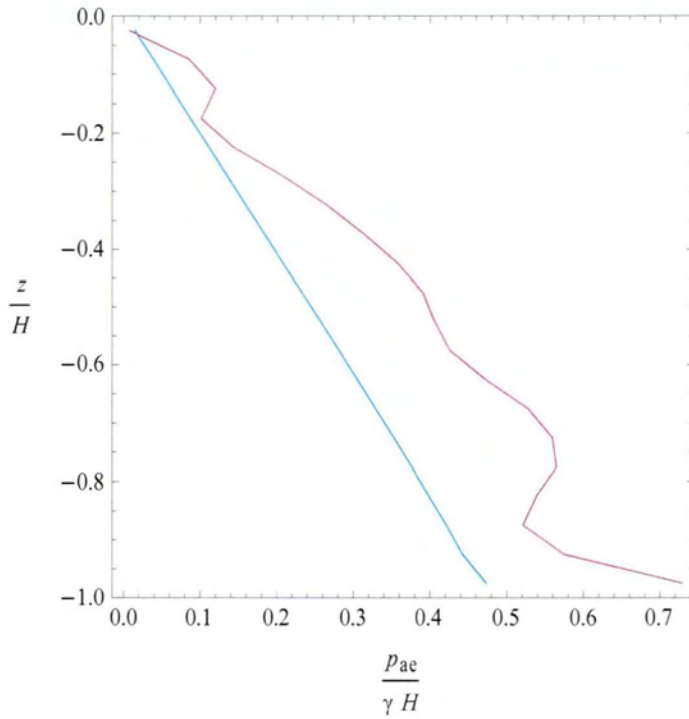
Στην τέταρτη ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης της συχνότητας f της δόνησης.

Έτσι στα Σχήματα 4.2.4α έως 4.2.4δ που ακολουθούν, φαίνονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για τις διαφορετικές τιμές του f .

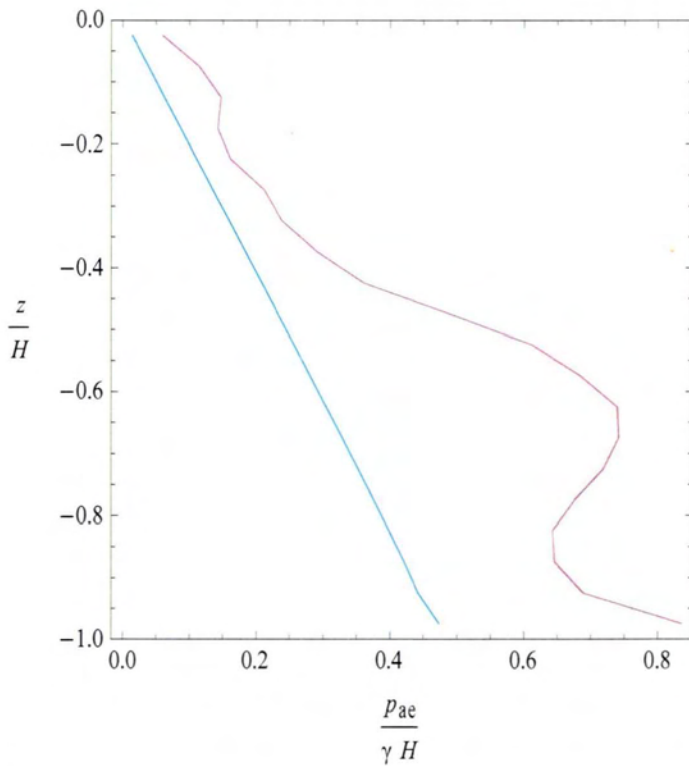


Σχήμα 4.2.4α : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $f=0,25f_1$

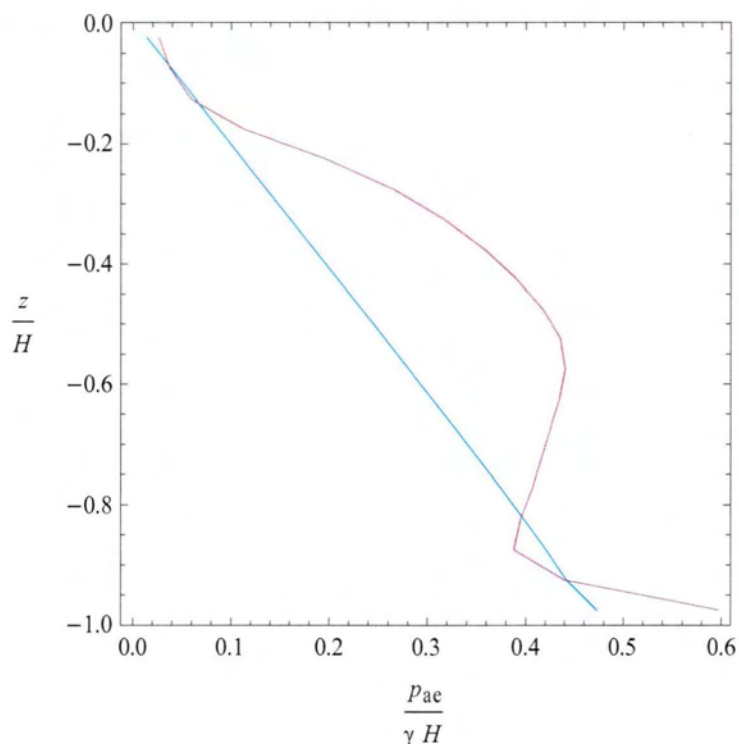
Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.4β : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $f=0,5f_1$



Σχήμα 4.2.4γ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $f=f_1$



Σχήμα 4.2.45 : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $f=1,25f_1$

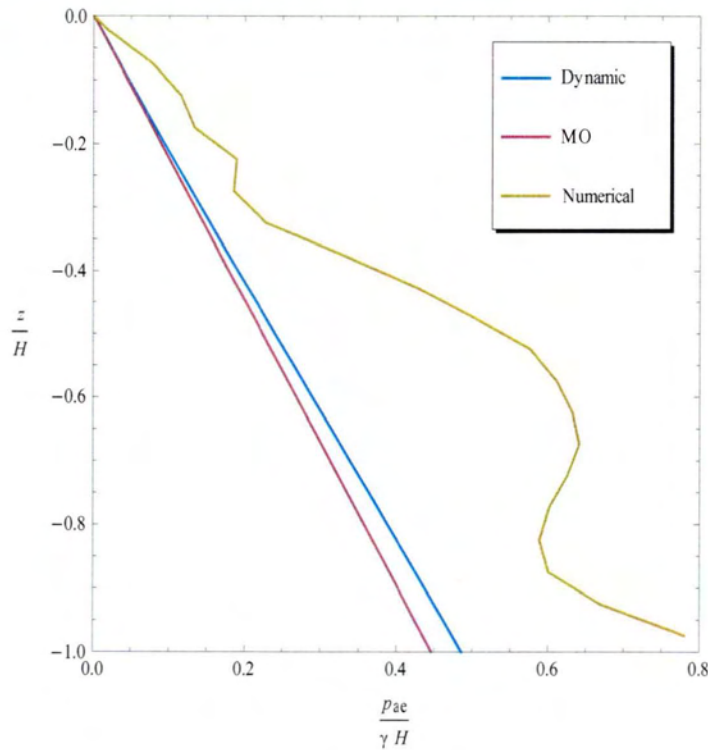
Σε αυτή την παραμετρική ανάλυση μελετάται ένας τύπος εδάφους ($\varphi=35^\circ$, $V_s=300\text{m/s}$), το οποίο υποβάλλεται σε τέσσερις περιοδικές φορτίσεις διαφορετικής συχνότητας. Τα αποτελέσματα δείχνουν:

- i. Ελαφρώς ισχυρότερες πιέσεις –περίπου 20kPa- σε όλο το μέτωπο για $f=f_1$ συγκριτικά με τις άλλες περιπτώσεις (φαινόμενο συντονισμού).
- ii. Ομαλότερη κατανομή των πιέσεων για $f=f_1/2$.
- iii. Συγκέντρωση τάσεων σε μικρότερο βάθος στις μικρές συχνότητες και σε μεγαλύτερο βάθος στις μεγάλες συχνότητες.

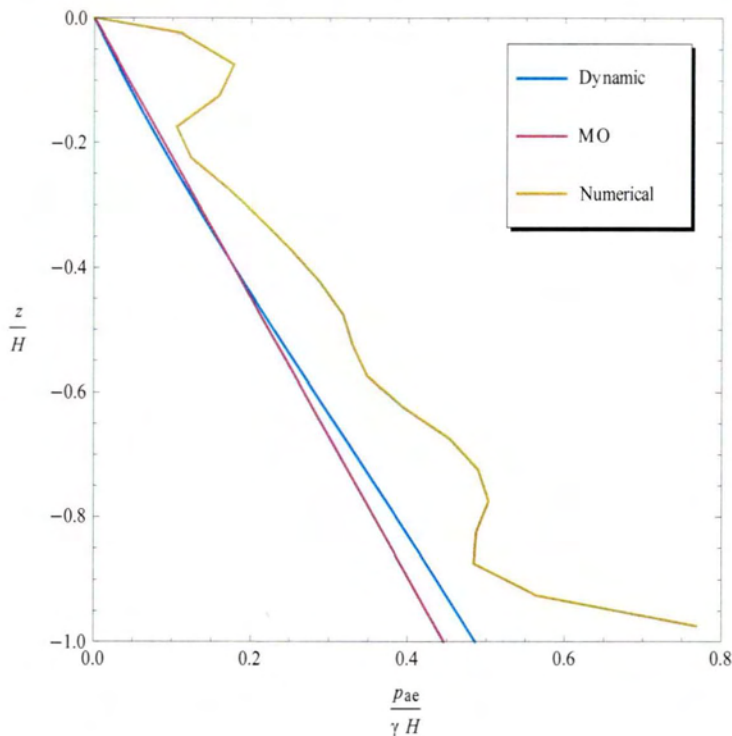
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στα Σχήματα 4.2.4ε έως 4.2.4η που ακολουθούν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνουν η ψευδο-στατική, η ψευδο-δυναμική και η αριθμητική μέθοδος για τις διαφορετικές τιμές της συχνότητας δόνησης f .

Κεφάλαιο 4

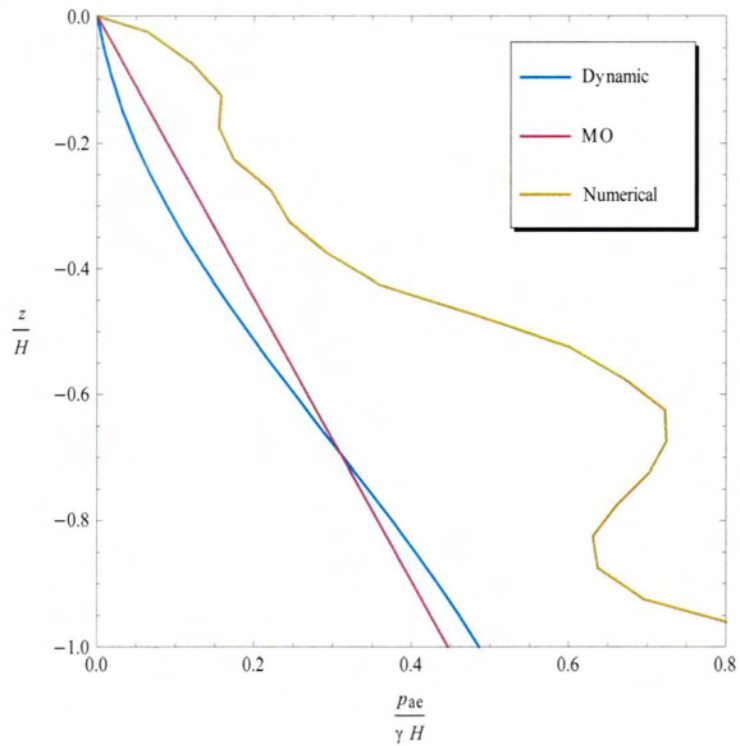


Σχήμα 4.2.4ε : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $f=0,25f_1$

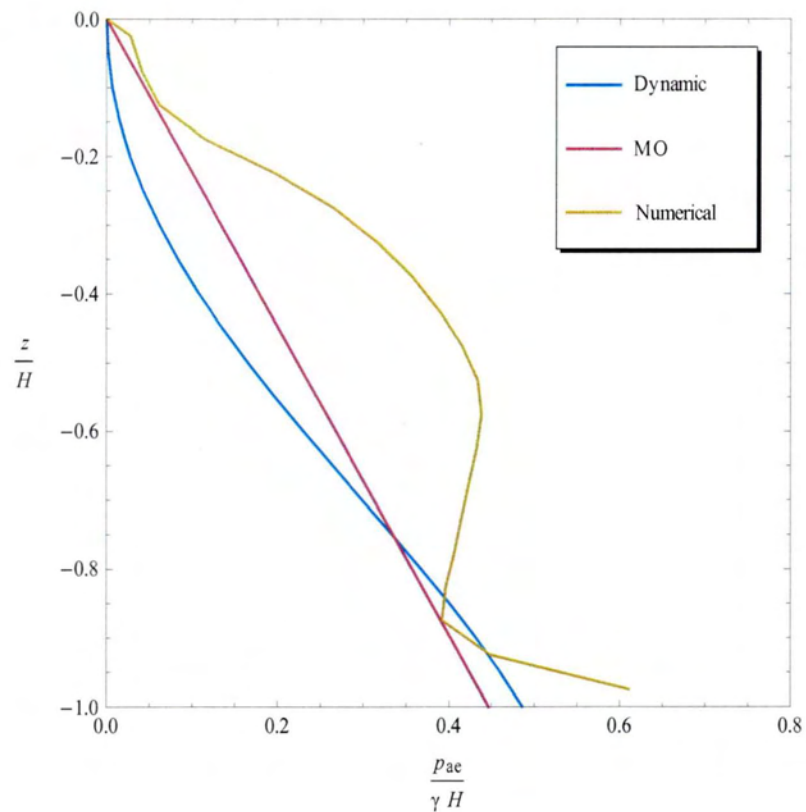


Σχήμα 4.2.4στ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $f=0,5f_1$

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.4ζ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $f=f_1$



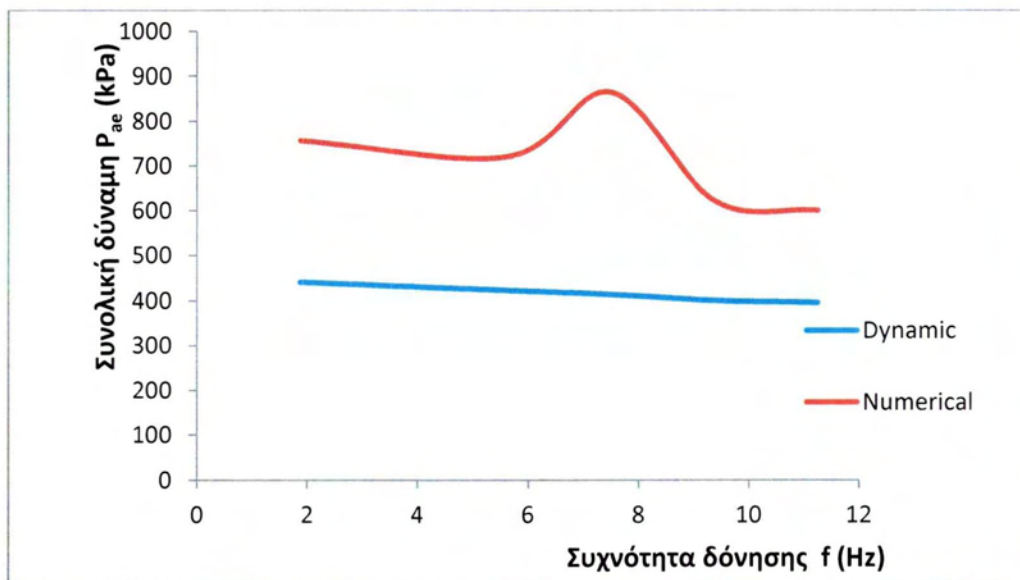
Σχήμα 4.2.4η : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $f=1,25f_1$

Όσον αφορά τις κατανομές της ψευδο-στατικής μεθόδου, παρατηρούμε ότι δεν διαφοροποιούνται, αφού δεν λαμβάνεται υπόψη με κάποιο τρόπο η συχνότητα της δόνησης κατά τους υπολογισμούς.

Στην ψευδοδυναμική μέθοδο παρατηρείται μια σχετικά μεγαλύτερη καμπύλωση των κατανομών στις μεγαλύτερες συχνότητες, που τείνει να ακολουθήσει τη μορφή της αριθμητικής λύσης. Παρόλα αυτά οι απόλυτες τιμές των πιέσεων που δίνει παραμένουν ορατά μικρότερες.

Τέλος, στο Σχήμα 4.2.4θ παρουσιάζονται οι τιμές της συνολικής δύναμης που ασκεί η εδαφική μάζα στον τοίχο, ως συνάρτηση της συχνότητας δόνησης f .

Η δυναμική μεγέθυνση των σεισμικών πιέσεων κοντά στην ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος ($f_1=7,5\text{Hz}$) φαίνεται χαρακτηριστικά μόνο μέσω της αριθμητικής επίλυσης στα παρακάτω αποτελέσματα.



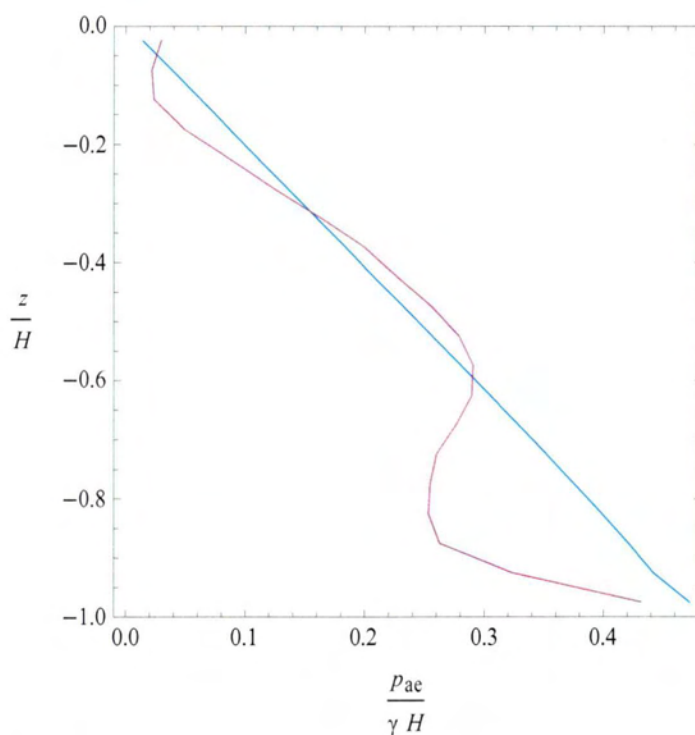
Σχήμα 4.2.4 θ : Συνολική δύναμη επί του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της συχνότητας δόνησης f

4.2.5 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΜΕΓΙΣΤΗΣ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗΣ ΒΑΣΗΣ

ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

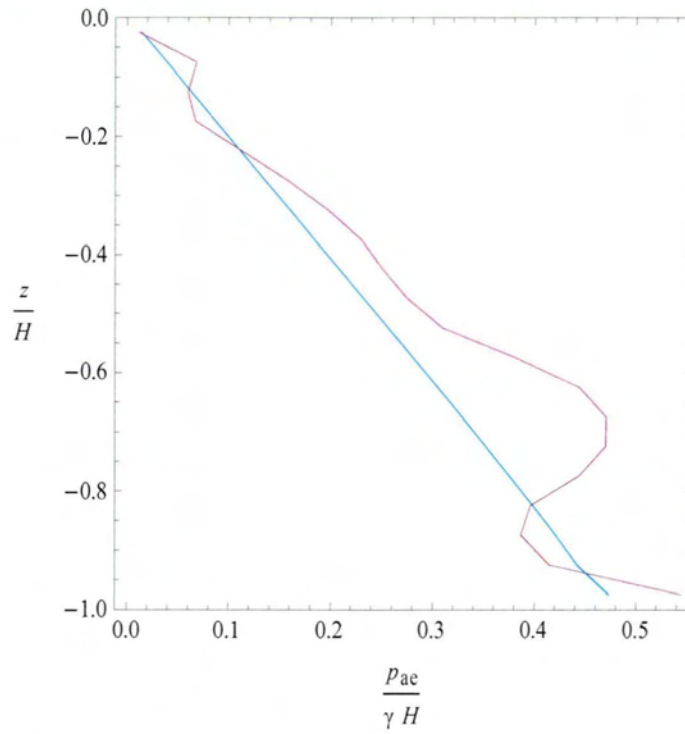
Στην πέμπτη ενότητα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με σκοπό τη διερεύνηση της επίδρασης του μέγιστου εύρους επιτάχυνσης a_{\max} της δόνησης.

Έτσι στα Σχήματα 4.2.5α έως 4.2.5γ που ακολουθούν, φαίνονται οι κατανομές των οριζόντιων πιέσεων για τις διαφορετικές τιμές του a_{\max} .

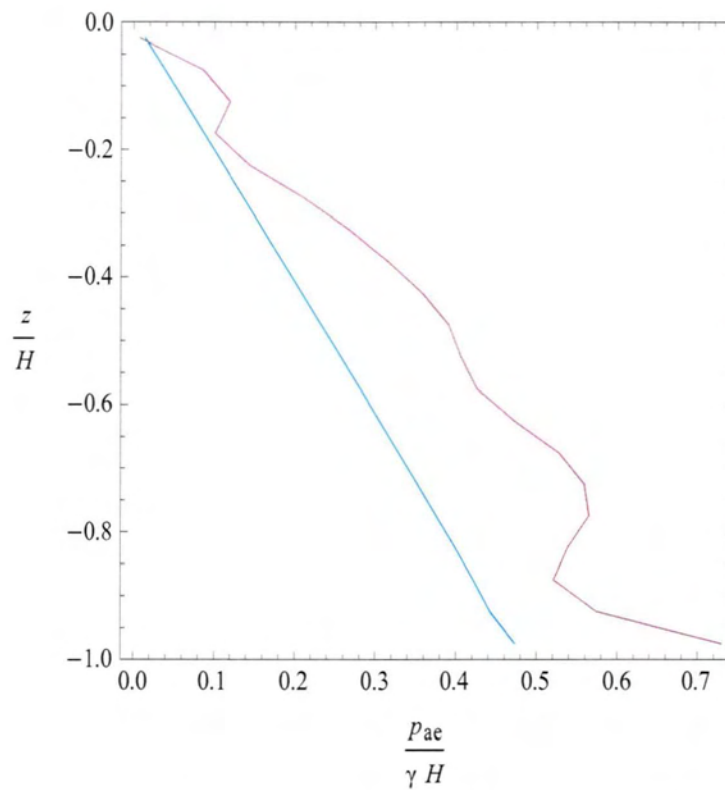


Σχήμα 4.2.5α : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $a_{\max}=0,1g$

Κεφάλαιο 4



Σχήμα 4.2.5β : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $a_{max}=0,2g$



Σχήμα 4.2.5γ : Κατανομή πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης για $a_{max}=0,3g$

Κεφάλαιο 4

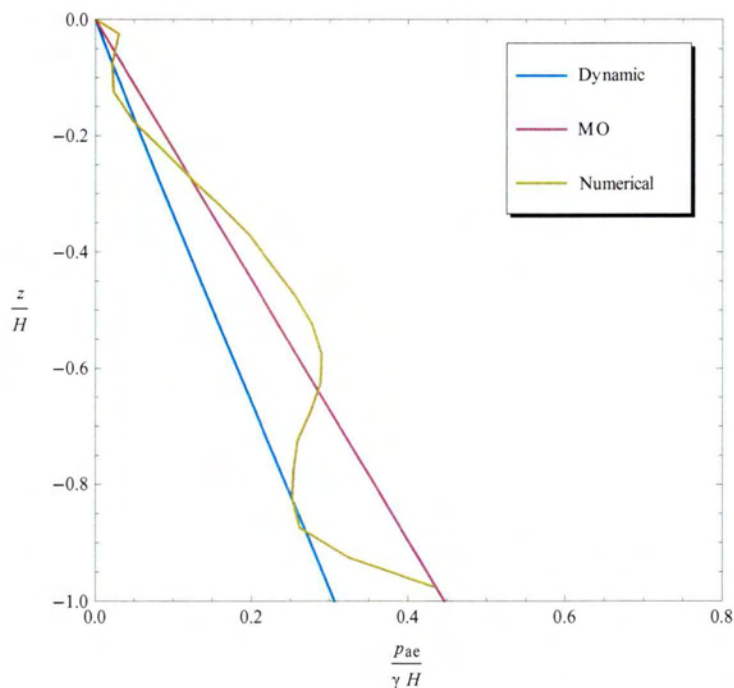
Αρχικά, είναι σκόπιμο να επισημανθεί ότι σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις η περιοδική φόρτιση-δόνηση είχε εύρος $a_{\max}=0,3g$. Σε αυτή την ανάλυση εξετάζεται η επίδραση δονήσεων μικρότερου εύρους – με την ίδια συχνότητα – που εφαρμόζονται στον ίδιο τύπο εδάφους.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, παρατηρείται μια περίπου ομοιόμορφη άνοδος των ενεργητικών πιέσεων στον τοίχο καθώς αυξάνεται το εύρος.

Επίσης, φαίνεται ότι αν η δόνηση είναι αρκετά ασθενής ($a_{\max}=0,1g$), ενδέχεται κάποια τμήματα της κατασκευής μας να ανακουφίζονται σε σύγκριση με τις στατικές συνθήκες, αφού στο τέλος της δόνησης εμφανίζουν πιέσεις μικρότερες από τις γεωστατικές.

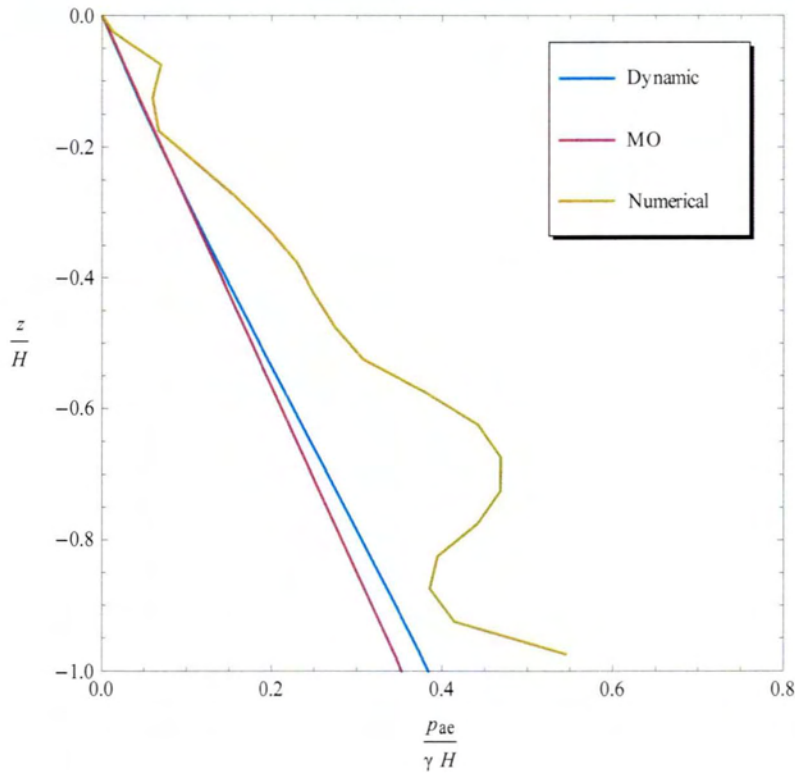
ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ

Στα Σχήματα 4.2.5δ έως 4.2.5στ που ακολουθούν, συγκρίνονται τα αποτελέσματα που δίνουν η ψευδο-στατική, η ψευδο-δυναμική και η αριθμητική μέθοδος για τις διαφορετικές τιμές του εύρους επιτάχυνσης a_{\max} .

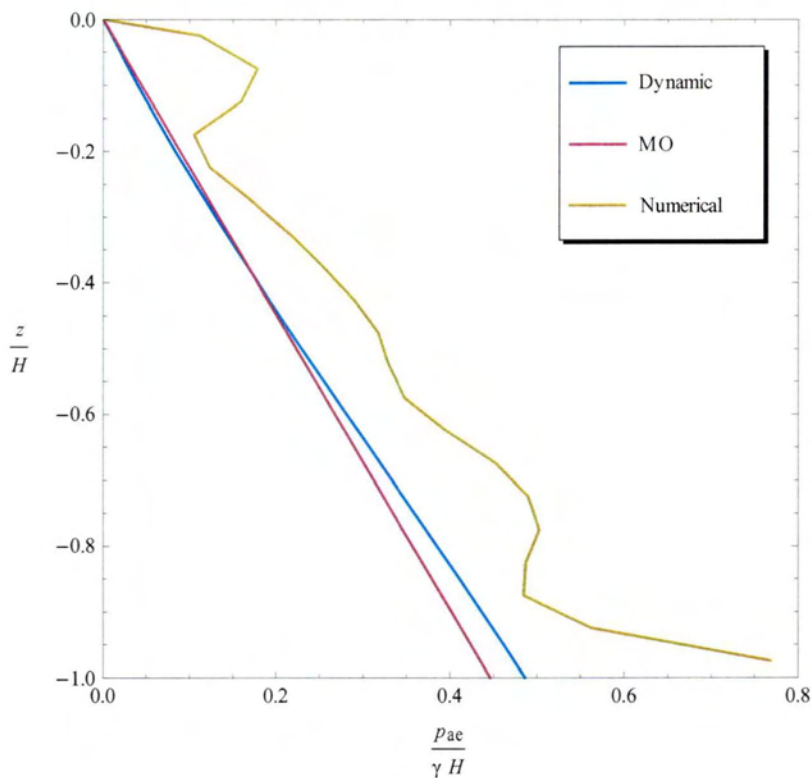


Σχήμα 4.2.5δ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $a_{\max}=0,1g$

Κεφάλαιο 4



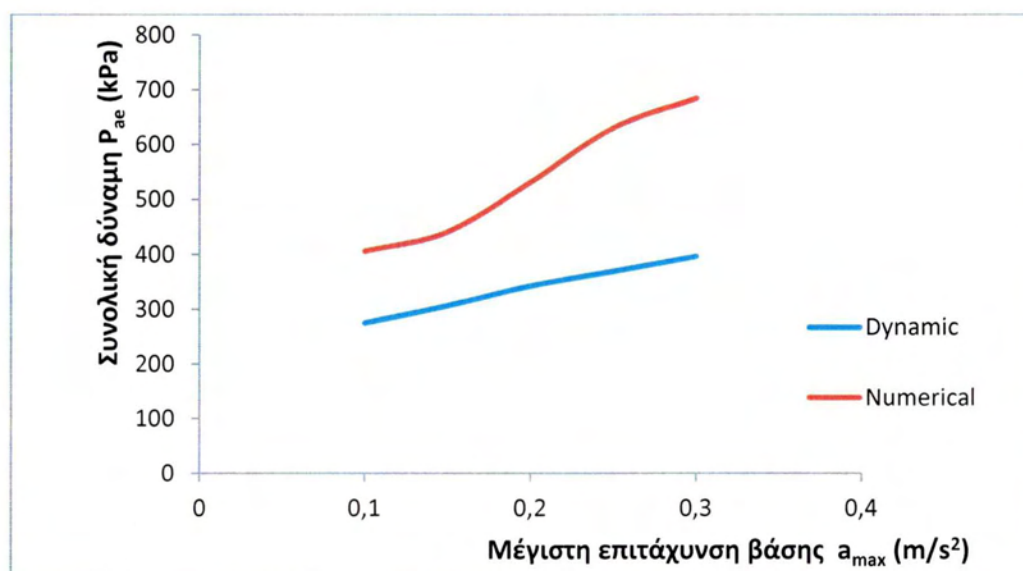
Σχήμα 4.2.5ε : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους για $a_{\max}=0,2g$



Σχήμα 4.2.5στ : Σύγκριση κατανομών πιέσεων αριθμητικής ανάλυσης με τις αναλυτικές μεθόδους $a_{\max}=0,3g$

Η σύγκριση στην περίπτωση αυτή δείχνει ότι οι αναλυτικές μέθοδοι μπορούν να προσεγγίσουν με μικρότερη απόκλιση τις πιέσεις από δονήσεις μικρότερου εύρους. Ακόμη, φαίνεται ότι τα αποτελέσματα της ψευδο-στατικής μεθόδου ενσωματώνουν σχετικά ικανοποιητικά τις μεταβολές της παραμέτρου a_{max} , κάτι που δεν συμβαίνει για τις υπόλοιπες παραμέτρους.

Τέλος, στο Σχήμα 4.2.5ζ παρουσιάζονται οι τιμές της συνολικής δύναμης που ασκεί η εδαφική μάζα στον τοίχο, ως συνάρτηση της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης a_{max} .



Σχήμα 4.2.5 ζ : Συνολική δύναμη επί του τοίχου για τις διαφορετικές τιμές της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης a_{max}

5. ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5.1 ΓΕΝΙΚΟΣ ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΤΗΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι πρώτες ομάδες κατανομών που παρατέθηκαν σε κάθε παραμετρική ανάλυση παρουσιάζουν την καταπόνηση που δέχεται το μέτωπο του τοίχου μετά την επιβολή της εκάστοτε περιοδικής φόρτισης σε σύγκριση με αυτή λόγω των γεωστατικών τάσεων. Όπως αναμενόταν, η κατανομή των γεωστατικών τάσεων είναι ευθέως ανάλογη του βάθους από την επιφάνεια του εδάφους. Ακόμη, οι πιέσεις που συγκεντρώνονται στον τοίχο μετά το τέλος της δόνησης είναι κατά κανόνα αυξημένες σε σχέση με τις αρχικές γεωστατικές. Αυτό δείχνει ότι ενώ κατά τη διάρκεια του σεισμού το πρόσημο της φόρτισης εναλλάσσεται, με αποτέλεσμα να ανακουφίζεται μερικώς ο τοίχος σε ορισμένες στιγμές, στο τέλος επικρατούν ωθήσεις με φορά που αυξάνει την καταπόνηση στην κατασκευή.

5.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΛΥΣΗΣ

Αυτό που γίνεται φανερό σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις της παραμετρικής ανάλυσης είναι ότι η αριθμητική ανάλυση με το FLAC δίνει αυξημένες τιμές πιέσεων συγκριτικά με τα αντίστοιχα αναλυτικά μοντέλα, είτε αυτά βασίζονται στη μέθοδο Mononobe-Okabe είτε στην ψευδο-δυναμική θεώρηση. Η αριθμητική ανάλυση του FLAC θεωρείται ότι οδηγεί σε ακριβέστερα και πιο αξιόπιστα αποτελέσματα, αφού :

- προσομοιώνει μια πραγματική σεισμική δόνηση μέσω των βημάτων επίλυσης που αντιστοιχούν σε πολύ μικρά χρονικά βήματα
- λαμβάνει υπόψη τη δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής δόνησης που αγνοείται κατά τη μέθοδο Mononobe-Okabe.
- λαμβάνει υπόψη την ενέργεια που ακτινοβολείται υπό μορφή κυμάτων
- περιγράφει με λεπτομέρεια τη συμπεριφορά του συστήματος προσομοιώνοντας την αλληλεπίδραση των σωμάτων στις μεταξύ τους διεπιφάνειες και τον τρόπο απόσβεσης της ενέργειας του σεισμού

Επομένως, μπορούμε γενικά να συμπεράνουμε με βάση τα αποτελέσματα της Διπλωματικής ότι η απλοποιητική εκτίμηση του μεγέθους της έντασης πάνω στον τοίχο αντιστήριξης που γίνεται στις αναλυτικές μεθόδους δεν είναι πάντοτε επαρκής για έναν ασφαλή σχεδιασμό.

5.3 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5.3.1 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΙΚΟΤΗΤΑ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Στο Κεφάλαιο 1 (Εισαγωγή) της παρούσας εργασίας αναφέρονται οι προϋποθέσεις που πρέπει να ισχύουν για να εφαρμοστεί τόσο η ψευδο-στατική όσο και η ψευδο-δυναμική μέθοδος. Οι κυριότερες από αυτές είναι ο σχηματισμός επιφάνειας αστοχίας, ο τοίχος και η έδρασή του να είναι πρακτικά άκαμπτα και το έδαφος μη συνεκτικό.

Όλα αυτά τα στοιχεία του προβλήματος, καθώς και περισσότερες λεπτομέρειες, μπορούν να προσομοιωθούν με το FLAC, πράγμα που σημαίνει ότι κατά την αριθμητική λύση αφ' ενός δεν υφίστανται αυτοί οι περιορισμοί και αφ' ετέρου υπάρχει δυνατότητα να επιλυθούν και συνθετότερα γεωτεχνικά μοντέλα. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας υπήρξε αντιστοίχιση στα δεδομένα μεταξύ των μεθόδων έτσι ώστε να πληρούνται οι εν λόγω προϋποθέσεις. Παρ' όλα αυτά διαπιστώθηκαν ορατές διαφορές στα αποτελέσματα της κάθε μεθόδου.

- Οι κατανομές πιέσεων που δίνει η **ψευδο-στατική μέθοδος** $[\sigma_{ae} = \gamma z(1 - k_v)K_{ae}]$, υπολογίζεται ως το αποτέλεσμα της εφαρμογής μιας στατικής δύναμης, με τη σεισμική δράση να εκφράζεται μέσω των συντελεστών k_h και k_v . Έτσι προκύπτουν ευθύγραμμες κατανομές οι οποίες δεν επαρκούν για να αποδώσουν τις διάφορες αυξομειώσεις με το βάθος που γίνονται αντιληπτές στην αριθμητική προσομοίωση. Ακόμη, το γεγονός ότι ο χρόνος δεν λαμβάνεται υπόψη - ούτε ως μεταβλητή μιας αρμονικής ταλάντωσης ούτε όσον αφορά τη διάρκεια της φόρτισης - διαπιστώνεται ότι οδηγεί σε διαφορετικές πιέσεις από αυτές που προκαλεί μια δόνηση ορισμένης διάρκειας.
- Οι κατανομές πιέσεων που δίνει η **ψευδο-δυναμική μέθοδος**, είναι επίσης ομαλές συναρτήσεις, αφού κι αυτές προκύπτουν από απλουστεύσεις και παραδοχές και όχι από πλήρη αριθμητική ολοκλήρωση των διαφορικών εξισώσεων ως προς το χρόνο. Αποτελεί όμως μια σχετικά πιο ρεαλιστική προσέγγιση, τόσο ως προς τη μικρότερη απόκλιση που εμφανίζουν γενικά στις απόλυτες τιμές, όσο και ως προς τη μορφή των διαγραμμάτων, τα οποία ακολουθούν σε μεγαλύτερο βαθμό αυτά της αριθμητικής λύσης. Να σημειώσουμε εδώ ότι η βασική διαφορά των 2 αναλυτικών μεθόδων είναι η επίδραση του χρόνου, αφού στην ψευδο-δυναμική προσέγγιση η φόρτιση εισάγεται ως αρμονική ταλάντωση συναρτήσει του χρόνου, με όλες τις παραδοχές που αφορούν τον τοίχο, το έδαφος και την επιφάνεια αστοχίας να είναι κοινές.

Επομένως, η προσπάθεια δημιουργίας μιας βελτιωμένης μεθόδου μέσω της εισαγωγής του χρονικού παράγοντα – που δίνει δυναμικό χαρακτήρα στη φόρτιση – έδωσε θετικά αποτελέσματα.

5.3.2 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΒΑΣΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ

1. Οι 3 μέθοδοι συμφωνούν ότι αύξηση της γωνίας φ (διαμητικής αντοχής του εδάφους) οδηγεί σε μικρότερη ένταση στο μέτωπο του τοίχου.
2. Μεγαλύτερες τιμές της γωνίας δ (αλληλεπίδρασης τοίχου με έδαφος), οδηγούν σε ελαφρώς μεγαλύτερη ενεργητική ώθηση προς τον τοίχο.
3. Σε περίπτωση αρμονικής διέγερσης, όπως στην παρούσα, η επίδρασή της ταχύτητας διάδοσης V_s συνδέεται άμεσα με το λόγο της συχνότητας διέγερσης προς την ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος (f/f_1). Έτσι, τα αποτελέσματα θα ήταν πιο χρήσιμα στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης με ευρύ φάσμα συχνοτήτων.
4. Συνολική αύξηση των ωθήσεων για την περίπτωση του συντονισμού και τοπική αύξηση σε διαφορετικά σημεία, που επίσης διαπιστώνεται μόνο στην αριθμητική λύση.
5. Αρμονικές φορτίσεις με μεγαλύτερο εύρος επιταχύνσεων αναπτύσσουν μεγαλύτερες ενεργητικές ωθήσεις προς τον τοίχο, σύμφωνα με όλες τις μεθόδους επίλυσης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Al-Homoud A.S & Whitman R.V. (1999) : "Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating nonlinear soil behaviour", *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, Vol. 18, pp. 247-277.
2. Choudury, D. and Nibalkar, S. S. (2006), "Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall", *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(5), 1103-1113.
3. Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2004), "Effective Stress Analysis of Gravity Quay Walls", 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering (SDEE/ICEGE), San Francisco, Jan. 2004.
4. Dakoulas P. & Gazetas G. (2005a), "Effective stress analysis of caisson quay walls: Application to Kobe", *Soils & Foundations*, Vol. 45 (4), pp. 133-147.
5. Dakoulas P. & Gazetas G. (2005b) : "Dynamic earth and water pressures in the foundation and the backfill of Quaywalls", *Proceedings of the 1st Greece-Japan Workshop on Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations*", G. Gazetas, Y. Goto, & T. Tazoh, editors, pp. 165-183.
6. Dakoulas, P. and Gazetas G (2005), "Dynamic Earth and Water Pressures at the Foundation and Backfill of Caisson Quay Walls", *Proceedings of the 1st Greece-Japan Workshop on the Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations*, Athens, October 2005, 165-183 (invited paper).
7. Dakoulas, P. and Gazetas, G. (2008), "*Insight into Dynamic Earth and Water Pressures against Caisson Quay Walls*", *Geotechnique*, ICE, 58(2), 95-111. (Received the Hsieh Award 2009, Institution of Civil Engineers, UK)
8. Ebeling R.M. & Morison EE. (1992) : "*The seismic design of waterfront retaining structures*", US Army Corps of Engineers, Technical Report ITL-92-11, Washington DC.
9. Fujiwara T., Horikoshi K., & Sueoka T. (1999) : "Centrifuge modeling of dynamic earth pressure acting on gravity type wall during large earthquake", *Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Pedro Seco e Pinto (editor), Lisbon, Vol. 1, pp. 401-406
10. Gazetas G., Dakoulas P., & Dennehy K. (1990): "Empirical seismic design method for waterfront anchored sheetpile walls," in *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, ASCE, pp. 232-250.
11. Gazetas, G. and Dakoulas, P. (1991), "*Seismic Design Chart for Anchored Bulkheads*", *Proceedings of the Second International Conference on*

Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, March 11-15, Vol. 1, pp. 667-673.

12. Gazetas G., Psarropoulos P., Anastasopoulos I., & Gerolymos N. (2004) : "Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 537-550.
13. Gazetas G., Anastasopoulos I., & Dakoulas P., (2005), "Failure of harbour quaywalls in the Lefkada 2003 earthquake", *Performance based Design in Earthquake Geotechnical Engineering : Concepts and Research*, Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering Satellite Conference, Osaka, Japanese Geotechnical Society, pp. 62-69.
14. Ghalandarzadeh A., Orita T., Towahata I., & Yun F. (1998) : "Shaking table tests on seismic deformation of gravity quay-walls", *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 115-132.
15. Iai S. (1998): "Seismic analysis and performance of retaining structures", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, P. Dakoulas, M. K. Yegian, and R. Holtz (editors), Geotechnical Special Publication, ASCE, Vol. II, pp. 1020-1044.
16. Iai S., Ichii K., Liu H., & Morita T. (1998): "Effective stress analysis of port structures," *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 97-114.
17. Inagaki H., Iai S., Sugano T., Yamazaki H., & Inatomi, T. (1996): "Performance of caisson type quay walls at Kobe port", *Soils and Foundations, Special Issue of Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 119-136.
18. Ishihara K. (1997) : " Terzaghi oration : Geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake", *Proceedings of the 14th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Hamburg, Vol. 4, pp. 2047-2073.
19. Itasca (2000): *Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Itasca Consulting Group, User's Manuals, Minneapolis.
20. Kamon M., Wako T., Isemura K., Sawa K., Mimura M., Tateyama K., & Kobayashi S. (1996) : "Geotechnical disasters on the waterfront", *Soils and Foundations, Special Issue of Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 137-147.
21. Lee C.J. (2005) : "Centrifuge modeling of the behavior of caisson-type quay walls during earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 25(2), pp. 117-131.

22. Mononobe N., & Matsuo H. (1929) : " On the determination of earth pressures during earthquakes", *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, p. 177-85.
23. Nadim, F. (1982). "A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls," Sc.D. thesis, *Research Report R82-33*, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.
24. Nadim, F. and Whitman, RV. (1984). "Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquakes," *Proceedings, 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, Vol. 3, pp. 477-484.
25. Noda S., Uwabe T., & Chiba T. (1975): *Relation between seismic coefficient and ground acceleration for gravity wall*, Report of the Port and Harbor Research Institute, Japan, Vol. 14(4), pp. 67-111.
26. Ντακούλας, Π., (2004), *Εδαφοδυναμική, Σημειώσεις*, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, 650 σελίδες
27. OCDI (2002): *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan*. The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo.
28. Okabe S., (1926) : "General theory of earth pressures", *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, Vol. 12(1).
29. PIANC (2001): *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. International Navigation Association, A.A. Balkema Publishers, Tokyo, pp. 324.
30. Richards, R and Elms, D. (1979). Seismic behavior of gravity retaining walls, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 105, No. GT4, pp. 449-464.
31. Sato M., Watanabe H., & Katayama S. (1998) : "Study on mechanism of caisson type sea wall movement during earthquakes", *Proceedings of 4th Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, S. Prakash (editor), Vol. 1, pp. 604-611.
32. Seed R. B. & Whitman R. (1970) : " Design of earth retaining structures for dynamic loads", *Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, ASCE, pp. 103-147.
33. Steedman, R.S. and Zeng, X. (1990). "The seismic response of waterfront retaining walls," *Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Special Technical Publication 25, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 872-886.
34. Steedman R.S. & Zeng X. (1996): "Rotation of large gravity walls on rigid foundations under seismic loading", *Analysis and Design of Retaining*

Structures Against Earthquakes, ASCE, S. Prakash (editor), No. 60, pp.38-56.

35. Sugano T., Mitoh M. & Oikawa K. (1995): "Mechanism of damage to Port Facilities during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Experimental Study on the Behavior of Caisson-Type Quay Wall during Earthquake using Underwater Shaking Table", *Technical Note of the Port and Harbor Research Institute*, Ministry of Transport, No. 813.
36. Towhata I., Ghalandarzadeh A., Sundarraj K., & Vargas-Monge W. (1996) : "Dynamic failures of subsoils observed in waterfront areas", *Soils and Foundations, Special Issue of Geotechnical Aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, pp. 149-160.
37. Veletsos A.S. & Younan A.H. (1997): " Dynamic response of cantilever retaining walls", *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, pp.161-172.
38. Whitman R., (1990): "Seismic design behaviour of gravity retaining walls", *Proceedings of ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication*, No. 25, pp. 817-842.
39. Wood J.H. (1975): "Earthquake-induced pressures on a rigid wall structure", *Bulleting of New Zealand National Earthquake Engineering* , 8, pp.175-86.
40. Zeng X. (1993): "Experimental results of Model No.11", *Proceedings of the Symposium on Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, University of California Davis, Vol.1, p. 895-908.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000121265

