



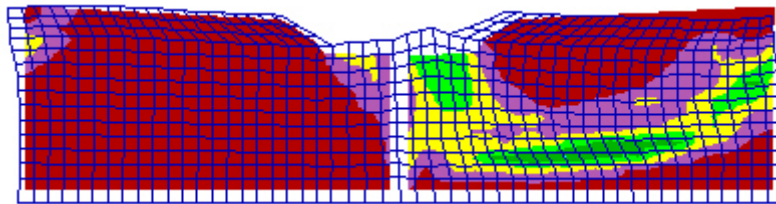
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

Διπλωματική Εργασία

**ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ
ΕΔΑΦΩΝ ΚΑΙ ΑΒΑΘΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΜΕΤΑ ΑΠΟ
ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΣΤΑΘΕΡΟΠΟΙΗΣΗ ΕΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ**

Ηλιάνα Πανάγου – Διονυσία Σιάμπου

Επιβλέπων: **Αχιλλέας Γ. Παπαδημητρίου**, Επίκουρος Καθηγητής Ε.Μ.Π.



Diploma Thesis

**NUMERICAL SIMULATION OF THE SEISMIC RESPONSE
OF SOILS AND SHALLOW FOUNDATIONS AFTER
PASSIVE STABILIZATION AGAINST LIQUEFACTION**

Iliana Panagou - Dionysia Siampou

Supervisor: **Achilleas G. Papadimitriou**, Assistant Professor NTUA

ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ/OCTOBER 2015

*Στη μνήμη του πατέρα μου, Γιάννη,
που θα φωτίζει πάντα το δρόμο ...*

Ευχαριστίες

Με την εργασία αυτή φτάνουμε αισίως στο πέρας των φοιτητικών μας σπουδών και θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά όλους όσους συνέβαλλαν στην επιτυχή ολοκλήρωσή της.

Δεν υπάρχουν λόγια για να εκφράσουμε την ευγνωμοσύνη μας στον κ. Αχιλλέα Παπαδημητρίου, Επίκουρο Καθηγητή στο Ε.Μ.Π., ο οποίος επέβλεψε τη διπλωματική αυτή εργασία. Καθ' όλη τη διάρκεια αυτού του χρόνου, στάθηκε με επιμονή και υπομονή δίπλα μας, καθοδηγώντας μας σε όλα τα στάδια εκπόνησης της εργασίας και αφιερώνοντάς μας πάντα αδιαμαρτύρητα το χρόνο και τις γνώσεις του. Πάντα πρόθυμος να απαντήσει στο καταιγισμό ερωτήσεων που δεχόταν, διέλυε κάθε σύννεφο αμφιβολίας και τελικά συνέβαλλε στο να διαμορφώσουμε μία πιο ολοκληρωμένη εικόνα γύρω από γεωτεχνικά ζητήματα. Τον ευχαριστούμε ως δάσκαλο για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε, για όλα όσα μας έμαθε καθώς και για την ευγένεια και το καταλυτικό χιούμορ του που έκαναν τη συνεργασία αυτή ιδιαίτερα ευχάριστη για εμάς. Πιο πολύ όμως τον ευχαριστούμε ως άνθρωπο για την αμέριστη κατανόηση που έδειξε στα προβλήματα που παρουσιάστηκαν και για το ειλικρινές ενδιαφέρον και τη συμπαράστασή του στην απώλεια που βιώσαμε.

Η διπλωματική αυτή εργασία θα ήταν αδύνατο να πραγματοποιηθεί χωρίς την πολύτιμη συμβολή της Γεωργίας Αγαπουλάκη, υποψηφίου Διδάκτορα Π.Θ., η οποία έβαλε την πινελιά της σε κάθε βήμα της διπλωματικής. Την ευχαριστούμε ιδιαίτερα για την υπομονή και ανοχή της τις ατελείωτες ώρες που κάναμε κατάληψη στο γραφείο της, την απεριόριστη βοήθειά της επί παντός επιστητού και την ακούραστη αέναη προσπάθεια και επιμονή της να λύσει κάθε πρόβλημα που μας απασχολούσε. Με το χαμόγελο και την καλή της διάθεση, αποτέλεσε μια ευχάριστη νότα στην καθημερινότητά μας, και νιώθουμε ιδιαίτερα τυχερές που την είχαμε δίπλα μας όλους αυτούς τους μήνες.

Επίσης, αισθανόμαστε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε θερμά τον Ιωάννη Τσιάπα, υποψήφιο διδάκτορα Ε.Μ.Π., στον οποίο οφείλεται κατά κύριο λόγο η αισθητική και όχι μόνο αυτής της

διπλωματικής. Από την αρχή ως το τέλος αυτής της εργασίας, μας προσέφερε απλόχερα τη βοήθειά του, τις γνώσεις του και το καλαίσθητο γούστο του σε πρακτικά ζητήματα, όπως το λογισμικό, η εμφάνιση του κειμένου και η τελική παρουσίαση.

Πολλοί ακόμα άνθρωποι βοήθησαν στην ολοκλήρωση αυτής της διπλωματικής με τον ένα ή τον άλλο τρόπο. Ευχαριστούμε τον Ιωάννη Χαλούλο για την εισαγωγή στην εκμάθηση του λογισμικού, τη Βάλια Ζωντανού και τη Χαρά Καλογεράκη, για τις συμβουλές όσον αφορά τη διαμόρφωση του κειμένου, καθώς και την Κική Δημητριάδη και τον Κυριάκο Κανδρή, τους «γραφειακούς συγγάτοικους» της Γεωργίας, για την κατανόησή τους κατά την θορυβώδη έφοδο μας στο χώρο τους.

Τέλος, δεν θα μπορούσαμε να παραλείψουμε τους ανθρώπους που βρίσκονται κοντά μας σε κάθε μας βήμα και στους οποίους οφείλουμε τα πάντα, την οικογένεια μας. Ευχαριστούμε από καρδιάς τους γονείς μας, Γιάννη και Ντίνα, Γιώργο και Κατερίνα, και τα αδέρφια μας, Άνδρεα και Δημήτρη, για την διαρκή τους προσφορά και αγάπη, όπως επίσης και τους φίλους μας για την στήριξή τους σε κάθε προσπάθειά μας.

Ντένη και Ηλιάνα

Περίληψη

Σε θέσεις υφιστάμενων κατασκευών, η χρήση των πλέον διαδεδομένων μεθόδων αποτροπής της σεισμικής ρευστοποίησης είναι είτε δυσχερής ή αδύνατη (π.χ. δονητική αντικατάσταση). Σε τέτοιες θέσεις, οι συνήθως εφαρμοζόμενες μέθοδοι (μικροπάσσαλοι, ενέματα υψηλού ιξώδους, προκατασκευασμένα στραγγιστήρια) δεν αποτρέπουν τη ρευστοποίηση σε όλη την κάτοψη (λόγω αδυναμίας πρόσβασης του εξοπλισμού) και ενδέχεται να δημιουργήσουν δομικά προβλήματα (π.χ. ανασήκωμα θεμελίων). Μια εναλλακτική μέθοδος βελτίωσης του εδάφους χωρίς τα ανωτέρω μειονεκτήματα είναι η παθητική σταθεροποίηση. Πρόκειται για την αργή εισπίεση κολλοειδούς πυριτίας (ενός υδατικού διαλύματος νανο-σωματιδίων πυριτίου SiO_2) που χαρακτηρίζεται από αρχικώς χαμηλό ιξώδες (που επιτρέπει την ευχερή διήθησή του), που όμως αυξάνει ραγδαία μετά από ελεγχόμενο χρόνο (όταν φθάσει στην επιθυμητή θέση θεμελίωσης). Η αύξηση του ιξώδους μετατρέπει το υγρό πόρων του ρευστοποιήσιμου εδάφους σε γέλη, και η εν λόγω γέλη καθιστά το σταθεροποιημένο (πλέον) έδαφος πιο δύσμητο και λιγότερο συστολικό, με αποτέλεσμα τη μη-συσσώρευση μεγάλων παραμορφώσεων υπό ανακυκλική διάτμηση που σχετίζονται με τη ρευστοποίηση.

Η μηχανική συμπεριφορά των σταθεροποιημένων εδαφών έχει αποτελέσει διεθνές αντικείμενο έρευνας μόλις τα τελευταία 15 χρόνια. Η έρευνα αυτή έως τώρα είναι σχεδόν αποκλειστικά πειραματικής φύσης. Ωστόσο, η εφαρμογή της νέας μεθόδου βελτίωσης εδαφών στην πράξη χρειάζεται επιπλέον και μια μεθοδολογία αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους, με απώτερο σκοπό τη χρήση της για το σχεδιασμό έργων Πολιτικού Μηχανικού.

Στόχος της παρούσας εργασίας λοιπόν είναι η κατοχύρωση και η διακρίβωση αξιοπιστίας μιας τέτοιας αριθμητικής μεθοδολογίας, βασιζόμενη σε συγκρίσεις με πειραματικές μετρήσεις σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου και σε προβλήματα συνοριακών τιμών. Ελλείψει εξειδικευμένου καταστατικού προσομοιώματος για σταθεροποιημένες άμμους, επιχειρείται εναλλακτικά η «ευφυής» χρήση ενός σοφιστευμένου προσομοιώματος κρίσιμης κατάστασης

NTUA-SAND, που έχει αποδείξει την ικανότητά του να περιγράφει επακριβώς τη μονοτονική και ανακυκλική συμπεριφορά αμμωδών εδαφών. Η «ευφυής» χρήση συνίσταται στην εκτέλεση συζευγμένων δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών, διερευνώντας δύο (2) βασικές οδούς προσομοίωσης: (α) την αναβαθμονόμηση των σταθερών του προσομοιώματος για τον εδαφικό σκελετό (αποδίδοντας την πιο δύσμητη και λιγότερο συστολική συμπεριφορά) και (β) τη μείωση του μέτρου συμπίεσης K του υγρού των πόρων, συγκριτικά με την τιμή K_w του νερού (αποτυπώνοντας τη διαφαινόμενη αυξημένη συμπίεστικότητα της πυριτίας συγκριτικά με το νερό). Συγκρίσεις με εργαστηριακές ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου υποδεικνύουν ότι και οι δύο (2) αυτές οδοί είναι εν δυνάμει κατάλληλες για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους. Όμως, η σύγκριση με δύο (2) δυναμικές δοκιμές φυγοκέντρησης, μια για επίπεδη στρώση και μία για στρώση σταθεροποιημένου εδάφους υπό μικρή κλίση, υποδεικνύουν ότι:

- η αναβαθμονόμηση των σταθερών του προσομοιώματος και του μέτρου συμπίεσης K του υγρού πόρων που βασίζονται μόνο σε δοκιμές στοιχείου υποεκτιμούν την αποδοτικότητα της βελτίωσης σε προβλήματα συνοριακών τιμών,
- η μείωση του μέτρου συμπίεσης K του υγρού των πόρων ως συνάρτηση της συγκέντρωσης πυριτίας CS (%) κατά βάρος (για συνήθεις τιμές 5-10%), μπορεί να αποτελέσει ένα ενιαίο πλαίσιο προσομοίωσης για προβλήματα συνοριακών τιμών.

Στη συνέχεια, έγινε παραμετρική αριθμητική διερεύνηση της 1Δ σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφικών στρώσεων με χρήση του ως άνω πλαισίου προσομοίωσης, απ' όπου προέκυψε ότι:

- Η σεισμική απόκριση πλήρως σταθεροποιημένης στρώσης προσεγγίζει την αντίστοιχη απόκριση του φυσικού εδάφους υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, και μάλιστα για μικρής έντασης διεγέρσεις οι δύο αυτές αποκρίσεις ταυτίζονται.
- Σε μερικώς (μόνο επιφανειακά) σταθεροποιημένες στρώσεις, η σεισμική απόκριση καθορίζεται κυρίως από τη συμπεριφορά της υποκείμενης φυσικής στρώσης, η οποία αν έχει επαρκές πάχος και ρευστοποιηθεί, οδηγεί σε έντονη απομείωση της ταλάντωσης στην επιφάνεια.
- Στατιστική επεξεργασία των αναλύσεων οδήγησε στην κατάστρωση απλών πολυ-παραμετρικών σχέσεων εκτίμησης της ενίσχυσης του ελαστικού φάσματος απόκρισης της επιτάχυνσης σε σταθεροποιημένες στρώσεις (κορυφή προς βάση).

Τέλος, έγινε παραμετρική αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης απειρομήκους επιφανειακού θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης, με χρήση του ίδιου πλαισίου προσομοίωσης, με τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Αν το θεμέλιο εδράζεται επί πλήρως σταθεροποιημένης στρώσης, οι επιταχύνσεις στη στάθμη έδρασης είναι εν δυνάμει σημαντικές, αλλά οι σεισμικές καθιζήσεις είναι αρκετά μικρότερες απ' ό τι για τη φυσική άμμο.
- Αν το θεμέλιο εδράζεται σε μερικώς (μόνο επιφανειακά) σταθεροποιημένη στρώση, οι επιταχύνσεις στη στάθμη έδρασης μπορεί να απομειωθούν, λόγω της υποκείμενης πιθανώς ρευστοποιήσιμης στρώσης. Ωστόσο, μια επιφανειακή σταθεροποίηση πάχους ίσου με το εύρος θεμελίου δε δείχνει επαρκής να απομειώσει τις σεισμικές καθιζήσεις, ενώ, αντίθετα, για πάχος διπλάσιο του εύρους θεμελίου προκύπτει σχεδόν το πλήρες σχετικό όφελος.

Υπογραμμίζεται ότι η προτεινόμενη μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης σταθεροποιημένων εδαφών έχει διακριβωθεί με δοκιμές υπό διεγέρσεις μικρής και μέσης έντασης. Συνεπώς, η χρήση της, καθώς και των συμπερασμάτων της για τη σεισμική απόκριση σταθεροποιημένων εδαφών (με ή χωρίς θεμέλιο) θα πρέπει, προς το παρόν, να περιορίζεται σε τέτοιου είδους διεγέρσεις.

Abstract

At developed sites, the mitigation of seismic liquefaction via traditional ground improvement methods is either difficult or impossible to implement (e.g. vibro-replacement). In such cases, the usually applied methods (micropiles, high viscosity grouting, prefabricated drains) cannot mitigate liquefaction under the whole structure (due to inaccessibility of the equipment) and may even create structural problems (e.g. footing heave). An alternative ground improvement method without these drawbacks is passive stabilization. It entails the low pressure injection of colloidal silica (an aqueous suspension of silica nano-particles, SiO_2), which has a low initial viscosity (allowing injection) that increases rapidly after well-controlled time (when it has reached the foundation of the structure). The increase of viscosity causes gelation of the pore fluid and this gelation leads to a stiffer and less contractive stabilized soil, which is less vulnerable to plastic strain accumulation related to liquefaction.

The mechanical behavior of stabilized sands started being investigated just 15 years ago, and the pertinent research has proved almost exclusively experimental so far. However, application of this new improvement method, also requires a numerical simulation methodology aiming at the seismic response of stabilized sand. This is the only way that this improvement method may be used for designing Civil Engineering works in the near future.

Hence, the goal of this research is to establish and verify a reliable numerical simulation methodology for stabilized sands, based on comparisons of simulation results to laboratory data from both element and physical model tests. A dedicated constitutive model for stabilized sands has not been established yet. Thus, here, the potential for "intelligent" use of an existing sophisticated critical state constitutive model for natural sands, NTUA-SAND, is explored. Its selection was based on the fact that this model has been proven capable of simulating the cyclic and monotonic response of sands at both element and system level. On the basis of this "intelligent" use of NTUA-SAND, dynamic coupled analyses were conducted using the finite difference method with two basic approaches for the simulation: (a)

recalibration of the model constants for the soil skeleton (depicting a stiffer and less contractive response) and (b) decrease of the pore fluid bulk modulus K in comparison to the value K_w for water (denoting the seemingly increased compressibility of colloidal silica in comparison to that of water). Comparison with element tests shows that both these approaches are potentially capable to simulate the behavior of stabilized sands. However, additional comparisons with two dynamic centrifuge tests on the seismic response of a horizontal and a mildly inclined layer of stabilized sand, respectively, show that:

- recalibration of the constitutive model constants and the pore fluid bulk modulus based on element tests alone underestimates the efficiency of the improvement in boundary value problems, while
- the decrease of the pore fluid bulk modulus K , as a function of colloidal silica concentration per weight (for usual values of 5-10%), can constitute an integrated framework for the simulation of boundary value problems.

Subsequently, the above framework was used for executing parametric numerical analyses in order to investigate the 1D seismic response of stabilized soil layers. These analyses led to the following results:

- The seismic response of a fully stabilized layer is very reminiscent of the corresponding response of natural sand under fully drained conditions, while these two responses coincide for low intensity excitations.
- For partially (only surficial) stabilized layers, the seismic response is mostly determined by the behavior of the underlying natural sand layer. If this latter layer is thick enough and liquefies, it may lead to intense de-amplification of the motion at the ground surface.
- Statistical processing of the analyses led to the formulation of multi-variable relations which estimate the amplification of the elastic acceleration response spectra through stabilized layers (surface to base)

Finally, parametric numerical analyses were also executed for studying the seismic response of a surface strip footing lying on a stabilized layer using the same framework. The pertinent conclusions are as follows:

- If the footing lies on a fully stabilized sand layer, the acceleration at the base of the footing may be significant, but the seismic settlements are much smaller than those of the same layer if left untreated.
- If the footing lies on a partially (only surficial) stabilized layer, the acceleration at the base of the footing may be de-amplified due to the underlying liquefiable layer. If the thickness of the surficial stabilized layer is equal to the width of the footing, then the stabilization

seems insufficient to mitigate the seismic settlements. However, if the stabilization thickness is double the width of the footing, then the mitigation almost reaches the maximum possible (i.e. that of a fully stabilized sand layer).

It should be mentioned here that the proposed methodology of numerical simulation for stabilized soils has been verified versus dynamic centrifuge tests under excitations of low and medium intensity. Hence, its application and the procuring results for the prediction of the seismic response of stabilized soils (with and without a footing) should be limited to excitations of such intensities.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	i
Περίληψη	iii
Abstract.....	vii
Κατάλογος Πινάκων.....	xv
Κατάλογος Σχημάτων.....	xvii
Κατάλογος Συμβόλων	xxvii
Γλωσσάρι Τεχνικών Όρων	xli
1. Εισαγωγή	1
1.1 Η έννοια της παθητικής σταθεροποίησης	1
1.2 Σκοπός και διάρθρωση της εργασίας.....	2
2. Παθητική σταθεροποίηση εδαφών στη βιβλιογραφία	5
2.1 Βασικά χαρακτηριστικά παθητικής σταθεροποίησης	5
2.2 Χαρακτηριστικά της κολλοειδούς πυριτίας	9
2.2.1 Χημικά Χαρακτηριστικά	9
2.2.2 Ρεολογικά Χαρακτηριστικά	12
2.3 Μηχανική συμπεριφορά σταθεροποιημένων εδαφών	17
2.3.1 Μονοτονική συμπεριφορά.....	17
2.3.2 Ανακυκλική συμπεριφορά	19
2.3.3 Συμπεριφορά σε προβλήματα συνοριακών τιμών	23

2.4	Αριθμητική προσομοίωση μηχανικής συμπεριφοράς σταθεροποιημένων εδαφών με κολλοειδή πυριτία.....	26
3.	Καταστατική προσομοίωση μηχανικής απόκρισης σταθεροποιημένων άμμων.....	31
3.1	Γενικά.....	31
3.2	Βασικές εξισώσεις του καταστατικού προσομοιώματος.....	31
3.3	Η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND για φυσικές άμμους	41
3.4	Αριθμητική προσομοίωση ανακυκλικών δοκιμών εδαφικού στοιχείου θεωρώντας μεταβολές στον εδαφικό σκελετό λόγω σταθεροποίησης.....	46
3.5	Αναλυτική προσομοίωση ανακυκλικών δοκιμών εδαφικού στοιχείου, θεωρώντας μεταβολές στο υγρό των πόρων	52
3.5.1	Γενικά.....	52
3.5.2	Αναλυτική παρουσίαση σχέσης τάσεων - παραμορφώσεων υπό συζευγμένες συνθήκες	54
3.6	Αναλυτική προσομοίωση δοκιμών στήλης συντονισμού σταθεροποιημένων εδαφών.....	59
4.	Αριθμητική προσομοίωση μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης οριζόντιας σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης	61
4.1	Εισαγωγή.....	61
4.2	Περιγραφή της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντρική	61
4.3	Αριθμητική προσομοίωση δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρησης.....	66
4.4	Επιλογή διαπερατότητας φυσικής άμμου Nevada.....	76
5.	Αριθμητική προσομοίωση σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση	81
5.1	Εισαγωγή.....	81
5.2	Περιγραφή των πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντρική	81
5.3	Αριθμητική προσομοίωση δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρησης CTC01.....	93
5.4	Διακρίβωση αξιοπιστίας μεθόδου αριθμητικής προσομοίωσης σταθεροποιημένων εδαφών.....	112

6. Ελαστικά φάσματα σχεδιασμού σταθεροποιημένων εδαφών.....	121
6.1 Εισαγωγή.....	121
6.2 Επίδραση της παθητικής σταθεροποίησης, της έντασης της διέγερσης και των συνθηκών στράγγισης.....	127
6.3 Επίδραση του πάχους της σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης.....	133
6.4 Επίδραση μερικής σταθεροποίησης	135
6.5 Μέσες φασματικές ενισχύσεις σταθεροποιημένων εδαφών.....	142
6.6 Πολύ-παραμετρικές σχέσεις υπολογισμού φασματικών ενισχύσεων σταθεροποιημένων εδαφών.....	156
7. Σεισμική απόκριση επιφανειακού άκαμπτου πέδλου επί σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης.....	175
7.1 Εισαγωγή.....	175
7.2 Αριθμητική προσομοίωση σεισμικής απόκρισης συστήματος επιφανειακού θεμελίου-σταθεροποιημένης στρώσης	176
7.3 Επίδραση πλήρους σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού θεμελίου.....	180
7.4 Επιδράσεις χαρακτηριστικών διέγερσης στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων επί πλήρως σταθεροποιημένης στρώσης.....	183
7.5 Επίδραση μερικής σταθεροποίησης και χαρακτηριστικών φυσικού εδάφους στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων.....	188
8. Συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.....	197
8.1 Συμπεράσματα	197
8.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	201
Βιβλιογραφία.....	203
Παράρτημα Α.....	209
Παράρτημα Β.....	213

Κατάλογος Πινάκων

Πίνακας 2.1:	Βασικά χαρακτηριστικά των 3 τύπων κολλοειδούς πυριτίας (DuPont 1997).	10
Πίνακας 3.1:	Φυσικά χαρακτηριστικά της άμμου Nevada (Arulmoli et al, 1992).....	41
Πίνακας 3.2:	Τιμές παραμέτρων προσομοιώματος NTUA-SAND για άμμο Nevada (Andrianopoulos et al 2010).....	42
Πίνακας 3.3:	Στοιχεία ανακυκλικών δοκιμών σε σταθεροποιημένα δοκίμια από τη βιβλιογραφία	48
Πίνακας 4.1:	Φυσικά χαρακτηριστικά της άμμου Nevada No120 (Conlee et al, 2012)...	62
Πίνακας 4.2:	Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για φυσική άμμο Nevada (Andrianopoulos et al, 2010).	67
Πίνακας 5.1:	Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφών στις δοκιμές φυγοκέντρησης (Conlee et al, 2012).	83
Πίνακας 5.2:	Ακολουθία σεισμικών γεγονότων για τις δοκιμές CTC01 και CTC02	85
Πίνακας 5.3:	Τιμές των σταθερών του NTUA-SAND για τις στρώσεις φυσικών άμμων (με βάση βαθμονόμηση από Andrianopoulos et al 2010).....	95
Πίνακας 5.4:	Τιμές των σταθερών του Mohr-Coulomb για τη στρώση Yolo loam.	96
Πίνακας 6.1:	Χαρακτηριστικά 11 διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις.	122
Πίνακας 6.2:	Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για φυσική άμμο Nevada (Andrianopoulos et al, 2010).	126
Πίνακας 6.3:	Τιμές ιδιοπεριόδων εδαφικής στήλης πάχους 3m, 6m και 9m αντίστοιχα, για διεγέρσεις με συντελεστή λ και 0.1λ.	135

Πίνακας 7.1: Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για άμμο Nevada..... 177

Κατάλογος Σχημάτων

- Σχήμα 2.1:** Διαδικασία εκτέλεσης της παθητικής σταθεροποίησης α) με χρήση γεωτρήσεων υψηλού και χαμηλού υδραυλικού ύψους, β) με χρήση της φυσικής ροής (βασισμένο σε σχήμα των Ramuk et al 2007). 7
- Σχήμα 2.2:** Δομή μονομερούς της κολλοειδούς πυριτίας..... 11
- Σχήμα 2.3:** Αντίδραση μονομερούς με ελεύθερα ιόντα υδροξυλίου (OH⁻). 11
- Σχήμα 2.4:** Δημιουργία δεσμού σιλοξάνης μεταξύ μονομερούς και προϊόντος της αντίδρασης του Σχήματος 2.2. 11
- Σχήμα 2.5:** Τυπικές καμπύλες μ-t διαλυμάτων κολλοειδούς πυριτίας (CS=10%, χωρίς προσθήκη NaCl, pH = 3.00 – 6.88). (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015) 14
- Σχήμα 2.6:** Τυπική επίδραση του pH στο χρόνο γέλης ("gel time curve") για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας (CS=10%, χωρίς προσθήκη NaCl, pH = 2.80 – 6.88) με εργαστηριακά αποτελέσματα του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας (Laboratory Data) συγκρινόμενα με δεδομένα της Gallagher 2000. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015) 15
- Σχήμα 2.7:** Επίδραση της συγκέντρωσης σε ιόντα (NaCl) στο χρόνο γέλης για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας με διαφορετικές συγκεντρώσεις CS(%) αλλά το ίδιο pH = 5.55. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)..... 16
- Σχήμα 2.8:** Επίδραση της συγκέντρωσης CS(%) στην καμπύλη ιξώδους-χρόνου για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας (pH = 6.00, 0.1N). (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015) 16
- Σχήμα 2.9:** Επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο γέλης για CS = 10%, συγκέντρωση NaCl=0.1N, σε διαφορετικές τιμές pH. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015) 17
- Σχήμα 2.10:** Αποτελέσματα δοκιμών μονοτονικής στρεπτικής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες για καθαρή άμμο Τογoura και για άμμο Τογoura με ποσοστό

(colloidal silica) CS 4% με δείκτη πόρων $e = 0.825$ (σχετική πυκνότητα $D_r = 40\%$) για διαφορετικές κατακόρυφες ενεργές τάσεις (Kodaka et al 2005): α) Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων, β) Διάγραμμα ενεργού τασικής όδευσης.....	18
Σχήμα 2.11: Αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη q_u ως συνάρτηση του ποσοστού κατά βάρος CS(%) για διαφορετικές άμμους (μετρήσεις: Gallegher 2000; Gallagher and Mitchell, 2002 ; Persoff et al. 1999; Gallagher and Lin 2005, συγκεντρωμένες από Papadimitriou and Agaroulaki, 2015).....	19
Σχήμα 2.12: Σύγκριση αξονικών παραμορφώσεων ως συνάρτηση του αριθμού κύκλων από ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές με ανακυκλικό λόγο τάσεων $CSR=0.27$ σε άμμο Monterey ($D_r=22\%$): α) φυσική άμμος, β) σταθεροποιημένη άμμος με κολλοειδή πυριτίδα (10% κατά βάρος). (Gallagher and Mitchell 2002).....	20
Σχήμα 2.13: Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων για ανακυκλική δοκιμή στρεπτικής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες για α) καθαρή άμμο Toyoura και β) σταθεροποιημένη άμμο Toyoura με $CS=4\%$ (Kodaka et al 2005).	21
Σχήμα 2.14: Σύγκριση καμπυλών αντοχής σε ρευστοποίηση καθαρής άμμου Lazaro Cardenas και σταθεροποιημένης άμμου με $CS=14.5\%$ υπό ανακυκλική αστράγγιστη απλή δοκιμή με $D_r=40\%$ για τις διαφορετικές τιμές κατακόρυφης ενεργής τάσης σ'_v . (Diaz-Rodriguez et al, 2008).....	22
Σχήμα 2.15: Σύγκριση καμπυλών αντοχής σε ρευστοποίηση καθαρής άμμου Lazaro Cardenas και σταθεροποιημένης άμμου με $CS=14.5\%$ υπό ανακυκλική αστράγγιστη απλή δοκιμή με $D_r=60\%$ για τις διαφορετικές τιμές κατακόρυφης ενεργής τάσης σ'_v . (Diaz-Rodriguez et al, 2008).....	22
Σχήμα 2.16: Καθιζήσεις από τη πρώτη και τη δεύτερη σεισμική διέγερση.(Gallagher et al, 2007a)	23
Σχήμα 2.17: Συσσώρευση καθιζήσεων (αριστερά) και πλευρικών μετατοπίσεων (δεξιά) κατά τη διάρκεια των 5 πρώτων σεισμικών διεγέρσεων. (Conlee, 2012).....	24
Σχήμα 2.18: Γεωμετρία προσομοιώματος στο φυγοκεντρική και διάταξη οργάνων μέτρησης (Pamuk et al, 2007).	25
Σχήμα 2.19: Σύγκριση των πλευρικών μετατοπίσεων στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και στον κεφαλόδεσμο για φυσική άμμο Nevada (Model 1) και σταθεροποιημένη με $CS=5\%$ άμμο (Model 2). (Pamuk et al, 2007).....	26

Σχήμα 2.20:	Ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων από αριθμητική προσομοίωση (Kodaka et al, 2005) σε βάθος 4,98m από την επιφάνεια.....	27
Σχήμα 2.21:	Αριθμητική προσομοίωση: επιταχύνσεις στο ρευστοποιήσιμο στρώμα (α) για φυσικό και (β) σταθεροποιημένο έδαφος. (Kodaka et al, 2005).....	27
Σχήμα 2.22:	Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για το βάθος των 2m από πειραματικά αποτελέσματα Gallagher (2007b) και αριθμητική προσομοίωση με χρήση του NTUA-SAND για διαφορετικές τιμές του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K_w και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. (Andrianopoulos et al, 2015)	29
Σχήμα 2.23:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων, όπως μετρήθηκαν από το πείραμα και όπως προβλέφθηκαν από το NTUA-SAND για διαφορετικές τιμές του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K_w και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. (Andrianopoulos et al, 2015).....	30
Σχήμα 3.1:	Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο p - q (Andrianopoulos et al 2010).	33
Σχήμα 3.2:	Επιφάνειες του προσομοιώματος στο επίπεδο- p του χώρου αποκλινουσών τάσεων - ορισμός του νόμου προβολής (Andrianopoulos et al 2010).	34
Σχήμα 3.3:	Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης στο χώρο e - $\ln p$ και ορισμός της παραμέτρου κατάστασης ψ	35
Σχήμα 3.4:	Βρόγχος διατμητικής τάσης-διατμητικής παραμόρφωσης (τ - γ) σύμφωνα με το προσομοίωμα Ramberg-Osgood, για ένα συμμετρικό κύκλο αποφόρτισης-επαναφόρτισης..	38
Σχήμα 3.5:	Σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για την αστράγγιστη ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης 4009 ($D_r = 40\%$), (Andrianopoulos 2006).....	43
Σχήμα 3.6:	Σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για την αστράγγιστη ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης 6005 ($D_r = 60\%$),(Andrianopoulos 2006).....	44
Σχήμα 3.7:	Συγκεντρωτικές συγκρίσεις προβλέψεων-μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μικρές έως μεσαίες ανακυκλικές παραμορφώσεις (μετρήσεις δοκιμής στήλης συντονισμού), (Andrianopoulos 2006).	44
Σχήμα 3.8:	Συγκεντρωτική σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μεγάλες παραμορφώσεις σε όρους αριθμού κύκλων φόρτισης για ρευστοποίηση NL (Andrianopoulos 2006).	45

Σχήμα 3.9:	Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR που απαιτείται για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L (data from Diaz-Rodriguez et al 2008, Kodaka et al 2005 and Gallagher and Mitchell 2002).....	49
Σχήμα 3.10:	Αριθμητική προσομοίωση της επίδρασης της κολλοειδούς πυριτίας για διαφορετικές τιμές της σταθεράς h_0 του προσομοιώματος NTUA-SAND.(data from Diaz-Rodriguez et al 2008).	49
Σχήμα 3.11:	Αριθμητική προσομοίωση της επίδρασης της κολλοειδούς πυριτίας για διαφορετικές τιμές της σταθεράς A_0 του προσομοιώματος NTUA-SAND.(data from Diaz-Rodriguez et al 2008).....	50
Σχήμα 3.12:	Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων και ενεργές τασικές οδεύσεις από την αριθμητική προσομοίωση για δεδομένο αριθμό κύκλων για ρευστοποίηση $N_L=10$ σε φυσικό έδαφος (a) και (b), και σε σταθεροποιημένο έδαφος για τις βέλτιστες τιμές $A_0=0.3$ (c) (d) και $h_0=60.000$ (e) και (f) στις ίδιες αρχικές συνθήκες ($Dr=40\%$, $\sigma'_v=60kPa$).	51
Σχήμα 3.13:	Καμπύλη τάσης – αξονικής παραμόρφωσης της κολλοειδούς πυριτίας σε δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.	57
Σχήμα 3.14:	Πλευρική παραμόρφωση της κολλοειδούς πυριτίας συναρτήσει της αξονικής παραμόρφωσης σε δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.....	57
Σχήμα 3.15:	Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR απαιτούμενο για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L και σύγκριση με αριθμητική ανάλυση με το NTUA-SAND για μέτρο συμπίεστότητας των πόρων $K_w/50$ (data from Diaz-Rodriguez et al 2008) (Andrianopoulos et al, 2015).....	58
Σχήμα 3.16:	Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στην απομείωση του κανονικοποιημένου μέτρου διάτμησης G/G_{max} και στις αύξουσες καμπύλες της υστερητικής απόσβεσης ξ συναρτήσει της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης (data from Spencer et al 2008) και σύγκριση με τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND (Andrianopoulos et al 2015).	59
Σχήμα 4.1:	Διάταξη και όργανα μέτρησης στο προσομοίωμα του φυγοκεντριστή. (Gallagher 2007a)	62
Σχήμα 4.2:	Διαδικασία εισαγωγής κολλοειδούς πυριτίας στο προσομοίωμα. (Gallagher 2007a)	63

Σχήμα 4.3:	Χρονοιστορίες επιταχύνσεων σε διάφορα ύψη (a) για το πρώτο (0.20g) και (b) για το δεύτερο σεισμικό γεγονός (0.25g).(Gallagher 2007a).....	64
Σχήμα 4.4:	Στιγμιότυπα οριζοντίων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια των δύο σεισμικών γεγονότων. (Gallagher 2007a).....	65
Σχήμα 4.5:	Καθιζήσεις που μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια των δύο σεισμικών γεγονότων. (Gallagher 2007a).....	66
Σχήμα 4.6:	(a) Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$. (b) Οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση σε διάφορα βάθη.....	69
Σχήμα 4.7:	(a) Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=60.000$. (b) Οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση σε διάφορα βάθη.....	70
Σχήμα 4.8:	(a) Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/50$. (b) Οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση σε διάφορα βάθη.....	71
Σχήμα 4.9:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K_w/50$	72
Σχήμα 4.10:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, όπως μετρήθηκαν σε βάθος 2m στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K_w/500$ και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u από την αριθμητική ανάλυση σε βάθος 1.5m.	73
Σχήμα 4.11:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K_w/500$	73
Σχήμα 4.12:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, όπως μετρήθηκαν σε βάθος 2m στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/825$ και $K_w/975$ και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u από την αριθμητική ανάλυση σε βάθος 1,5m.....	75

Σχήμα 4.13: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/825$ και $K_w/975$.	75
Σχήμα 4.14: Σχέση χρονικής μεταβολής της τιμής του συντελεστή διαπερατότητας (Arulanandan and Manzari, 1993).	78
Σχήμα 4.15: Χρονοϊστορίες καθιζήσεων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή διαπερατότητας στην επιφάνεια του εδάφους.	79
Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή διαπερατότητας σε βάθος 1.5m.	79
Σχήμα 5.1: Γεωμετρία προσομοιώματος δοκιμών φυγοκεντριστή CTC01 και CTC02 (Conlee, 2010)	82
Σχήμα 5.2: Όργανα μέτρησης επιταχύνσεων, πιέσεων πόρων και μετατοπίσεων στο προσομοίωμα του φυγοκεντριστή (Conlee, 2010)	84
Σχήμα 5.3: Αθροιστικές καθιζήσεις επιφάνειας για τα διαδοχικά σεισμικά γεγονότα 1-5 στις δοκιμές CTC01 (CS=9% και untreated) και CTC02 (CS=4% και CS=5.25%) (Conlee, 2010).	86
Σχήμα 5.4: Αθροιστικές οριζόντιες μετατοπίσεις επιφάνειας προς το κανάλι (θετικές) για τα διαδοχικά σεισμικά γεγονότα 1-5 στις δοκιμές CTC01 (CS=9% και untreated) και CTC02 (CS=4% και CS=5.25%) (Conlee, 2010).	87
Σχήμα 5.5: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τρίτο σεισμικό γεγονός (PBA=0.1g) στο μέσο της φυσικής και σταθεροποιημένης άμμου στη δοκιμή CTC01 (Conlee, 2010).	88
Σχήμα 5.6: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τέταρτο σεισμικό γεγονός (PBA=0.19g) στο μέσο της φυσικής και σταθεροποιημένης άμμου στη δοκιμή CTC01 (Conlee, 2010).	89
Σχήμα 5.7: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τρίτο σεισμικό γεγονός (PBA=0.15g) στο μέσο της σταθεροποιημένης άμμου για CS=5.25% και CS=4% στη δοκιμή CTC02 (Conlee, 2010).	91
Σχήμα 5.8: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τέταρτο σεισμικό γεγονός (PBA=0.25g) στο μέσο της σταθεροποιημένης άμμου για CS=5.25% και CS=4% στη δοκιμή CTC02 (Conlee, 2010).	92

Σχήμα 5.9:	Κάνναβος που χρησιμοποιήθηκε στο πρόγραμμα FLAC 2D για την αριθμητική προσομοίωση του πειράματος CTC01 της Conlee et al 2012.....	94
Σχήμα 5.10:	Η στρωματογραφία του καννάβου, μωβ: η επιφανειακή στρώση Yolo loam, κόκκινο: η ενδιάμεση στρώση άμμου Nevada, ροζ: η κατώτερη στρώση άμμου Monterey στο σταθεροποιημένο αριστερό πρανές και στο φυσικό δεξί πρανές μωβ: η επιφανειακή στρώση Yolo loam, πράσινο: η ενδιάμεση στρώση άμμου Nevada, κίτρινο: η κατώτερη στρώση άμμου Monterey.	95
Σχήμα 5.11:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$	97
Σχήμα 5.12:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=60.000$	98
Σχήμα 5.13:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/50$	99
Σχήμα 5.14:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων (a έως d) και των οριζόντιων μετατοπίσεων(e έως h) όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K=K_w/50$	100
Σχήμα 5.15:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K=K_w/50$	101
Σχήμα 5.16:	Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$	102

Σχήμα 5.17: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=600.000$ 103

Σχήμα 5.18: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/500$ 104

Σχήμα 5.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K=K_w/500$ 105

Σχήμα 5.20: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K=K_w/500$ 106

Σχήμα 5.21: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ 108

Σχήμα 5.22: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/1125$ 109

Σχήμα 5.23: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$ 110

Σχήμα 5.24: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$ 111

- Σχήμα 5.25:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ 113
- Σχήμα 5.26:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/1125$ 114
- Σχήμα 5.27:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$ 115
- Σχήμα 5.28:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$ 116
- Σχήμα 5.29:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν από τους επιταχυνσιογράφους U4 και T28 στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τις αντίστοιχες από τις αριθμητικές αναλύσεις με μπλε: για $K=K_w/625$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$.και $K=K_w/725$ για το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ και με κόκκινο: για κοινή τιμή $K=K_w/975$ και στα δύο πρανή αντίστοιχα 118
- Σχήμα 5.30:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για κοινή τιμή του μέτρου συμπιεστότητας $K_w/975$ (με κόκκινο) και διαφορετικές τιμές (με μπλε) $K_w/625$, $K_w/725$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$.και το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ αντίστοιχα 119
- Σχήμα 5.31:** Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/975$ κοινή τιμή για τα δύο πρανή και $K_w/625$, $K_w/725$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$ και το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ αντίστοιχα..... 120

Σχήμα 6.1:	Κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) των 11 διεγέρσεων σε συσχέτιση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 για κατηγορία εδάφους A.	123
Σχήμα 6.2:	Χρονοϊστορίες της διέγερσης Kobe (α) αφιτράριστες, και φιλτραρισμένες για κατώτερο όριο συχνοτήτων (β)10Hz, (γ) 12Hz και (δ) 15Hz αντίστοιχα.....	124
Σχήμα 6.3:	Σύγκριση των φιλτραρισμένων ($f > 10, 12, 15\text{Hz}$) και αφιτράριστων ελαστικών φασμάτων απόκρισης (5% απόσβεση) της διέγερσης Kobe.	125
Σχήμα 6.4:	Ο κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε στο FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση εδαφικής στήλης ύψους 9m, τα ανώτερα 3m (κόκκινο) της οποίας έχουν σταθεροποιηθεί με κολλοειδή πυριτία ενώ στα υποκείμενα 6m (ροζ) έχει παραμείνει το φυσικό έδαφος.	127
Σχήμα 6.5:	Χρονοϊστορίες στην κορυφή της στήλης των 9m (α) για φυσικό έδαφος (untreated), (β) για σταθεροποιημένο έδαφος (treated) (γ) για φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών (drained) και στην βάση της στήλης για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25g$).	128
Σχήμα 6.6:	Ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) στη βάση και στην κορυφή της στήλης 9m με (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών υπό τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25g$).	129
Σχήμα 6.7:	Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{S_a} για τη στήλη των 9m υπό διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25g$) για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος και (γ) φυσικό έδαφος με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες..	130
Σχήμα 6.8:	Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{S_a} για στήλη 9m σταθεροποιημένου εδάφους υπό διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ, 0.5λ, και λ (και τιμές $a_{\text{eff}}=0.025, 0.125$ και $0.25g$).....	131
Σχήμα 6.9:	Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{S_a} για εδαφική στήλη ύψους 9m: (α) σταθεροποιημένου εδάφους, (β) φυσικού εδάφους και (γ) φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{\text{eff}}=0.025g$).	132
Σχήμα 6.10:	Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{S_a} για εδαφική στήλη σταθεροποιημένου εδάφους πάχους 3m, 6m και 9m, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25g$).	134

- Σχήμα 6.11:** Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για εδαφική στήλη σταθεροποιημένου εδάφους πάχους 3m, 6m και 9m, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$). 134
- Σχήμα 6.12:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$). 136
- Σχήμα 6.13:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τη διέγερση Kefalonia με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$). 137
- Σχήμα 6.14:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} , επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) αντίστοιχα. 138
- Σχήμα 6.15:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} , επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Kefalonia με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$). 138
- Σχήμα 6.16:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τη διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$). 139
- Σχήμα 6.17:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} , επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m αντίστοιχα ($H_{tr}=6m$). 140

- Σχήμα 6.18:** Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για 3m σταθεροποιημένης στρώσης υπό τη διέγερση Northridge με διέγερση βάσης έντασης λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους που επιβάλλει διέγερση έντασης 0.26 λ και 0.103 λ στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους..... 141
- Σχήμα 6.19:** Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για 6m σταθεροποιημένης στρώσης υπό τη διέγερση Northridge με διέγερση βάσης έντασης λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους που επιβάλλει διέγερση έντασης 0.61 λ και 0.11 λ στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους..... 141
- Σχήμα 6.20:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1 λ ($a_{eff}=0.025g$) για σταθεροποιημένες στήλες 3m, 6m και 9m καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι, σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8. 143
- Σχήμα 6.21:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για σταθεροποιημένες στήλες 3m, 6m και 9m καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8. 144
- Σχήμα 6.22:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για εδαφική στήλη 9m μη-σταθεροποιημένης άμμου και για μερικώς σταθεροποιημένη στήλη κατά τα ανώτερα 3m και 6m αντίστοιχα καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8. 145
- Σχήμα 6.23:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1 λ ($a_{eff}=0.025g$) για εδαφική στήλη 9m μη-σταθεροποιημένης άμμου και για μερικώς σταθεροποιημένη στήλη κατά τα ανώτερα 3m και 6m αντίστοιχα καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8. 146
- Σχήμα 6.24:** Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για όλες τις διεγέρσεις για εδαφική στήλη 9m με φυσικό έδαφος υπό την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών για ένταση διέγερσης 0.1 λ και λ και με σταθεροποιημένο έδαφος για συντελεστή 0.5 λ , καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8. 147

- Σχήμα 6.25:** Μέσα ελαστικά φάσματα απόκρισης επιφάνειας S_a για τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή στραγγιζόμενων συνθηκών, σε σύγκριση με το μέσο φάσμα στη βάση της στήλης..... 148
- Σχήμα 6.26:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών..... 149
- Σχήμα 6.27:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ, 0.5λ και λ ($a_{eff}=0.025g$, $a_{eff}=0.125g$, $a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m σταθεροποιημένου εδάφους..... 150
- Σχήμα 6.28:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών. 150
- Σχήμα 6.29:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για 3m, 6m και 9m σταθεροποιημένου εδάφους..... 151
- Σχήμα 6.30:** Μέσος φασματικός λόγος επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για (α) 3m, 6m και 9m σταθεροποιημένου εδάφους. . 152
- Σχήμα 6.31:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m: (α) πλήρως σταθεροποιημένη (β)μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 3m, (γ))μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 6m και (δ) για φυσικό έδαφος. 153
- Σχήμα 6.32:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφανείας προς διεπιφάνεια, διεπιφάνειας προς βάση και επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m μερικώς σταθεροποιημένη: (α) κατά τα ανώτερα 3m, και (β) κατά τα ανώτερα 6m. 153
- Σχήμα 6.33:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφανείας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m: (α) πλήρως σταθεροποιημένη, (β) μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 3m, (γ) μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 6m και (δ) για φυσικό έδαφος. 154
- Σχήμα 6.34:** Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφανείας προς διεπιφάνεια, διεπιφάνειας προς βάση και επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m μερικώς σταθεροποιημένη: (α) κατά τα ανώτερα 3m και (β) κατά τα ανώτερα 6m. 154

- Σχήμα 6.35:** Σύγκριση μέσων φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για 3m σταθεροποιημένης στρώσης από τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους με ένταση διέγερσης στη διεπιφάνεια 0.26 λ και 0.103 λ , αντίστοιχα. 155
- Σχήμα 6.36:** Σύγκριση μέσων φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για 6m σταθεροποιημένης στρώσης από τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους με ένταση της διέγερσης στη διεπιφάνεια 0.61 λ και 0.11 λ , αντίστοιχα..... 156
- Σχήμα 6.37:** (a)Τυπική συμπεριφορά του φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για πλήρως σταθεροποιημένη εδαφική στρώση (observed) και προσεγγιστική σχέση που την προσομοιώνει (predicted), και (b) Τυπική συμπεριφορά του κανονικοποιημένου ως προς A_{α} και T_s φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}^*$ για πλήρως σταθεροποιημένη εδαφική στρώση (observed) και προσεγγιστική σχέση που την προσομοιώνει (predicted)..... 157
- Σχήμα 6.38:** Οι ιδιοπερίοδοι T_s σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης συναρτήσει του πάχους της H για ενεργό επιτάχυνση 0.025g και 0.125g, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (κύκλοι) και από την πρόβλεψη του μοντέλου (συνεχείς γραμμές) με βάση τη σχέση 6.3. 158
- Σχήμα 6.39:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ιδιοπεριόδου T_s της σταθεροποιημένης στρώσης συναρτήσει του πάχους H της για $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού..... 160
- Σχήμα 6.40:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ιδιοπεριόδου T_s της σταθεροποιημένης στρώσης συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος στρώσης 3, 6 και 9m, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού..... 160
- Σχήμα 6.41:** Η ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης A_a , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις (ανοιχτοί κύκλοι) και από τη σχέση 6.5 (συνεχείς γραμμές) για $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$ αντίστοιχα. 161
- Σχήμα 6.42:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_a σε σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει του λόγου T_s/T_e , για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 162
- Σχήμα 6.43:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_a για σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης 3, 6 και 9m, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.162

- Σχήμα 6.44:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_α για σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης H για $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $a_{\text{eff}}=0.125g$, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 163
- Σχήμα 6.45:** Οι τιμές της κανονικοποιημένης μέγιστης φασματικής ενίσχυσης $ASap^*$ συναρτήσει του λόγου T_s/T_e όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (σημεία) και από τη σχέση (6.7) (συνεχείς γραμμές) για ενεργό επιτάχυνση $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$, και για πάχος σταθεροποιημένης στήλης $3m$, $6m$ και $9m$, αντίστοιχα..... 163
- Σχήμα 6.46:** Σύγκριση των τιμών του μεγέθους $ASap^*$ που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) με τις τιμές που προβλέπει η σχέση (6.6) (predicted) θεωρώντας τις τιμές των ιδιοπεριόδων T_s από τις αναλύσεις..... 164
- Σχήμα 6.47:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης $ASap^*$, συναρτήσει του λόγου T_s/T_e για ενεργό επιτάχυνση $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού..... 165
- Σχήμα 6.48:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης $ASap^*$, συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης 3 , 6 και $9m$, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 165
- Σχήμα 6.49:** Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης $ASap^*$, συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης H για ενεργό επιτάχυνση $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 166
- Σχήμα 6.50:** Οι ιδιοπερίοδοι των σταθεροποιημένων στρώσεων πάχους $3m$, $6m$ και $9m$ για $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$ όπως εκτιμήθηκαν από τις αναλύσεις (observed) και όπως προέκυψαν από τη σχέση 6.3 (predicted). 166
- Σχήμα 6.51:** Οι ενισχύσεις της μέγιστης επιτάχυνσης A_α από τη βάση στην κορυφή των σταθεροποιημένων στρώσεων πάχους $3m$, $6m$ και $9m$ για $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$ όπως παρατηρήθηκαν από τις αναλύσεις (observed) και όπως προέκυψαν από τις προσεγγιστικές σχέσεις 6.3 και 6.5 (predicted)..... 167
- Σχήμα 6.52:** Οι μέγιστες φασματικές ενισχύσεις A_{Sap^*} που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) και οι τιμές του ίδιου μεγέθους από εφαρμογή των σχέσεων 6.3 και 6.6 (predicted) για σταθεροποιημένες στρώσεις πάχους $H=3m$, $6m$ και $9m$ και $a_{\text{eff}}=0.025g$ και $0.125g$ 168

- Σχήμα 6.53:** Οι μέγιστες φασματικές ενισχύσεις A_{Sap} που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) και οι τιμές του ίδιου μεγέθους από εφαρμογή των σχέσεων 6.3 και 6.6 (predicted) για σταθεροποιημένες στρώσεις πάχους $H=3m$, $6m$ και $9m$ και $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ 169
- Σχήμα 6.54:** Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει του λόγου T_s/T_e όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 169
- Σχήμα 6.55:** Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης στρώσης H για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 170
- Σχήμα 6.56:** Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης $3m$, $6m$ και $9m$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού. 170
- Σχήμα 6.57:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Northridge σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη). 171
- Σχήμα 6.58:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Northridge σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.125g$ (κόκκινη καμπύλη). 172
- Σχήμα 6.59:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Loma Prieta σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη). 172
- Σχήμα 6.60:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Loma Prieta σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.125g$ (κόκκινη καμπύλη). 173
- Σχήμα 6.61:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Coyote Lake σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη). 173
- Σχήμα 6.62:** Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Coyote Lake σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους $6m$ με $a_{eff}=0.125g$ (κόκκινη καμπύλη). 174

- Σχήμα 7.1:** Κάνναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης. 177
- Σχήμα 7.2:** Μεγεθυμένος κάνναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης, με έμφαση στους επιφανειακούς κόμβους όπου επιβάλλονται οι επικόμβιες δυνάμεις ή/και ταχύτητες που προσομοιώνουν τη φόρτιση του πεδίου. 178
- Σχήμα 7.3:** Καμπύλη τάσης – καθίζησης για επιφανειακό απειρομήκους θεμέλιο πλάτους 3m επί εδαφικής στρώσης φυσικής άμμου Nevada πάχους 9m σχετικής πυκνότητας $D_r=40\%$.
..... 179
- Σχήμα 7.4:** Σύγκριση χρονοϊστοριών επιταχύνσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) για σταθεροποιημένη (κόκκινο) και φυσική (μπλε) εδαφική στρώση ύψους 9m. 181
- Σχήμα 7.5:** Σύγκριση χρονοϊστοριών του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u σε διάφορα βάθη κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) για σταθεροποιημένη (κόκκινο) και φυσική (μπλε) εδαφική στρώση ύψους 9m. 182
- Σχήμα 7.6:** Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) στην επιφάνεια της σταθεροποιημένης (κόκκινο) και φυσικής (μπλε) εδαφικής στρώσης ύψους 9m. 183
- Σχήμα 7.7:** Η επίδραση του αριθμού των κύκλων της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 184
- Σχήμα 7.8:** Η επίδραση του αριθμού των κύκλων της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων. 185
- Σχήμα 7.9:** Η επίδραση της έντασης της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 186
- Σχήμα 7.10:** Η επίδραση της έντασης της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων. 186

- Σχήμα 7.11:** Η επίδραση της περιόδου της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 187
- Σχήμα 7.12:** Η επίδραση της περιόδου της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων. 187
- Σχήμα 7.13:** Η επίδραση του πάχους της σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 189
- Σχήμα 7.14:** Η επίδραση του πάχους σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων. 190
- Σχήμα 7.15:** Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (untreated) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη) στη βάση του πεδίου. 191
- Σχήμα 7.16:** Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (untreated) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη) σε βάθος 3m. 192
- Σχήμα 7.17:** Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (untreated) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων σε όρους καθιζήσεων στη βάση του πεδίου. 192
- Σχήμα 7.18:** Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας FS στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων του (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 194
- Σχήμα 7.19:** Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας FS στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων. 195
- Σχήμα 7.20:** Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη). 195

Σχήμα 7.21: Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων.

..... 196

Κατάλογος Συμβόλων

CS	Κολλοειδής πυριτιά
N	Κανονικότητα
δ_{ij}	Δέλτα του Kronecker
$(e_{CS})_a$	Δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για $p=p_a$
a	(σεισμική) επιτάχυνση
A_0	Σταθερά διαστολικότητας (παράμετρος NTUA-SAND)
a_1	Παράμετρος NTUA-SAND
a_{eff}	Ενεργός επιτάχυνση
a_{max}	Αρχική μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης (πριν τη βαθμονόμηση)
$a_{max,req}$	Απαιτούμενη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης (μετά τη βαθμονόμηση)
A_{Sa}^*	Κανονικοποιημένη (ως προς A_a) φασματική ενίσχυση
A_{Sap}	Μέγιστη φασματική ενίσχυση (κορυφής προς βάση)
A_{Sap}^*	Κανονικοποιημένη (ως προς A_a) μέγιστη φασματική ενίσχυση
A_{Sa}	Φασματική ενίσχυση (κορυφής προς βάση)
A_a	Ενίσχυση μέγιστης επιτάχυνσης
B	Συντελεστής Skempton (που σχετίζεται με τον βαθμό κορεσμού)
B_f	Εύρος (απειρομήκους) θεμελίου
B_0	Αδιάστατη θετική παράμετρος NTUA-SAND
B_1	Παράμετρος σχέσης κανονικοποιημένης φασματικής ενίσχυσης σχεδιασμού
B_2	Παράμετρος σχέσης κανονικοποιημένης φασματικής ενίσχυσης σχεδιασμού
γ_1	Οριακή ανακυκλική διατμητική παραμόρφωση (παράμετρος NTUA-SAND)
γ_{kop}	Κορεσμένο ειδικό βάρος (kN/m^3)
$\gamma_{\xi,max}$	Μέγιστο ξηρό ειδικό βάρος (kN/m^3)
$\gamma_{\xi,min}$	Ελάχιστο ξηρό ειδικό βάρος (kN/m^3)
C_0	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για μέγιστη κανονικοποιημένη φασματική ενίσχυση
C_1	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για ενίσχυση μέγιστης επιτάχυνσης
C_2	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για ενίσχυση μέγιστης επιτάχυνσης
C_t	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για μέγιστη κανονικοποιημένη φασματική ενίσχυση
C_a	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για μέγιστη κανονικοποιημένη φασματική ενίσχυση
C_h	Παράμετρος σχέσης σχεδιασμού για μέγιστη κανονικοποιημένη φασματική ενίσχυση
CSL	Γραμμή κρίσιμης κατάστασης
CSR	Λόγος ανακυκλικών τάσεων

C_u	Συντελεστής ομοιομορφίας εδάφους
D	Διαστολικότητα, δηλ. λόγος πλαστικής ογκομετρικής προς πλαστική αποκλίνουσα παραμόρφωση (στο NTUA-SAND)
d	Οριζόντια μετακίνηση (m)
d_{50}	Μέγεθος κόκκου για 50% κατά βάρος διερχομένου υλικού
DA	Διπλό εύρος αποκλίνουσας παραμόρφωσης
d^b	«Απόσταση» της τρέχουσας κατάστασης από την Οριακή Επιφάνεια (NTUA-SAND)
d^b_{ref}	«Απόσταση» μεταξύ του σημείου αναφοράς και των συζυγών σημείων στην Οριακή Επιφάνεια (NTUA-SAND)
d^d	«Απόσταση» της τρέχουσας κατάστασης από την Επιφάνεια Διαστολικότητας (NTUA-SAND)
d^d_{ref}	«Απόσταση» μεταξύ του σημείου αναφοράς και των συζυγών σημείων στην Επιφάνεια Διαστολικότητας (NTUA-SAND)
D_r (%)	Σχετική πυκνότητα
e	Δείκτης πόρων
e_{cs}	Δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για την τρέχουσα μέση ενεργό τάση
e_{max}	Μέγιστος δείκτης πόρων
e_{min}	Ελάχιστος δείκτης πόρων
f	Συχνότητα (Hz)
FS	Στατικός συντελεστής ασφαλείας θεμελίου έναντι φέρουσας ικανότητας
G	Τρέχον μέτρο διάτμησης (kPa)
g	Επιτάχυνση της βαρύτητας ($=9.81\text{m/s}^2$)
G'	Μέτρο διάτμησης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (kPa)
G_{max}	Μέγιστο μέτρο διάτμησης (kPa)
G_t	Εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης (kPa)
H	Πάχος εδαφικής στρώσης (m)
H_0	Θετική αδιάστατη παράμετρος του προσομοιώματος (παράμετρος NTUA-SAND)
h_0	Σταθερά πλαστικού μέτρου κράτυνσης (παράμετρος NTUA-SAND)
h_b	Βαθμωτό μέγεθος που αποτελεί την εξίσωση του νόμου παρεμβολής ως προς την Οριακή Επιφάνεια (NTUA-SAND)
h_f	Θετικό βαθμωτό μέγεθος που ποσοτικοποιεί την επίδραση της αλλαγής της δομής στο πλαστικό μέτρο κράτυνσης (NTUA-SAND)
H_{tr}	Πάχος σταθεροποιημένης στρώσης (m)
k	Διαπερατότητα (m/s)
K	Μέτρο συμπιεστότητας του υγρού (των πόρων, kPa)
K'	Μέτρο συμπιεστότητας εδάφους και υγρού υπό στραγγιζόμενες συνθήκες (kPa)
k_c^b	Επίδραση ψ στην Οριακή Επιφάνεια για εφελκυσμό (παράμετρος NTUA-SAND)
Π	Παράμετρος NTUA-SAND
k_e^b	Επίδραση ψ στην Οριακή Επιφάνεια για θλίψη (παράμετρος NTUA-SAND)
k_e^d	Επίδραση ψ στην Επιφάνεια Διαστολικότητας για εφελκυσμό (παράμετρος NTUA-SAND)
K_c^d	Επίδραση ψ στην Επιφάνεια Διαστολικότητας για θλίψη (παράμετρος NTUA-SAND)
k_{ini}	Αρχική διαπερατότητα (m/s)
K_p	Πλαστικό μέτρο κράτυνσης (NTUA-SAND)
K_s	Μέτρο συμπιεστότητας των κόκκων (kPa)
K_t	Εφαπτομενικό μέτρο συμπίεσης (kPa)
K_u	Αστράγγιστο μέτρο συμπίεσης (kPa)
K_w	Μέτρο συμπιεστότητας του νερού (των πόρων, kPa)
LL	Όριο υδαρότητας

M	Μέτρο του Biot
M_c^c	Κλίση της CSL στο χώρο p - q για συνθήκες τριαξονικής θλίψης (παράμετρος NTUA-SAND)
M_c^e	Κλίση της CSL στο χώρο p - q για συνθήκες τριαξονικού εφελκυσμού (παράμετρος NTUA-SAND)
n	Μοναδιαίο διάνυσμα που εξαρτάται από το νόμο προβολής και καθορίζει τη διεύθυνση φόρτισης
N_L	Κύκλοι για ρευστοποίηση
OCR	Βαθμός υπερστερεοποίησης
p	Μέση ενεργός τάση (kPa)
p_a	Ατμοσφαιρική πίεση (=98.1 kPa)
PBA	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης (g)
P_f	Πίεση του υγρού (kPa)
PGA	Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (g)
PL	Όριο πλαστιμότητας
PTL	Γραμμή Αλλαγής Φάσης
q	Φορτίο λειτουργίας θεμελίου (kPa)
q_i	Φαινόμενη ταχύτητα υγρού πόρων (m/s)
q_v	Εξωτερικά επιβαλλόμενη παροχή (m ³ /s)
q_{ult}	Φέρουσα ικανότητα θεμελίου (kPa)
R	Σχετικό σφάλμα πρόβλεψης παραμέτρου
r_u	Λόγος υπερπλίσεων πόρων
s	Κατακόρυφη μετακίνηση (καθίζηση, m)
S_a	Φασματική επιτάχυνση (g)
$S_{a,bas}$	Φασματική επιτάχυνση βάσης (g)
$S_{a,int}$	Φασματική επιτάχυνση διεπιφάνειας σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους (g)
$S_{a,sur}$	Φασματική επιτάχυνση κορυφής (g)
t	Χρόνος (sec)
T	Ιδιοπερίοδος κατασκευής (sec)
T_e	Δεσπόζουσα περίοδος διέγερσης (sec)
t_g	Χρόνος γέλης (sec)
T_s	Ιδιοπερίοδος εδαφικής στήλης (sec)
V_s	Ταχύτητα διατμητικού κύματος (m/s)
$w(\%)$	Ποσοστό υγρασίας
α	Συντελεστής κατά Biot
γ_{cyc}	Ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις
Δe	Αποκλίνων τανυστής της επαύξησης της παραμόρφωσης
Δu	Υπερπίεση πόρων
$\Delta \epsilon_p$	Ογκομετρική συνιστώσα της επαύξησης της παραμόρφωσης
ϵ_p	Ογκομετρική παραμόρφωση
ζ	Μεταβολή του περιεχόμενου υγρού (1/s)
λ	Σταθερή κλίση της CSL στο χώρο e - $\ln p$ (παράμετρος NTUA-SAND)
Λ	Βαθμωτό μέγεθος που ορίζει το δείκτη φόρτισης (NTUA-SAND)
μ	Ιξώδες (cP)
ν	Λόγος Poisson (παράμετρος NTUA-SAND)
ξ	Υστερητική απόσβεση
ρ	Πυκνότητα εδάφους και υγρού (Mg/m ³)
ρ_f	Πυκνότητα του υγρού (Mg/m ³)
ρ_s	Πυκνότητα της στερεής φάσης (Mg/m ³)

$\rho_{\xi,min}$	Ελάχιστη ξηρή πυκνότητα (Mg/m ³)
$\rho_{\xi,max}$	Μέγιστη ξηρή πυκνότητα (Mg/m ³)
σ	Ολικές τάσεις (kPa)
σ'_{vo}	Ενεργός κατακόρυφη τάση στερεοποίησης (kPa)
γ	Πορώδες
ψ	Παράμετρος κατάστασης (NTUA-SAND)
u_i	Ταχύτητα στερεού εδαφικού σκελετού (m/s)
\dot{q}_i	Επιτάχυνση υγρού πόρων (m/s ²)

Γλωσσάρι Τεχνικών Όρων

Ακρυλαμίδιο	Acrylamide
Ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης	Plane strain analysis
Αποκλίνουσα τάση/παραμόρφωση	Deviatoric stress/strain
Απομείωση σεισμικής κίνησης	De-amplification of seismic motion
Απόσβεση ακτινοβολίας	Radiation damping
Αργιλικά πλακίδια νανοειδών διαστάσεων	Nano-size clay particles
Δεσμοί σιλοξάνης	Siloxane bonds
Δεσπόζουσα περίοδος (επιτάχυνσης)	Predominant period (of acceleration)
Δοκιμές εισπίεσης	Permeation tests
Δοκιμή φυγοκέντρισης	Centrifuge test
Ελαστικό φάσμα απόκρισης (της επιτάχυνσης)	Elastic response spectrum (of acceleration)
Ενεργός τάση	Effective stress
Ενίσχυση σεισμικής κίνησης	Amplification of seismic motion
Επιφάνεια διαστολικότητας προσομοιώματος	Dilatancy surface of model
Ιδιοπερίοδος εδαφικής στρώσης	Eigenperiod of soil layer
Καθίζηση	Settlement
Κανονικότητα	Normality
Κολλοειδής πυριτία	Colloidal Silica
Κρίσιμη Κατάσταση (εδαφών)	Critical State (of soils)
Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών	Finite difference method
Μέτρο πλαστικής κράτυνσης	Plastic hardening modulus
Μέτρο συμπίεσης υγρού (πόρων)	Bulk modulus of (pore) fluid
Μη-ισορροπούσα δύναμη	Unbalanced force
Μη-σταθεροποιημένο έδαφος	Non-stabilized (or untreated) soil

Μονομερές	Monomer
Οριακή επιφάνεια προσομοιώματος	Bounding surface of model
Οριζόντια εξάπλωση	Lateral spreading
Παθητική σταθεροποίηση	Passive stabilization
Πολυμερισμός	Polymerisation
Πυριτικό νάτριο	Sodium silicate
Ρευστοποίηση	Liquefaction
Σεισμική απόκριση εδάφους	Seismic ground response
Σταθεροποιημένο έδαφος	Stabilized (treated) soil
Συζευγμένη δυναμική ανάλυση	Coupled dynamic analysis
Συντονισμός	Resonance
Υδροξύλιο	Hydroxide
Υπερπιέσεις πόρων	Excess pore pressures
Υστερητική απόσβεση	Hysteretic damping
Φασματική ενίσχυση σεισμικής επιτάχυνσης	Spectral amplification of seismic acceleration
Φέρουσα ικανότητα θεμελίου	Bearing capacity of footing
Χλωριούχο νάτριο	Sodium chloride
Χρόνος γέλης	Gel time
Χρόνος θεραπείας	Curing time

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Η έννοια της παθητικής σταθεροποίησης

Σε θέσεις υφισταμένων κατασκευών θεμελιωμένων επί ρευστοποιήσιμου (χαλαρού μη συνεκτικού) εδάφους, η χρήση των περισσότερων από τις υπάρχουσες μεθοδολογίες βελτίωσης του εδάφους (χαλικο-στραγγιστήρια, δυναμική συμπύκνωση, δονητική συμπύκνωση, εδαφική ανάμιξη) είναι είτε δυσχερής (π.χ. λόγω λειτουργίας της κατασκευής) ή αδύνατη (π.χ. λόγω των δομικών ζημιών που μπορούν να προκληθούν). Δυνητικά εφαρμόσιμες μέθοδοι είναι η χρήση μικροπασσάλων, η εισπίεση ενεμάτων υψηλού ιξώδους και η έμπηξη προκατασκευασμένων στραγγιστηρίων. Ωστόσο οι μεθοδολογίες αυτές δεν μπορούν ευχερώς να βελτιώσουν το έδαφος σε ολόκληρη την κάτοψη του κτηρίου, μπορεί να δημιουργήσουν κατασκευαστικά προβλήματα (π.χ. η εισπίεση ενεμάτων μπορεί να προκαλέσει ανασήκωμα θεμελίων) ή δυσχέρειες κατά τη διάρκεια των εργασιών της βελτίωσης στην κανονική λειτουργία της κατασκευής, ενώ η βελτίωση μεγάλων περιοχών αποδεικνύεται σχετικά υψηλού κόστους.

Μια νέα τεχνική βελτίωσης του εδάφους που δεν παρουσιάζει τα ανωτέρω μειονεκτήματα και μπορεί να χρησιμοποιηθεί ευχερώς στο έδαφος θεμελίωσης υφισταμένων κατασκευών είναι η παθητική σταθεροποίηση. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην εισπίεση με χαμηλή υδραυλική κλίση ενός σταθεροποιητή (περιβαλλοντικώς ασφαλή νανο-σωματίδια, π.χ. κolloειδής πυριτία, αργιλικά ορυκτά, μικρο-οργανισμοί) στο ρευστοποιήσιμο έδαφος, που βελτιώνει τη μηχανική συμπεριφορά του συστήματος εδαφικού σκελετού – υγρού πόρων. Η νέα αυτή τεχνική βελτίωσης πρωτοεμφανίστηκε ως ιδέα στη διεθνή βιβλιογραφία στις αρχές της προηγούμενης δεκαετίας (Gallagher 2000) και βρίσκεται ακόμη σε πειραματικό στάδιο εξέλιξης παγκοσμίως. Παρόλα αυτά διαφαίνεται ότι έχει σημαντικά προτερήματα, και αν καταστεί στο μέλλον πρακτικώς εφαρμόσιμη θα αποτελέσει ισχυρό εργαλείο για την απομείωση του κινδύνου σεισμικής ρευστοποίησης σε κατοικημένες περιοχές της χώρας μας, αλλά και διεθνώς.

1.2 Σκοπός και διάρθρωση της εργασίας

Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώνεται στη χρήση της κολλοειδούς πυριτίας ως υλικό σταθεροποίησης και στη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του σταθεροποιημένου εδάφους με χρήση του εν λόγω υλικού. Η νέα αυτή τεχνική βελτίωσης του εδάφους έχει απασχολήσει την τελευταία δεκαπενταετία αρκετούς ερευνητές παγκοσμίως. Συγκεκριμένα, τα χημικά και ρεολογικά χαρακτηριστικά της κολλοειδούς πυριτίας και η δυνατότητα εισπίεσής της σε διαφορετικές αποστάσεις αποτέλεσαν αντικείμενο έρευνας για τους Jurinak et al (1989), Persoff et al (1999), Gallagher (2000), Koch (2002), Pamuk (2007), Gallagher and Lin (2009), Papadimitriou and Agaroulaki (2015), κ.α. Επιπλέον, για τον προσδιορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς (μονοτονικής και ανακυκλικής) του νέου γεωϋλικού (έδαφος με κολλοειδή πυριτία), διεξήχθησαν δοκιμές σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου από τους Persoff et al (1999), Gallagher & Mitchell (2002), Kodaka et al (2005) και Diaz-Rodriguez et al (2008), κ.α., ενώ πραγματοποιήθηκαν τρεις ομάδες δυναμικών δοκιμών φυγοκεντριστή από τους Gallagher et al (2007), Pamuk et al (2007) και Conlee et al (2012) και ένα πείραμα πεδίου (Gallagher et al. 2007b) προκειμένου να μελετηθεί η σεισμική απόκριση του σταθεροποιημένου με κολλοειδή πυριτία εδάφους σε προβλήματα συνοριακών τιμών. Ωστόσο δεν έχει καθοριστεί ακόμα μια συγκεκριμένη μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης της σεισμικής συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους.

Γι' αυτό το λόγο, στόχος της παρούσας εργασίας είναι η κατοχύρωση μιας μεθοδολογίας αριθμητικής προσομοίωσης, βασιζόμενη σε συγκρίσεις με πειραματικές μετρήσεις σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου και σε πείραμα φυγοκεντριστή, ικανή να ποσοτικοποιήσει τη σεισμική απόκριση των σταθεροποιημένων εδαφών και στο μέλλον να αποτελέσει ένα χρήσιμο εργαλείο σχεδιασμού στα έργα Πολιτικού Μηχανικού. Αναλυτικότερα, στα πλαίσια της εργασίας αυτής παρουσιάζονται τα εξής:

- Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται διερεύνηση της υπάρχουσας σχετικής βιβλιογραφίας, δίνοντας έμφαση στη μηχανική συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους.
- Στο Κεφάλαιο 3 περιγράφεται το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND και η "ευφυής" χρήση του για την αριθμητική προσομοίωση ανακυκλικών δοκιμών εδαφικού στοιχείου σε σταθεροποιημένη άμμο.
- Στο Κεφάλαιο 4 διερευνάται η ακρίβεια της μεθόδου αριθμητικής προσομοίωσης που προτείνεται στο Κεφάλαιο 3, σε σύγκριση με τις πειραματικές μετρήσεις φυγοκεντριστή των Gallagher et al (2007), που αναφέρονται στη μονοδιάστατη σεισμική απόκριση οριζόντιας σταθεροποιημένης στρώσης.

- Στο Κεφάλαιο 5 εξετάζεται η αξιοπιστία της προτεινόμενης μεθοδολογίας προσομοίωσης για τη σεισμική απόκριση σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση, και πάλι σε σύγκριση με πείραμα φυγοκεντριστή (Conlee et al, 2012).
- Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται παραμετρική διερεύνηση της μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφών και εξάγονται πολυ-παραμετρικές προσεγγιστικές σχέσης εκτίμησης των ελαστικών φασμάτων απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους, με χρήση της προτεινόμενης μεθοδολογίας.
- Στο Κεφάλαιο 7 διερευνώνται οι επιδράσεις των χαρακτηριστικών της διέγερσης και του εδάφους στη σεισμική απόκριση επιφανειακού θεμελίου που εδράζεται πάνω σε σταθεροποιημένη στρώση, μέσω παραμετρικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν με την προτεινόμενη μεθοδολογία.
- Τέλος, στο Κεφάλαιο 8 καταγράφονται τα βασικά συμπεράσματα της εργασίας και δίνονται προτάσεις για περαιτέρω έρευνα στο ίδιο αντικείμενο.

Κεφάλαιο 2

Παθητική σταθεροποίηση εδαφών στη βιβλιογραφία

2.1 Βασικά χαρακτηριστικά παθητικής σταθεροποίησης

Η ρευστοποίηση μη συνεκτικών εδαφών (αμμοχαλίκων, άμμων, μιγμάτων αμμοιλύων, μη-πλαστικών ιλύων) θεωρείται σήμερα μια εκ των πλέον σημαντικών αιτιών δομικών αστοχιών κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων. Η αύξηση της πίεσης των πόρων σε κορεσμένους μη συνεκτικούς εδαφικούς σχηματισμούς, η οποία προκαλείται από δυναμικές φορτίσεις, όπως οι σεισμικές διεγέρσεις, υπό αστράγγιστες συνθήκες μπορεί να επιφέρει συσσώρευση παραμορφώσεων και τη μείωση της διατμητικής αντοχής του υλικού δημιουργώντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η αποτροπή του κινδύνου ρευστοποίησης σε θέσεις νέων κατασκευών μπορεί να επιτευχθεί με μία σειρά από καθιερωμένες μεθοδολογίες βελτίωσης του εδάφους πριν την κατασκευή του κτιρίου. Αυτές οι μέθοδοι βασίζονται συνήθως στη συμύκνωση (π.χ. δυναμική συμύκνωση, βαθιά δονητική συμύκνωση ή αντικατάσταση), τη σταθεροποίηση (π.χ. βαθιά εδαφική ανάμιξη) ή την αποτόνωση των σεισμικών υπερπιέσεων πόρων (π.χ. χαλικο-στραγγιστήρια) και γενικώς δεν παρουσιάζουν τεχνικά προβλήματα κατά την εφαρμογή τους.

Αντίθετα σε θέσεις υφιστάμενων κατασκευών αυτές οι μεθοδολογίες είτε δεν μπορούν να εφαρμοστούν είτε είναι δυσχερώς εφαρμόσιμες. Η αδυναμία εφαρμογής τους συνίσταται είτε στην έλλειψη επαρκούς χώρου για την τοποθέτηση του απαιτούμενου εξοπλισμού (π.χ. σε συνεχή αστική δόμηση ή στο μέσο της κάτοψης του κτιρίου) ή σε πιθανές δομικές ζημιές που μπορούν να προκληθούν στην κατασκευή από τη χρήση δονητικών ή δυναμικών μεθόδων βελτίωσης. Η δυσχέρεια συνίσταται από τα προβλήματα που δημιουργεί η παράλληλη διεξαγωγή των εργασιών βελτίωσης και της κανονικής λειτουργίας του κτιρίου (π.χ. σε νοσοκομεία). Επιπλέον, το κόστος εφαρμογής των παραπάνω μεθόδων είναι απαγορευτικό σε μεγάλης έκτασης περιοχές με υψηλό κίνδυνο ρευστοποίησης, όπως παραλιακά μέτωπα σε σεισμογενείς ζώνες που ανοικοδομήθηκαν στις αρχές του '70 στον

Ελληνικό χώρο με τους τότε ισχύοντες κανονισμούς, οι οποίοι δεν λάμβαναν υπόψη τον κίνδυνο ρευστοποίησης.

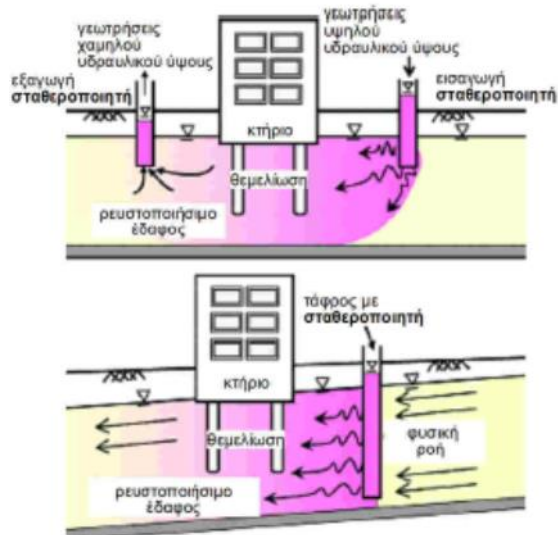
Για αυτούς τους λόγους, σε θέσεις υφιστάμενων κατασκευών οι πλέον συνήθεις μεθοδολογίες βελτίωσης έναντι σεισμικής ρευστοποίησης είναι:

- (α) η τοποθέτηση μικροπασσάλων (underpinning ή micropiles),
- (β) η εισπίεση ενεμάτων (grouting) υψηλού ιξώδους μέσω γειτονικών γεωτρήσεων, και
- (γ) η έμπηξη στραγγιστηρίων της μορφής διακορευμένων πλαστικών σωλήνων (perforated drains).

Οι παραπάνω μεθοδολογίες, ωστόσο, κρίνονται μερικώς αναποτελεσματικές, διότι δεν μπορούν να βελτιώσουν το έδαφος σε ολόκληρη την κάτοψη, ενώ ενδέχεται να προκαλέσουν και προβλήματα στο υπάρχον κτίριο (π.χ. η εισπίεση ενεμάτων, λόγω μεγάλων πιέσεων, μπορεί να προκαλέσει και ανασήκωμα θεμελίου). Επιπλέον συνοδεύονται από υψηλό κόστος και εμποδίζουν την κανονική λειτουργία της κατασκευής κατά την εφαρμογή τους.

Μία εναλλακτική μέθοδος βελτίωσης που δεν παρουσιάζει τα παραπάνω μειονεκτήματα είναι η παθητική σταθεροποίηση (Gallagher, 2000). Πρόκειται για την εισπίεση με χαμηλή υδραυλική κλίση ενός σταθεροποιητή (stabilizer), δηλαδή ενός υλικού που αποτελείται από περιβαλλοντικώς ασφαλή νανο-σωματίδια, με διάφορες πιθανές μορφές χημικής σύστασης, στο ρευστοποιήσιμο έδαφος θεμελίωσης ολόκληρης της κάτοψης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Μέσω του εμπλουτισμού του υγρού των πόρων με τον σταθεροποιητή αλλάζει η μηχανική συμπεριφορά του συστήματος εδαφικού σκελετού - υγρού των πόρων και επιτυγχάνεται ο περιορισμός της συσσώρευσης παραμορφώσεων κατά τη σεισμική διέγερση. Έτσι αποφεύγονται οι καταστροφικές συνέπειες της ρευστοποίησης για την κατασκευή.

Υπάρχουν δύο τρόποι, με τους οποίους μπορεί να επιτευχθεί η εισπίεση του σταθεροποιητή (Σχήμα 2.1). Ο πρώτος είναι με τη χρήση γεωτρήσεων εκατέρωθεν της κατασκευής που επιτρέπουν την εισπίεση (και την ταυτόχρονη άντληση) του σταθεροποιητή μέσω υπόγειας ροής επαυξημένης υδραυλικής κλίσης (σε σχέση με τη φυσική ροή, αν υπάρχει). Ο δεύτερος και λιγότερο χρησιμοποιούμενος είναι η διάνοιξη φρέατος για να γίνει διήθηση του διαλύματος μέσω της φυσικής ροής του υγρού των πόρων, με έλεγχο για τη μη-ανεξέλεγκτη διήθηση προς τα κατόντη.



Σχήμα 2.1: Διαδικασία εκτέλεσης της παθητικής σταθεροποίησης α) με χρήση γεωτρήσεων υψηλού και χαμηλού υδραυλικού ύψους, β) με χρήση της φυσικής ροής (βασισμένο σε σχήμα των Ratuk et al 2007).

Σε αντίθεση με τα συνήθη ενέματα, που έχουν αρχικά πολύ υψηλό ιξώδες και χρησιμοποιούνται για την κατασκευή πασσάλων ενέματος (δηλαδή δεν καλύπτουν όλη την περιοχή), ο σταθεροποιητής εδώ έχει αρχικά πολύ χαμηλή τιμή ιξώδους, η οποία προοδευτικά αυξάνει όταν φτάνει στην επιθυμητή περιοχή. Το κόστος της διαδικασίας βελτίωσης αναμένεται σχετικά χαμηλό, καθώς οι τιμές των υλικών κυμαίνονται σε ανταγωνιστικά επίπεδα έναντι των συνήθων ενεμάτων που χρησιμοποιούνται χωρίς επιπλέον ανάγκη χρήσης εξειδικευμένου εξοπλισμού ή προσωπικού, και αναμένεται να μειωθούν αισθητά αν η μέθοδος γίνει εφαρμόσιμη στην πράξη λόγω μεγαλύτερης παραγωγής.

Από τα παραπάνω καθίσταται σαφές ότι η μέθοδος αυτή πλεονεκτεί έναντι των προαναφερθέντων μεθόδων, τόσο γιατί έχει συγκρίσιμο κόστος όσο και γιατί μέσω της χαμηλής πίεσης εισπίεσης αποφεύγονται προβλήματα στην υφιστάμενη κατασκευή που μπορεί να προκαλέσουν οι υψηλές πιέσεις. Επίσης, η βελτίωση μέσω παθητικής σταθεροποίησης έχει πλέον καθολικό χαρακτήρα στην κάτοψη, ενώ η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιηθεί για βελτίωση σε μικρά βάθη και γύρω από αστικές υποδομές π.χ. αγωγοί, δίκτυα κάτω από οδοστρώματα.

Ωστόσο, η μέθοδος της παθητικής σταθεροποίησης βρίσκεται ακόμη σε πειραματικό στάδιο εξέλιξης παγκοσμίως, καθώς πρωτοεμφανίστηκε τα τελευταία 20 χρόνια. Για αυτό το λόγο γίνεται στη συνέχεια ιδιαίτερη μνεία στα υλικά που θα μπορούσαν εν δυνάμει να

χρησιμοποιηθούν ως σταθεροποιητές και της καταλληλότητάς τους, καθώς επίσης και στη διασφάλιση ποιότητας της βελτίωσης που μπορούν να επιφέρουν.

Τα υλικά αυτά πρέπει να πληρούν συγκεκριμένα κριτήρια ώστε να διευκολύνεται η πρακτική εφαρμογή τους χωρίς να επιβαρύνουν το περιβάλλον. Θα πρέπει να είναι μη τοξικά, να έχουν χρονικώς αυξανόμενο αλλά ελέγξιμο ιξώδες, υψηλή ανθεκτικότητα και χαμηλό κόστος. Τα υλικά λοιπόν που πιθανώς ικανοποιούν τις παραπάνω προϋποθέσεις είναι τα παρακάτω:

(α) κολλοειδής πυριτία (colloidal silica, CS)

(β) αργιλικά πλακίδια νανοειδών διαστάσεων (nano-clay particles)

(γ) ο αδρανής σίδηρος (zero valent iron)

(δ) χημικά ενέματα (chemical grouts)

Από τα παραπάνω υλικά σύμφωνα με την Gallagher (2000), μια σειρά από χημικά ενέματα αποκλείονται για διαφορετικούς λόγους (π.χ. το πυριτικό νάτριο (sodium silicate) επειδή αλλάζει ιξώδες γρήγορα, το ακριλαμίδιο (acrylamide) επειδή είναι τοξικό αλλά και ακριβό. Επιπλέον, ο αδρανής σίδηρος αποκλείεται επειδή είναι εξαιρετικά ευαίσθητος σε οξείδωση, και συνεπώς υπάρχει θέμα διάρκειας ζωής της βελτίωσης.

Τα επικρατέστερα υλικά που μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως σταθεροποιητές ρευστοποιήσιμης άμμου μέχρι στιγμής είναι η κολλοειδής πυριτία και τα αργιλικά πλακίδια νανοειδούς μεγέθους. Όμως, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θα εξεταστεί μόνο η χρήση της κολλοειδούς πυριτίας.

Ανεξαρτήτως του επιλεγέντος υλικού σταθεροποιητή, πρέπει να διασφαλιστεί η ποιότητα της εκτελεσθείσας παθητικής σταθεροποίησης. Συγκεκριμένα θα πρέπει να καθοριστεί, μέσω ανακυκλικών εργαστηριακών δοκιμών σε δοκίμια με διάφορες συγκεντρώσεις του επιλεγέντος σταθεροποιητή, η συγκέντρωση του υλικού που πρέπει να εισπιαστεί στους πόρους του μη συνεκτικού εδάφους ώστε να επιτευχθεί η αναγκαία βελτίωση της αντοχής του σε ρευστοποίηση για το σεισμό σχεδιασμού. Επιπλέον, πρέπει να εξεταστεί, μέσω δοκιμών εισπίεσης (permeation tests) σε δοκίμια και μέσω αναλύσεων διήθησης του υγρού πόρων με το σταθεροποιητή στη φυσική κλίμακα, αν μπορεί να διηθηθεί επαρκώς και ομοιόμορφα ο σταθεροποιητής σε ολόκληρη την προς βελτίωση περιοχή σε εύλογο χρονικό διάστημα, ειδικά αν το ιξώδες του μεταβάλλεται σημαντικά συν τω χρόνω. Τέλος, θα πρέπει να έχει επιτευχθεί επί τόπου η σχεδιασθείσα διήθηση του σταθεροποιητή σε ολόκληρη την προς βελτίωση στρώση, και για να διακριβωθεί αυτό, χρειάζεται η εύρεση και κατοχύρωση μεθόδων συσχέτισης της συγκέντρωσης του σταθεροποιητή εντός των πόρων με άλλα

φυσικώς (και ευκόλως) μετρούμενα μεγέθη (π.χ. αριθμός κτύπων SPT, αντοχή αιχμής κώνου CPT, ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων Vs).

Συνοψίζοντας, η παθητική σταθεροποίηση έχει τα εχέγγυα να αποτελέσει μια εύχρηστη και σχετικά χαμηλού κόστους μεθοδολογία βελτίωσης ρευστοποιήσιμων εδαφών, ειδικά κάτω από υφιστάμενες κατασκευές όπου οι εναλλακτικές λύσεις βελτίωσης είναι περιορισμένες και όχι πλήρως αποτελεσματικές. Ωστόσο υπάρχουν σημαντικές ελλείψεις στη βιβλιογραφία όσον αφορά στις επιτόπου μετρήσεις και εφαρμογές και τις εργαστηριακές δοκιμές. Η εργαστηριακή διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς έχει επικεντρωθεί σε δοκίμια καθαρών άμμων, και δεν έχει διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα της μεθοδολογίας σε άλλα, πιο συνήθη, μη συνεκτικά εδάφη όπως οι ιλυώδεις άμμοι ή τα αμμοϊλυώδη μίγματα. Επίσης, δεν έχει γίνει διερεύνηση και της μονοτονικής συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους (που φέρει στατικά τα φορτία της ανωδομής), ούτε της πιθανής διαφοροποίησής της υπό μεγάλες τάσεις (π.χ. κάτω από την αιχμή πασσάλων). Επιπρόσθετα δεν έχει κατοχυρωθεί στη βιβλιογραφία κάποια αξιόπιστη καταστατική προσομοίωση των σταθεροποιημένων εδαφών. Αυτό έχει ως συνέπεια την αδυναμία χρήσης αριθμητικών μεθόδων για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους. Όλες οι ανωτέρω ελλείψεις καθιστούν αδύνατη την κατάστρωση μιας ολοκληρωμένης μεθοδολογίας σχεδιασμού της παθητικής σταθεροποίησης αυτή τη στιγμή, ανεξαρτήτως του επιλεγέντος σταθεροποιητή.

2.2 Χαρακτηριστικά της κολλοειδούς πυριτίας

2.2.1 Χημικά Χαρακτηριστικά

Η κολλοειδής πυριτία είναι αιώρημα σωματιδίων οξειδίου πυριτίου (μεγέθους 7-22nm) σε νερό. Σε μίγματα 5-10% κατά βάρος, η κολλοειδής πυριτία έχει αρχικώς πυκνότητα και ιξώδες ελαφρώς μεγαλύτερα από αυτά του νερού, και γίνεται γέλη (gel) απότομα μετά από ένα συγκεκριμένο χρονικό διάστημα, το οποίο μπορεί να διαρκέσει από μερικά λεπτά ως και αρκετούς μήνες, μέσω δημιουργίας οργανικών δεσμών σιλοξάνης-ενώσεων πυριτίου (siloxane bonds) μεταξύ των (νανο-)σωματιδίων. Κατά τη διάρκεια αυτού του χρονικού διαστήματος η τιμή του ιξώδους παραμένει χαμηλή, επιτρέποντας τη διήθηση στην επιθυμητή θέση, ενώ ο χρόνος κατά τον οποίον γίνεται γέλη ρυθμίζεται από το ποσοστό κατά βάρος της πυριτίας στο διάλυμα, το ακριβές μέγεθος των σωματιδίων πυριτίου, το pH, τη συγκέντρωση των αλάτων και τη θερμοκρασία του διαλύματος (Gallagher 2000). Επιπλέον, η κολλοειδής πυριτία ως υλικό είναι μη-τοξικό, βιολογικά και χημικά αδρανές, άοσμο, μη εύφλεκτο, αντέχει στο χρόνο και δεν χρειάζεται ιδιαίτερο εξοπλισμό για την προετοιμασία

και την εφαρμογή του στο πλαίσιο της παθητικής σταθεροποίησης. Για την καλύτερη διατήρηση του, προτείνεται η αποθήκευση του σε ξηρό περιβάλλον 20°C -25°C μέχρι την ανάμιξη του στις επιθυμητές συνθήκες. Η διάρκεια ζωής για την κολλοειδή πυριτία ξεπερνά τα 25 έτη (Whang, 1995).

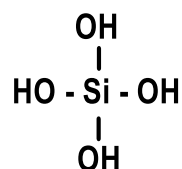
Στη βιβλιογραφία έχουν δοκιμαστεί τουλάχιστον τρία (3) διαφορετικά είδη κολλοειδούς πυριτίας, τα οποία διερευνήθηκαν ως προς το ιξώδες και τον χρόνο που απαιτείται για τη δημιουργία γέλης (*gel time: ορίζεται επακριβώς στη συνέχεια), για να εντοπιστεί το βέλτιστο είδος προς χρήση για την παθητική σταθεροποίηση ρευστοποιήσιμων εδαφών. Η πιο πλήρης διερεύνηση στη βιβλιογραφία, της Gallagher (2000), μελέτησε τα εξής διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας: Ludox®-SM, Ludox®-HS-40 και Ludox®-TM. Μερικές από τις σημαντικότερες ιδιότητες αυτών των σταθεροποιητών παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.

Πίνακας 2.1: Βασικά χαρακτηριστικά των 3 τύπων κολλοειδούς πυριτίας (DuPont 1997)

ΕΙΔΟΣ CS	Ludox-SM	Ludox HS-40	Ludox TM
SiO ₂ /Na ₂ O κατά βάρος	50	95	225
Σταθεροποιητής	Νάτριο	Νάτριο	Νάτριο
Φορτίο σωματιδίων	Αρνητικό	Αρνητικό	Αρνητικό
Πυρίτιο SiO ₂ (% κατά βάρος)	30	40	50
Ιξώδες (cP)	5.5	16	40
Μέση διάμετρος σωματιδίων (nm)	7	12	22
Ειδική Επιφάνεια (m ² /g)	345	220	140

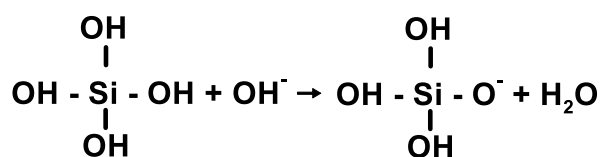
Έμφαση εδώ θα δοθεί στην κολλοειδή πυριτία **Ludox®-SM**, που είναι το είδος που έχει χρησιμοποιηθεί κυρίως στη βιβλιογραφία παθητικής σταθεροποίησης εδαφών. Πρόκειται για προϊόν της Sigma-Aldrich® και διατίθεται εμπορικά διαλυμένο σε συγκέντρωση CS = 30% και pH=10. Με βάση τον Πίνακα 2.1 χαρακτηρίζεται από τη μεγαλύτερη ειδική επιφάνεια (345m²/g) και τη μικρότερη μέση διάμετρο σωματιδίων (7nm), μειώνοντας έτσι το χρόνο για τη δημιουργία γέλης (Gallagher 2000). Αυτά τα χαρακτηριστικά οδηγούν σε μικρότερες απαιτούμενες συγκέντρωσεις κατά βάρος για δημιουργία γέλης, γεγονός που καθιστά αυτόν τον τύπο κολλοειδούς πυριτίας τον πιο οικονομικό ανάμεσα στους 3 προαναφερθέντες.

Πιο λεπτομερώς, η κολλοειδής πυριτία δημιουργείται από συμπλέγματα μονομερών H₄SiO₄ ή Si(OH)₄. Το εν λόγω μονομερές αποτελεί ασθενές οξύ, και έχει τη δομή του Σχήματος 2.2.

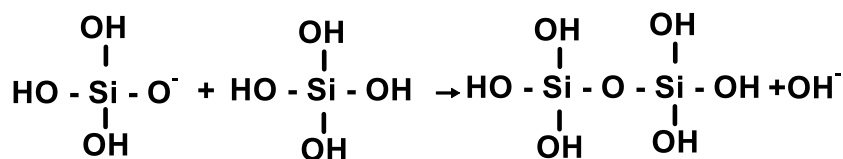


Σχήμα 2.2: Δομή μονομερούς της κολλοειδούς πυριτίας.

Σε ενδιάμεσες τιμές pH (π.χ. $4 < \text{pH} < 7$), οι επιφάνειες του μονομερούς δεν είναι έντονα φορτισμένες, άρα δεν απωθούνται μεταξύ τους και δημιουργούνται δεσμοί σιλοξάνης (Si-O-Si), όπως φαίνεται στις παρακάτω αντιδράσεις πολυμερισμού που παρουσιάζονται στα Σχήματα 2.3 και 2.4.



Σχήμα 2.3: Αντίδραση μονομερούς με ελεύθερα ιόντα υδροξυλίου (OH⁻).



Σχήμα 2.4: Δημιουργία δεσμού σιλοξάνης μεταξύ μονομερούς και προϊόντος της αντίδρασης του Σχήματος 2.2.

Συνεχείς τέτοιες αντιδράσεις πολυμερισμού οδηγούν σε μεγαλύτερα συμπλέγματα, όπως η κολλοειδής πυριτία, που κι αυτά με παρόμοιο τρόπο ενώνονται μεταξύ τους μέχρι το σχηματισμό της τελικής γέλης. Πιο συγκεκριμένα, στην αντίδραση του Σχήματος 2.3, τα ιόντα υδροξυλίου (OH⁻) σε τιμές pH μικρότερες ή ίσες του 7 προέρχονται από τον αυτοϊοντισμό του νερού, που παράγει H⁺ ή πιο σωστά H₃O⁺ (οξόνια) και υδροξύλια (OH⁻) σε χαμηλές βέβαια συγκεντρώσεις. Το εν λόγω υδροξύλιο αποσπά το H⁺ από το ≡Si-OH και το μετατρέπει στο αρνητικά φορτισμένο ≡Si-O⁻, το οποίο στη συνέχεια, στο Σχήμα 2.4, αντιδρά με το μονομερές του Σχήματος 2.2 και δημιουργείται δεσμός σιλοξάνης. Επιπλέον, όπως προκύπτει από την αντίδραση του Σχήματος 2.4, η δημιουργία του δεσμού σιλοξάνης παράγει ιόντα υδροξυλίου (OH⁻) για να χρησιμοποιηθούν πάλι σε επόμενη αντίδραση (του Σχήματος 2.3), δηλαδή έχει ένα ρόλο καταλύτη.

Όταν η συγκέντρωση των υδροξυλίων είναι μεγάλη, σε υψηλές τιμές pH (> 7) και σε βασικό περιβάλλον (π.χ. παρουσία NaOH), οι περισσότερες ομάδες ≡Si-OH έχουν μετατραπεί σε ≡Si-

O⁻ (αρνητικά φορτίο), και επομένως δεν υπάρχουν μόρια της μορφής του Σχήματος 2.2 για να γίνει η αντίδραση του Σχήματος 2.4.

Αντίστοιχα, σε όξινο περιβάλλον, δηλαδή χαμηλό pH (<<7), το μονομερές του Σχήματος 2.2 προσλαμβάνει πρωτόνια (H⁺) άρα οι ομάδες ≡Si-OH μετατρέπονται σε ≡Si-OH₂⁺ με θετικό φορτίο.

Και στις δύο περιπτώσεις, οι όμοια φορτισμένες επιφάνειες έχουν ως αποτέλεσμα τα μονομερή να απωθούνται μεταξύ τους και να μη δημιουργούνται δεσμοί σιλοξάνης Si-O-Si, που οδηγούν στη δημιουργία γέλης.

2.2.2 Ρεολογικά Χαρακτηριστικά

Ο χρόνος που απαιτείται για την μετατροπή του διαλύματος κolloειδούς πυριτίας σε γέλη είναι πολύ σημαντικός, γιατί αυτός καθορίζει την αποτελεσματική εφαρμογή της παθητικής σταθεροποίησης. Στη βιβλιογραφία ο χρόνος αυτός, και πιο συγκεκριμένα το χρονικό διάστημα από το τέλος της ανάμιξης μέχρι η κolloειδής πυριτία να πάρει τη μορφή γέλης, δηλαδή να έχει αυξηθεί πολύ σημαντικά το ιξώδες της ορίζεται ως χρόνος γέλης. Ο χρόνος γέλης θεωρείται ως η σημαντικότερη παράμετρος για την αποτελεσματικότητα της μεθόδου, καθώς η εισπίεση της κolloειδούς πυριτίας στο έδαφος θα πρέπει να γίνει με τέτοιο τρόπο ώστε το διάλυμα της πυριτίας να μετατραπεί σε γέλη στο επιθυμητό σημείο την κατάλληλη στιγμή. Παρατηρώντας το Σχήμα 2.1, αν η δημιουργία γέλης καθυστερήσει, το διάλυμα θα προσπεράσει την θέση αυτή, ενώ αν γίνει γρηγορότερα, θα υπάρχει απώλεια υλικού και αύξηση κόστους. Και στις δύο αυτές περιπτώσεις, η μέθοδος της παθητικής σταθεροποίησης δεν θα έχει τα επιθυμητά αποτελέσματα.

Για τον έλεγχο της εισπιεσιμότητας (δηλαδή της δυνατότητας εισπίεσης) με χαμηλή πίεση της κolloειδούς πυριτίας, δεν παίζει μόνο ρόλο ο συνολικός χρόνος γέλης, αλλά και η τιμή του ιξώδους (μ) στη φάση εισπίεσής της. Αυτό ισχύει επειδή η τιμή του ιξώδους συνδέεται άμεσα με την ταχύτητα διήθησης της πυριτίας εντός του εδάφους, δηλαδή όσο αυξάνει το ιξώδες τόσο μικραίνει η ταχύτητα διήθησης για το ίδιο έδαφος και την ίδια διαφορά υδραυλικού ύψους. Συνεπώς, η μελέτη των ρεολογικών χαρακτηριστικών της κolloειδούς πυριτίας, από την ανάμιξη μέχρι τη γέλη παίζει σημαίνοντα ρόλο στην επιτυχή εκτέλεση της παθητικής σταθεροποίησης.

Ο χρόνος μετατροπής σε γέλη της κolloειδούς πυριτίας εξαρτάται από το ποσοστό της αλληλεπίδρασης των σωματιδίων μεταξύ τους, το οποίο σύμφωνα με τη βιβλιογραφία (π.χ Gallagher 2000) είναι συνάρτηση πολλών παραμέτρων. Οι σημαντικότερες είναι:

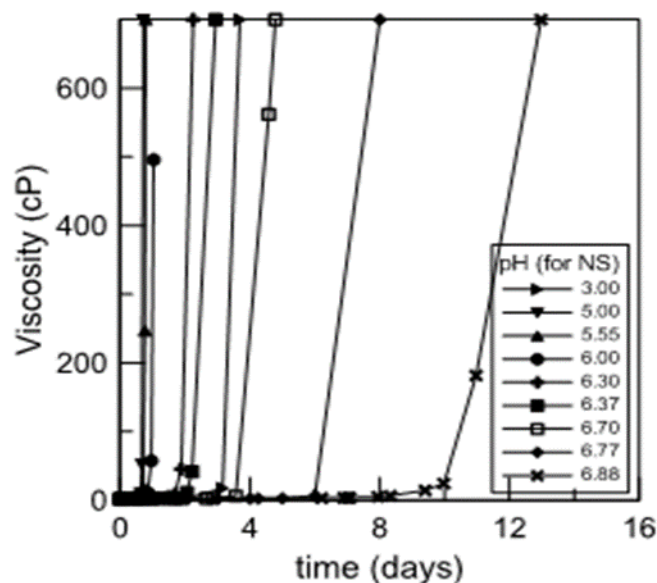
- το μέγεθος των σωματιδίων πυριτίας, με αυξητική επίδραση.
- το ποσοστό κατά βάρος της κολλοειδούς πυριτίας CS(%) στο διάλυμα, που έχει μειωτική επίδραση
- η συγκέντρωση ιόντων στο διάλυμα σε όρους κανονικότητας N, αύξηση της οποίας οδηγεί σε μικρότερο χρόνο γέλης
- η θερμοκρασία του διαλύματος με επίσης μειωτική επίδραση
- το pH του διαλύματος, του οποίου η επίδραση δεν είναι μονοτονική και θα διερευνηθεί στη συνέχεια (βλ. και αναφορά στη 2.2.1)

Στην παρούσα εργασία το μέγεθος των σωματιδίων της πυριτίας και το πώς επιδρά στο χρόνο γέλης δε θα διερευνηθεί, καθώς γίνεται χρήση της κολλοειδούς πυριτίας τύπου Ludox®-SM με συγκεκριμένο μέγεθος σωματιδίων, όπως αυτό αναφέρθηκε παραπάνω.

Οι χρόνοι που έχουν καταγραφεί σε δημοσιεύσεις για τη μετατροπή του διαλύματος σε γέλη έχουν ελάχιστη τιμή 30' (Noll et al. 1992), αλλά το άνω όριο είναι πρακτικώς απροσδιόριστο καθώς ο χρόνος αυτός εκτοξεύεται για πολύ μικρές (≤ 3) αλλά και για πολύ μεγάλες τιμές (≥ 8) του pH. Δεν είναι τυχαίο άλλωστε ότι η αποθήκευση και εμπορία του υλικού γίνεται σε διαλύματα με pH=10, ακριβώς για να μην υπάρχει περίπτωση γέλης.

Προκειμένου να διερευνηθούν τα ρεολογικά χαρακτηριστικά της κολλοειδούς πυριτίας Ludox®-SM οι Paradimitriou and Agaroulaki (2015), μεταξύ άλλων, εκτέλεσαν μετρήσεις του ιξώδους σε διαφορετικά διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας, οι οποίες οδήγησαν στα κάτωθι συμπεράσματα:

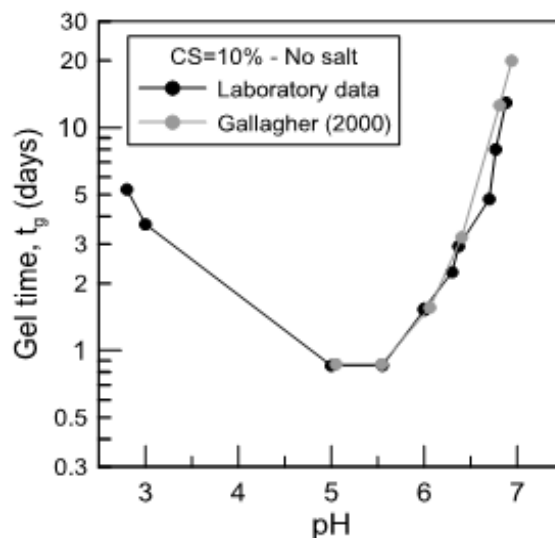
A) Η σχέση ιξώδους – χρόνου (μ -t) έχει αρχικώς ένα γραμμικό σχεδόν τμήμα, από την αρχική τιμή ιξώδους που είναι λίγο μεγαλύτερη εκείνης του νερού (1cP), μέχρι τιμές ιξώδους περί τα 3cP ή λίγο μεγαλύτερη (έως 6cP), πάνω από την οποία το ιξώδες αυξάνει ραγδαία (σε τιμές της τάξης των μερικών χιλιάδων cP) και το διάλυμα οδηγείται τάχιστα σε μορφή γέλης. Η μορφή αυτή της σχέσης μ -t είναι γενική και ισχύει για οποιοδήποτε συνδυασμό CS(%) - N - pH (Σχήμα 2.5), συμπέρασμα το οποίο είναι σε συμφωνία με τη βιβλιογραφία (Jurinak et al., 1989; Persoff et al., 1999; Gallagher, 2000; Koch, 2002, Pamuk, 2007, Gallagher and Lin, 2009).



Σχήμα 2.5: Τυπικές καμπύλες μ - t διαλυμάτων κολλοειδούς πυριτίας ($CS=10\%$, χωρίς προσθήκη $NaCl$, $pH = 3.00 - 6.88$). (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)

Παρόλο που όλα τα διαλύματα έχουν ποιοτικά την παραπάνω ρεολογική απόκριση, διαφέρουν σημαντικά στο χρόνο που χρειάζονται για να φτάσουν σε μορφή γέλης. Πρακτικά, στις μετρήσεις ιξώδους ο χρόνος γέλης που συμβολίζεται ως t_g ορίζεται όταν η τελευταία μετρηθείσα τιμή ιξώδους είναι μεγαλύτερη ή ίση των $100cP$ (ορισμός συμβατός και με τη βιβλιογραφία, πχ Gallagher, 2000), καθώς ο χρόνος που απαιτείται για να δημιουργηθεί σταθερή γέλη από αυτό το χρονικό σημείο και μετά, είναι πρακτικώς αμελητέος. Υπογραμμίζεται επίσης ότι το αρχικό στάδιο όπου η τιμή του ιξώδους είναι πολύ χαμηλή συνήθως διαρκεί από $0.8 t_g$ έως $0.9 t_g$, ενώ στο υπόλοιπο $0.1 t_g$ έως $0.2 t_g$ η τιμή του ιξώδους αυξάνεται ραγδαία.

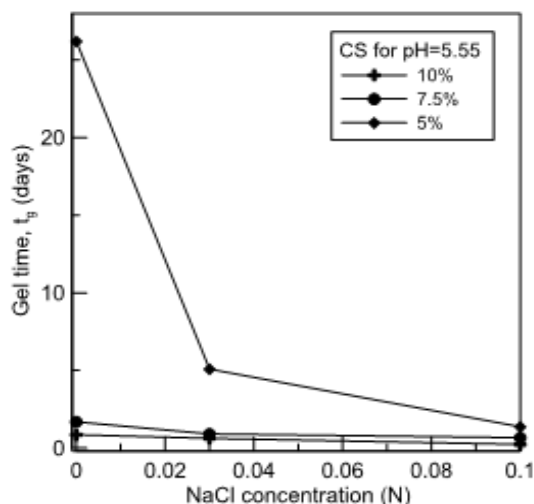
Β) Η τιμή του pH παίζει καθοριστικό ρόλο στο χρόνο γέλης του διαλύματος. Η επίδρασή του δεν είναι μονοτονική, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.6. Στο συμπέρασμα ότι ο ελάχιστος χρόνος γέλης μπορεί να επιτευχθεί προσαρμόζοντας το pH του διαλύματος μεταξύ των τιμών 5 και 7 (βλ. 5.5 στο Σχήμα 2.6), έχουν καταλήξει και άλλοι ερευνητές (Jurinak et al., 1989; Noll et al., 1992; DuPont, 1997; Gallagher, 2000; Koch, 2002, Lin, 2006). Σύμφωνα με τους Paradimitriou and Agaroulaki (2015), υπάρχει πάντα μια τιμή pH (η οποία ονομάζεται pH_{opt}) για την οποία ο χρόνος γέλης γίνεται ελάχιστος (έστω t_{gmin}). Η τιμή του pH_{opt} είναι διαφορετική για κάθε συνδυασμό (CS , N), αλλά στη βιβλιογραφία κυμαίνεται μεταξύ 4.75 και 6.0, για αυτήν την πυριτία Ludox®-SM τουλάχιστον.



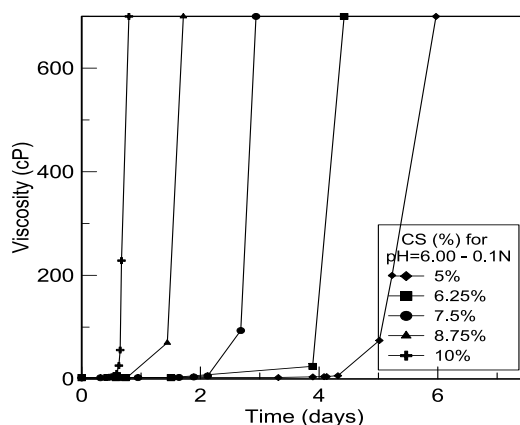
Σχήμα 2.6: Τυπική επίδραση του pH στο χρόνο γέλης ("gel time curve") για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας (CS=10%, χωρίς προσθήκη NaCl, pH = 2.80 – 6.88) με εργαστηριακά αποτελέσματα του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας (Laboratory Data) συγκρινόμενα με δεδομένα της Gallagher 2000. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)

Γ) Η τιμή της κανονικότητας σε ιόντα, δηλαδή η ύπαρξη αλάτων στο διάλυμα, παίζει επίσης σπουδαίο ρόλο στο χρόνο γέλης. Ως κανονικότητα N ορίζεται η συγκέντρωση ενός υδατικού διαλύματος, δηλαδή πόσα γραμμοϊσοδύναμα (geq) του ιόντος είναι διαλυμένα σε ένα λίτρο διαλύματος (π.χ. διάλυμα 1 N είναι το διάλυμα που περιέχει σ' ένα λίτρο 1 geq από το διαλυμένο ιόν). Η επίδρασή της είναι μονοτονική, δηλαδή όσο αυξάνει η κανονικότητα, τόσο μειώνεται ο χρόνος γέλης για τον ίδιο συνδυασμό CS(%) – pH. Αυτό φαίνεται στο Σχήμα 2.7, όπου απεικονίζεται η επίδραση της συγκέντρωσης NaCl στο χρόνο γέλης για 3 διαφορετικές συγκεντρώσεις CS% για διαλύματα με pH=5.55. Παρατηρείται επίσης ότι η επίδραση αυτή είναι πιο σημαντική για μεγάλες τιμές, και λιγότερο για μικρές τιμές συγκέντρωσης CS%. Αντίστοιχα πειράματα που έγιναν με προσθήκη χλωριούχου νατρίου (NaCl) σε διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας συγκεντρώσεων 5 και 10% με pH 7.0 και 7.5 κατέδειξαν επίσης τη μειωτική επίδραση της κανονικότητας στο χρόνο γέλης (Jurinak et al., 1989; Noll et al., 1992; Gallagher, 2000; Koch, 2002).

Δ) Η τιμή της συγκέντρωσης κατά βάρος της κολλοειδούς πυριτίας CS(%) παίζει, και αυτή, σπουδαίο ρόλο στο χρόνο γέλης και είναι μία παράμετρος που σχετίζεται άμεσα με το κόστος της παθητικής σταθεροποίησης. Ομοίως με την κανονικότητα, η επίδρασή της είναι μονοτονική, δηλαδή όσο αυξάνει η συγκέντρωση CS(%) τόσο μειώνεται ο χρόνος γέλης για τον ίδιο συνδυασμό N – pH. (Σχήμα 2.8)

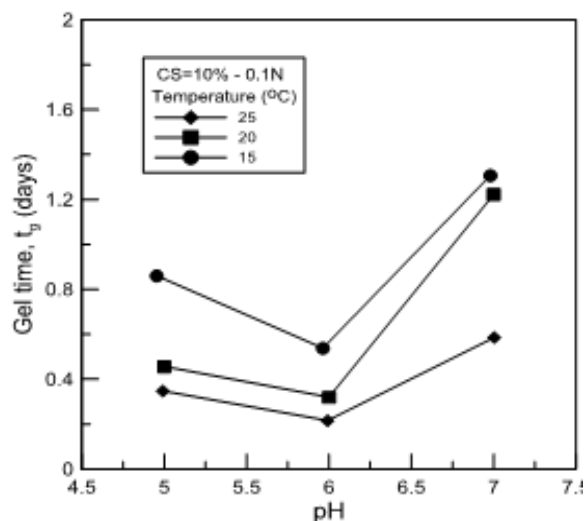


Σχήμα 2.7: Επίδραση της συγκέντρωσης σε ιόντα (NaCl) στο χρόνο γέλης για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας με διαφορετικές συγκεντρώσεις CS(%) αλλά το ίδιο pH = 5.55. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)



Σχήμα 2.8: Επίδραση της συγκέντρωσης CS(%) στην καμπύλη ιξώδους-χρόνου για διαλύματα κολλοειδούς πυριτίας (pH = 6.00, 0.1N). (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)

Ε) Τέλος, η θερμοκρασία του διαλύματος κολλοειδούς πυριτίας επιδρά επίσης σημαντικά στο χρόνο γέλης. Οι Otterstedt and Greenwood (2005) παρατήρησαν αυτήν την επίδραση για συγκεκριμένο συνδυασμό των (N, CS, pH). Σύμφωνα με τους Paradimitriou and Agaroulaki (2015) η επίδραση αυτή είναι μονοτονική και συγκεκριμένα όσο η θερμοκρασία αυξάνεται, τόσο ο χρόνος γέλης γίνεται μικρότερος. Αυτό γίνεται σαφές και στο Σχήμα 2.9, το οποίο απεικονίζει τις “καμπύλες χρόνου-γέλης” (“gel time curves”) για CS = 10%, συγκέντρωση ιόντων NaCl = 0.1N, σε τρεις διαφορετικές θερμοκρασίες και τρεις διακριτές τιμές pH από 5.0 έως 7.0. Για κάθε συνδυασμό (CS, N) οι καμπύλες χρόνου-γέλης διατηρούν το ίδιο σχήμα και παρά τις διαφορετικές τιμές t_g , η τιμή του pH_{opt} παραμένει πρακτικώς η ίδια, αφού αποδεικνύεται συνάρτηση μόνο της συγκέντρωσης CS(%) και της συγκέντρωσης ιόντων.



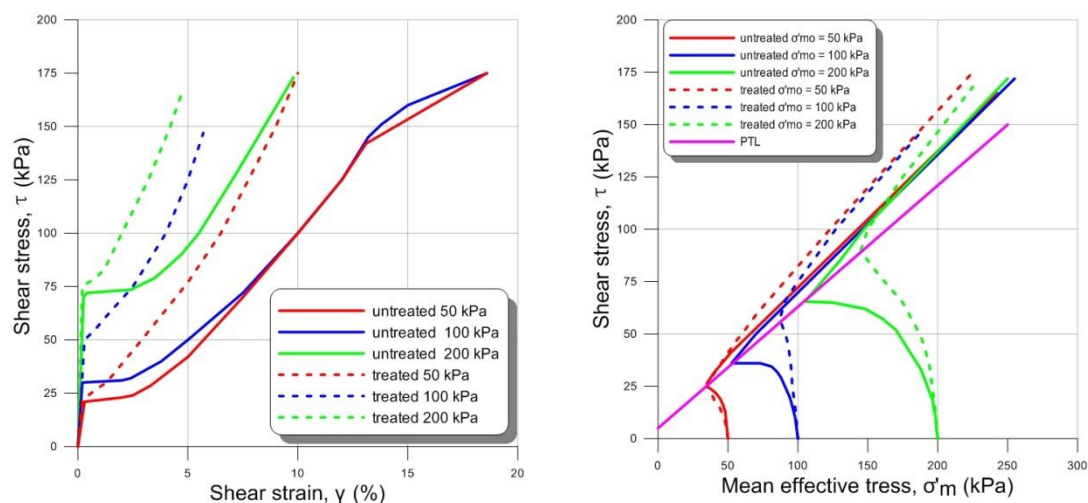
Σχήμα 2.9: Επίδραση της θερμοκρασίας στο χρόνο γέλης για CS = 10%, συγκέντρωση NaCl=0.1N, σε διαφορετικές τιμές pH. (Paradimitriou and Agaroulaki, 2015)

Η κατανόηση λοιπόν των ρεολογικών χαρακτηριστικών της κολλοειδούς πυριτίδας αποτελεί την βάση για την αποτελεσματική εφαρμογή της μεθόδου. Με κατάλληλη προσαρμογή των παραπάνω παραμέτρων, ο χρόνος γέλης μπορεί εύκολα να ελεγχθεί ώστε να πάρει την επιθυμητή τιμή που απαιτεί η εκάστοτε πρακτική εφαρμογή, ως συνάρτηση των επιτόπου συνθηκών (διαπερατότητα, κάτοψη προς κάλυψη).

2.3 Μηχανική συμπεριφορά σταθεροποιημένων εδαφών

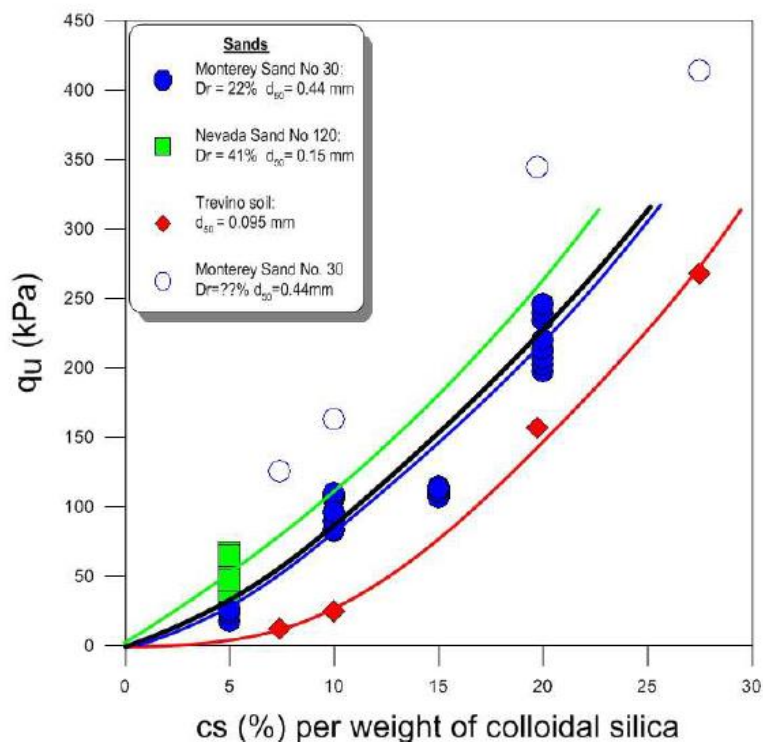
2.3.1 Μονοτονική συμπεριφορά

Όσον αφορά στη μονοτονική συμπεριφορά σταθεροποιημένων εδαφών με κολλοειδή πυριτίδα, τα υπάρχοντα δεδομένα που υπάρχουν στην βιβλιογραφία είναι περιορισμένα και αποσπασματικά. Συγκεκριμένα, οι Kodaka et al (2005) πραγματοποίησαν δοκιμές στρεπτικής διάτμησης σε καθαρά και σταθεροποιημένα δοκίμια άμμου Τογούρα ($D_r=40\%$, $e_{max}=1.17$, $e_{min}=0.77$, $D_{50}=0.17$ mm) για διαφορετικές τιμές κατακόρυφων τάσεων. Για τα σταθεροποιημένα δοκίμια χρησιμοποιήθηκε διάλυμα συγκέντρωσης CS=4%, της οποίας ο τύπος (π.χ Ludox®-SM ή όχι) ή τα χαρακτηριστικά δεν ξεκαθαρίζονται στη δημοσίευση. Τα αποτελέσματα έδειξαν αδρά ότι η συμπεριφορά μετά την σταθεροποίηση είναι πιο διαστολική και πιο δύσμητη και το έδαφος αναπτύσσει μεγαλύτερη διατμητική αντοχή σε σχέση με το δοκίμιο καθαρής άμμου στις ίδιες αρχικές συνθήκες (Σχήμα 2.10).



Σχήμα 2.10: Αποτελέσματα δοκιμών μονοτονικής στρεπτικής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες για καθαρή άμμο Τογούρα και για άμμο Τογούρα με ποσοστό (colloidal silica) CS 4% με δείκτη πόρων $e = 0.825$ (σχετική πυκνότητα $D_r = 40\%$) για διαφορετικές κατακόρυφες ενεργές τάσεις (Kodaka et al 2005): α) Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων, β) Διάγραμμα ενεργού τασικής όδευσης.

Πέραν των ανωτέρω δοκιμών, οι μόνες άλλες μονοτονικές δοκιμές στη βιβλιογραφία είναι οι δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε δοκίμια σταθεροποιημένων άμμων με στόχο τον έλεγχο της ποιότητας της βελτίωσης με παθητική σταθεροποίηση και όχι τη μελέτη της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων στο σύνολό της. Οι δοκιμές έχουν πραγματοποιηθεί από τους Gallagher (2000), Gallagher & Mitchell (2002) και Persoff et al., (1999) σε άμμο Monterey No. 30 (σχετικής πυκνότητας $D_r=22\%$, $e_{max}=0.821$, $e_{min}=0.464$, $D_{50}=0.44$ mm), σε άμμο Nevada No. 120 ($D_r=41\%$, $e_{max}=0.89$, $e_{min}=0.51$, $D_{50}=0.15$ mm) από τους Gallagher & Lin (2006) και Gallagher & Lin (2009) και σε Trevino sandy loam ($D_{50}=0.095$ mm) από τους Persoff et al. (1999). Οι άμμοι αυτοί σταθεροποιήθηκαν με Ludox[®]-SM, εκτός από την Trevino sandy loam για την οποία δε δίνονται σχετικά στοιχεία. Το ποσοστό κατά βάρος κολλοειδούς πυριτίας CS(%) κυμαίνεται σε αυτές τις δοκιμές από 5% έως και 27.5%. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν καταδεικνύουν σημαντική αύξηση της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη q_u με αύξηση του CS(%) (Σχήμα 2.11). Αναλυτικότερα, για μικρά ποσοστά, CS=5%, τα σταθεροποιημένα μη συνεκτικά εδάφη αποκτούν αντοχές αντίστοιχες μαλακής αργίλου (π.χ. $q_u=15-65$ kPa), ενώ για μεγαλύτερα ποσοστά, CS=20%, η αντοχή που προσδίδεται από τη σταθεροποίηση είναι συγκρινόμενη με αυτή μιας υπερστερεοποιημένης αργίλου (π.χ. $q_u=195-245$ kPa).



Σχήμα 2.11: Αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη q_u ως συνάρτηση του ποσοστού κατά βάρος CS(%) για διαφορετικές άμμους (μετρήσεις: Gallagher 2000; Gallagher and Mitchell, 2002 ; Persoff et al. 1999; Gallagher and Lin 2005, συγκεντρωμένες από Papadimitriou and Agaroulaki, 2015)

2.3.2 Ανακυκλική συμπεριφορά

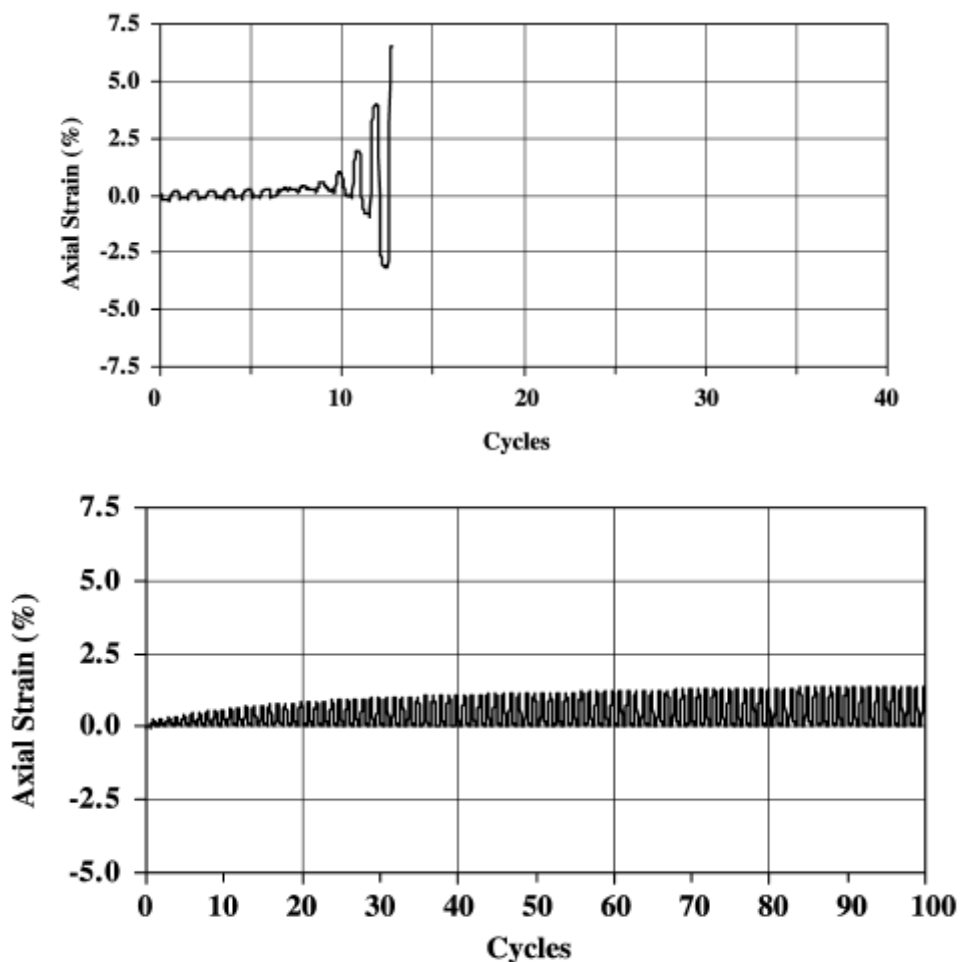
Αν και δεν έχει κατανοηθεί πλήρως ο μηχανισμός βελτίωσης που επιφέρει ο εμπλουτισμός του υγρού των πόρων με κolloειδή πυριτία σε επίπεδο μικροδομής, πειραματικά αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών καταδεικνύουν συστηματικά τη σημαντική συνεισφορά της κolloειδούς πυριτίας στην αντίσταση του εξεταζόμενου εδάφους έναντι ρευστοποίησης.

Σταχυολογώντας τις σημαντικότερες συνεισφορές:

A) Για μεγάλες τιμές της διατμητικής παραμόρφωσης γ_c :

Οι Gallagher and Mitchell (2002) δημοσίευσαν τα αποτελέσματα από αστράγγιστες ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές σε δοκίμια άμμου Monterey 0/30 με και χωρίς προσθήκη κolloειδούς πυριτίας. Η σταθεροποίηση με Ludox®-SM οδήγησε σε σημαντική αύξηση της αντοχής σε ρευστοποίηση συγκριτικά με τα δοκίμια άμμου χωρίς CS. Επιπλέον, στο Σχήμα 2.12 φαίνονται οι αξονικές παραμορφώσεις για καθαρή και σταθεροποιημένη άμμο. Η καθαρή άμμος ανέπτυξε αξονική παραμόρφωση διπλού εύρους (double amplitude) DA=5% σε 12 κύκλους και στους 13 κύκλους κατέρρευσε. Αντίθετα, η σταθεροποιημένη με CS=10%

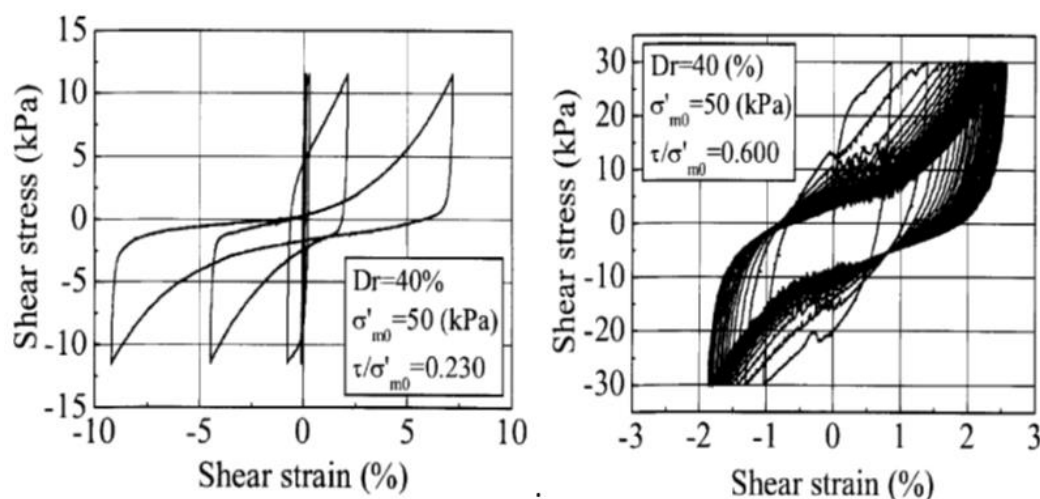
ανέπτυξε πολύ μικρές αξονικές παραμορφώσεις που συσσωρεύονταν κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης, φτάνοντας την τιμή $DA=5\%$ μετά από 276 κύκλους, ενώ δεν κατέρρευσε ούτε ρευστοποιήθηκε. Σημειώνεται εδώ, ότι ως DA (double amplitude) ορίζεται η μέγιστη διαφορά σε παραμόρφωση που αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια ενός ολόκληρου κύκλου θλίψης και εφελκυσμού.



Σχήμα 2.12: Σύγκριση αξονικών παραμορφώσεων ως συνάρτηση του αριθμού κύκλων από ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές με ανακυκλικό λόγο τάσεων $CSR=0.27$ σε άμμο Monterey ($Dr=22\%$): α) φυσική άμμος, β) σταθεροποιημένη άμμος με κολλοειδή πυριτσία (10% κατά βάρος). (Gallagher and Mitchell 2002).

Οι Liao et al. (2003) διεξήγαγαν ανακυκλικές αστράγγιστες τριαξονικές δοκιμές σε ανασυσταθέντα δοκίμια άμμου από ένα χρωμάτινο φράγμα στην Taiwan. Τα σταθεροποιημένα δοκίμια με ποσοστό συγκέντρωσης $CS=50\%$ κατ' όγκο (για τον τύπο της οποίας, Ludox[®]-SM ή όχι, δεν υπάρχουν στοιχεία στη δημοσίευση), παρουσίασαν αντίσταση σε ρευστοποίηση από 4-7 φορές μεγαλύτερη από τα δοκίμια που δεν είχαν βελτιωθεί με κολλοειδή πυριτσία. Αυτή η επίδραση της κολλοειδούς πυριτσίας σε αντίσταση έναντι ρευστοποίησης αυξάνεται περαιτέρω με αύξηση του χρόνου θεραπείας (curing time). Από

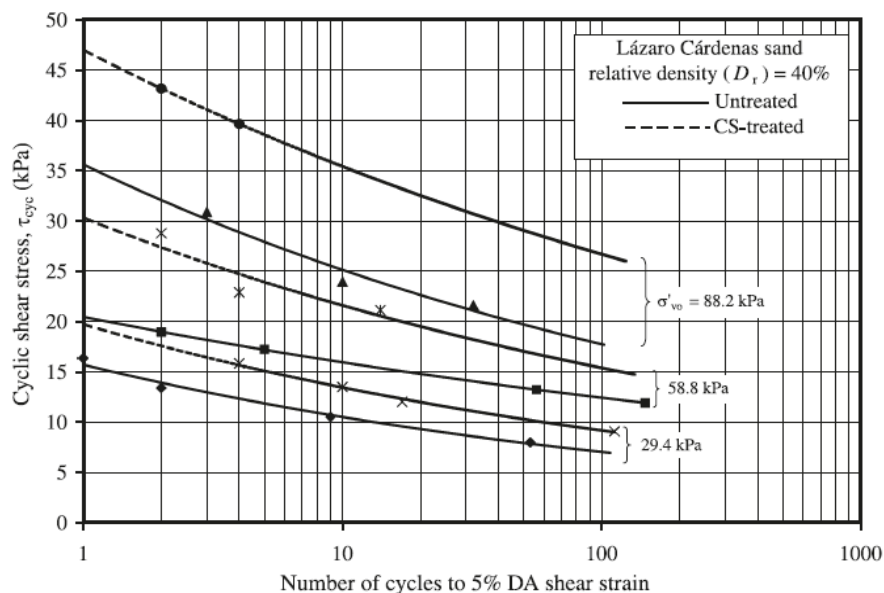
αστράγγιστες τριαξονικές δοκιμές σε άμμο Toyoura ($D_r=40\%$, $e_{max}=1.17$, $e_{min}=0.77$, $D_{50}=0.17$ mm) που πραγματοποιήσαν οι Towhata and Kabashima (2001) βρέθηκε ότι τα δοκίμια με συγκέντρωση πυριτίας $CS=4.5\%$ κατά βάρος (δεν διευκρινίζεται αν ο τύπος του διαλύματος κολλοειδούς πυριτίας είναι Ludox®-SM ή όχι), παρουσίασαν παρόμοια συμπεριφορά σε επίπεδο παραμορφώσεων και σε αντίσταση σε ρευστοποίηση με αυτή που έχουν φυσικές άμμοι με πυκνότητα $D_r=75\%$ ή και μεγαλύτερη. Από τα αποτελέσματα που δημοσίευσαν οι Kodaka et al. (2005) από αστράγγιστες ανακυκλικές στρεπτικής διάτμησης σε άμμο Toyoura με $CS=4\%$ κατά βάρος (Σχήμα 2.13) παρατηρείται ότι τα σταθεροποιημένα εδάφη αναπτύσσουν μεγάλες παραμορφώσεις και από το αρχικό στάδιο φόρτισης, οι οποίες όμως δεν αυξάνουν σημαντικά με τους κύκλους, ούτε οδηγούν σε κατάρρευση ή ρευστοποίηση του δοκιμίου.



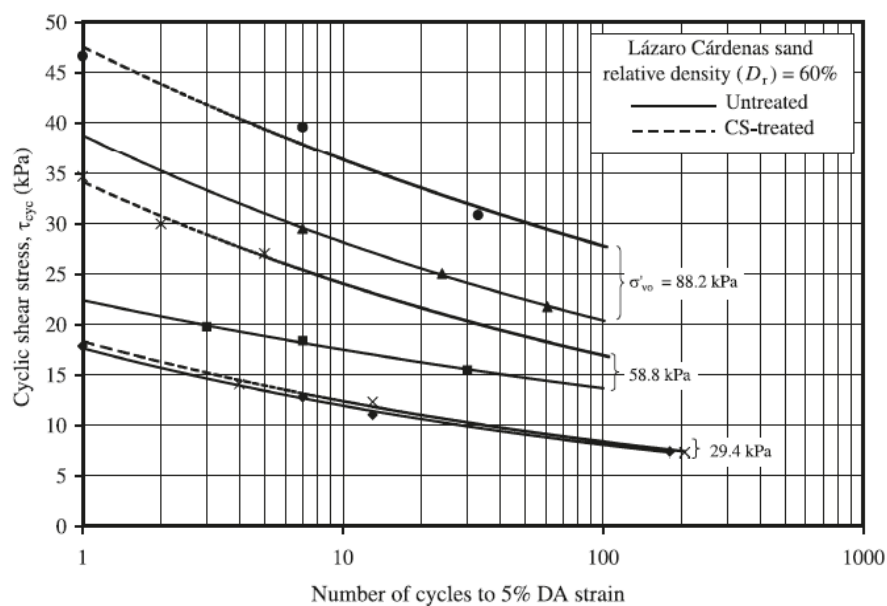
Σχήμα 2.13: Σχέση τάσεων-παραμορφώσεων για ανακυκλική δοκιμή στρεπτικής διάτμησης υπό αστράγγιστες συνθήκες για α) καθαρή άμμο Toyoura και β) σταθεροποιημένη άμμο Toyoura με $CS=4\%$ (Kodaka et al 2005).

Οι Diaz-Rodriguez et al (2008) διεξήγαγαν μία σειρά από 21 ανακυκλικές δοκιμές απλής διάτμησης υπό σταθερό όγκο σε δοκίμια φυσικής άμμου Lazaro Carenas και σταθεροποιημένης με $CS=14.5\%$ της οποίας ο τύπος (π.χ Ludox®-SM ή όχι) δεν διευκρινίζεται στη δημοσίευση. Πρόκειται για μία κακής διαβάθμισης άμμο, η οποία περιέχει 11.5% λεπτόκοκκων και έχει $e_{max}=1.17$, $e_{min}=0.77$, $D_{50}=0.17$ mm. Τα πειράματα εκτελέστηκαν σε δοκίμια με διαφορετικές αρχικές τάσεις σ'_{v0} και διαφορετική αρχική σχετική πυκνότητα $D_r(\%)$. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δοκιμών, προκύπτει σημαντική αύξηση της διατμητικής αντοχής του σταθεροποιημένου εδάφους και μείωση του ρυθμού ανάπτυξης υπερπύεσων πόρων, δηλαδή προκύπτει εν γένει σημαντική αύξηση της αντίστασης έναντι ρευστοποίησης. Οι επιδράσεις αυτές διαφαίνεται να εξαρτώνται από τις αρχικές συνθήκες.

Μάλιστα, προκύπτει ότι η κολλοειδής πυριτίδα έχει μεγαλύτερη επίδραση στις άμμους με μικρή σχετική πυκνότητα D_r % και μεγάλες τιμές της κατακόρυφης τάσης σ'_{vo} (Σχήμα 2.14) από ότι σε άμμους με μεγάλη σχετική πυκνότητα D_r % και μικρές κατακόρυφες τάσεις σ'_{vo} (Σχήμα 2.15), δηλαδή δρα αποτελεσματικότερα σε εδάφη που κινδυνεύουν περισσότερο από ρευστοποίηση.



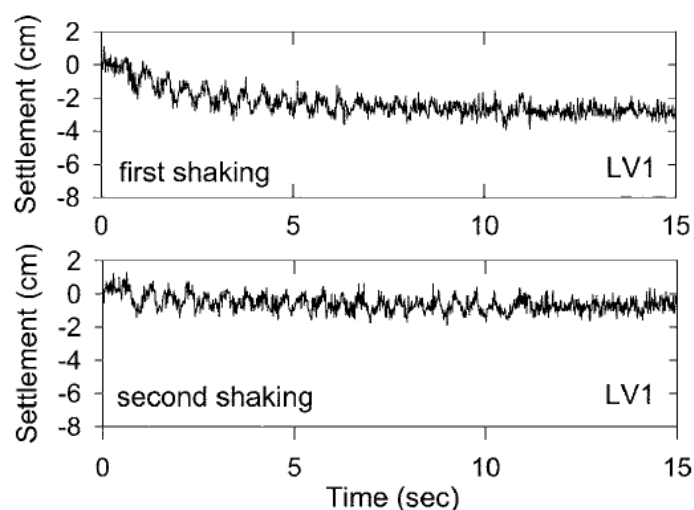
Σχήμα 2.14: Σύγκριση καμπυλών αντοχής σε ρευστοποίηση καθαρής άμμου Lázaro Cardenas και σταθεροποιημένης άμμου με CS=14.5% υπό ανακυκλική αστράγγιστη απλή δοκιμή με $D_r=40\%$ για τις διαφορετικές τιμές κατακόρυφης ενεργής τάσης σ'_{vo} . (Díaz-Rodríguez et al, 2008)



Σχήμα 2.15: Σύγκριση καμπυλών αντοχής σε ρευστοποίηση καθαρής άμμου Lázaro Cardenas και σταθεροποιημένης άμμου με CS=14.5% υπό ανακυκλική αστράγγιστη απλή δοκιμή με $D_r=60\%$ για τις διαφορετικές τιμές κατακόρυφης ενεργής τάσης σ'_{vo} . (Díaz-Rodríguez et al, 2008)

2.3.3 Συμπεριφορά σε προβλήματα συνοριακών τιμών

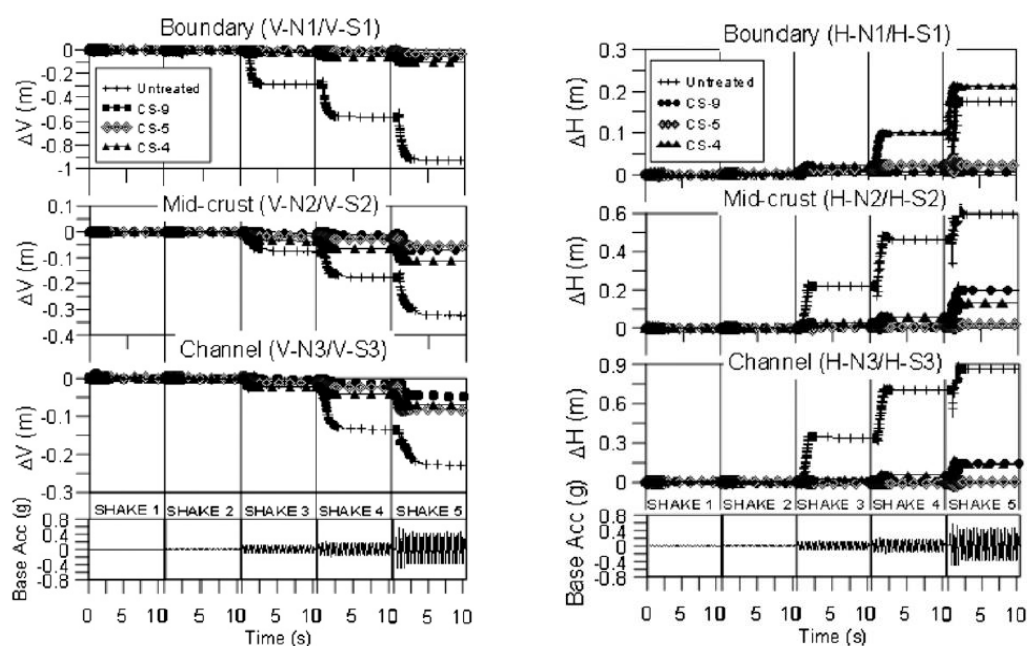
Δεν έχουν πραγματοποιηθεί πολλά πειράματα υπό κλίμακα ή μη σε σταθεροποιημένα εδάφη. Εκ των δημοσιευμένων σχετικών μελετών, η έμφαση δίνεται πρώτα στους Gallagher et al. (2007a) που πραγματοποίησαν δοκιμές φυγοκεντρική, χρησιμοποιώντας κολλοειδή πυριτία συγκέντρωσης κατά βάρος CS=6% τύπου Ludox®-SM για την σταθεροποίηση εδαφικής στήλης χαλαρής ρευστοποιήσιμης άμμου Nevada No.120 υπό διεγερση βάσης. Η εδαφική στήλη ύψους 10m (στο πρωτότυπο) υποβλήθηκε σε 2 σεισμικές διεγέρσεις, 20 ημιτονοειδών κύκλων με μέγιστο πλάτος επιτάχυνσης 0.2g και 0.25g αντίστοιχα και συχνότητα 2 Hz. Βρέθηκε ότι η εδαφική στήλη που σταθεροποιήθηκε με κολλοειδή πυριτία δεν ρευστοποιήθηκε σε καμία από τις δύο σεισμικές διεγέρσεις και μάλιστα προκαλείται ενίσχυση της διεγερσης προς την επιφάνεια του εδάφους. Για το σταθεροποιημένο έδαφος, οι διατμητικές παραμορφώσεις που μετρήθηκαν ήταν της τάξης του 1% σε αντίθεση με της φυσικής άμμου που κυμαίνονται από 3-5% σύμφωνα με τα πειραματικά δεδομένα του Taboada (1995) για διεγέρσεις βάσης με 0.23g και 0.25g αντίστοιχα. Προέκυψε ότι καθιζήσεις του σταθεροποιημένου εδάφους ήταν έως και 25 φορές μικρότερες από του φυσικού, και εν πάσει περιπτώσει ήταν ασήμαντες. Πρέπει να σημειωθεί εδώ ότι από τα αποτελέσματα των Gallagher et al (2007a) προκύπτουν ασάφειες ως προς τη βελτίωση που προσφέρει η σταθεροποίηση εδάφους με κολλοειδή πυριτία, καθώς η μεγαλύτερης έντασης διεγερση βάσης οδήγησε σε μικρότερες καθιζήσεις συγκριτικά με αυτές που έδωσε η μικρότερης έντασης διεγερση βάσης, ενώ οι καθιζήσεις μειώθηκαν αλλά δεν εξαλείφθηκαν τελείως (Σχήμα 2.16).



Σχήμα 2.16: Καθιζήσεις από τη πρώτη και τη δεύτερη σεισμική διεγερση. (Gallagher et al, 2007a)

Οι Conlee et al (2012) πραγματοποίησε δύο δοκιμές σε φυγοκεντριστή με σκοπό να εκτιμηθεί η αποτελεσματικότητα της κολλοειδούς πυριτίας στον περιορισμό της ρευστοποίησης σε στρώσεις υπό μικρή κλίση που ρευστοποιούμενες εξαπλώνονται πλευρικά. Το προσομοίωμα αποτελούνταν από δύο πρανή με κλίση 3° προς ένα κεντρικό κανάλι πλάτους 3m. Τα πρανή αποτελούνταν από 3 στρώσεις με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: (α) μία στρώση βάσης πάχους 0.75m πυκνής άμμου Monterey No.0/30 (β) μία ενδιάμεση στρώση πάχους 4,8m από ρευστοποιήσιμη άμμο Nevada No120. και (γ) μία επιφανειακή στρώση πάχους 1m συμπαγούς ιλυώδους αργίλου Yolo loam. Στο πρώτο πείραμα CTC01 το αριστερό πρανές σταθεροποιήθηκε με Ludox®-SM CS=9%, ενώ στο δεξιό πρανές παρέμεινε η φυσική άμμος Nevada. Στο δεύτερο πείραμα CTC02 σταθεροποιήθηκαν και τα δύο πρανή με CS=4% και CS=5% αντίστοιχα.

Επιβλήθηκαν στη βάση 8 διαδοχικές σεισμικές διεγέρσεις, 20 ημιτονοειδών κύκλων με εύρος επιτάχυνσης από 0.007g ως 1.3g και συχνότητα 2 Hz. Τα αποτελέσματα από τις δοκιμές καταδεικνύουν ότι η παθητική σταθεροποίηση μειώνει σημαντικά τις καθιζήσεις και την οριζόντια εξάπλωση σε στρώσεις υπό μικρή κλίση (Σχήμα 2.17).

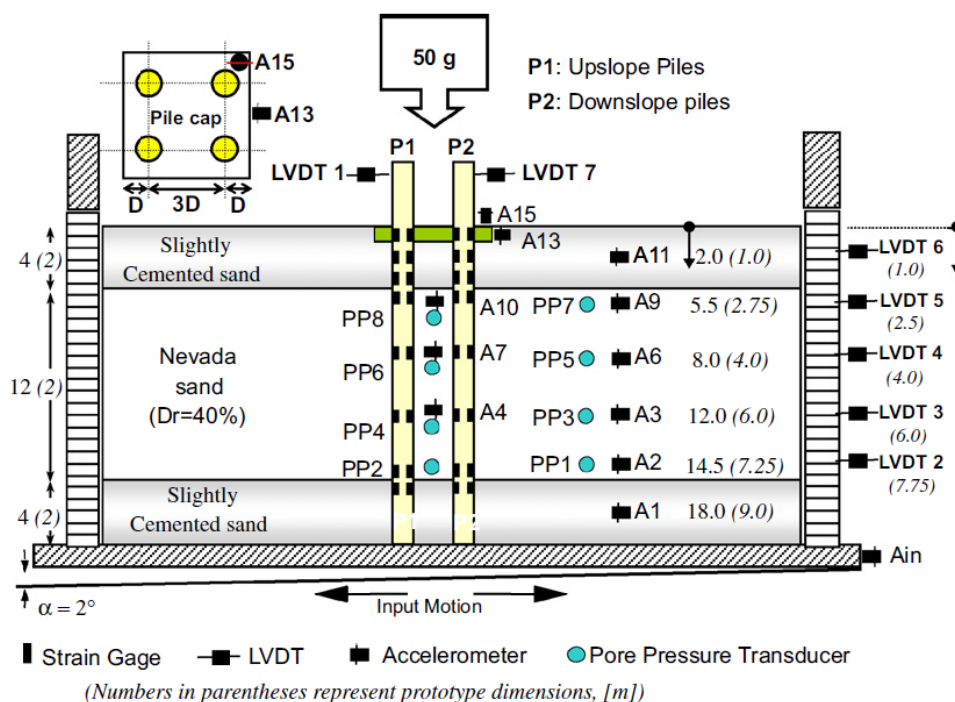


Σχήμα 2.17: Συσώρευση καθιζήσεων (αριστερά) και πλευρικών μετατοπίσεων (δεξιά) κατά τη διάρκεια των 5 πρώτων σεισμικών διεγέρσεων. (Conlee, 2012)

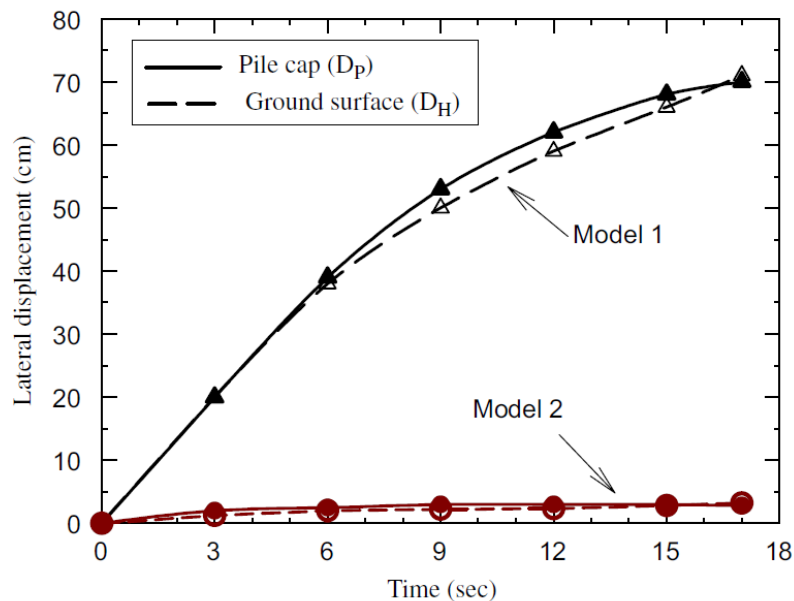
Σε όρους επιταχύνσεων, παρατηρήθηκε ότι για τις μικρές σχετικά τιμές ($0,1g < PBA < 0,56g$) της διέγερσης βάσης τα σταθεροποιημένα εδάφη διατηρούν τη δυσστησία και την αντοχή τους σε αντίθεση με το φυσικό έδαφος, το οποίο παρουσιάζει στο ίδιο βάθος της στρώσης ενίσχυση της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στους πρώτους λίγους κύκλους και κατόπιν

ρευστοποιείται. Για μεγαλύτερες τιμές όμως, ($PBA > 0,56g$) τα σταθεροποιημένα εδάφη με κολλοειδή πυριτία συγκέντρωσης $CS=4\%$ και $CS=5\%$ παρουσιάζουν και αυτά ενίσχυση στην απόκρισή τους σε όρους επιταχύνσεων.

Τέλος, οι Ramuk et al (2007) πραγματοποίησαν δύο δοκιμές σε φυγοκεντρική προσομοιώνοντας αλληλεπίδραση πασσαλομάδας με το έδαφος. Στο πρωτότυπο, το εδαφικό προφίλ αποτελούνταν από: α) μία κατώτατη στρώση 2m ελαφρώς σιμεντοποιημένης άμμου Nevada, στην οποία θεμελιωνόταν η πασσαλομάδα, β) μία στρώση 6m άμμου Nevada με σχετική πυκνότητα $D_r=40\%$ και γ) μία επιφανειακή στρώση πάλι ελαφρώς σιμεντοποιημένης άμμου πάχους 2m. Στο εδαφικό προφίλ του μοντέλου δόθηκε μία μικρή κλίση 2° που στο πρωτότυπο αντιστοιχεί σε 5° . Οι πάσσαλοι διαμέτρου $d=0,60m$, ακαμψιάς $EI=8.000 \text{ kNm}^2$ με μεταξύ τους απόσταση 2m στο πρωτότυπο θεμελιωνόταν στην κατώτατη στρώση και ο κεφαλόδεσμος τους, διαστάσεων $3m * 3m * 0,7m$, βρισκόταν στην ανώτατη στρώση (Σχήμα 2.18). Η ενδιάμεση ρευστοποιήσιμη στρώση Nevada στο πρώτο πείραμα παρέμεινε φυσική, ενώ στο δεύτερο σταθεροποιήθηκε με κολλοειδή πυριτία συγκέντρωσης $CS=5\%$ τύπου Ludox-SM. Προέκυψε σημαντική μείωση των πλευρικών μετακινήσεων τόσο στο ελεύθερο πεδίο όσο και στην περιοχή της θεμελίωσης (Σχήμα 2.19), καθώς επίσης και σημαντική αύξηση της αντοχής σε ρευστοποίηση λόγω της σταθεροποίησης. Ακόμα, παρατηρήθηκε σημαντική μείωση στις καμπτικές ροπές και τις αξονικές δυνάμεις των πασσάλων, αφού το σταθεροποιημένο έδαφος δεν ρευστοποιήθηκε.



Σχήμα 2.18: Γεωμετρία προσομοιώματος στο φυγοκεντρική και διάταξη οργάνων μέτρησης (Ramuk et al, 2007).



Σχήμα 2.19: Σύγκριση των πλευρικών μετατοπίσεων στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και στον κεφαλόδεσμο για φυσική άμμο Nevada (Model 1) και σταθεροποιημένη με CS=5% άμμο (Model 2). (Pamuk et al, 2007)

2.4 Αριθμητική προσομοίωση μηχανικής συμπεριφοράς σταθεροποιημένων εδαφών με κολλοειδή πυριτιτιά

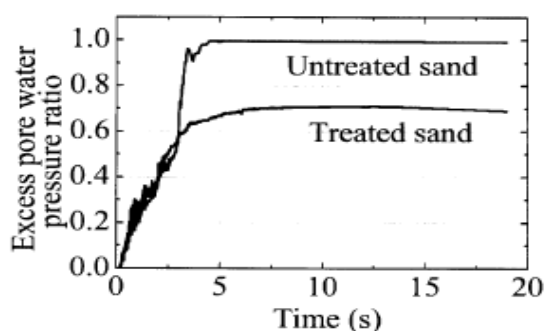
Όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν έχει ακόμα πλήρως κατανοηθεί ο μηχανισμός βελτίωσης που προσφέρει ο εμπλουτισμός του υγρού των πόρων με τον σταθεροποιητή στο επίπεδο μικροδομής. Έτσι, δεν έχει κατοχυρωθεί στη βιβλιογραφία κάποια καταστατική προσομοίωση της απόκρισης των σταθεροποιημένων εδαφών. Παρόλα αυτά, εδώ παρουσιάζονται δύο προσπάθειες αριθμητικής προσομοίωσης με τροποποίηση υπαρχόντων καταστατικών μοντέλων που αναφέρονται σε άμμους και η χρήση τους σε αναλύσεις συνοριακών τιμών.

Πρώτοι οι Kodaka et al (2005) επέκτειναν το ελαστοπλαστικό προσομοίωμα για άμμους των Oka et al (1999) με βάση στοιχεία από το προσομοίωμα των Adachi and Oka (1993) για μαλακό βράχο προκειμένου να μπορεί να αποδοθεί η φαινόμενη «συνοχή» που προσφέρει η κολλοειδής πυριτιτιά. Τα αποτελέσματα των δοκιμών προσομοιώθηκαν ικανοποιητικά τουλάχιστον ποιοτικά, ενώ ποσοτικά στα σταθεροποιημένα εδάφη, προβλέφθηκαν σχετικά μικρότερες παραμορφώσεις από αυτές των πειραματικών δεδομένων. Πιο συγκεκριμένα, η αριθμητική ανάλυση μπόρεσε να αποδώσει τόσο την αύξηση της διατμητικής αντοχής του σταθεροποιημένου εδάφους, όσο και τη συσσώρευση σημαντικών διατμητικών

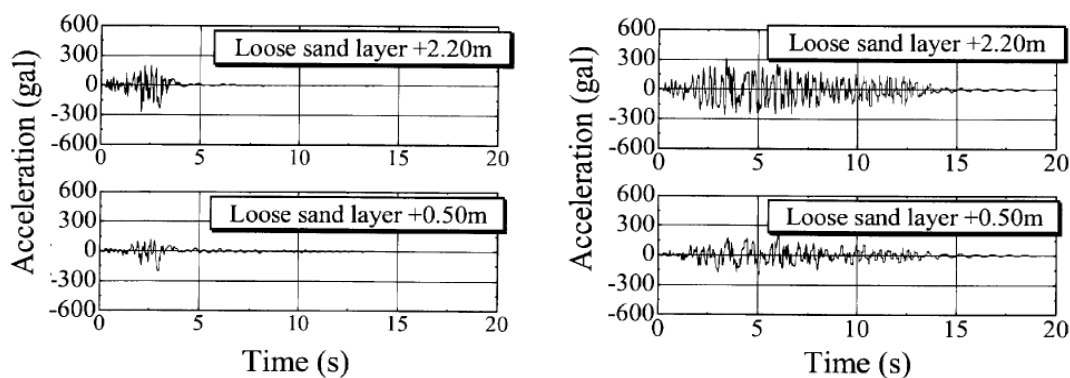
παραμορφώσεων που συμβαίνει όταν η τασική όδευση φτάσει την Γραμμή Αλλαγής Φάσης (phase transformation line) .

Έχοντας βαθμονομήσει τις απαιτούμενες σταθερές του προσομοιώματος για τα σταθεροποιημένα εδάφη, με το πρόγραμμα LIQCA-2D προσομοιώθηκε μία στήλη ύψους 33,48m με μία τυπική στρωματογραφία της παραλιακής περιοχής του Tokyo Bay, τα ανώτερα 3,28m της οποίας αποτελούνται από αλλουβιανές προσχώσεις και είναι πολύ ευάλωτα στη ρευστοποίηση, για την προσομοίωση των οποίων χρησιμοποιήθηκαν οι σταθερές που προέκυψαν από την ανάλυση εδαφικού στοιχείου.

Από την αριθμητική προσομοίωση φαίνεται ξανά ότι το προσομοίωμα καταφέρνει να αποδώσει ποιοτικά τη συμπεριφορά των σταθεροποιημένων εδαφών, όμως δεν μπορεί να γίνει ποσοτική σύγκριση, ελλείψει πειραματικών μετρήσεων σε εδαφικά προφίλ και διεγέρσεις αντίστοιχα με αυτά της ανάλυσης. Παρατηρείται ότι η ανάπτυξη των υπερπιέσεων πόρων στο σταθεροποιημένο έδαφος είναι λιγότερο έντονη και τελικά σημαντικά μικρότερη από αυτή στο φυσικό έδαφος (Σχήμα 2.20). Τέλος, από τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων σε διάφορα βάθη της εδαφικής στήλης προέκυψε μία μικρή ενίσχυση στην κορυφή του σταθεροποιημένου εδάφους (Σχήμα 2.21).



Σχήμα 2.20: Ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων από αριθμητική προσομοίωση (Kodaka et al, 2005) σε βάθος 4,98m από την επιφάνεια.



Σχήμα 2.21: Αριθμητική προσομοίωση: επιταχύνσεις στο ρευστοποιήσιμο στρώμα (α) για φυσικό και (β) σταθεροποιημένο έδαφος. (Kodaka et al, 2005)

Μία δεύτερη προσπάθεια προσομοίωσης σταθεροποιημένου εδάφους (Andriopoulos et al, 2015) έγινε με την «ευφυή» χρήση ενός ελαστοπλαστικού προσομοιώματος οριακής επιφάνειας για άμμους (NTUA-SAND; Andriopoulos et al.2010). Το προσομοίωμα αυτό επιλέχθηκε λόγω της καταλληλότητας του για την προσομοίωση της απόκρισης τόσο σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου, όσο σε επίπεδο εδαφικής στρώσης, χωρίς να υπάρχει ανάγκη αλλαγής των τιμών των σταθερών. Για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης της σταθεροποιημένης άμμου με το μοντέλο NTUA-SAND εξετάστηκαν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις:

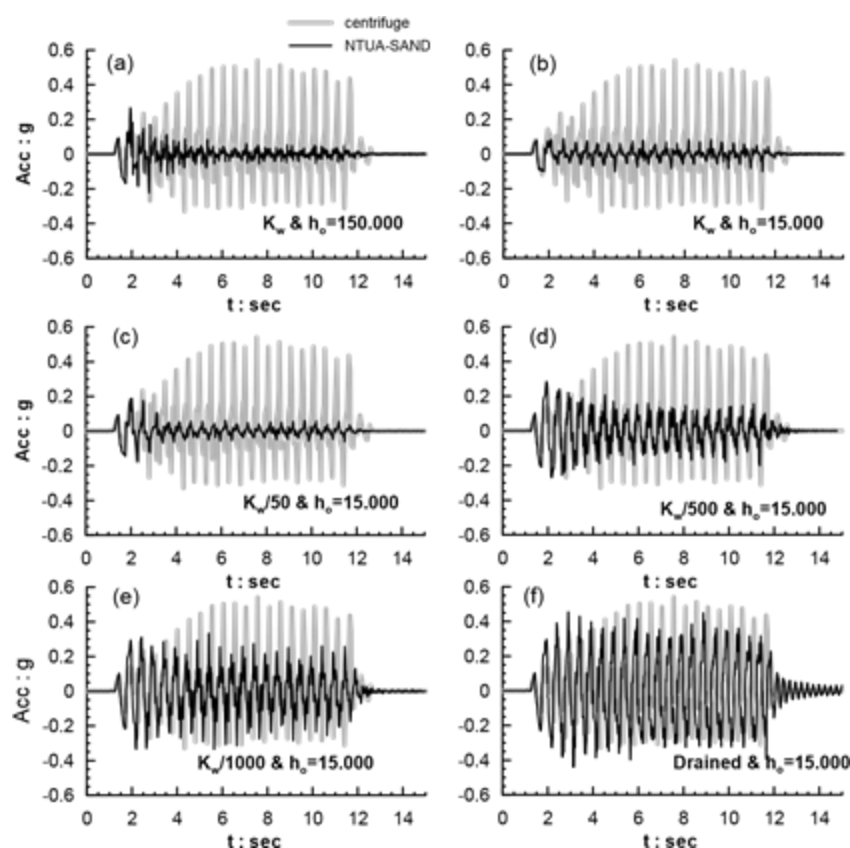
- η αύξηση της σταθεράς του πλαστικού μέτρου h_0 προσομοιώματος εδαφικού σκελετού, με τη λογική ότι τα σταθεροποιημένα εδάφη εμφανίζουν πιο δύσμητη συμπεριφορά
- η μεταβολή των ιδιοτήτων του υγρού των πόρων με τη λογική ότι η δημιουργία γέλης του υγρού των πόρων αλλάζει τις ιδιότητές του συγκριτικά με το νερό, λόγω της φαινομενικά μεγαλύτερης συμπιεστότητας της πυριτίας. Οι λεπτομέρειες της προσομοίωσης του υγρού πόρων εκφεύγει του παρόντος κεφαλαίου.

Τα αποτελέσματα των προσομοιώσεων δοκιμών σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου δείχνουν πως και οι δυο προσεγγίσεις ποιοτικά βρίσκονται στη σωστή κατεύθυνση, οδηγούν δηλαδή σε αύξηση της αντοχής σε ρευστοποίηση. Συγκεκριμένα, για την προσομοίωση της δοκιμής συντονισμού των Spencer et al (2008) στις μικρές ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις ο 10πλασιασμός της σταθεράς του πλαστικού μέτρου h_0 απέδωσε ικανοποιητικά την μικρή αύξηση του μέτρου διατμήσεως G_{max} σε αντίθεση με τη μείωση του μέτρου συμπιεστότητας K_w κατά 50 φορές, ενώ στις μεσαίες παραμορφώσεις και οι δύο προσεγγίσεις δεν καταδείκνυαν επίδραση της σταθεροποίησης, γεγονός σύμφωνο με τα αποτελέσματα της δοκιμής. Ακόμα, η προσομοίωση των πειραματικών αποτελεσμάτων των Diaz-Rodriguez et al (2008) ακολουθώντας την πρώτη προσέγγιση έδειξε να υπερεκτιμά σημαντικά την επίδραση της σταθεροποίησης στην αντοχή σε ανακυκλική φόρτιση, ενώ η δεύτερη προσέγγιση είναι σε καλύτερη συμφωνία με τα πειραματικά δεδομένα.

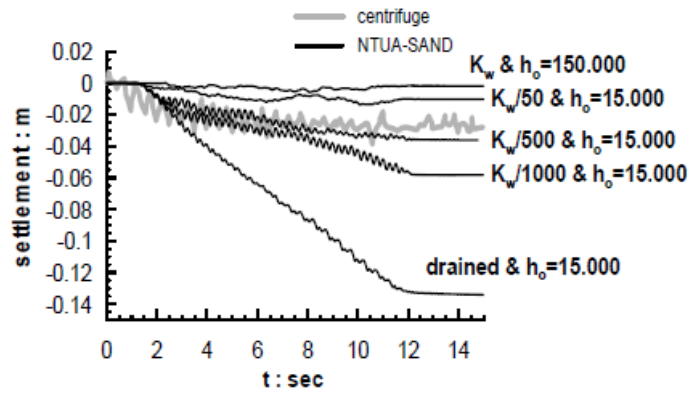
Στη συνέχεια, έγινε αριθμητική προσομοίωση με χρήση του NTUA-SAND του πειράματος φυγοκεντριστή για επίπεδη παραμόρφωση (Gallagher et al 2007a) της Παραγράφου 2.3 ακολουθώντας τις δύο παραπάνω προσεγγίσεις.

Συγκρίνοντας μετρήσεις (γκρι) με προσομοιώσεις (μαύρες) σε όρους χρονοϊστοριών επιταχύνσεων σε βάθος 2m (Σχήμα 2.22), προκύπτει ότι 10πλασιασμός του πλαστικού μέτρου h_0 ή απομείωση του K_w δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση σε επίπεδο

προβλήματος συννοριακών τιμών. Οπότε οι προσεγγίσεις αυτές αν και έχουν καλή ακρίβεια σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου, στην προσομοίωση εδαφικής στήλης κρίνονται ως ανεπαρκείς. Περαιτέρω μείωση του K_w έως και 1000 φορές οδηγεί σε καλύτερες προσομοιώσεις των επιταχύνσεων, αν και παραμένουν μικρότερες από τις μετρηθείσες. Μόνο υποθέτοντας στραγγιζόμενες συνθήκες, που πρακτικά προκύπτει ουσιαστικά απειρίζοντας την συμπιεστότητα του υγρού των πόρων, η ανάλυση φαίνεται να είναι σε καλή συμφωνία με τα πειραματικά δεδομένα όσον αφορά τις επιταχύνσεις. Παρόλα αυτά, αν και οι στραγγιζόμενες συνθήκες δείχνουν να προσομοιάζουν επιτυχώς την απόκριση σε όρους επιταχύνσεων, στην πρόβλεψη των καθιζήσεων στην επιφάνεια γίνεται υπερεκτίμηση. Βέλτιστη συνολικά προσομοίωση δείχνει να πετυχαίνει η αύξηση κατά 500 φορές της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων, τόσο σε όρους επιταχύνσεων, όσο και σε όρους καθιζήσεων (Σχήμα 2.23).



Σχήμα 2.22: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για το βάθος των 2m από πειραματικά αποτελέσματα Gallagher (2007b) και αριθμητική προσομοίωση με χρήση του NTUA-SAND για διαφορετικές τιμές του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K_w και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. (Andriopoulos et al, 2015)



Σχήμα 2.23: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων, όπως μετρήθηκαν από το πείραμα και όπως προβλέφθηκαν από το NTUA-SAND για διαφορετικές τιμές του μέτρου συμπίεστότητας του υγρού των πόρων K_w και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. (Andrianopoulos et al, 2015)

Κεφάλαιο 3

Καταστατική προσομοίωση μηχανικής απόκρισης σταθεροποιημένων άμμων

3.1 Γενικά

Όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 2, η μηχανική απόκριση σταθεροποιημένων άμμων έχει ομοιότητες με εκείνη των φυσικών, αλλά και κάποιες διαφορές. Οι σταθεροποιημένοι άμμοι, ως ένα νέο γεωϋλικό, δεν έχει μέχρι τώρα πλήρως μελετηθεί πειραματικά, ενώ δεν υπάρχει στη βιβλιογραφία στοχευμένο καταστατικό προσομοίωμα της μηχανικής συμπεριφοράς τους πέραν της προσπάθειας των Kodaka et al (2005).

Ορμόμενοι από τους (Andrianoopoulos et al. 2010), θεωρείται δυνατή η ευφυής χρήση υπαρχόντων καταστατικών προσομοιωμάτων με κατάλληλες προσαρμογές για την προσομοίωση των προαναφερθέντων σημαντικών διαφορών. Έτσι, στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζεται ένα τέτοιο καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND (Andrianoopoulos, et al 2010) και διερευνάται πλήρως η δυνατότητα χρήσης του για την προσομοίωση εργαστηριακών δοκιμών σε σταθεροποιημένα εδάφη. Συγκεκριμένα στο Κεφάλαιο αυτό (3.2) παρουσιάζονται οι αρχές και οι βασικές εξισώσεις του προσομοιώματος NTUA-SAND και στη συνέχεια η έμφαση δίνεται στη βαθμονόμηση του προσομοιώματος για φυσικές (3.3) και σταθεροποιημένες άμμους (3.4). Ειδικά για τις σταθεροποιημένες άμμους, διερευνώνται διάφορες προσεγγίσεις προσομοίωσης προς εύρεση της βέλτιστης επεκτείνοντας και συμπληρώνοντας τη λογική των Andrianoopoulos et al (2015).

3.2 Βασικές εξισώσεις του καταστατικού προσομοιώματος

Το NTUA-SAND (Andrianoopoulos et al. 2010) είναι ένα καταστατικό προσομοίωμα για άμμους που ανήκει στην κατηγορία των *ελαστοπλαστικών προσομοιωμάτων οριακής επιφάνειας*. Πρόκειται για ένα αναλυτικό προσομοίωμα συνεχούς μέσου που βασίζεται στις αρχές της θεωρίας πλαστικότητας και συνδέεται με το ολοκληρωμένο πλαίσιο εδαφικής συμπεριφοράς που είναι γνωστό ως *Θεωρία Κρίσιμης Κατάστασης* (CSSM, Roscoe et al. 1963, Schofield and

Wroth 1968, Roscoe and Burland 1968). Βασίζεται στο ελαστοπλαστικό προσομοίωμα που προτάθηκε στα πλαίσια της διδακτορικής διατριβής του Παπαδημητρίου (1999) και στις δημοσιεύσεις της (Paradimitriou 2001, Paradimitriou and Bouckovalas 2002). Το NTUA-SAND διατηρεί τη φιλοσοφία, τις παραδοχές και τις βασικές εξισώσεις του αρχικού προσομοιώματος, υιοθετώντας κάποιες τροποποιήσεις με στόχο την ενσωμάτωσή του σε λογισμικό αριθμητικής ανάλυσης. Μια από τις σημαντικότερες τροποποιήσεις είναι η μετατροπή της επιφάνειας διαρροής σε σημειακή. Με αυτό τον τρόπο οι επιφάνειες του προσομοιώματος μειώνονται κατά μια, και αντίστοιχα μειώνεται και το υπολογιστικό κόστος. Επιπλέον, το προσομοίωμα μεταπίπτει στην κατηγορία *προσομοιωμάτων οριακής επιφάνειας με σημειακή επιφάνεια διαρροής (bounding surface models with vanished yield surface)* και η απόκριση του υλικού είναι ελαστοπλαστική σε κάθε βήμα φόρτισης. Συνοπτικά τα συστατικά-κλειδιά του NTUA-SAND είναι τα εξής:

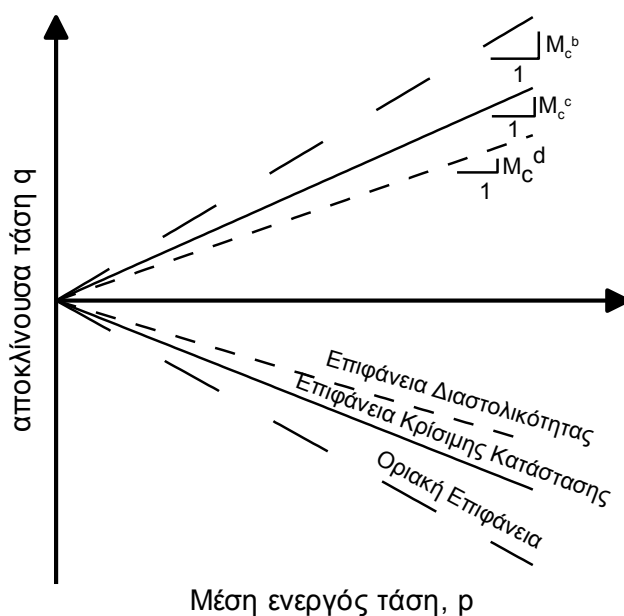
1. Η αλληλοεξάρτηση της οριακής επιφάνειας και των επιφανειών κρίσιμης κατάστασης, διαστολικότητας από την παράμετρο ψ .
2. Μια τροποποιημένη έκφραση του μη-γραμμικού απολύτως υστερητικού προσομοιώματος Ramberg-Osgood (1943) για το «ελαστικό» μέτρο, το οποίο ορίζει την απόκριση στις μικρές και μεσαίες ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις.
3. Ένα κέντρο προβολής του λόγου αποκλινουσών τάσεων, του οποίου η θέση επαναπροσδιορίζεται αυτόματα κατά την «τελευταία» αντιστροφή της φόρτισης και το οποίο χρησιμοποιείται ως σημείο αναφοράς για να προσδιορίσει τη θέση της τρέχουσας κατάστασης στις επιφάνειες του προσομοιώματος.
4. Ένας εμπειρικός μακροσκοπικός δείκτης για την επίδραση της αλλαγής της δομής της άμμου στην απόκριση κατά τη διάρκεια της διάτμησης, ο οποίος μεταβάλλει την τιμή του πλαστικού μέτρου.

Το NTUA-SAND έχει αποδειχτεί ότι μπορεί να προσομοιώσει με ικανοποιητική ακρίβεια την απόκριση των μη συνεκτικών εδαφών υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση για όλο το εύρος των διατμητικών παραμορφώσεων, για δοκιμές τόσο σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου όσο και εδαφικής στήλης, με τις ίδιες τιμές των σταθερών του προσομοιώματος, οι οποίες είναι ανεξάρτητες από τις αρχικές συνθήκες (αρχική ενεργός τάση και δείκτης πόρων). Μάλιστα το προσομοίωμα αυτό έχει εφαρμοστεί επιτυχώς στο πρόγραμμα πεπερασμένων διαφορών *FLAC2D* στην προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης και της απόκρισης συστήματος εδάφους-κατασκευής.

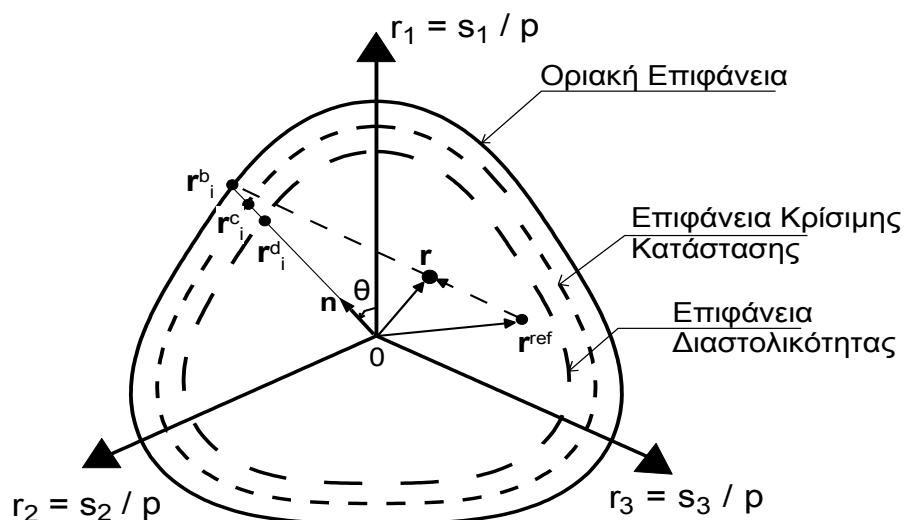
Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι βασικές εξισώσεις του καταστατικού προσομοιώματος για να γίνει κατανοητή η αριθμητική προσομοίωση που ακολουθεί. Πλήρης παρουσίαση του NTUA-SAND εκ φεύγει της παρούσας, και δίνεται από τους Andrianopoulos et al (2010).

Επιφάνειες του προσομοιώματος

Το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND (Andrianopoulos et al 2010) περιλαμβάνει τρεις επιφάνειες στο χώρο των τάσεων (πέραν της επιφάνειας διαρροής, η οποία είναι σημειακή), δηλαδή: την Οριακή επιφάνεια, η οποία ορίζει την αντοχή του εδαφικού υλικού, την επιφάνεια Κρίσιμης Κατάστασης κατά την οποία έχουμε συσσώρευση διατμητικής παραμόρφωσης υπό σταθερές τάσεις και όγκο, και την επιφάνεια Διαστολικότητας, η οποία αποτελεί γενίκευση της Γραμμής Αλλαγής Φάσης (Phase Transformation Line, PTL) των Ishihara et al. (1975) και καθορίζει αν το υλικό θα συσταλεί ή θα διασταλεί κατά τη διάρκεια της διάτμησης. Στο Σχήμα 3.1 φαίνονται οι μορφές των επιφανειών του προσομοιώματος για τριαξονική εντατική κατάσταση στο χώρο τάσεων q - p , ενώ στο Σχήμα 3.2 φαίνεται η προβολή τους στο επίπεδο π του χώρου αποκλινοσών τάσεων σε συνδυασμό με το νόμο προβολής του προσομοιώματος, ο οποίος θα παρουσιαστεί στη συνέχεια. Σημειώνεται ότι p είναι η μέση ενεργός τάση και $q = \sigma_1 - \sigma_3$ η αποκλίνουσα τάση.



Σχήμα 3.1: Επιφάνειες του προσομοιώματος στο χώρο p - q (Andrianopoulos et al 2010).



Σχήμα 3.2: Επιφάνειες του προσομοιώματος στο επίπεδο- π του χώρου αποκλινοσών τάσεων - ορισμός του νόμου προβολής (Andrianoopoulos et al 2010).

Στο προσομοίωμα, η Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης θεωρείται εκ των προτέρων γνωστή, και έχει μορφή ευθείας (τουλάχιστον για τις τάσεις που δεν προκαλούν θραύση κόκκων) στο χώρο $[e - \log(p)]$, όπου e είναι ο δείκτης πόρων. Η μορφή ευθείας γραμμής απεικονίζεται στο Σχήμα 3.3. και δίνεται από τη σχέση:

$$e_{cs} = (e_{cs})_a - \lambda \cdot \left(\frac{p}{p_a} \right) \quad (3.1)$$

όπου:

e_{cs} είναι ο δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για μέση ενεργό τάση p ,

p_a είναι η ατμοσφαιρική πίεση (π.χ. $p_a = 98.1 \text{ kPa}$),

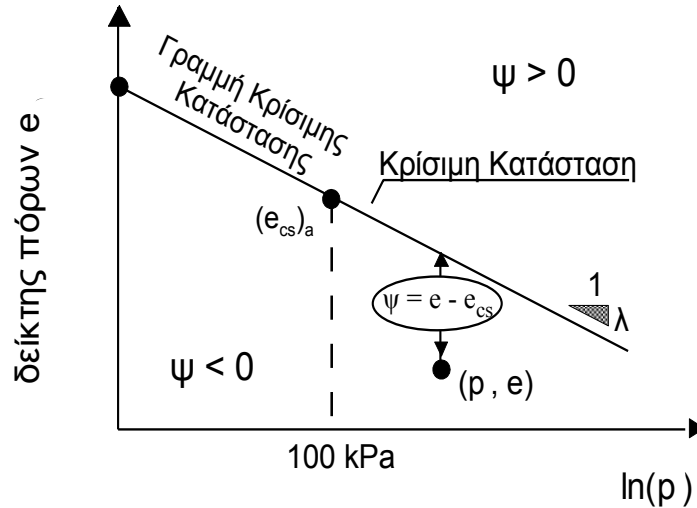
$(e_{cs})_a$ είναι ο δείκτης πόρων στην Κρίσιμη Κατάσταση για $p = p_a$ και

λ είναι η σταθερή κλίση της Γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης CSL στο χώρο $e - \ln(p)$.

Οι αδιάστατες σταθερές $(e_{cs})_a$ και λ αποτελούν παραμέτρους του προσομοιώματος. Με δεδομένη την θέση της Κρίσιμης Κατάστασης προσδιορίζεται η παράμετρος ψ από τη σχέση (Been & Jefferies 1985):

$$\psi = e - e_{cs} \quad (3.2)$$

όπου e , e_{cs} ο δείκτης πόρων για την τρέχουσα κατάσταση και για την Κρίσιμη Κατάσταση αντίστοιχα υπό την ίδια μέση ενεργό τάση p . Η παράμετρος Κατάστασης ψ συνδυάζει την επίδραση της πυκνότητας του υλικού (μέσω του δείκτη πόρων e), αλλά και του επίπεδου των ενεργών τάσεων (μέσω της μέσης ενεργού τάσης p).



Σχήμα 3.3: Γραμμή Κρίσιμης Κατάστασης στο χώρο e - $\ln p$ και ορισμός της παραμέτρου κατάστασης ψ .

Οι κλίσεις της Γραμμής Κρίσιμης Κατάστασης για συνθήκες τριαξονικής θλίψης M_c^c και για συνθήκες τριαξονικού εφελκυσμού M_e^c στο χώρο q - p αποτελούν επίσης σταθερές του προσομοιώματος. Αντίθετα, οι κλίσεις της επιφάνειας Διαστολικότητας και της Οριακής επιφάνειας, $M_{c,e}^d$ και $M_{c,e}^b$ αντίστοιχα, δεν παραμένουν σταθερές κατά τη διάρκεια της φόρτισης, αλλά ορίζονται μέσω της τρέχουσας τιμής της παραμέτρου κατάστασης ψ και των αντίστοιχων $M_{c,e}^c$, σύμφωνα με τις παρακάτω εξισώσεις (Manzaris & Dafalias 1997):

$$M_{c,e}^d = M_{c,e}^c + k_{c,e}^d \cdot \psi \quad (3.3)$$

$$M_{c,e}^b = M_{c,e}^c + k_{c,e}^b \cdot \langle -\psi \rangle \quad (3.4)$$

όπου $k_{c,e}^b$, $k_{c,e}^d$ θετικές αδιάστατες παραμέτρους του προσομοιώματος. Το σύμβολο $\langle \rangle$ αποτελεί την αγκύλη Maucaley, η οποία θέτει $\langle A \rangle = A$ για $A > 0$ και $\langle A \rangle = 0$ για $A < 0$.

Επισημαίνεται ότι $\psi < 0$ αντιστοιχεί σε πυκνές δομές ή/και υπό μικρές τάσεις που αναμένονται να συμπεριφερθούν διαστολικά, και για το λόγο αυτό $M_{c,e}^d < M_{c,e}^c < M_{c,e}^b$ σύμφωνα με τις σχέσεις (3.3) και (3.4). Αντίστοιχα, $\psi > 0$ αντιστοιχεί σε χαλαρές δομές ή/και υπό μεγάλες

τάσεις που αναμένεται να συμπεριφερθούν συστολικά, και για το λόγο αυτό $M_{c,e}^b = M_{c,e}^c < M_{c,e}^d$ σύμφωνα με τις σχέσεις (3.3) και (3.4).

Νόμος προβολής:

Στο εν λόγω προσομοίωμα, ο νόμος προβολής που υιοθετείται ονομάζεται ακτινικός (radial mapping rule) και αποσκοπεί στην εύρεση του συζυγούς σημείου (image point) της τρέχουσας κατάστασης επί των επιφανειών του προσομοιώματος. Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2 το συζυγές σημείο r_i^b υπολογίζεται πλέον ως το σημείο τομής της ευθείας που ορίζεται από το διάνυσμα $(r - r^{ref})$ επί του επιπέδου- π με την Οριακή Επιφάνεια, με το σημείο r^{ref} να αποτελεί το κέντρο προβολής που αντιστοιχεί στο τανυστή του λόγου αποκλινουσών τάσεων κατά την τελευταία αντιστροφή της φόρτισης. Με την εύρεση του συζυγούς σημείου μπορεί πλέον να υπολογιστεί το μοναδιαίο αποκλίνον διάνυσμα n που ορίζει την αποκλίνουσα διεύθυνση φόρτισης, σε κάθε επαυξητικό βήμα.

Ελαστο-πλαστική επαύξηση τάσεων:

Η επαύξηση της ενεργού τάσεως $\Delta\sigma$ (ο υπολογισμός της οποίας αποτελεί το βασικό σκοπό του προσομοιώματος) για δεδομένη επαύξηση της παραμόρφωσης $\Delta\varepsilon$ δίνεται από την εξίσωση:

$$\Delta\sigma = 2G\Delta\varepsilon + K_t\Delta\varepsilon_p I - \langle \Lambda \rangle (2G_t n + K_t D I) \quad (3.5)$$

όπου:

- G_t το εφαπτομενικό μέτρο διάτμησης
- K_t το εφαπτομενικό μέτρο υδροστατικής συμπίεσης
- n μοναδιαίο διάνυσμα που εξαρτάται από το νόμο προβολής και καθορίζει την αποκλίνουσα διεύθυνση φόρτισης
- $\Delta\varepsilon_p$ η ογκομετρική συνιστώσα της επαύξησης της παραμόρφωσης $(\Delta\varepsilon_p = \Delta\varepsilon_{11} + \Delta\varepsilon_{22} + \Delta\varepsilon_{33})$
- $\Delta\varepsilon$ ο αποκλίνων τανυστής της επαύξησης της παραμόρφωσης $\{\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon - \left(\frac{1}{3}\right) \cdot \Delta\varepsilon_p I\}$, και
- Λ βαθμωτό μέγεθος που ορίζει το δείκτη φόρτισης και δίνεται από την εξίσωση:

$$\Lambda = \frac{L : \Delta\sigma}{K_p} = \frac{2G_t n : \Delta\varepsilon - VK_t \Delta\varepsilon_p}{K_p + 2G_t - VK_t D} \quad (3.6)$$

Αναλυτικότερα, για $\Lambda > 0$ έχουμε φόρτιση με μη-μηδενικές πλαστικές παραμορφώσεις, για $\Lambda = 0$ έχουμε ουδέτερη φόρτιση, δηλαδή χωρίς πλαστικές παραμορφώσεις, ενώ για $\Lambda < 0$ (συμβαίνει μόνο στιγμιαία κατά την αντιστροφή της φόρτισης αφού δεν υπάρχει επιφάνεια διαρροής στο προσομοίωμα) ορίζεται η διαδικασία αποφόρτισης, κατά την οποία γίνεται αυτόματη ενημέρωση της θέσης τελευταίας αντιστροφής r^{ref} και επαναπροσδιορίζεται το διάνυσμα n στη νέα κατεύθυνση φόρτισης ούτως ώστε $\Lambda \geq 0$.

Ελαστική επαύξηση τάσης:

Για την προσομοίωση της «μη-γραμμικής ελαστικής υστερητικής συμπεριφοράς» της άμμου χρησιμοποιείται μια γενίκευση του προσομοιώματος των Ramberg & Osgood (1943). Στο Σχήμα 3.4 φαίνεται η σχέση διατμητικής τάσης- διατμητικής παραμόρφωσης (τ - γ) κατά τη διάρκεια ενός συμμετρικού κύκλου αποφόρτισης-επαναφόρτισης κατά το μη-γραμμικό υστερητικό προσομοίωμα Ramberg & Osgood. Έτσι το NTUA-SAND υιοθετεί εφαλτομενικό μέτρο διατμήσεως που δίνεται από τη σχέση:

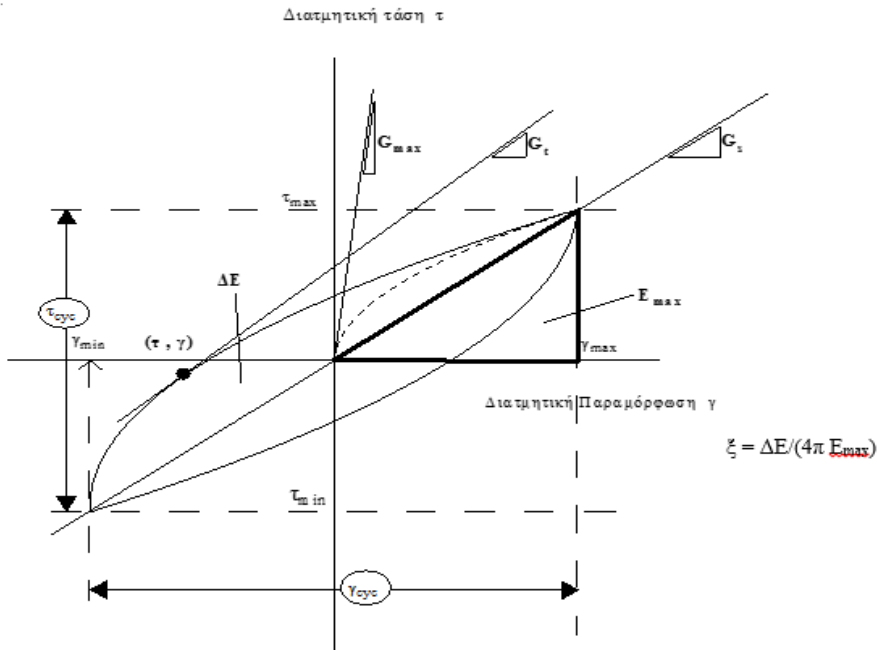
$$G_t = G_{\max} / T \quad (3.7)$$

όπου το αρχικό μέτρο διάτμησης G_{\max} δίνεται από τη σχέση Hardin (1978) η οποία τυγχάνει ευρύτερης αποδοχής για την εκτίμηση του εν λόγω μέτρου για άμμους (Παπαδημητρίου, 1999), ήτοι:

$$G_{\max} = \frac{B_0 p_a}{0.3 + 0.7e^2} \sqrt{\frac{p}{p_a}} \quad (3.8)$$

ορίζοντας ως p_a την ατμοσφαιρική πίεση (π.χ. $p_a = 98.1$ kPa), και B_0 μια θετική αδιάστατη παράμετρο του προσομοιώματος που εξαρτάται από το υλικό.

Το βαθμωτό μέγεθος T είναι μεγαλύτερο ή ίσο της μονάδας προκειμένου να εξασφαλίζει την απομείωση του G_t κατά μία κατεύθυνση φόρτισης και εκφράζει τη σχετική μεταβολή του τρέχοντος λόγου αποκλινουσών τάσεων r από μια κατάσταση αναφοράς r^{ref} , που πρακτικώς είναι η εκάστοτε τελευταία αντιστροφή της φόρτισης, δηλαδή ανανεώνεται η τιμή της κάθε φορά που προκύπτει $\Lambda < 0$. Η μορφή του T δεν παρουσιάζεται εδώ για λόγους συντομίας.



Σχήμα 3.4: Βρόγχος διατμητικής τάσης-διατμητικής παραμόρφωσης (τ - γ) σύμφωνα με το προσομοίωμα Ramberg-Osgood, για ένα συμμετρικό κύκλο αποφόρτισης-επαναφόρτισης

Με βάση τα παραπάνω, η ελαστική επαύξηση της τάσης δίνεται από την εξίσωση:

$$\Delta \sigma_e = 2G_t \Delta e + K_t \Delta \varepsilon_p I \quad (3.9)$$

Τα ελαστικά μέτρα παραμόρφωσης G_t και K_t αλληλοσυνδέονται αναλυτικά μέσω σταθερού λόγου Poisson ν , ο οποίος αποτελεί αδιάστατη θετική παράμετρο του προσομοιώματος, με βάση τη θεωρία ελαστικότητας:

$$K_t = \frac{2(\nu + 1)}{3(1 - 2\nu)} \cdot G_t \quad (3.10)$$

Πλαστική διόρθωση της επαύξησης τάσης:

Για τον υπολογισμό της πλαστικής διόρθωσης της επαύξησης της τάσης απαιτείται η συσχέτιση της τρέχουσας κατάστασης με τις επιφάνειες του προσομοιώματος, η εύρεση δηλαδή των συζυγών σημείων και ο υπολογισμός της μεταξύ τους απόστασης. Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2, στο επίπεδο- π του αποκλίνοντα χώρου (r_1, r_2, r_3) οι συζυγείς καταστάσεις της τρέχουσας ορίζονται ως τα σημεία $(r_i^{c,b,d})$ όπου οι τρεις Επιφάνειες τέμνονται με την ευθεία που διέρχεται από την αρχή των αξόνων ($r = 0$) και έχει διεύθυνση παράλληλη στο διάνυσμα n που έχει υπολογιστεί από τον νόμο προβολής. Με αυτόν τον τρόπο προσδιορίζονται οι ευκλείδειες αποστάσεις $d^{c,b,d}$ μεταξύ του σημείου τρέχουσας

κατάστασης και των συζυγών με την ίδια ενεργό τάση p , δηλαδή στο επίπεδο- π του χώρου (r_1, r_2, r_3) . Οι αποστάσεις αυτές παίρνουν και αρνητικές τιμές που εκφράζουν πόσο η τρέχουσα κατάσταση έχει απομακρυνθεί εξωτερικά από την εκάστοτε επιφάνεια. Ορίζονται επίσης και οι αποστάσεις d_{ref}^d και d_{ref}^b μεταξύ του σημείου αναφοράς και των συζυγών σημείων στην επιφάνεια διαστολικότητας και την οριακή επιφάνεια αντίστοιχα, οι οποίες χρησιμοποιούνται από τους νόμους ροής και παρεμβολής που ακολουθούν:

Νόμος ροής:

Ο νόμος ροής στο συγκεκριμένο προσομοίωμα χαρακτηρίζεται ως μη-συσχετισμένος. Συγκεκριμένα, για τον ορισμό του πλαστικού δυναμικού, πέρα από τη γνώση της αποκλίνουσας διεύθυνσης φόρτισης του n που ορίζεται από το νόμο προβολής, απαιτείται και ο υπολογισμός ενός βαθμωτού μεγέθους D που ονομάζεται συντελεστής διαστολικότητας (dilatancy coefficient) και υπολογίζεται με βάση την εξίσωση:

$$D = A_0 \cdot d^d \cdot \left[2.0 - \sqrt{\frac{\langle d^d \rangle}{d_{ref}^d}} \right] \quad (3.11)$$

όπου A_0 αδιάστατη θετική παράμετρος του προσομοιώματος και d^d η απόσταση της τρέχουσας κατάστασης από την Επιφάνεια Διαστολικότητας. Η τιμή του συντελεστή διαστολικότητας D επηρεάζει μόνο την ογκομετρική συνιστώσα της πλαστικής επαυξητικής παραμόρφωσης $\Delta \varepsilon_p^{pl}$, ενώ η εξάρτηση από την τιμή και το πρόσημο της d^d την κάνει απόλυτα συμβατή με την Επιφάνεια Διαστολικότητας. Δηλαδή, θετικές τιμές της d^d οδηγούν σε συστολικότητα και αρνητικές σε διαστολικότητα. Για πληρότητα αναφέρεται ότι η διανυσματική κλίση R του πλαστικού δυναμικού δίνεται από τη σχέση:

$$R = n + \frac{D}{3} \cdot I \quad (3.12)$$

Πλαστικό μέτρο κράτυνσης K_p :

Το πλαστικό μέτρο κράτυνσης K_p στο προτεινόμενο προσομοίωμα ορίζεται ως το γινόμενο τεσσάρων παραγόντων, δηλαδή:

$$K_p = p \cdot h_b \cdot h_f \cdot d^b \quad (3.13)$$

όπου:

- p η μέση ενεργός τάση, η οποία δίνει και μονάδες τάσης στο K_p
- h_b θετικό βαθμωτό μέγεθος που αποτελεί την εξίσωση του νόμου παρεμβολής (interpolation rule) ως προς την Οριακή Επιφάνεια
- h_f θετικό βαθμωτό μέγεθος που ποσοτικοποιεί την επίδραση της αλλαγής της δομής του υλικού στην απόκριση, και
- d^b η απόσταση της τρέχουσας κατάστασης από την Οριακή Επιφάνεια

Όλοι οι παράγοντες του K_p εκτός από την απόσταση d^b παίρνουν θετικές τιμές. Συνεπώς, το πρόσημο της απόστασης από την Οριακή Επιφάνεια καθορίζει και το πρόσημο του πλαστικού μέτρου κρατύνσεως, με αρνητικές τιμές του οποίου ($K_p < 0$) να σημαίνουν ότι η τρέχουσα κατάσταση είναι εκτός της Οριακής Επιφάνειας ($d^b < 0$) και ότι το υλικό τελεί υπό χαλάρωση (softening).

Νόμος παρεμβολής:

Ο νόμος παρεμβολής που χρησιμοποιείται στο NTUA-SAND βασίζεται στην εξίσωση:

$$h_b = h_0 \frac{|d^b|^3}{\langle d_{ref}^b - |d^b| \rangle} \quad (3.14)$$

όπου h_0 αδιάστατη θετική παράμετρος του προσομοιώματος.

Σημειώνεται ότι η παράμετρος h_0 προσομοιώνει την όποια επίδραση έχει η αρχική δομή στη μηχανική συμπεριφορά.

Επίδραση αλλαγής δομής:

Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε μη-συνεκτικά εδάφη αποδεικνύουν ότι διαδοχικοί κύκλοι φόρτισης-αποφόρτισης σε μικρές ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις γ_{cyc} οδηγούν σε όλο και πιο δύστημη συμπεριφορά (Ladd et al. 1977), ενώ σε μεγάλες ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις, το υλικό αποκρίνεται πιο ενδόσιμα σε μια τυχαία αντιστροφή της φόρτισης. Αυτή η πιο ενδόσιμη συμπεριφορά παρατηρείται κυρίως όταν η αντιστροφή συμβαίνει μετά από διαστολή του υλικού ή ανάπτυξη αρνητικών υπερπιέσεων (Ishihara et al. 1975). Αυτή η διαφοροποίηση στην απόκριση οφείλεται στην αλλαγή της δομής, δηλαδή του προσανατολισμού των κόκκων ή/και των μεταξύ τους σημείων επαφής και έχει παρατηρηθεί τόσο υπό αστράγγιστες όσο και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Η επίδραση αυτή της αλλαγής της δομής στην απόκριση κατά τη διάρκεια της

φόρτισης, λαμβάνεται υπόψη στο NTUA-SAND μέσω της βαθμωτής συνάρτησης h_f που επηρεάζει την τιμή του K_p , αλλά δεν παρουσιάζεται εδώ χάριν συντομίας.

Συνεπώς, μετά την εύρεση των τιμών των παραπάνω παραμέτρων του προσομοιώματος, γίνεται εφικτός ο υπολογισμός της επαύξεσης της πλαστικής παραμόρφωσης από τη σχέση:

$$\Delta \varepsilon^{pl} = \langle \Lambda \rangle \cdot R \quad (3.15)$$

Τέλος, έχοντας προσδιορίσει τα παραπάνω υπολογίζεται και η πλαστική διόρθωση της επαύξεσης τάσης, δηλαδή η αρνητική ποσότητα που αφαιρείται από την ελαστική επαύξεση τάσης στη σχέση (3.5).

3.3 Η βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND για φυσικές άμμους

Η βαθμονόμηση του προσομοιώματος έχει πραγματοποιηθεί από τους Andrianopoulos et al. (2010), για άμμο τύπου Nevada. Για το σκοπό αυτό, χρησιμοποιήθηκαν αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών στήλης συντονισμού, απλής διάτμησης αλλά και τριαξονικής φόρτισης σε λεπτόκοκκη άμμο Nevada, που έγιναν στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies, Arulmoli et al. 1992). Στον Πίνακα 3.1 συνοψίζονται τα φυσικά χαρακτηριστικά της άμμου Nevada που χρησιμοποιήθηκε.

Πίνακας 3.1: Φυσικά χαρακτηριστικά της άμμου Nevada (Arulmoli et al, 1992).

Πυκνότητα στερεού σώματος ⁽¹⁾ ρ_s	2.67 Mg/m ³
Μέγιστη ξηρή πυκνότητα ⁽²⁾ $\rho_{s,max}$	1.77 Mg/m ³
Ελάχιστη ξηρή πυκνότητα ⁽³⁾ $\rho_{s,min}$	1.41 Mg/m ³
Μέγιστος δείκτης πόρων ⁽³⁾ e_{max}	0.887
Ελάχιστος δείκτης πόρων ⁽²⁾ e_{min}	0.511
Μέγεθος κόκκου για 50% κατά βάρος διερχομένου υλικού ⁽⁴⁾ d_{50}	0.10mm
Συντελεστής ομοιομορφίας ⁽⁴⁾ $C_u = d_{50}/d_{10}$	1.41
Ποσοστό λεπτόκοκκων κατά βάρος ⁽⁴⁾	7.7%

(1) Προσδιορίστηκε βάση του ASTM-854-83

(2) Προσδιορίστηκε βάση του ASTM-4253-83

(3) Προσδιορίστηκε βάση του ASTM-4254-83

(4) Προσδιορίστηκε βάση του ASTM-422-63

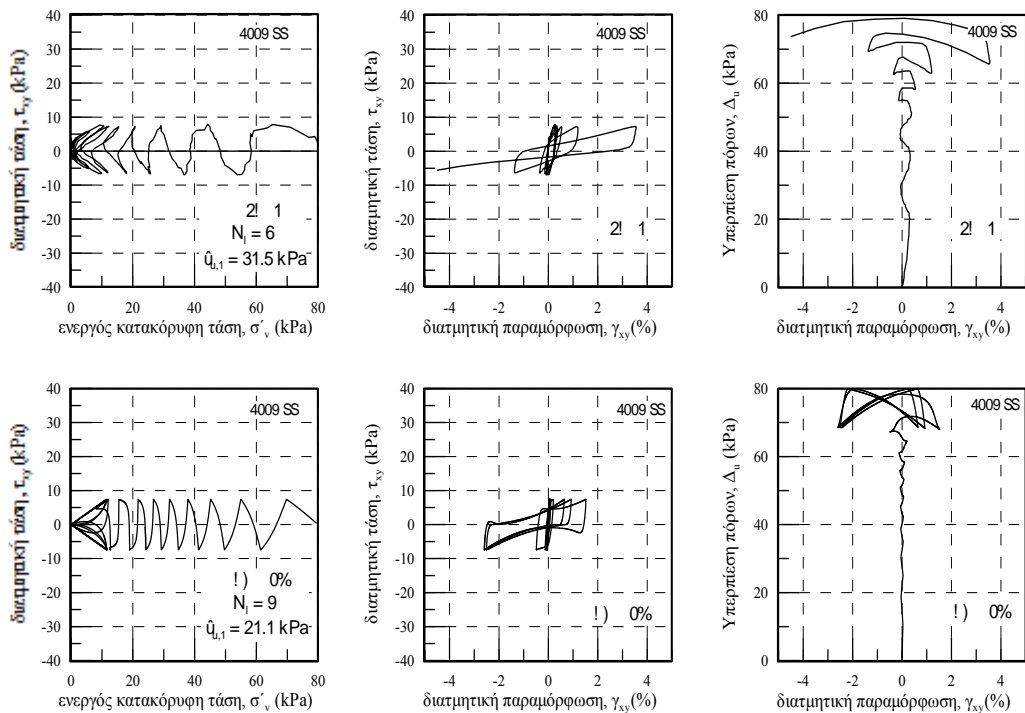
Οι τιμές των παραμέτρων του προσομοιώματος για άμμο Nevada, όπως προέκυψαν από τη διαδικασία βαθμονόμησης (Andrianoopoulos 2000) παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2. Το προσομοίωμα απαιτεί τη βαθμονόμηση δεκατριών (13) αδιάστατων θετικών παραμέτρων για ανακυκλική και μόνο έντεκα (11) εξ' αυτών για μονοτονική φόρτιση. Δέκα (10) από τις δεκατριείς (13) συνολικά σταθερές του προσομοιώματος μπορούν να εκτιμηθούν άμεσα με μονοτονικές και ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου, ενώ οι υπόλοιπες τρεις (3) απαιτούν μια διαδικασία δοκιμαστικών προβλέψεων (trial and error) προσομοίωσης δοκιμών εδαφικού στοιχείου.

Πίνακας 3.2: Τιμές παραμέτρων προσομοιώματος NTUA-SAND για άμμο Nevada (Andrianoopoulos et al 2010)

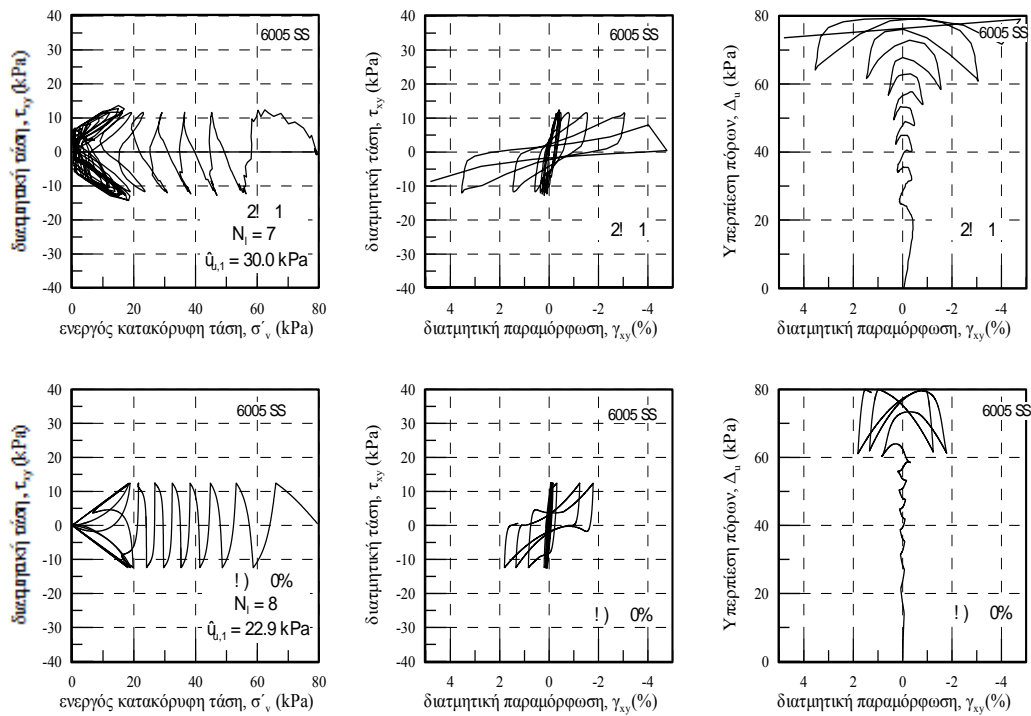
c^c	1.25
M_c^e	0.90
$(e_{cs})_a$	0.809
	0.022
B_0	600 (180 για μονοτονική φόρτιση)
	0.31
k_c^b	1.45
k_e^b	1.044
k_c^d	0.30
k_e^d	0.216
λ	0.00025
λ	0.6 (1.0 για μονοτονική φόρτιση)
	0.8
h_o	15000
H_o	25000

Η ικανότητα του προσομοιώματος να προσεγγίζει την πραγματική συμπεριφορά αξιολογείται μέσω συγκρίσεων του με αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα, για ένα ευρύ φάσμα αρχικών συνθηκών, δηλαδή, αρχικών σχετικών πυκνοτήτων, $D_r=40-60\%$ και αρχικών ενεργών τάσεων (40-160 kPa). Οι προβλέψεις του προσομοιώματος με τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα μονοτονικών δοκιμών απλής διάτμησης και τριαξονικών αστράγγιστων δοκιμών είναι σε αρκετά καλή συμφωνία όσον αφορά την ενεργό τασική όδευση, τη σχέση τάσης-παραμόρφωσης, αλλά και τη σχέση υπερπιέσεων-παραμόρφωσης. Και για ανακυκλική φόρτιση όμως οι προβλέψεις του προσομοιώματος έχουν ικανοποιητική ακρίβεια με τις πειραματικές μετρήσεις. Ενδεικτικά, στα Σχήματα 3.5 και 3.6 παρουσιάζεται

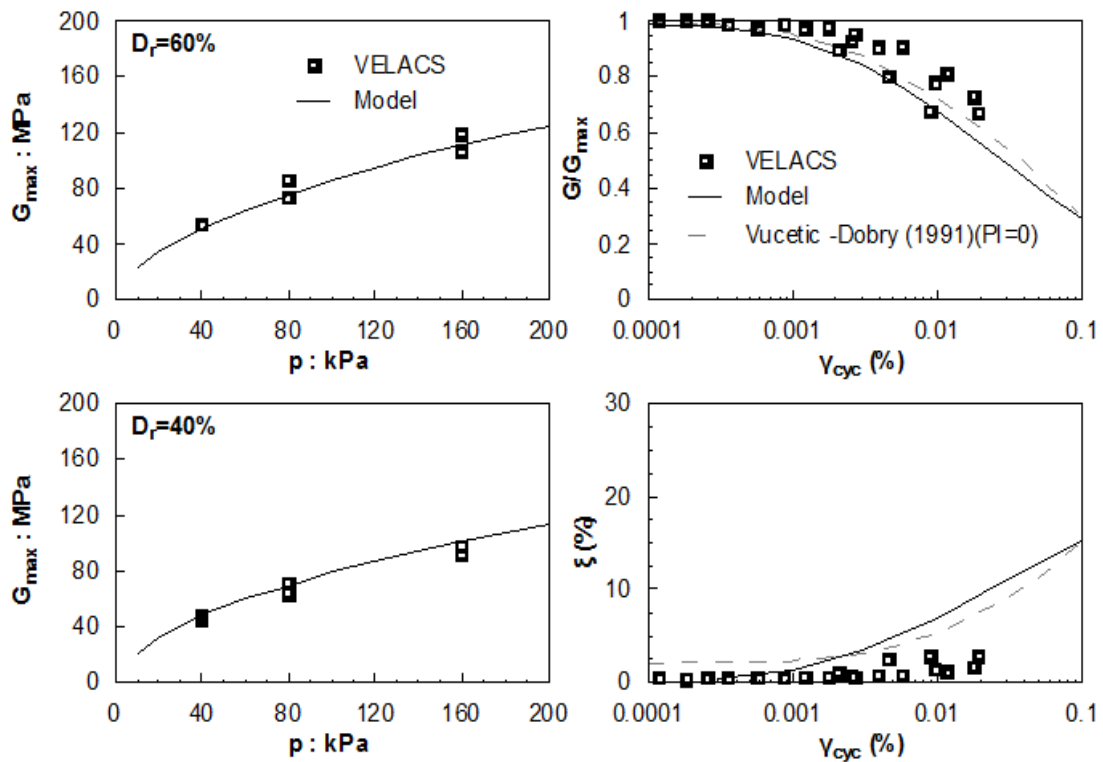
η σύγκριση των προβλέψεων του προσομοιώματος με τις πειραματικές μετρήσεις σε άμμο Nevada για αστράγγιστη ανακυκλική απλή διάτμηση για μικρή ($D_r=40\%$) και για μεγάλη ($D_r=60\%$) σχετική πυκνότητα, αντίστοιχα. Από τη σύγκριση αυτή προκύπτει ότι το προσομοίωμα προβλέπει τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά την επίδραση των αρχικών συνθηκών (πυκνότητας, αρχικών ενεργών τάσεων) στην ανακυκλική εδαφική απόκριση, που κυρίως ενδιαφέρει την παρούσα εργασία.



Σχήμα 3.5: Σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για την αστράγγιστη ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης 4009 ($D_r = 40\%$), (Andrianopoulos 2006).



Σχήμα 3.6: Σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για την αστράγγιστη ανακυκλική δοκιμή απλής διάτμησης 6005 ($D_r = 60\%$), (Andrianopoulos 2006).

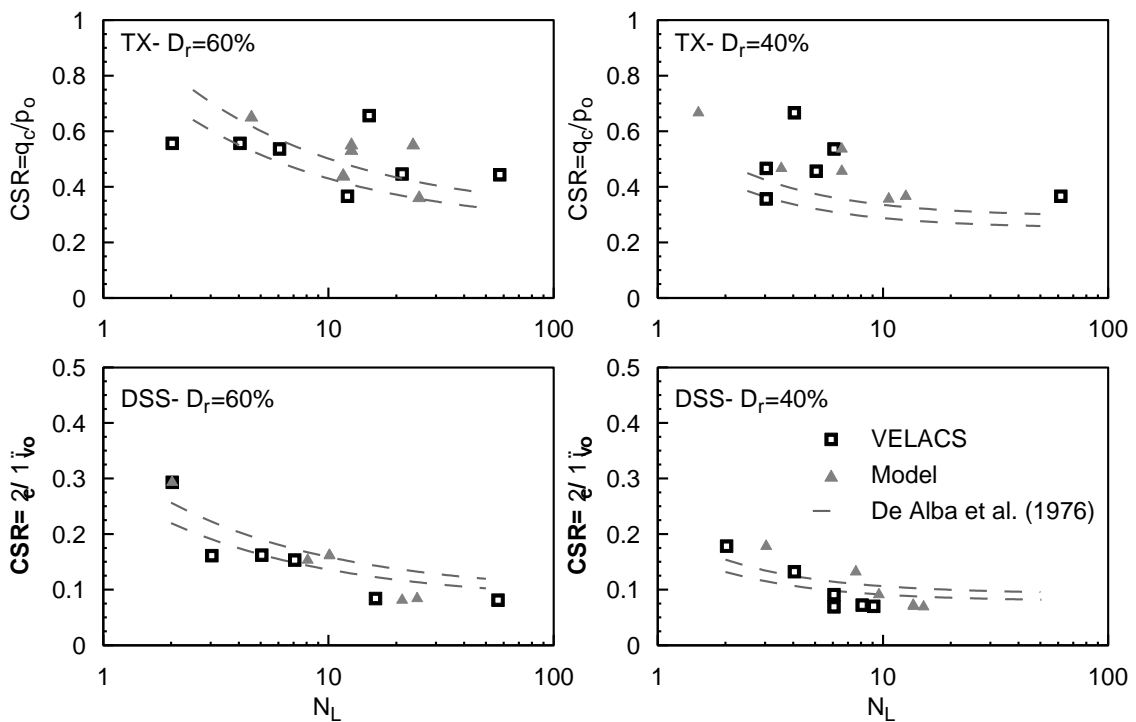


Σχήμα 3.7: Συγκεντρωτικές συγκρίσεις προβλέψεων-μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μικρές έως μεσαίες ανακυκλικές παραμορφώσεις (μετρήσεις δοκιμής στήλης συντονισμού), (Andrianopoulos 2006).

Αντίστοιχα, η ικανότητα του προσομοιώματος να περιγράψει την πραγματική συμπεριφορά σε μικρές και μεσαίες ανακυκλικές παραμορφώσεις αξιολογείται μέσω συγκρίσεων του προσομοιώματος με πειραματικές μετρήσεις στο Σχήμα 3.7. Η σύγκριση γίνεται σε όρους μέγιστου μέτρου διατμήσεως G_{max} καθώς και μεταβολής του τρέχοντος μέτρου διατμήσεως G και της υστερητικής απόσβεσης ξ (%) συναρτήσει του εύρους της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης γ_{cyc} (%).

Τέλος, στο Σχήμα 3.8 φαίνεται η σύγκριση προβλέψεων-μετρήσεων για τις μεγάλες ανακυκλικές παραμορφώσεις όπου η ανάπτυξη υπερπιέσεων καθορίζει την απόκριση του εδάφους. Η σύγκριση γίνεται σε όρους υπερπιέσεων πόρων που αναπτύσσονται στον πρώτο κύκλο φόρτισης Δu_1 καθώς και απαιτούμενων κύκλων φόρτισης για πλήρη ρευστοποίηση N_L για δεδομένο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR .

Συνολικά, από τις συγκρίσεις προκύπτει ότι τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά οι προβλέψεις προσεγγίζουν ικανοποιητικά τις μετρήσεις: (α) σε μικρές, μεσαίες και μεγάλες παραμορφώσεις, (β) σε μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση και (γ) για διάφορες πυκνότητες, αρχικές τάσεις και συνθήκες φόρτισης.



Σχήμα 3.8: Συγκεντρωτική σύγκριση προβλέψεων – μετρήσεων για ανακυκλική φόρτιση σε μεγάλες παραμορφώσεις σε όρους αριθμού κύκλων φόρτισης για ρευστοποίηση N_L (Andrianopoulos 2006).

3.4 Αριθμητική προσομοίωση ανακυκλικών δοκιμών εδαφικού στοιχείου θεωρώντας μεταβολές στον εδαφικό σκελετό λόγω σταθεροποίησης

Σε μεγάλες ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις τα χαλαρά κορεσμένα μη συνεκτικά εδάφη έχουν μειωμένη αντίσταση σε ρευστοποίηση, η οποία εκδηλώνεται με τη συσσώρευση διατμητικών παραμορφώσεων, την ραγδαία ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων και τελικώς σημαντική απώλεια της ακαμψίας τους. Σε αντίθεση με το φυσικό έδαφος, αποτελέσματα ανακυκλικών δοκιμών σε σταθεροποιημένα εδάφη με κολλοειδή πυριτίδα δείχνουν σημαντική συνεισφορά της σταθεροποίησης σε αντίσταση σε ρευστοποίηση συγκριτικά με το φυσικό έδαφος υπό τις ίδιες αρχικές συνθήκες και συνθήκες φόρτισης.

Θα πρέπει να σημειωθεί, ότι η ρευστοποίηση μπορεί να οριστεί ως το σημείο που οι πιέσεις του υγρού των πόρων ισούνται με την αρχική ενεργό τάση ή εναλλακτικά όταν το έδαφος φτάσει σε ένα προκαθορισμένο επίπεδο παραμορφώσεων. Στις ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές, η παραμόρφωση συχνά μετριέται σε όρους διπλού εύρους αξονικής παραμόρφωσης (Double Amplitude, DA) που είναι η μέγιστη παραμόρφωση η οποία αναπτύσσεται κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου θλίψης-εφελκυσμού. Στα σταθεροποιημένα εδάφη, όπου η αύξηση του ιξώδους της πυριτίδας προκαλεί σημαντική μείωση της διαπερατότητας του εδαφικού σχηματισμού, η μέτρηση των πιέσεων του υγρού των πόρων δυσχεραίνεται και δεν είναι ακριβής. Για το λόγο αυτό, πολλοί ερευνητές στη βιβλιογραφία, χρησιμοποιούν το κριτήριο των παραμορφώσεων ως το βασικό παράγοντα με τον οποίο ορίζεται η ρευστοποίηση.

Συγκεκριμένα, ανακυκλικές τριαξονικές δοκιμές (Gallagher and Mitchell 2002), καθώς και δοκιμές απλής διάτμησης (Diaz-Rodriguez et al 2008) και στρεπτικής διάτμησης (Kodaka et al 2005) δείχνουν ότι το σταθεροποιημένο έδαφος φτάνει ένα επίπεδο μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης (DA=1%, 2% ή 5%), μετά το πέρασ αυξημένου αριθμού κύκλων σε σχέση με το φυσικό. Αν και τα δεδομένα που υπάρχουν στη βιβλιογραφία, αφορούν διαφορετικές άμμους και διαφορετικές συγκεντρώσεις κολλοειδούς πυριτίδας, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.3, καταδεικνύουν την ευεργετική επίδραση της σταθεροποίησης σε όρους αύξησης των ανακυκλικών τάσεων CSR για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L για το σταθεροποιημένο έδαφος, η οποία κυμαίνεται από 0.01 έως και 0.28 (Σχήμα 3.9).

Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζεται η σχετική αύξηση της αντίστασης σε ρευστοποίηση σε όρους CSR για συγκεκριμένους κύκλους φόρτισης (N_L) ανάμεσα στα φυσικά και σταθεροποιημένα εδάφη. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.9, η μέγιστη τιμή της διαφοράς μεταξύ σταθεροποιημένου και φυσικού εδάφους σε αντίσταση σε ρευστοποίηση προκύπτει για

συγκέντρωση πυριτίας $CS=10\%$ και μέγεθος διατμητικής παραμόρφωσης $DA=5\%$ (Gallagher and Mitchell 2002). Μεγάλη επίδραση της πυριτίας προκύπτει και από τα πειραματικά αποτελέσματα των Kodaka et al (2005), για πολύ μικρότερη συγκέντρωση πυριτίας ($CS=4\%$), χωρίς ωστόσο να διευκρινίζεται εάν πρόκειται για τον ίδιο τύπο πυριτίας (Ludox-SM). Οι υπόλοιπες δοκιμές εκτιμούν τη συνεισφορά της σταθεροποίησης έως και 0.13 σε όρους CSR, ενώ η επίδραση των αρχικών συνθηκών (D_r και σ'_{v0}) δε διαφαίνεται καθοριστική. Επισημαίνεται εδώ ότι στο Σχήμα 3.9 δεν παρουσιάζονται οι δοκιμές των Gallagher and Mitchell (2002) για συγκέντρωση κολλοειδούς πυριτίας $CS=5\%$ και για τιμές της διατμητικής ανακυκλικής παραμόρφωσης $DA=1\%$ και 2% , καθώς στα αποτελέσματα αυτών δεν αποτυπώνεται σε όρους CSR- N_L το κέρδος από την παθητική σταθεροποίηση. Αυτό οφείλεται στη μικρή τιμή της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης, αλλά και στη μικρή τιμή συγκέντρωσης της κολλοειδούς πυριτίας στο διάλυμα. Χάριν πληρότητας στο Παράρτημα Α παρουσιάζονται οι καμπύλες CSR- N_L για όλες τις δοκιμές που αναφέρθηκαν.

Για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης της σταθεροποιημένης άμμου με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND, θεωρώντας αλλαγές στον εδαφικό σκελετό, έχουν χρησιμοποιηθεί δύο διαφορετικές προσεγγίσεις:

A) η αύξηση της σταθεράς h_0 του πλαστικού μέτρου του προσομοιώματος για τον εδαφικό σκελετό της άμμου, με τη λογική ότι τα σταθεροποιημένα εδάφη εμφανίζουν πιο δύστημη συμπεριφορά.

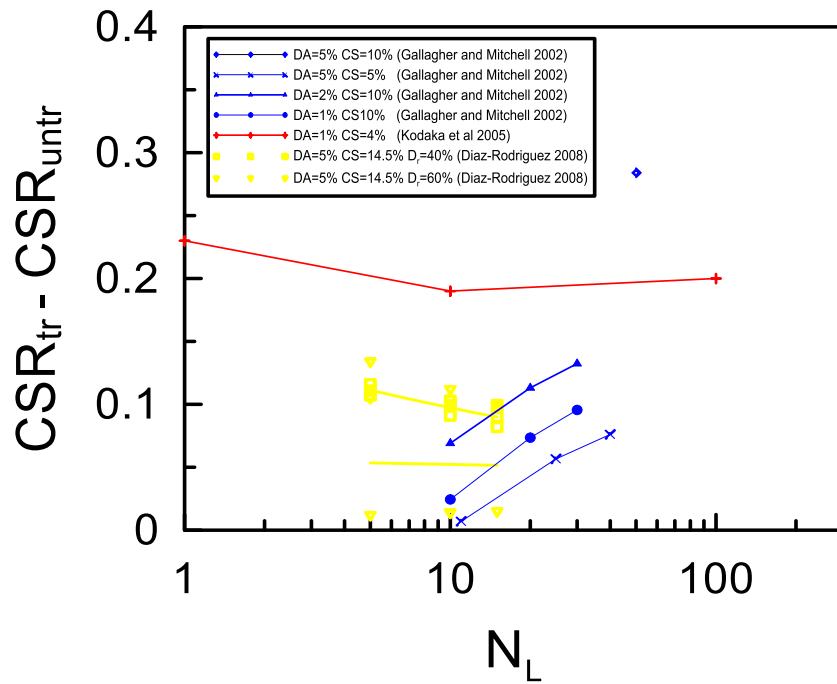
B) Η μείωση της αδιάστατης θετικής παραμέτρου A_0 του προσομοιώματος που υπεισέρχεται στο συντελεστή διαστολικότητας D , με τη λογική ότι το σταθεροποιημένο έδαφος δεν εμφανίζει έντονη διάθεση για ογκομετρική μεταβολή κατά τη συσσώρευση διατμητικών παραμορφώσεων και συνεπώς δεν ρευστοποιείται.

Στο Σχήμα 3.10 παρουσιάζεται η σύγκριση των πειραματικών δεδομένων των Diaz-Rodriguez et al (2008) για άμμο Lazaro-Cardenas σχετικής πυκνότητας $D_r=40\%$ με τα αποτελέσματα της αριθμητικής προσομοίωσης για διαφορετικές τιμές της σταθεράς h_0 ($h_0=45.000$, $h_0=60.000$, $h_0=75.000$ και $h_0=150.000$). Μέσα στο διαγραμμισμένο πλαίσιο απεικονίζεται το εύρος της συνεισφοράς της σταθεροποίησης όπως προκύπτει από την υπάρχουσα βιβλιογραφία και παρουσιάστηκε προηγουμένως. Παρατηρείται ότι όλες οι αριθμητικές αναλύσεις βρίσκονται μέσα σε αυτό το εύρος, ενώ η τιμή της σταθεράς $h_0=60.000$ αποτυπώνει ικανοποιητικά τα πειραματικά αποτελέσματα των Diaz-Rodriguez (2008). Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζεται η σύγκριση των ίδιων πειραματικών δεδομένων με την αριθμητική προσομοίωση για διαφορετικές τιμές της αδιάστατης θετικής σταθεράς A_0 ($A_0=0.1$, $A_0=0.2$, $A_0=0.3$ και $A_0=0.4$).

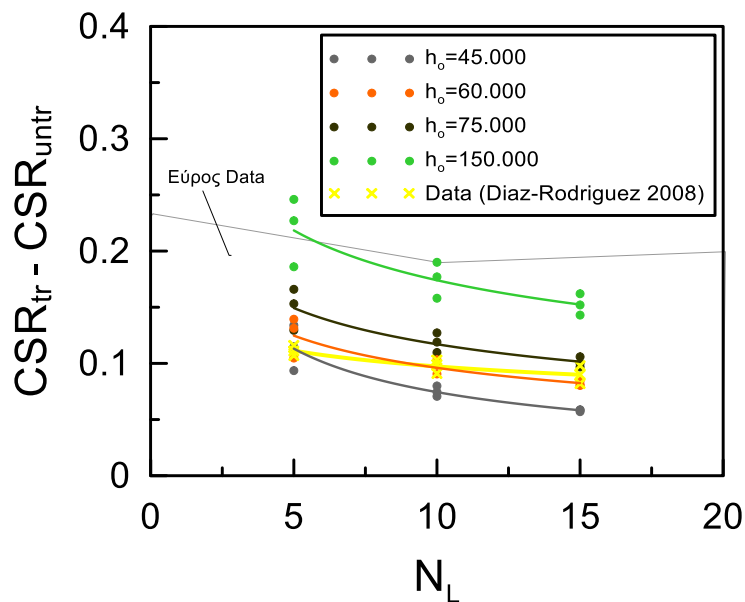
Οι τιμές αυτές βρίσκονται επίσης εντός του εύρους των πειραματικών δεδομένων, και η αντίστοιχη βέλτιστη τιμή προκύπτει ίση με $A_0=0.3$.

Πίνακας 3.3: Στοιχεία ανακυκλικών δοκιμών σε σταθεροποιημένα δοκίμια από τη βιβλιογραφία

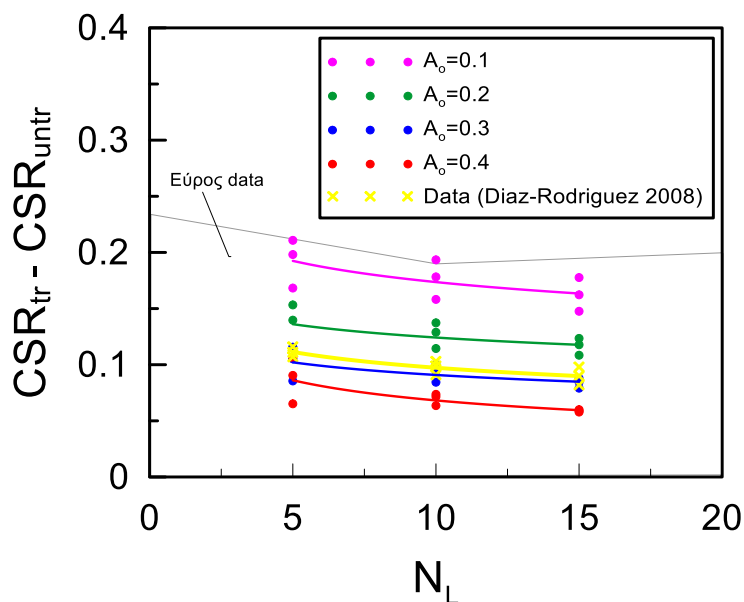
Paper	Είδος άμμου	Τάση στερεοποίησης	Σχετική πυκνότητα (δείκτης πόρων)	Συγκέντρωση πυριτίας	Τύπος πυριτίας	Ανακυκλική διατμητική παραμόρφωση
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=29.4\text{kPa}$	$D_r=40\%$ ($e=1,010$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=58.8\text{kPa}$	$D_r=40\%$ ($e=1,010$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=88.2\text{kPa}$	$D_r=40\%$ ($e=1,010$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=29.4\text{kPa}$	$D_r=60\%$ ($e=0.930$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=58.8\text{kPa}$	$D_r=60\%$ ($e=0.930$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Diaz-Rodriguez et al 2008	Lazaro Cardenas	$\sigma'_{v0}=88.2\text{kPa}$	$D_r=60\%$ ($e=0.930$)	CS=14.5%	Ludox-SM	DA=5%
Kodaka et al 2005	Toyoura	$\sigma'_{v0}=50\text{kPa}$	$D_r=40\%$ ($e=0.825$)	CS=4%	?	DA=1%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=5%	Ludox-SM	DA=1%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=5%	Ludox-SM	DA=2%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=5%	Ludox-SM	DA=5%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=10%	Ludox-SM	DA=1%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=10%	Ludox-SM	DA=2%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=10%	Ludox-SM	DA=5%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=15%	Ludox-SM	DA=1%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=15%	Ludox-SM	DA=2%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=15%	Ludox-SM	DA=5%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=20%	Ludox-SM	DA=1%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=20%	Ludox-SM	DA=2%
Gallagher and Mitchell 2002	Monterey No.0/30	$\sigma'_{v0}=100\text{kPa}$	$D_r=22\%$ ($e=0.75$)	CS=20%	Ludox-SM	DA=5%



Σχήμα 3.9: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR που απαιτείται για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L (data from Diaz-Rodriguez et al 2008, Kodaka et al 2005 and Gallagher and Mitchell 2002).

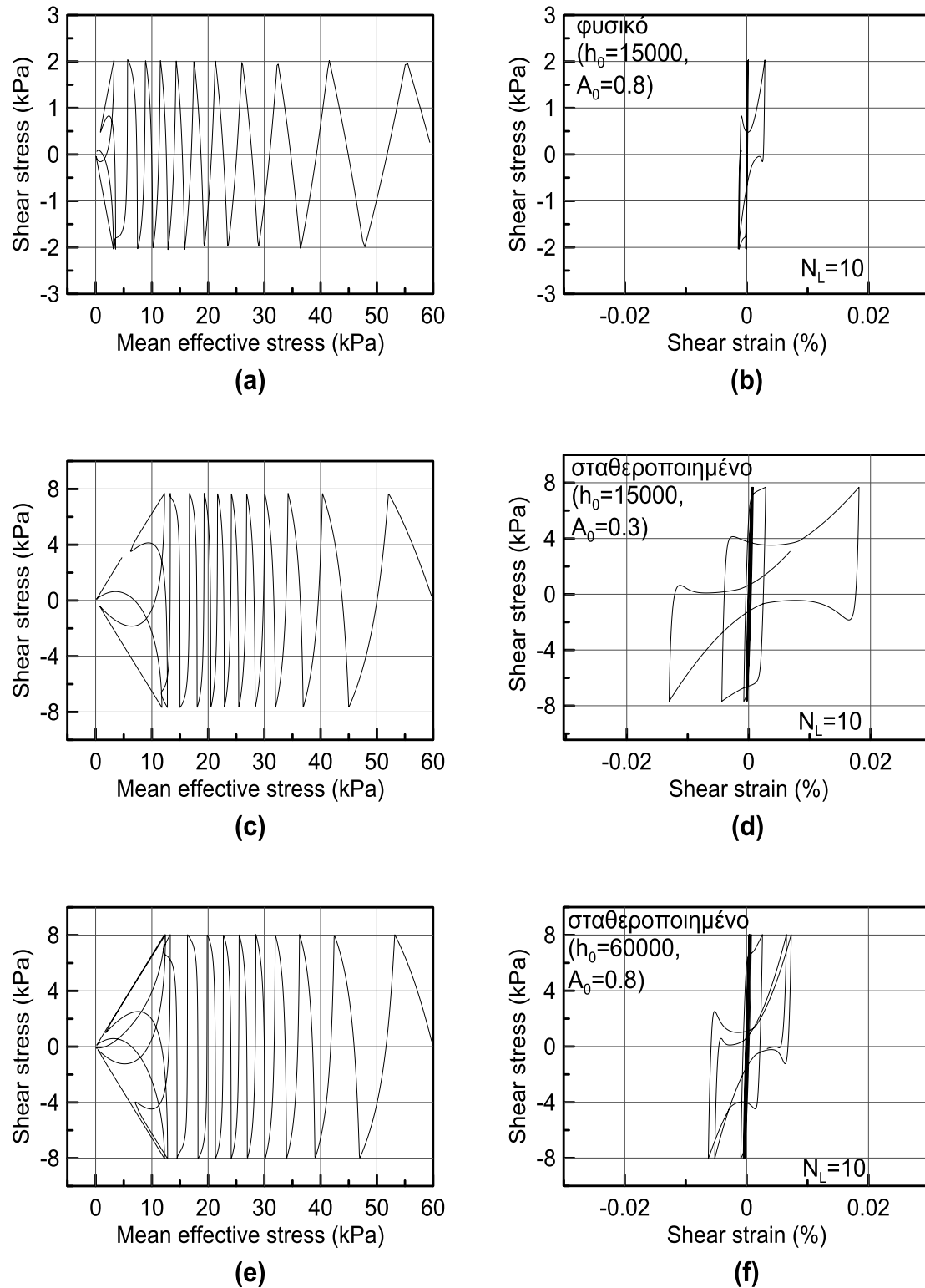


Σχήμα 3.10: Αριθμητική προσομοίωση της επίδρασης της κολλοειδούς πυριτίας για διαφορετικές τιμές της σταθεράς h_o του προσομοιώματος NTUA-SAND. (data from Diaz-Rodriguez et al 2008).



Σχήμα 3.11: Αριθμητική προσομοίωση της επίδρασης της κολλοειδούς πυριτίας για διαφορετικές τιμές της σταθεράς A_0 του προσομοιώματος NTUA-SAND. (data from Diaz-Rodriguez et al 2008).

Ενδεικτικά, στο Σχήμα 3.12 απεικονίζονται οι σχέσεις διατμητικής τάσης τ - διατμητικής παραμόρφωσης γ και οι ενεργές τασικές οδεύσεις για δεδομένο αριθμό κύκλων για ρευστοποίηση $N_L=10$ που προέκυψαν από την αριθμητική προσομοίωση για φυσικό έδαφος (Σχήμα 3.12(a) και (b)), και για σταθεροποιημένο έδαφος για τις βέλτιστες τιμές $A_0=0.3$ (Σχήμα 3.12(c) και (d)) και $h_o=60.000$ (Σχήμα 3.12(e) και (f)) στις ίδιες αρχικές συνθήκες ($D_r=40\%$, $\sigma'_{vo}=60\text{kPa}$) όπως και του φυσικού. Παρατηρείται ότι για το σταθεροποιημένο έδαφος απαιτείται σχεδόν τετραπλάσια τιμή διατμητικών τάσεων έτσι ώστε να εκδηλωθεί ρευστοποίηση κατά τον δέκατο κύκλο, σε σχέση με το φυσικό έδαφος, γεγονός που καταδεικνύει την ευεργετική επίδραση της σταθεροποίησης στην αντοχή του εδάφους θεωρώντας ότι αυτή μπορεί να αποδοθεί σε αλλαγές στον εδαφικό σκελετό.



Σχήμα 3.12: Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων και ενεργές τασικές οδεύσεις από την αριθμητική προσομοίωση για δεδομένο αριθμό κύκλων για ρευστοποίηση $N_L=10$ σε φυσικό έδαφος (a) και (b), και σε σταθεροποιημένο έδαφος για τις βέλτιστες τιμές $A_0=0.3$ (c) (d) και $h_0=60.000$ (e) και (f) στις ίδιες αρχικές συνθήκες ($Dr=40\%$, $\sigma'_{v0}=60kPa$).

3.5 Αναλυτική προσομοίωση ανακυκλικών δοκιμών εδαφικού στοιχείου, θεωρώντας μεταβολές στο υγρό των πόρων

3.5.1 Γενικά

Ως γνωστόν, οι συζευγμένοι μηχανισμοί απόκρισης σε πορώδη μέσα, όπως το έδαφος, με ύπαρξη υγρού στους πόρους τους πηγάζουν από την αλληλεπίδραση μεταξύ της μηχανικής συμπεριφοράς του εδαφικού σκελετού και της ροής του υγρού των πόρων. Όταν ένα κορεσμένο έδαφος υπόκειται σε κάποιο φορτίο, η παραμόρφωση του σκελετού η οποία προκύπτει οδηγεί σε ογκομετρικές αλλαγές στους πόρους αλλά επίσης έχει ως αποτέλεσμα τη ροή του υγρού των πόρων από περιοχές με υψηλές σε περιοχές με χαμηλές πιέσεις. Η τρισδιάστατη ανάλυση της συζευγμένης αυτής συμπεριφοράς σε κορεσμένα εδάφη αρχικά καθιερώθηκε από την θεωρία ποροελαστικότητας που αναπτύχθηκε από τον Biot (1941).

Αρχικώς, η θεωρία αυτή, αναπτύχθηκε για να εξηγήσει κάποια προβλήματα εδαφομηχανικής, με πιο χαρακτηριστικό το πρόβλημα της στερεοποίησης, αλλά πλέον χρησιμοποιείται και σε πολλές άλλες εφαρμογές. Στην πρωτότυπη μορφή της, μια απλή μαθηματική σχέση περιγράφει τις δύο βασικές μορφές σύζευξης μεταξύ εδαφικού σκελετού και υγρού πόρων μέσω γραμμικών καταστατικών εξισώσεων, οι οποίες συσχετίζουν την παραμόρφωση και την αλλαγή της μάζας του υγρού με την αλλαγή στις τάσεις του εδαφικού σκελετού και στις πιέσεις των πόρων. Οι εξισώσεις αυτές, αποτελούν μια γενίκευση της γραμμικής ελαστικότητας και σύμφωνα με αυτές η πίεση του υγρού των πόρων επηρεάζει τη σχέση τάσης - παραμόρφωσης του εδάφους. Σε πορώδη μέσα, οποιαδήποτε αλλαγή στην μάζα του υγρού ή στην πίεση οδηγεί σε παραμορφώσεις στον στερεό σκελετό. Μια ομοιόμορφη αλλαγή στην πίεση του υγρού των πόρων μέσα σε έναν πορώδη εδαφικό σκελετό, του οποίου η κίνηση πλευρικά έχει περιοριστεί, οδηγεί στην ανάπτυξη των λεγόμενων "ποροελαστικών" τάσεων μέσα σε αυτόν. Αυτές οι ποροελαστικές τάσεις δημιουργούν με τη σειρά τους μία μη ομοιόμορφη κατανομή στις πιέσεις των πόρων οδηγώντας με αυτόν τον τρόπο σε μία χρονικά εξαρτώμενη ροή υγρού μέσα στους πόρους, όπως προκύπτει και από το νόμο Darcy. Ακολούθως, οι αλλαγές στις πιέσεις του υγρού των πόρων επηρεάζουν τις ενεργές τάσεις που επιφέρουν παραμορφώσεις στο πορώδες υλικό σύμφωνα με την αρχή των ενεργών τάσεων (Terzaghi, 1943).

Τα φαινόμενα σύζευξης μηχανικής συμπεριφοράς εδαφικού σκελετού και ροής υγρού των πόρων έχουν δύο βασικά χαρακτηριστικά. Το πρώτο είναι η σύζευξη στερεού με υγρό, που συμβαίνει όταν μία αλλαγή στις τάσεις που εφαρμόζονται προκαλεί αλλαγή στις πιέσεις των πόρων, ενώ το δεύτερο είναι η σύζευξη υγρού με στερεό, που συμβαίνει όταν μια αλλαγή

στην πίεση του υγρού των πόρων, στη μάζα ή τον όγκο του υγρού προκαλεί αλλαγή στον όγκο του πορώδους υλικού. Η σύζευξη στερεού με υγρό και υγρού με στερεό συμβαίνει ταυτόχρονα.

Σύμφωνα με τους Minkoff et al (1999), υπάρχουν τρεις τρόποι να συμπεριληφθούν τα φαινόμενα σύζευξης της ροής και της μηχανικής του εδάφους στην ανάλυση: μονή σύζευξη (one way coupling), μερική σύζευξη (partial coupling) και πλήρης σύζευξη (full coupling). Στην μονή σύζευξη, η αλλαγή στην πίεση του υγρού των πόρων λαμβάνεται υπόψη και χρησιμοποιείται ως εφαρμοζόμενο φορτίο στην ανάλυση μηχανικής συμπεριφοράς αλλά η επίδραση της μηχανικής συμπεριφοράς στις συνθήκες ροής αγνοούνται. Στη μερική σύζευξη, κάποιες από τις αλληλεπιδράσεις ροής - μηχανικής συμπεριφοράς λαμβάνονται υπόψη (π.χ. η προσομοίωση των επιπτώσεων αλλαγής στη διαπερατότητα λόγω αλλαγής στις τάσεις στην συμπεριφορά της ροής ενός ρευστού) ενώ στην πλήρη σύζευξη λαμβάνονται υπόψη όλα τα φαινόμενα σύζευξης με βάση τη θεωρία του Biot (1941). Η αλληλεπίδραση εδάφους - υγρού πόρων είναι μια παράμετρος που δεν μπορεί να αγνοηθεί προκειμένου να απλοποιηθεί η φυσική του προβλήματος, καθώς μπορεί να επηρεάσει σε πολύ μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματα της ανάλυσης, ειδικά σε προβλήματα ρευστοποίησης που αποτελούν το στόχο του παρόντος.

Ειδικότερα, στην παρούσα εργασία χρησιμοποιείται ο κώδικας πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca Inc. 2005). Σε αυτόν, τα βήματα υπολογισμού της ροής και της μηχανικής συμπεριφοράς γίνονται εναλλάξ και στην αρχή της επίλυσης ακόμα και ένα βήμα ροής μπορεί να θέσει εκτός ισορροπίας το σύστημα και για αυτό χρειάζονται πολλά βήματα της μηχανικής ανάλυσης μέχρι να επανέλθει σε ισορροπία το σύστημα. Ξεκινώντας λοιπόν από μια κατάσταση μηχανικής ισορροπίας, μια συζευγμένη ανάλυση απαιτεί ορισμένα βήματα. Κάθε βήμα περιλαμβάνει ένα ή περισσότερα βήματα ροής (flow loop) και ακολουθείται από αρκετά μηχανικά βήματα (mechanical loop) ώστε να υπάρξει (ψευδο)στατική ισορροπία. Η αύξηση της πίεσης των πόρων εξαιτίας της ροής του υγρού εκτιμάται μέσα στα βήματα ροής, ενώ η συνεισφορά από τις ογκομετρικές παραμορφώσεις από τα μηχανικά βήματα σαν μια τιμή στις ζώνες ("στοιχεία") του καννάβου η οποία κατανέμεται έπειτα στους κόμβους. Αντίστοιχα, η διόρθωση των ολικών τάσεων εξαιτίας της αλλαγής των πιέσεων πόρων που προκαλείται από την μηχανική παραμόρφωση όγκου γίνεται στα μηχανικά βήματα, ενώ αυτή που οφείλεται στη ροή στα βήματα ροής. Η συνολική τιμή της πίεσης των πόρων χρησιμοποιείται ώστε να εκτιμηθούν οι ενεργές τάσεις και κατ' επέκταση η πρόκληση παραμόρφωσης μέσω της σχέσης ενεργών τάσεων - παραμορφώσεων.

Το βασικό πλαίσιο σύμφωνα με το οποίο προσομοιώνεται αυτή η πλήρως συζευγμένη ανάλυση αφορά τόσο τους κορεσμένους σχηματισμούς όσο και αυτούς με χαμηλότερα την Στάθμη του Υδροφόρου Ορίζοντα (Σ.Υ.Ο). Σε αυτή την περίπτωση, οι πιέσεις των πόρων λαμβάνονται ίσες με μηδέν πάνω από την Σ.Υ.Ο. και η αέρια φάση θεωρείται παθητική. Η διατύπωση της συζευγμένης μηχανικής συμπεριφοράς και ροής γίνεται μέσα στο πλαίσιο της ψευδοστατικής θεωρίας του Biot για τη στερεοποίηση και μπορεί να εφαρμοστεί σε προβλήματα που περιέχουν μονοφασική ροή κατά Darcy σε ένα πορώδες μέσο, όπως αυτά που προσομοιώνονται στην παρούσα εργασία.

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το αρχικό πρόβλημα που επιλύθηκε με την θεωρία του Biot ήταν αυτό της στερεοποίησης του εδάφους, δηλαδή της βαθμιαίας συσσώρευσης καθιζήσεων μετά την επιβολή κάποιου φορτίου στην επιφάνεια. Η προσομοίωση του φαινομένου έγινε από τον Terzaghi (1943) που πρότεινε έναν τρόπο πρόβλεψης της μονοδιάστατης στερεοποίησης και ο υπολογισμός στις τρεις διαστάσεις προτάθηκε από τον από τον Rendulic (1936). Ο Biot (1955, 1956), ανέπτυξε την προαναφερθείσα γραμμική θεωρία τρισδιάστατης ποροελαστικότητας κορεσμένου πορώδους μέσου, που συμπεριλαμβάνει την επίδραση των πιέσεων του υγρού των πόρων στις παραμορφώσεις και αντίστροφα.

3.5.2 Αναλυτική παρουσίαση σχέσης τάσεων - παραμορφώσεων υπό συζευγμένες συνθήκες

Πριν εξεταστούν οι καταστατικοί νόμοι που διέπουν τη σχέση τάσεων - παραμορφώσεων σε μία συζευγμένη ανάλυση κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστούν οι βασικές εξισώσεις της θεωρίας του Biot, δηλαδή η αρχή διατήρησης ορμής, ο νόμος μεταφοράς και οι εξισώσεις ισορροπίας.

Σύμφωνα με την αρχή διατήρησης της ορμής:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i = \rho \frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho_f [\dot{q}_i + q_j q_{ij}] \quad \text{με} \quad \rho = \gamma \rho_f + (1 - \varphi) \rho_s \quad (3.16)$$

όπου

σ : ολικές τάσεις [Pa], ρ : πυκνότητα εδάφους και υγρού [kg/m³], g : επιτάχυνση της βαρύτητας [m/s²], u_i : ταχύτητα στερεού εδαφικού σκελετού [m/s], \dot{q}_i : επιτάχυνση υγρού πόρων [m/s²], q_i : φαινόμενη ταχύτητα υγρού πόρων [m/s], ρ_f : πυκνότητα του υγρού [kg/m³], ρ_s : πυκνότητα της στερεής φάσης [kg/m³], γ : πορώδες.

Σημειώνεται εδώ ότι η επιτάχυνση του υγρού μπορεί να θεωρηθεί αμελητέα σε σχέση με τους υπόλοιπους όρους της εξίσωσης και για μέθοδο επίλυσης u-p δηλαδή λαμβάνοντας υπόψη μόνο μετατοπίσεις και πιέσεις πόρων ο όρος που την αφορά παραλείπεται. Επομένως η εξίσωση (3.16) γίνεται:

$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i = \rho \frac{\partial u_i}{\partial t} \quad (3.17)$$

Η μεταφορά του υγρού των πόρων μπορεί να περιγραφεί από τον γνωστό νόμο Darcy που είναι μία εμπειρική εξίσωση για τη φαινόμενη ροή σε ένα μη παραμορφώσιμο πορώδες μέσο. Με την υπόθεση μικρών παραμορφώσεων η εξίσωση Darcy μπορεί να χρησιμοποιηθεί αμετάβλητη:

$$q_i = -\frac{k}{\mu} \left(\frac{\partial P_f}{\partial x_j} - \rho_f g_i \right) \quad (3.18)$$

όπου

P_f : η πίεση του υγρού [Pa], k : η διαπερατότητα [m/s], μ : το ιξώδες [Pa*s]

Ο Biot (1955, 1956) εισάγει μία νέα μεταβλητή ζ που δείχνει την αύξηση του όγκου του υγρού ανά μονάδα όγκου εδάφους. Οι εξισώσεις ισορροπίας που χρησιμοποιούνται είναι:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\frac{\partial q_i}{\partial x_i} + q_v \quad (3.19)$$

με

$$\zeta = \frac{\alpha}{K'} p + \frac{a}{K'_B} P_f \quad (3.20)$$

$$a = 1 - \frac{K'}{K_s} \quad (3.21)$$

όπου q_v η εξωτερικά επιβαλλόμενη παροχή αν υπάρχει δηλαδή ο λόγος εισαγωγής όγκου υγρού προς τον όγκο του πορώδους στερεού [1/s], ζ : η μεταβολή του περιεχόμενου υγρού ως ο λόγος του όγκου του υγρού προς τον όγκο του πορώδους υλικού [1/s], B ο συντελεστής Skempton ($B=1$ για κορεσμένο έδαφος), K' : το μέτρο συμπίεστότητας εδάφους και υγρού υπό στραγγιζόμενες συνθήκες [Pa], $p = (\sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33})/3$: η μέση ενεργός τάση [Pa], K_s : το μέτρο συμπίεστότητας των κόκκων [Pa], α ο συντελεστής κατά Biot ($\alpha=1$ όταν η συμπίεστότητα των κόκκων του εδαφικού σκελετού μπορεί να αμεληθεί σε σχέση με το μέτρο συμπίεστότητας υπό στραγγιζόμενες συνθήκες K' του εδάφους συνολικά).

Στην παρούσα παράγραφο θα εξεταστούν οι καταστατικοί νόμοι συζευγμένης ροής με βάση τη θεωρία ελαστικότητας και θεωρώντας πως εφόσον η ύπαρξη υγρού επηρεάζει την

ογκομετρική απόκριση του εδάφους αντίστοιχες αλλαγές θα έχουμε και στην πλαστική απόκριση ανάλογα με το εκάστοτε καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται.

Η σχέση απόκρισης για το υγρό των πόρων εξαρτάται από το βαθμό κορεσμού. Για πλήρως κορεσμένους εδαφικούς σχηματισμούς και χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της θερμοκρασίας η εξίσωση του καταστατικού νόμου παίρνει τη μορφή:

$$\frac{\partial P_f}{\partial t} = M \left(\frac{\partial \zeta}{\partial t} - a \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \right) \quad (3.22)$$

όπου

M : το μέτρο του Biot [Pa], ε : η ογκομετρική παραμόρφωση.

Πιο συγκεκριμένα για θεώρηση ασυμπίεστων κόκκων εδάφους, ο συντελεστής Biot παίρνει τιμή ίση με τη μονάδα και το μέτρο Biot δίνεται από:

$$M = \frac{K}{\gamma} \quad (3.23)$$

όπου

K : το μέτρο συμπίεστικότητας του υγρού των πόρων [Pa]

Οι καταστατικές σχέσεις από την πρωτότυπη θεωρία του Biot για την ελαστικότητα είναι:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2G'} \left[\sigma_{ij} - \frac{\nu}{1+\nu} \sigma_{kk} \delta_{ij} \right] + \frac{a}{3K'} P_f \delta_{ij} \quad (3.24)$$

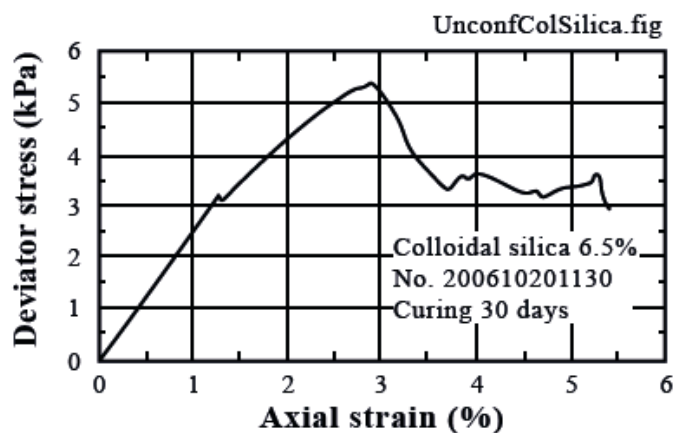
με G' το μέτρο διάτμησης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες [Pa], ν ο λόγος του Poisson, δ_{ij} το δέλτα του Kronecker

ή σε όρους τάσεων

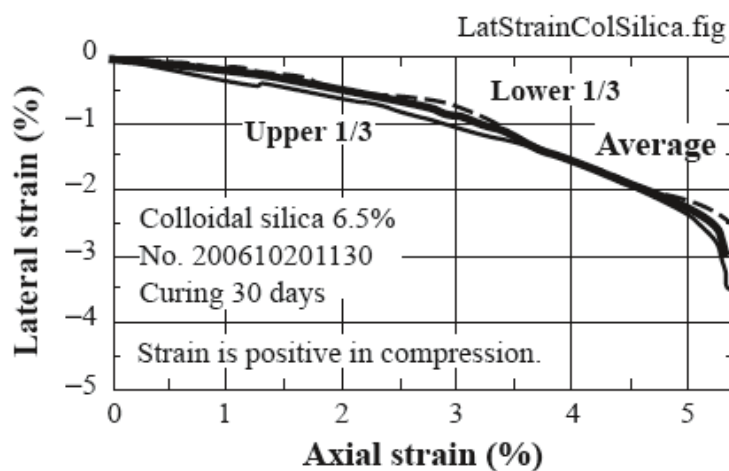
$$\sigma_{ij} = 2G' \varepsilon_{ij} \left[K' - \frac{2G'}{3} \right] \varepsilon_p \delta_{ij} + \alpha P_f \delta_{ij} \quad (3.25)$$

Να σημειωθεί ότι για ιστροπικό ποροελαστικό υλικό η αποκλίνουσα απόκριση είναι αμιγώς ελαστική και τα φαινόμενα σύζευξης παρατηρούνται μόνο στην σχέση ογκομετρικής τάσης - παραμόρφωσης. Ένα από τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς ενός κορεσμένου εδαφικού σχηματισμού είναι η διαφορετική συμπεριφορά υπό στραγγιζόμενες και υπό αστράγγιστες συνθήκες. Η αστράγγιστη συμπεριφορά αντιστοιχεί σε $\zeta=0$, εφόσον το υγρό δεν μπορεί να διαφύγει και δεν υπάρχει ροή και στις καταστατικές εξισώσεις χρησιμοποιείται το αστράγγιστο μέτρο συμπίεσης K_w , ενώ η στραγγιζόμενη συμπεριφορά αντιστοιχεί σε μηδενικές πιέσεις πόρων και χρησιμοποιούνται ως έχουν οι σχέσεις (3.24) και (3.25).

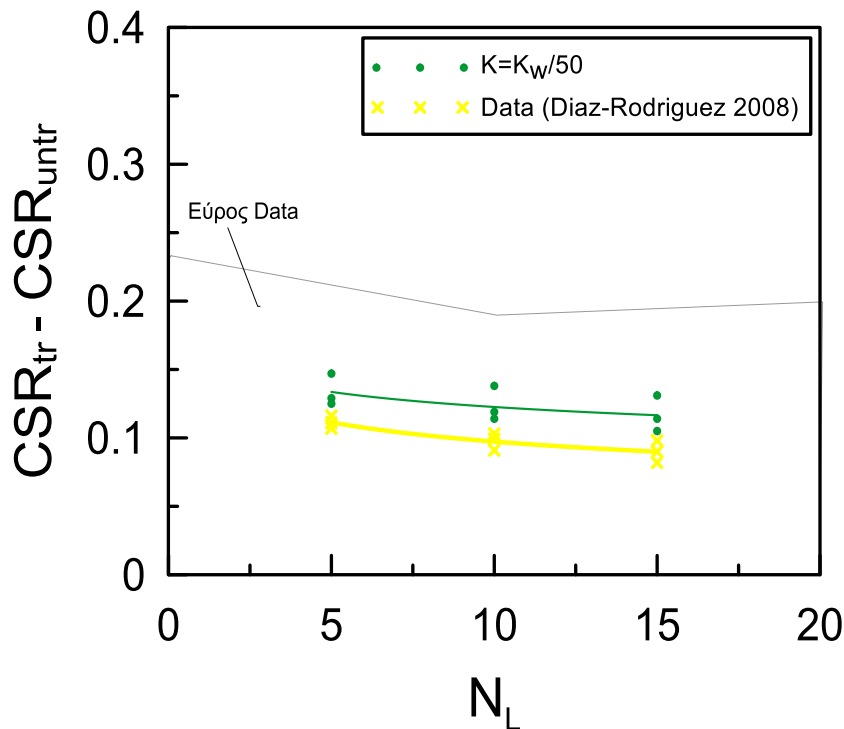
Σύμφωνα με πειράματα που έκανε ο Towhata (2007, 2008) σε δείγματα κολλοειδούς πυριτίας υπάρχουν ενδείξεις ότι το υλικό αυτό, έχει συμπιεστότητα σε αντίθεση με το νερό το οποίο είναι ασυμπίεστο. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων (Σχήμα 3.13 και Σχήμα 3.14) καταδεικνύουν ότι η αντοχή του ίδιου του υλικού είναι αμελητέα, ενώ ο λόγος της αξονικής προς την πλευρική παραμόρφωση, δηλαδή ο λόγος του Poisson προκύπτει ίσος με 0.3. Είναι δηλαδή πιθανό, ότι η αντοχή σε ρευστοποίηση βελτιώνεται εξαιτίας της συμπιεστότητας της πυριτίας. Το γεγονός αυτό μπορεί να εισαχθεί στην ανάλυση μέσω της αύξησης της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων, ή με άλλα λόγια της μείωσης του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων. Αυτό μπορεί να γίνει, χρησιμοποιώντας τη θεωρία του Biot, αλλάζοντας την τιμή της συμπιεστότητας (εξίσωση 3.23) που θα επιδράσει στις αναπτυσσόμενες πιέσεις πόρων (εξίσωση 3.22) και ως εκ τούτου στην συνολική ογκομετρική απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους (εξίσωση 3.24).



Σχήμα 3.13: Καμπύλη τάσης – αξονικής παραμόρφωσης της κολλοειδούς πυριτίας σε δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.



Σχήμα 3.14: Πλευρική παραμόρφωση της κολλοειδούς πυριτίας συναρτήσει της αξονικής παραμόρφωσης σε δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης.



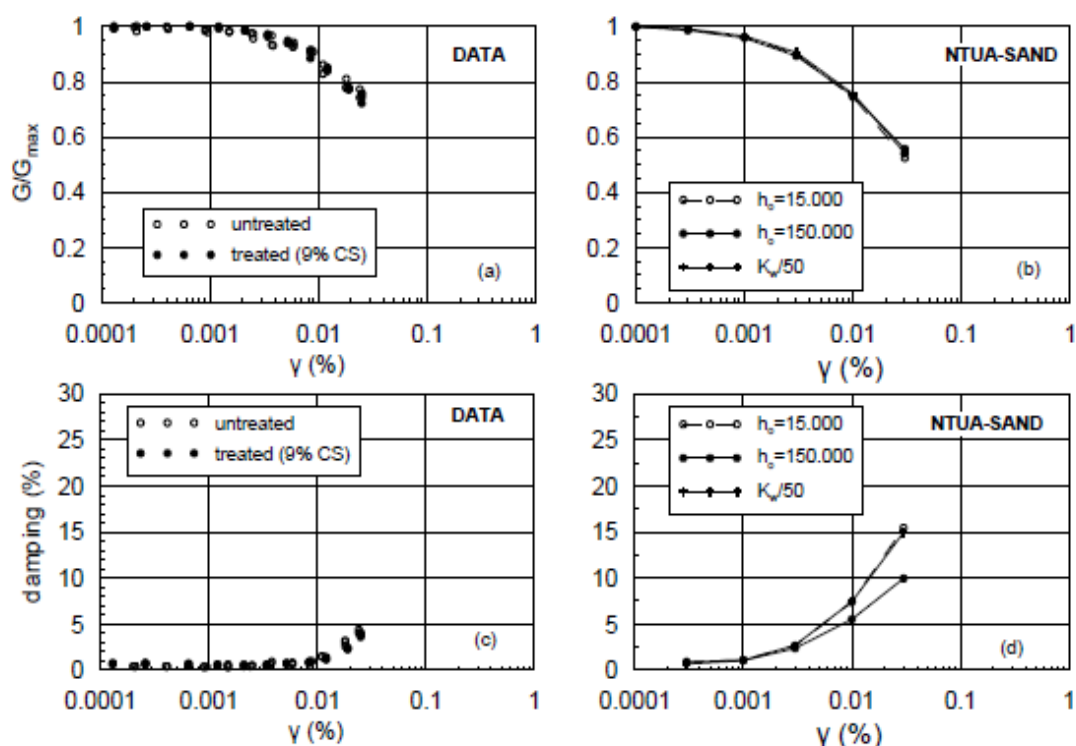
Σχήμα 3.15: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR απαιτούμενο για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L και σύγκριση με αριθμητική ανάλυση με το NTUA-SAND για μέτρο συμπιεστότητας των πόρων $K_w/50$ (data from Diaz-Rodriguez et al 2008) (Andrianopoulos et al, 2015).

Με βάση τη θεωρία του Biot (1955, 1956) που παρουσιάστηκε προηγουμένως, η επίδραση της αλλαγής του υγρού των πόρων (από νερό σε κολλοειδή πυριτία) μπορεί να αποδοθεί με μεταβολή του μέτρου συμπιεστότητας K (εξίσωση 3.23) αποδίδοντας ότι η κολλοειδής πυριτία φαίνεται να έχει μεγαλύτερη συμπιεστότητα από το νερό. Τροποποιώντας λοιπόν την συμπιεστότητα του υγρού των πόρων, πραγματοποιήθηκε αριθμητική ανάλυση με το NTUA-SAND, χωρίς αλλαγή των σταθερών του, για την προσομοίωση των πειραματικών αποτελεσμάτων των Diaz-Rodriguez et al (2008) μειώνοντας το K κατά 50 φορές σε σχέση με το K_w του νερού (Σχήμα 3.15). Η επίδραση της μείωσης του K φαίνεται πως ποιοτικά βρίσκεται στη σωστή κατεύθυνση καθώς και αυτή οδηγεί σε αύξηση του CSR για ρευστοποίηση σε συμφωνία με τα πειραματικά αποτελέσματα (Andrianopoulos et al 2015).

Αναφέρεται, τέλος, ότι η χρήση της δυναμικής ανάλυσης στο FLAC μπορεί να αποδώσει σωστά την αλληλεπίδραση υγρού - εδάφους σε υλικά όπως η άμμος αν οι χρονικές κλίμακες υπολογισμού της ροής και της μηχανικής συμπεριφοράς είναι συγκρίσιμες χρησιμοποιώντας την θεωρία του Biot όπως αναλύθηκε στα παραπάνω κεφάλαια.

3.6 Αναλυτική προσομοίωση δοκιμών στήλης συντονισμού σταθεροποιημένων εδαφών

Τέλος, επισημαίνεται ότι έχει πραγματοποιηθεί αριθμητική προσομοίωση με το NTUA-SAND υιοθετώντας τόσο μεταβολές στον εδαφικό σκελετό, όσο και στο υγρό των πόρων, για τις δοκιμές στήλης συντονισμού που εκτέλεσαν οι Spencer et al (2008). Όσον αφορά το αρχικό μέτρο διάτμησης G_{max} για μικρές ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις, τα αποτελέσματα έδειξαν ότι δεκαπλασιάζοντας το πλαστικό μέτρο h_0 , προβλέπεται αύξηση του G_{max} από 15% σε 22%, τιμές που είναι σύμφωνες με τα πειραματικά δεδομένα της συγκεκριμένης δοκιμής (Andrianopoulos et al, 2015). Αντίθετα, η μείωση του μέτρου συμπίεστος K_w δεν έδειξε να επιδρά στην τιμή του αρχικού μέτρου διάτμησης G_{max} για μικρές ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις, ενώ μεταβολή της παραμέτρου A_0 δεν προσομοιώθηκε, καθώς δεν αναμένεται να έχει επίδραση (Andrianopoulos et al 2015).



Σχήμα 3.16: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στην απομείωση του κανονικοποιημένου μέτρου διάτμησης G/G_{max} και στις αύξουσες καμπύλες της υστερητικής απόσβεσης ξ συναρτήσει της ανακυκλικής διατμητικής παραμόρφωσης (data from Spencer et al 2008) και σύγκριση με τα αποτελέσματα της αριθμητικής ανάλυσης με το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND (Andrianopoulos et al 2015).

Στο Σχήμα 3.16, που απεικονίζει την απομείωση του κανονικοποιημένου μέτρου διάτμησης G/G_{max} και την αύξηση της υστερητικής απόσβεσης ξ σε σχέση με τις ανακυκλικές διατμητικές

παραμορφώσεις, παρατηρείται ότι οι αριθμητικές προσομοιώσεις για αύξηση του πλαστικού μέτρου h_0 (ακόμη και για 10 φορές) καθώς και για μείωση του μέτρου συμπίεσης $K=K_w/50$, δεν κατέδειξαν κάποια ουσιώδη επίδραση της σταθεροποίησης στην απόκριση του εδάφους για μικρές και μεσαίες ανακυκλικές διατμητικές παραμορφώσεις, γεγονός που προκύπτει επίσης και από τα πειραματικά αποτελέσματα.

Κεφάλαιο 4

Αριθμητική προσομοίωση μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης οριζόντιας σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης

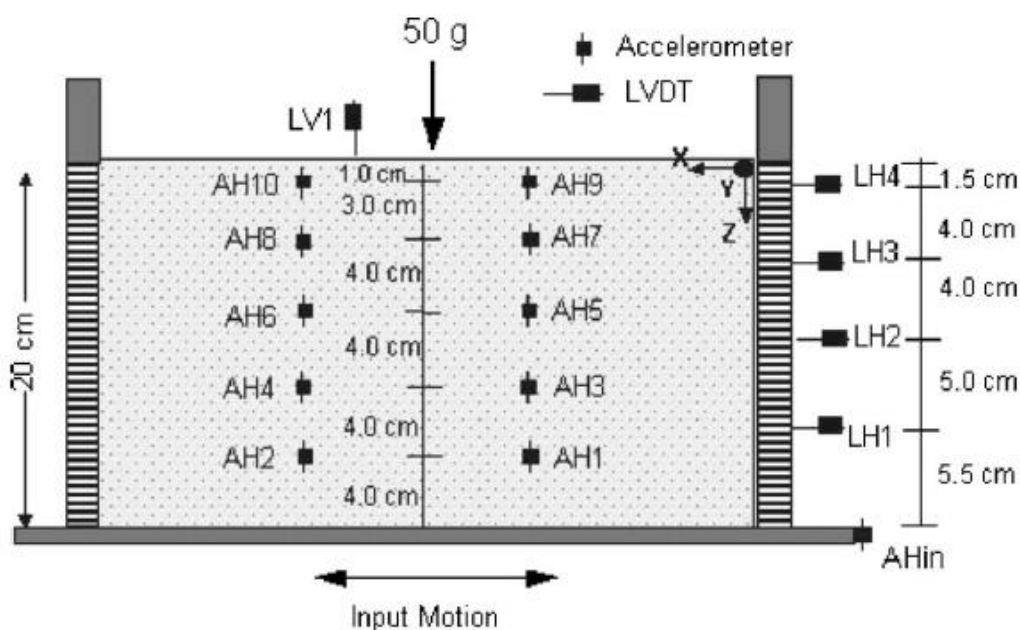
4.1 Εισαγωγή

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνάται η ακρίβεια της αριθμητικής προσομοίωσης της μηχανικής συμπεριφοράς των σταθεροποιημένων με κολλοειδή πυριτία εδαφών σε προβλήματα συνοριακών τιμών, με ευφυή χρήση του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND, όπως παρουσιάστηκε λεπτομερώς στο Κεφάλαιο 3. Για το σκοπό αυτό, η έμφαση δίνεται στην προσομοίωση μίας δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρισης σταθεροποιημένης επίπεδης εδαφικής στρώσης υπό διέγερση βάσης, που αντιστοιχεί σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου (Gallagher et al, 2007). Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι πειραματικές διατάξεις και τα αποτελέσματα της δοκιμής, με στόχο την πληρέστερη κατανόηση των μηχανισμών συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους, και μετά οι παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν. Η αξιοπιστία της προτεινόμενης μεθοδολογίας αριθμητικής ανάλυσης αξιολογείται μετά από σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα που προκύπτουν από τη δοκιμή υπό κλίμακα, με στόχο γενικά συμπεράσματα για την ακρίβειά της.

4.2 Περιγραφή της πειραματικής δοκιμής σε φυγοκεντριστή

Με σκοπό την αριθμητική προσομοίωση της μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης των σταθεροποιημένων εδαφών, η δοκιμή που θα εξεταστεί, διεξήχθη από τους Gallagher et al (2007a) και πρόκειται για δοκιμή φυγοκεντριστή, σε σταθεροποιημένη εδαφική στρώση. Συγκεκριμένα, η δοκιμή διεξήχθη στο Rensselaer Polytechnic Institute (RPI) σε άμμο Nevada, η οποία σταθεροποιήθηκε με κολλοειδή πυριτία Ludox-SM συγκέντρωσης CS=6% κατά βάρος. Η Nevada No.120 είναι μια κακώς διαβαθμισμένη πυριτική άμμος, που χαρακτηρίζεται ως SW – SM με βάση το σύστημα USCS και τα χαρακτηριστικά της παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1. Για τη δοκιμή, χρησιμοποιήθηκε ένα μεταλλικό κουτί με

εύκαμπτα τοιχώματα (Laminar box), αποτελούμενα από ορθογωνικούς δακτυλίους από αλουμίνιο. Οι δακτύλιοι αυτοί χωρίζονται από εφέδρανα γραμμικής οριζόντιας ολίσθησης, που επιτρέπουν τη σχετική μετατόπιση μεταξύ των δακτυλίων με την ελάχιστη δυνατή τριβή. Οι διαστάσεις του δοχείου σε κάτοψη είναι 460mm επί 370mm και το ύψος του 260mm. Στο Σχήμα 4.1 απεικονίζεται η τομή του εύκαμπτου δοχείου με την άμμο Nevada, καθώς επίσης και οι θέσεις των οργάνων μέτρησης επιταχύνσεων και μετατοπίσεων. Για τη μέτρηση των οριζόντιων επιταχύνσεων τοποθετήθηκαν πέντε ζεύγη επιταχυνσιογράφων (AH) σε διάφορα ύψη, ενώ για τις οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις χρησιμοποιήθηκαν πέντε LVDTs, τέσσερα για μέτρηση της πλευρικής εξάπλωσης (LH) και μόνο ένα στην επιφάνεια του εδάφους για τη μέτρηση των καθιζήσεων (LV), θεωρώντας τις ομοιόμορφες.

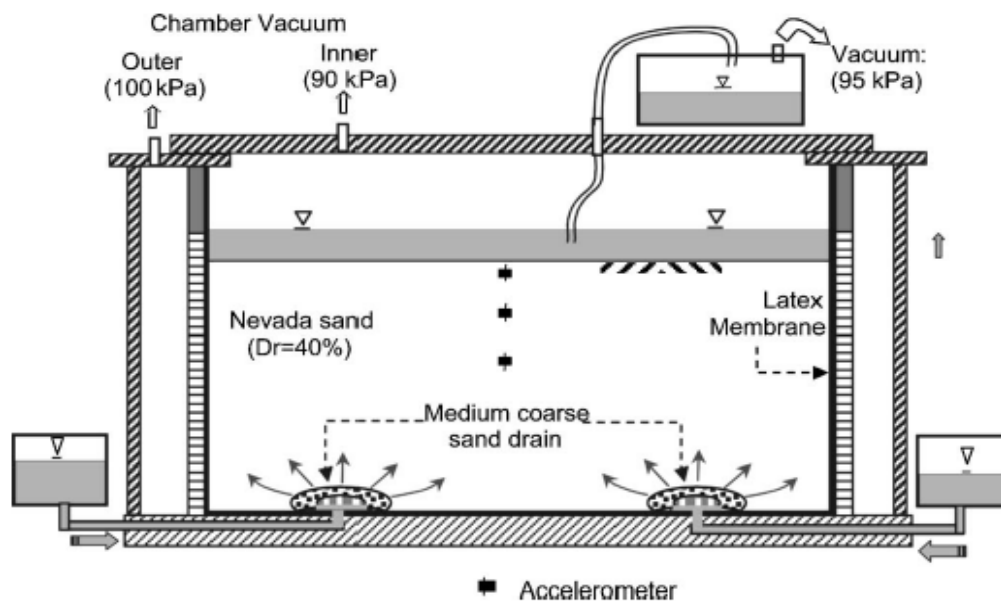


Σχήμα 4.1: Διάταξη και όργανα μέτρησης στο προσομοίωμα του φυγοκεντριστή. (Gallagher 2007a)

Πίνακας 4.1: Φυσικά χαρακτηριστικά της άμμου Nevada No120 (Conlee et al, 2012)

Πυκνότητα στερεού σώματος ρ_s	2.64 Mg/m ³
Μέγιστο ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{s,max}$	17.5 kN/m ³
Ελάχιστο ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{s,min}$	14.5 kN/m ³
Μέγιστος δείκτης πόρων e_{max}	0.821
Ελάχιστος δείκτης πόρων e_{min}	0.631
Μέγεθος κόκκου για 50% κατά βάρος διερχομένου υλικού d_{50}	0.17mm
Συντελεστής ομοιομορφίας $C_u = d_{50}/d_{10}$	1.64

Στο προσομοίωμα αποτέθηκε ξηρή άμμος (pluviation) ώστε να έχει ομοιόμορφη σχετική πυκνότητα $D_r=40\%$. Το διάλυμα πυριτίας που χρησιμοποιήθηκε είχε συνολικό όγκο ίσο με 1.5 φορές τον όγκο των κενών της άμμου στο προσομοίωμα, με στόχο να επιτευχθεί πλήρης αντικατάσταση του νερού των πόρων με αυτό. Στο Σχήμα 4.2 απεικονίζεται η διαδικασία που χρησιμοποιήθηκε για την εισαγωγή της πυριτίας στο έδαφος, απ' όπου φαίνεται ότι το ένεμα εισήχθη από τη βάση του κουτιού και διηθήθηκε προς τα πάνω με δημιουργία υποπίεσης.

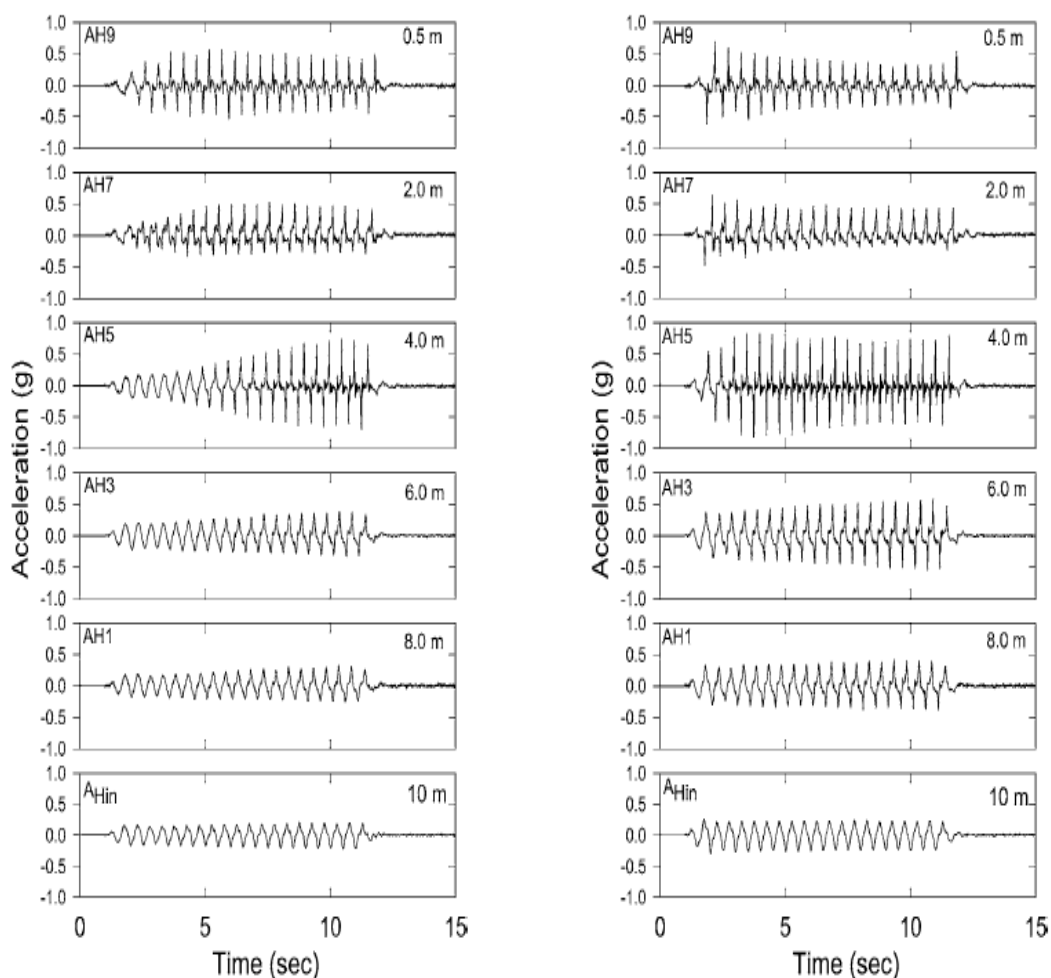


Σχήμα 4.2: Διαδικασία εισαγωγής κολλοειδούς πυριτίας στο προσομοίωμα. (Gallagher 2007a)

Κατά τη διάρκεια της εισπίεσης, το ιξώδες αυξήθηκε από 15 σε $17\text{Pa}^4 \cdot \text{s}$ (1.5 σε 1.7cP) ενώ η κολλοειδής πυριτία σχημάτισε σταθερή γέλη σε περίπου 56 ώρες μετά την ανάμειξή της. Το διάλυμα κολλοειδούς πυριτίας, μετά την εισαγωγή του και πριν ξεκινήσει η δοκιμή, αφέθηκε 240 ώρες (curing time) χρόνος που αντιστοιχεί σε περίπου τέσσερις φορές το χρόνο γέλης.

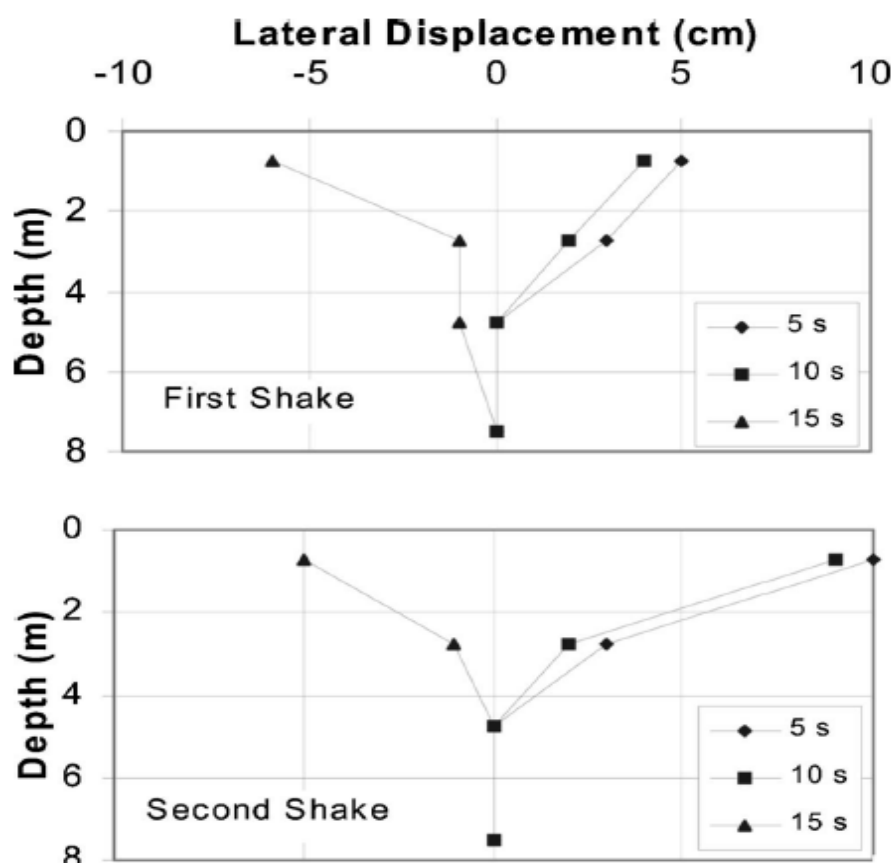
Η φυγοκεντρική επιτάχυνση στην οποία επιβλήθηκε το δοκίμιο ήταν ίση με 50g, επομένως το δοκίμιο ύψους 200mm (βλ. Σχήμα 4.1) προσομοιώνει στο πρωτότυπο σταθεροποιημένη εδαφική στρώση ρευστοποιήσιμης άμμου Nevada σχετικής πυκνότητας $D_r=40\%$ και πάχους 10m. Οι δύο σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες υποβλήθηκε ο υποδοχέας, αποτελούνταν από είκοσι (20) κύκλους ομοιόμορφης κορυφαίας οριζόντιας επιτάχυνσης 0.20g και 0.25g αντίστοιχα, με συχνότητα διέγερσης ίση με 2Hz ($T=0.5\text{sec}$), οι χρονοϊστορίες των οποίων παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3 (βλ. σημείο A_{HIn}).

Οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που καταγράφηκαν στα διάφορα ύψη της εδαφικής στρώσης κατά τη διάρκεια του πειράματος απεικονίζονται στο Σχήμα 4.3. Όπως παρατηρείται, υπάρχει ενίσχυση των επιταχύνσεων καθ' ύψος της εδαφικής στήλης και στα δύο σεισμικά γεγονότα, με μεγαλύτερες τιμές για τη διέγερση των 0.25 g, η οποία είναι εντονότερη στα 2m και στα 4m και όχι στην επιφάνεια. Οι Gallagher et al (2007) υπέθεσαν ότι αυτό πιθανώς συνέβη λόγω μη ολοκλήρωσης του σχηματισμού γέλης της κολλοειδούς πυριτίας σε τοπικό επίπεδο, ή εξαιτίας της καταστροφής των δεσμών μεταξύ των σωματιδίων, κάτι που θα μπορούσε να βελτιωθεί με αύξηση της συγκέντρωσης CS στο διάλυμα (είχε CS=6%, το οποίο είναι περίπου στο κάτω όριο των προτεινόμενων ποσοστών). Οι πιέσεις των πόρων δεν μετρήθηκαν, αλλά με βάση τις καταγραφές των επιταχύνσεων, το σταθεροποιημένο έδαφος δεν πρέπει να ρευστοποιήθηκε κατά τη διάρκεια κανενός σεισμικού γεγονότος.

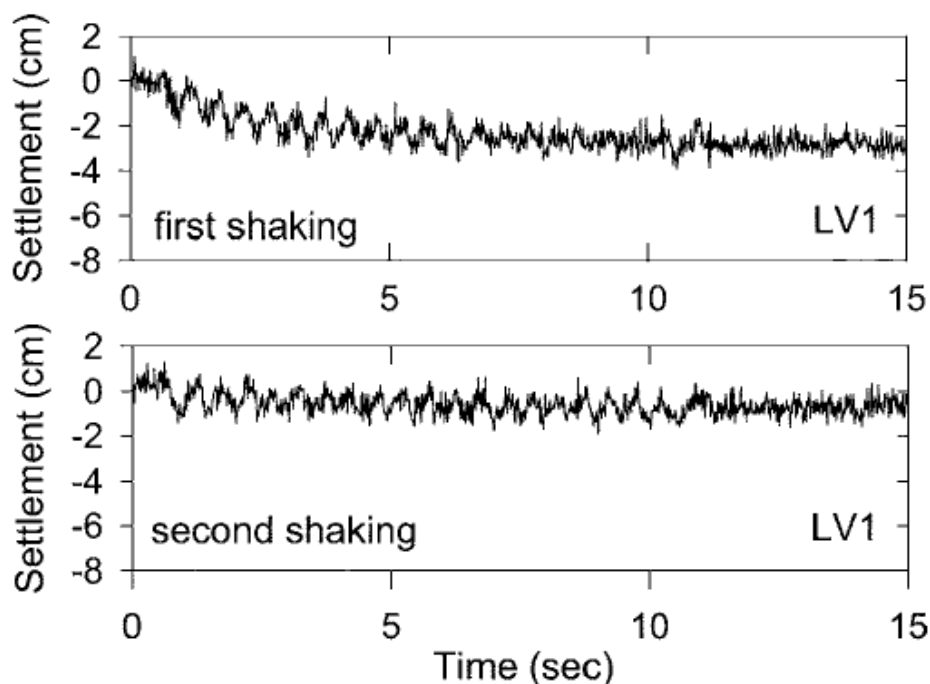


Σχήμα 4.3: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε διάφορα ύψη (a) για το πρώτο (0.20g) και (b) για το δεύτερο σεισμικό γεγονός (0.25g). (Gallagher 2007a)

Στο Σχήμα 4.4 παρουσιάζονται στιγμιότυπα από τις πλευρικές μετατοπίσεις για τις δύο διεγέρσεις σε διάφορες χρονικές στιγμές, απ' όπου προκύπτουν να αυξάνουν σημαντικά με μικρή αύξηση της επιτάχυνσης. Επιπλέον στο Σχήμα 4.5 οι ενδεικτικές καθιζήσεις που καταγράφηκαν ήταν περίπου 30 mm (0.3% παραμόρφωση) κατά τη διάρκεια του πρώτου σεισμικού γεγονότος και λιγότερο από 10 mm (0.1% παραμόρφωση) κατά τη διάρκεια του δεύτερου, δηλαδή οι καθιζήσεις που καταγράφηκαν στο πρώτο σεισμικό γεγονός (0.20g) ήταν μεγαλύτερες από αυτές που καταγράφηκαν στο δεύτερο (0.25g). Ωστόσο σύμφωνα με τους Gallagher 2007a, οι καθιζήσεις μετά το τέλος της σεισμικής διέγερσης που μετρήθηκαν χειροκίνητα στο σταθεροποιημένο έδαφος ήταν ασήμαντες και επομένως οι αυξανόμενες μετατοπίσεις που παρουσιάζονται στις χρονοϊστορίες των καθιζήσεων, πιθανώς οφείλονταν στη μείωση του ύψους κατά την πλευρική παραμόρφωση της εδαφικής μάζας και όχι στη συνίζηση του εδαφικού υλικού που προκλήθηκε κατά την ανακυκλική διέγερση, όπως θα συνέβαινε σε μη σταθεροποιημένο έδαφος. Ωστόσο κάτι τέτοιο θα πρέπει να διερευνηθεί στο μέλλον περαιτέρω.



Σχήμα 4.4: Στιγμιότυπα οριζοντίων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια των δύο σεισμικών γεγονότων. (Gallagher 2007a)



Σχήμα 4.5: Καθιζήσεις που μετρήθηκαν κατά τη διάρκεια των δύο σεισμικών γεγονότων. (Gallagher 2007a)

4.3 Αριθμητική προσομοίωση δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρισης

Η αριθμητική προσομοίωση του πειράματος φυγοκεντριστή που παρουσιάστηκε ανωτέρω, έγινε με το πρόγραμμα FLAC (Itasca Inc. 2005), με χρήση του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND, το οποίο βαθμονομήθηκε κατάλληλα για άμμο Nevada. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2. Ο κάνναβος που χρησιμοποιήθηκε είναι διαστάσεων 23x10m με ζώνες εμβαδού 1x1m. Η στάθμη του υδροφόρου οριζοντα ορίστηκε 1m πάνω από την επιφάνεια του εδάφους, μέσω επιβολής πίεσης πόρων ίση με 9.81kPa στην επιφάνεια, ώστε να εξασφαλιστεί ότι το έδαφος θα παραμείνει κορεσμένο κατά την επιβολή της σεισμικής διέγερσης (αυτή η θεώρηση δεν αλλάζει τις ενεργές τάσεις). Οι κάτω κόμβοι του καννάβου που αντιστοιχούν σε βάθος 10m δεσμεύτηκαν σε μετακίνηση κατά τον x και τον y άξονα λόγω του ανένδοτου πυθμένα του υποδοχέα και επειδή μέσω αυτών επιβλήθηκε η διέγερση βάσης της δοκιμής. Στα πλευρικά σύνορα δεσμεύτηκαν καθ' ύψος οι ακραίοι κόμβοι του καννάβου (μέθοδος tied nodes) στο ίδιο ύψος ώστε να δίνουν την ίδια οριζόντια και κατακόρυφη παραμόρφωση στο ίδιο ύψος. Με αυτό τον τρόπο μπορούν να προσομοιωθούν σωστά οι συνοριακές συνθήκες που επιβάλλει το εύκαμπτο δοχείο (Laminar box) του φυγοκεντριστή.

Για την αριθμητική προσομοίωση του σταθεροποιημένου εδάφους χρησιμοποιήθηκε η λογική που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3, δηλαδή χρησιμοποιώντας τις τρεις (3)

προσεγγίσεις που προαναφέρθηκαν και πιο συγκεκριμένα: (α) την αύξηση της σταθεράς h_0 του πλαστικού μέτρου του προσομοιώματος για τον εδαφικό σκελετό της άμμου, (β) τη μείωση της αδιάστατης θετικής παραμέτρου διαστολικότητας A_0 του προσομοιώματος, και (γ) τη μείωση του μέτρου συμπίεστότητας $K=K_w/n$ του υγρού των πόρων. Αρχικά εξετάστηκαν οι τιμές των παραμέτρων που απέδωσαν βέλτιστα την συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους για ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου ($A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K_w/50$) προκειμένου να διερευνηθεί η καταλληλότητά τους και σε προβλήματα εδαφικής στήλης. Η τιμή της διαπερατότητας του σταθεροποιημένου εδάφους για συγκέντρωση πυριτίας $CS=6\%$ που χρησιμοποιήθηκε κατά την ανάλυση επιλέχθηκε με βάση τους Persoff et al (1996) και προκύπτει ίση με $10^{-9}m/s$ και στις 3 προσεγγίσεις.

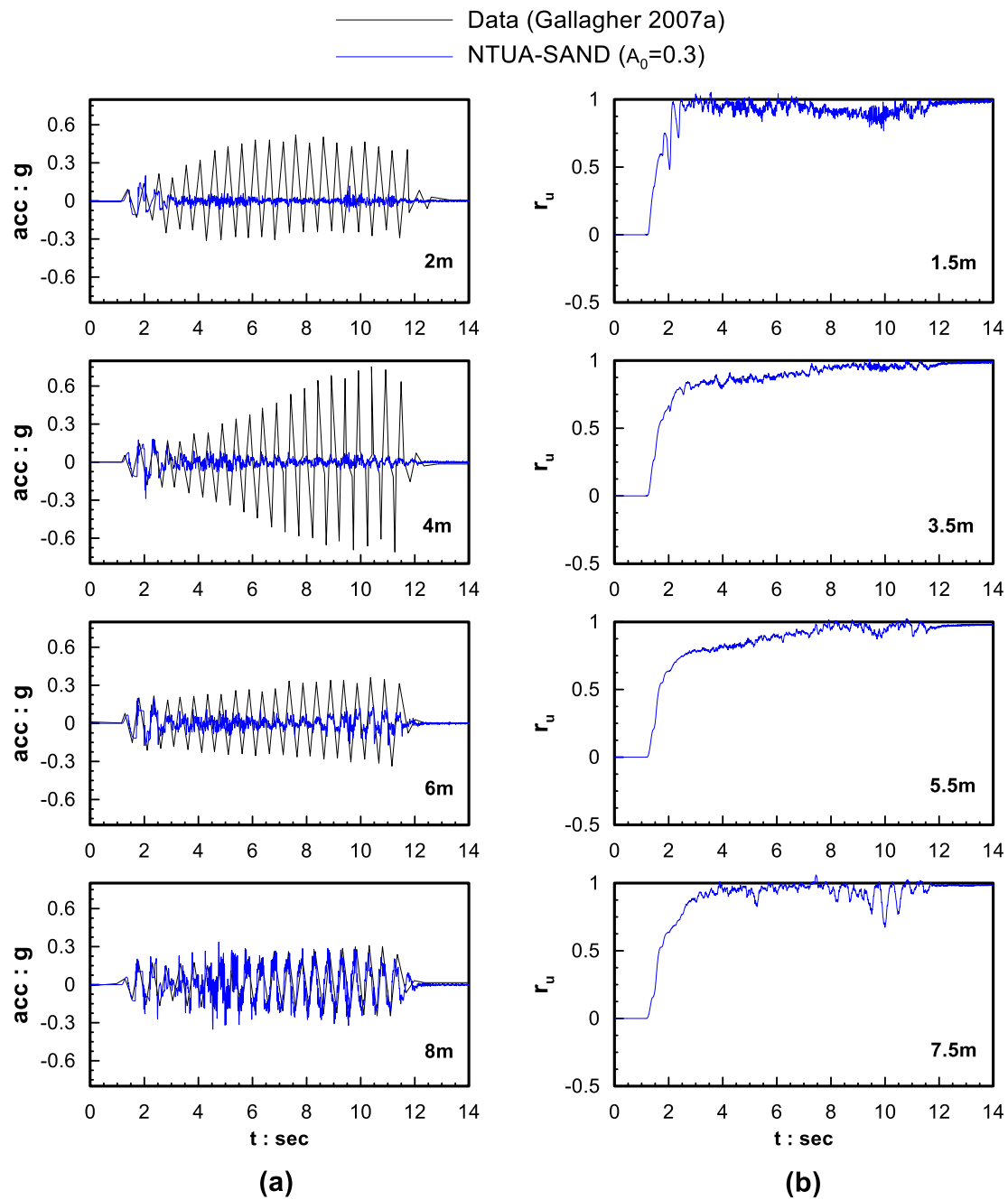
Στη βάση του καννάβου επιβλήθηκε ημιτονοειδής οριζόντια διέγερση με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης ίση με $0.20g$ και συχνότητας $2Hz$ και θεωρήθηκε αρχική απόσβεση τοπικής φύσης (local damping), δηλαδή ανεξάρτητη της συχνότητας της διέγερσης, 2% για την άμμο Nevada. Επισημαίνεται ότι η χρήση του NTUA-SAND για την προσομοίωση συνεπάγεται ότι προκύπτει επιπλέον υστερητική απόσβεση ανάλογα με την ένταση της διέγερσης.

Πίνακας 4.2: Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για φυσική άμμο Nevada (Andrianopoulos et al, 2010).

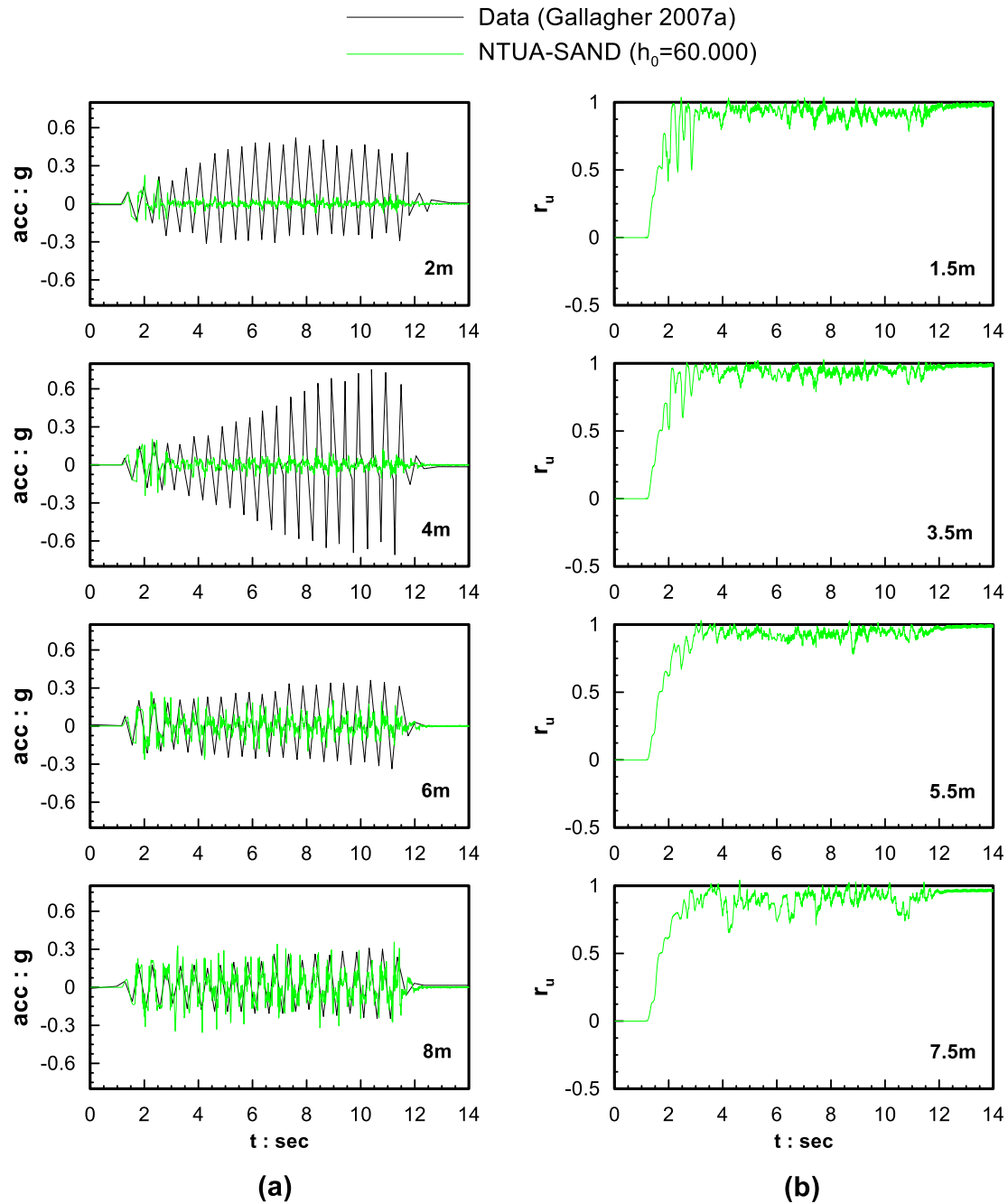
Nevada sand	
Πυκνότητα (Mgr/m^3)	1.52
Πορώδες	0.424
e	0.737
M_c^c	1.25
M_c^e	0.72
$(e_{cs})_a$	0.809
λ	0.022
B_0	600
ν	0.33
k_c^b	1.45
k_c^d	0.30
γ_1	0.00025
α_1	0.6
A_0	0.8
h_0	15000
n_0	40000

Στα Σχήματα 4.6-4.9 που ακολουθούν παρουσιάζεται η σύγκριση των πειραματικών και αναλυτικών αποτελεσμάτων σε όρους εδαφικών επιταχύνσεων, λόγων υδατικών υπερπιέσεων, αλλά και καθιζήσεων. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται οι μετρήσεις των επιταχυνσιογράφων που βρίσκονται στην αριστερή μεριά του υποδοχέα όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.1 (AH10, AH8, AH6, AH4, AH2) με τις αντίστοιχες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων που προέκυψαν από την αριθμητική προσομοίωση στις θέσεις των μετρητών αυτών. Επίσης συγκρίνονται οι καθιζήσεις που μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους από το μετρητή LV1 (βλ. Σχήμα 4.1) με τις καθιζήσεις που προέκυψαν από την ανάλυση στην ίδια θέση. Τέλος παρατίθενται και οι χρονοϊστορίες των λόγου υδατικών υπερπιέσεων r_u σε διαφορετικά βάθη μόνο από την αριθμητική προσομοίωση, καθώς δεν υπάρχουν αντίστοιχες πειραματικές μετρήσεις προς σύγκριση. Τονίζεται εδώ ότι ο λόγος υπερπιέσεων πόρων r_u για τα σταθεροποιημένα εδάφη δεν έχει την ίδια φυσική σημασία με αυτήν στα φυσικά εδάφη, αφού, όπως έχει ήδη αναφερθεί, δεν έχει διερευνηθεί ακόμα μικροσκοπικά ο μηχανισμός ανάπτυξης υπερπιέσεων πόρων σε σταθεροποιημένα εδάφη. Έτσι ο λόγος που παρουσιάζονται αυτές οι εκτιμήσεις r_u είναι η κατανόηση των μηχανισμών της προσομοίωσης σε όρους επιταχύνσεων και καθιζήσεων.

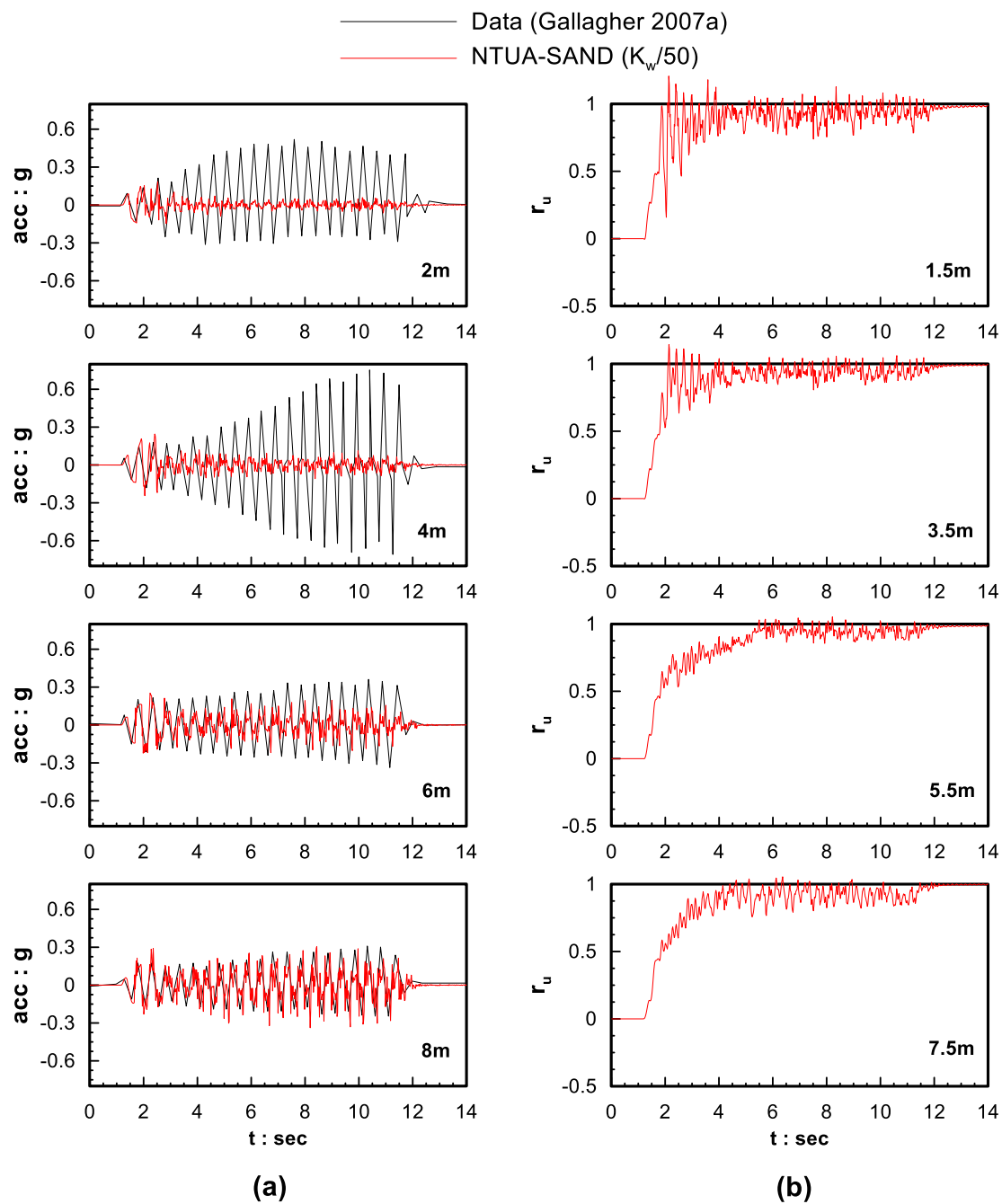
Στα επόμενα σχήματα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις τιμές των παραμέτρων $A_0=0.3$ (Σχήμα 4.6), $h_0=60.000$ (Σχήμα 4.7) και $K=40.000$ (Σχήμα 4.8) που αντιστοιχούν σε $A_0/2.67$, $4h_0$ και $K_w/50$ αντίστοιχα. Επισημαίνεται ότι στις αναλύσεις με $A_0=0.3$ και $h_0=60.000$ οι τιμές των υπολοίπων παραμέτρων έμειναν ίσες με εκείνες του Πίνακα 4.2, ενώ για την ανάλυση $K_w/50$ όλες οι παράμετροι είχαν τις τιμές του Πίνακα 4.2. Όπως είναι εμφανές, αν και οι τιμές αυτές είχαν αποδειχτεί οι βέλτιστες σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου (τουλάχιστον για τα δεδομένα των Diaz-Rodriguez et al 2008), καμία από τις παραπάνω προσομοιώσεις δεν απέδωσε αποτελεσματικά τη συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους σε επίπεδο εδαφικής στήλης. Πιο συγκεκριμένα, οι αναλύσεις προβλέπουν και πάλι ρευστοποίηση του σταθεροποιημένου εδάφους, σε αντίθεση με τα πειραματικά δεδομένα, ενώ αποδίδουν σχεδόν μηδενικές καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα 4.9). Οι σχεδόν μηδενικές καθιζήσεις σχετίζονται και με τη γνωστή αδυναμία του NTUA-SAND να προβλέψει σημαντικές ογκομετρικές παραμορφώσεις σε φορτίσεις στερεοποίησης (βλ. Andrianopoulos et al, 2010).



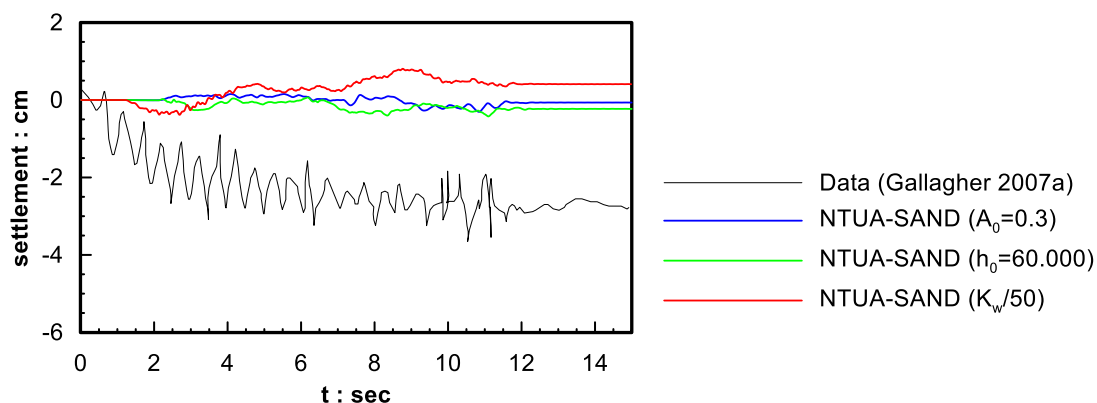
Σχήμα 4.6: (α) Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$. (β) Οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική αναλυση σε διάφορα βάθη.



Σχήμα 4.7: (α) Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=60.000$. (β) Οι χρονιοιστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση σε διάφορα βάθη.

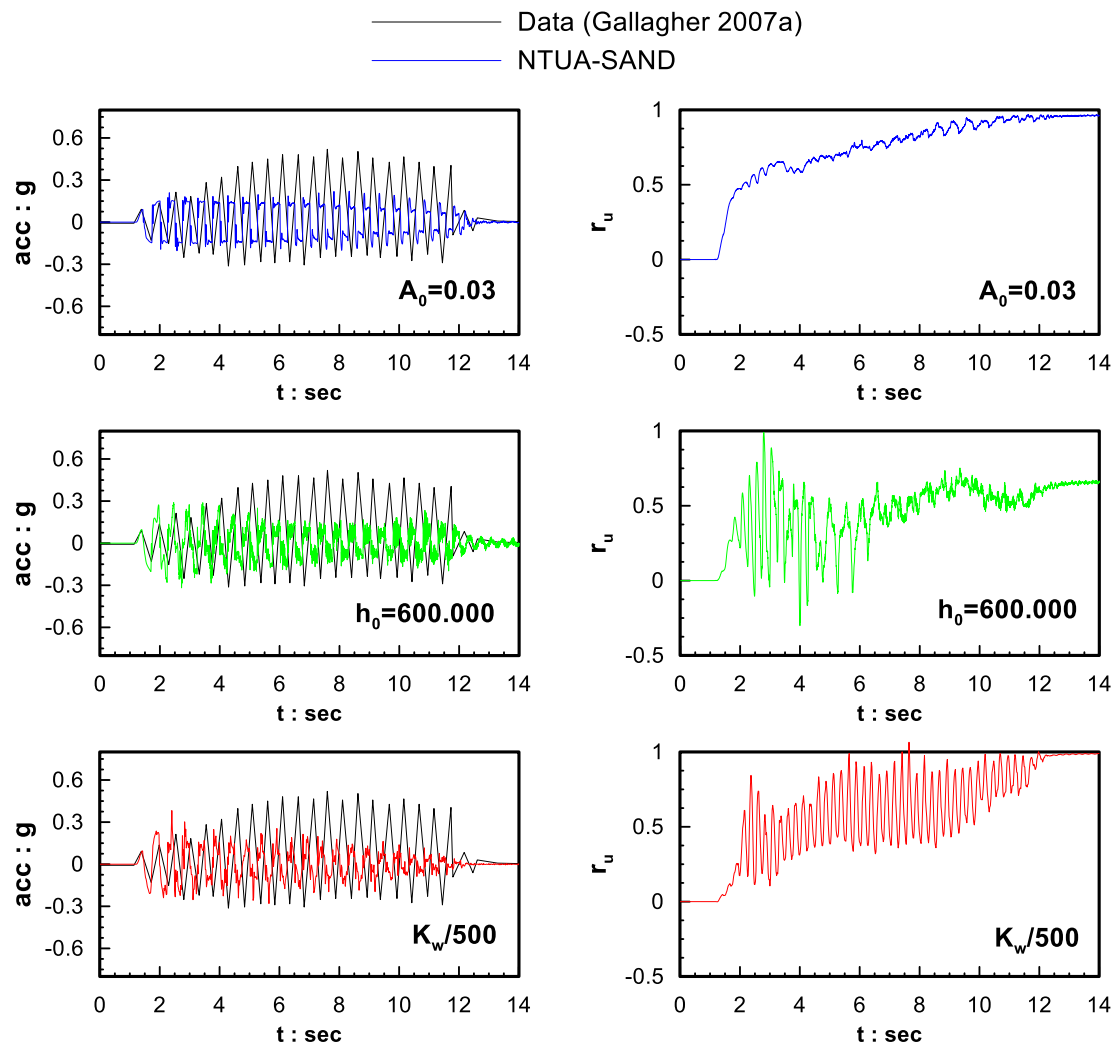


Σχήμα 4.8: (α) Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/50$. (β) Οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως προέκυψαν από την αριθμητική ανάλυση σε διάφορα βάθη.

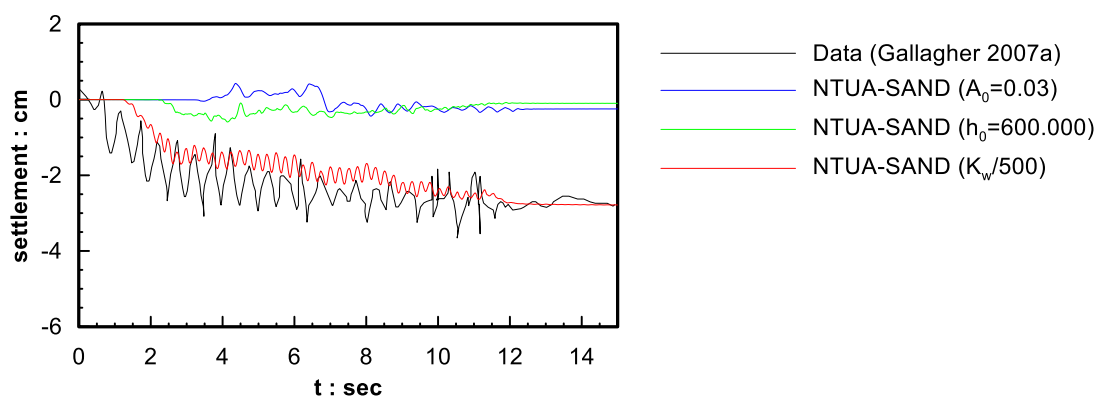


Σχήμα 4.9: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K_w/50$.

Αν και ποσοτικά οι μεταβολές των $A_0/2.67$, $4h_0$ και $K_w/50$ δεν απέδωσαν τη συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους σε επίπεδο συστήματος, ποιοτικά ήταν στη σωστή κατεύθυνση. Έτσι, οι αναλύσεις επαναλήφθηκαν για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K_w/500$, δηλαδή 10 φορές μεγαλύτερη μεταβολή από τις βέλτιστες για το εδαφικό στοιχείο τιμές, και έγινε ξανά σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα σε όρους καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα 4.11) και επιταχύνσεων σε βάθος 2m ενδεικτικά (Σχήμα 4.10). Ακόμη παρουσιάζεται και η χρονοϊστορία του λόγου πιέσεων πόρων r_u για κάθε μία από τις αριθμητικές αναλύσεις σε βάθος 1.5m στο **Σχήμα 4.10** χάριν καλύτερης εποπτείας. Από το Σχήμα 4.10 προκύπτει ότι οι νέες τιμές των παραμέτρων προσεγγίζουν σαφώς καλύτερα την συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους σε όρους επιταχύνσεων διότι εξαφανίζονται οι ενδείξεις της ρευστοποίησης ακόμα και στην επιφάνεια του εδάφους (όταν συμβαίνει αυτό γίνεται μόνο το τέλος της διέγερσης, και όχι από την αρχή της όπως στα Σχήματα 4.6 έως 4.8). Ωστόσο, στο Σχήμα 4.11 φαίνεται ότι η μεταβολή των παραμέτρων A_0 και h_0 αδυνατεί να προσομοιώσει την απόκριση σε όρους καθιζήσεων, ενώ η μειωμένη τιμή του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων ($K_w/500$) αποτελεί σίγουρα την καλύτερη προσέγγιση από τις τρεις.



Σχήμα 4.10: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, όπως μετρήθηκαν σε βάθος 2m στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K_w/500$ και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u από την αριθμητική ανάλυση σε βάθος 1.5m.



Σχήμα 4.11: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K_w/500$.

Συμπερασματικώς, η προσέγγιση της μείωσης του μέτρου συμπίεστικότητας του υγρού των πόρων K (συγκριτικά με εκείνη για το νερό $K_w=2 \cdot 10^6 \text{kPa}$) φαίνεται να λειτουργεί καλύτερα για την αριθμητική προσομοίωση της μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης, λόγω της σαφούς υπεροχής της όσον αφορά την πρόβλεψη των μετρηθέντων μετατοπίσεων. Ωστόσο η τιμή 500 του διαιρέτη δεν αποτελεί ίσως τη βέλτιστη τιμή για την πρόβλεψη της απόκρισης συνολικά σε όρους επιταχύνσεων και καθιζήσεων. Για το λόγο αυτό, αναζητήθηκαν καταλληλότερες τιμές προς την κατεύθυνση αυτή. Ακολουθώντας τη λογική της μείωσης της τιμής του διαιρέτη του μέτρου συμπίεστικότητας του υγρού των πόρων K_w , διερευνήθηκε πιθανή συσχέτιση αυτής της τιμής με την τιμή της συγκέντρωσης κολλοειδούς πυριτίας στο διάλυμα που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα. Κατόπιν παραμετρικών αναλύσεων που έγιναν τόσο για το πείραμα της Gallagher (2007a) όσο και για το πείραμα των Conlee et al (2012) που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 5, μέσω δοκιμαστικών προβλέψεων (trial and error) προέκυψε η ακόλουθη κοινώς αποδεκτή σχέση για να εκφράσει αυτή τη συσχέτιση του K με το ποσοστό της πυριτίας κατά βάρος:

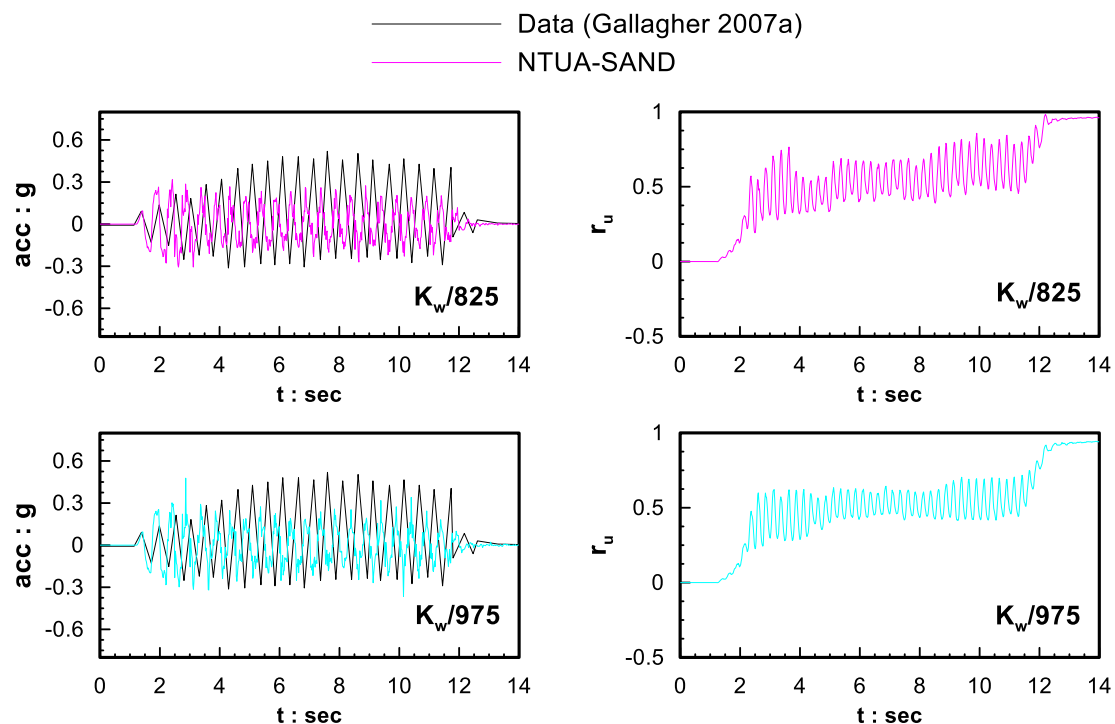
$$K = K_w / [(CS + 2.25) \cdot 100] \quad (4.1)$$

όπου:

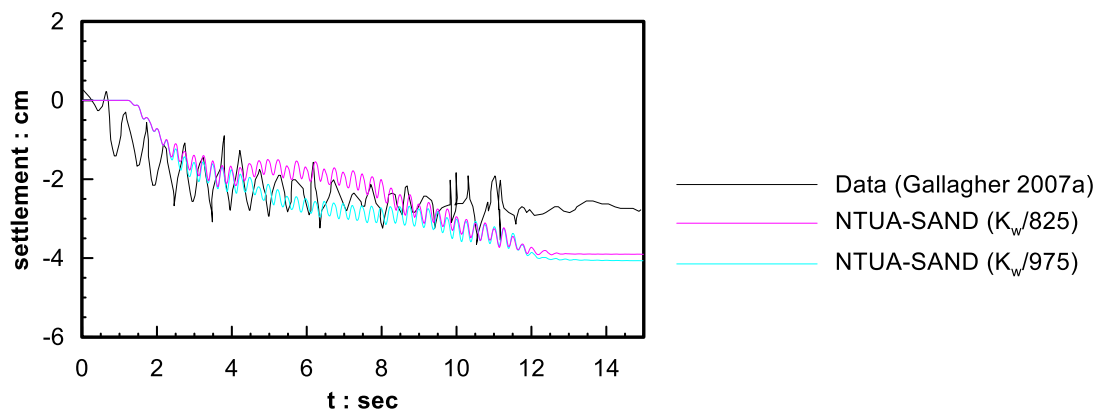
K_w μέτρου συμπίεστικότητας του νερού των πόρων

CS (%) η τιμή της συγκέντρωσης κατά βάρος κολλοειδούς πυριτίας (πχ. για 6% κατά βάρος $CS=6\%$)

Για την τιμή της συγκέντρωσης κολλοειδούς πυριτίας $CS=6\%$ που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα της Gallagher (2007), προκύπτει από την ανωτέρω σχέση η τιμή 825 για τον διαιρέτη του μέτρου συμπίεστικότητας του υγρού των πόρων K_w . Επιπλέον εξετάζεται και η τιμή του διαιρέτη 975, η οποία προκύπτει για $CS=7.5\%$ ως μέσος όρος για τις τιμές $CS=5\%$ και $CS=10\%$ που είναι η ελάχιστη και μέγιστη αποδεκτή τιμή για τη συγκεκριμένη μέθοδο σταθεροποίησης εδαφών, σε όρους αποτελεσματικότητας το κάτω όριο και κόστους το άνω. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις δύο αυτές τιμές ($K_w/825$ και $K_w/975$) σε όρους επιταχύνσεων και λόγου πιέσεων πόρων (**Σχήμα 4.12**), καθώς και σε όρους καθιζήσεων (**Σχήμα 4.13**), στη μορφή των Σχημάτων 4.10 και 4.11, αντίστοιχα.



Σχήμα 4.12: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, όπως μετρήθηκαν σε βάθος 2m στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/825$ και $K_w/975$ και οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u από την αριθμητική ανάλυση σε βάθος 1,5m.



Σχήμα 4.13: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων όπως μετρήθηκαν στην επιφάνεια του εδάφους στο πείραμα (Gallagher 2007a) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/825$ και $K_w/975$.

Από τα παραπάνω σχήματα διαφαίνεται ότι οι τιμές $K_w/825$ και $K_w/975$ προσεγγίζουν συνολικά ακόμα καλύτερα τη συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους σε όρους επιταχύνσεων και καθιζήσεων σε σύγκριση με τις προηγούμενες αναλύσεις. Η τιμή 825 όμως του διαιρέτη δίνει ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα όσον αφορά τις καθιζήσεις (**Σχήμα 4.13**), γεγονός που καταδεικνύει την καταλληλότητα της σχέσης (4.1) για την αριθμητική προσομοίωση μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης.

4.4 Επιλογή διαπερατότητας φυσικής άμμου Nevada.

Στην παράγραφο αυτή γίνεται αναφορά στην τιμή της διαπερατότητας k που θα πρέπει να υιοθετείται σε περιπτώσεις όπου η άμμος δε σταθεροποιείται, αλλά υπόκειται σε ρευστοποίηση. Ειδικότερα, σε περιπτώσεις δυναμικών φορτίσεων και ειδικά αν προκύπτει ρευστοποίηση, η χρήση του συντελεστή διαπερατότητας k , όπως αυτός ορίζεται από το νόμο Darcy και μετράται στο εργαστήριο σε διαπερατόμετρα, θεωρείται αμφιλεγόμενη στη βιβλιογραφία. Σε συνθήκες που είναι πολλαπλάσιες της επιτάχυνσης της βαρύτητας (π.χ. δοκιμές φυγοκέντρισης) οι βασικές παραδοχές του νόμου Darcy - ροή υπό στατικές συνθήκες και διαμέσου των πόρων ενός σταθερού εδάφους- παύουν να ισχύουν. Πιο συγκεκριμένα, αντίθετα με τις στατικές, οι δυναμικές φορτίσεις χαρακτηρίζονται από τη γρήγορα μεταβαλλόμενη κατεύθυνση ροής και την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων που οδηγούν σε έναν ασταθή εδαφικό σκελετό, ειδικά αν προκύπτει ρευστοποίηση.

Για το λόγο αυτό, στη βιβλιογραφία, και ειδικά για άμμο Nevada, έχουν προταθεί τρεις διαφορετικοί τρόποι εισαγωγής του συντελεστή διαπερατότητας k , ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες φόρτισης (Chaloulos et al, 2013):

- "Στατικός" συντελεστής διαπερατότητας: $k=6.6 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$, όπως προέκυψε από δοκιμές διαπερατότητας σταθερού υδραυλικού ύψους για άμμο Nevada με σχετική πυκνότητα 40% (Arulmoli et al. 1992, Arulanandan and Scott 1994)
- "Δυναμικός" συντελεστής διαπερατότητας: $k=2.1 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$, όπως προτάθηκε από τους Liu and Dobry (1997), λαμβάνοντας υπόψη τη μεταβαλλόμενη κατεύθυνση ροής στους πόρους του εδάφους.
- "Μεταβλητός" συντελεστής διαπερατότητας, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την απομάκρυνση των εδαφικών κόκκων κατά τη ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού και τη δημιουργία "καναλιών" ροής μέσα στον εδαφικό σκελετό. Ο συντελεστής αυτός, μεταβάλλεται συναρτήσει του λόγου των υδατικών υπερπιέσεων, r_u , ή του χρόνου, ενώ σε πολλές περιπτώσεις, οι διάφοροι ερευνητές συνιστούν, χάριν απλότητας, τη χρήση ενός σταθερού ισοδύναμου αλλά αυξημένου μέσου πολλαπλασιαστική του αρχικού συντελεστή διαπερατότητας,

Οι Arulanandan and Sybico (1992) προτείνουν μια τριγωνική κατανομή του συντελεστή διαπερατότητας σύμφωνα με την οποία η μέγιστη τιμή συμβαίνει όταν ξεκινά η ρευστοποίηση ($r_u=1$), ή εναλλακτικά τη χρήση ενός ισοδύναμου συντελεστή ίσου με $3,67k_{ini}$. Τη λογική της τριγωνικής κατανομής ακολουθούν και οι Arulanandan and Manzari (1993). Οι Shahir et al (2012) προτείνουν την μεταβολή του k συναρτήσει του r_u , με την ακόλουθη σχέση:

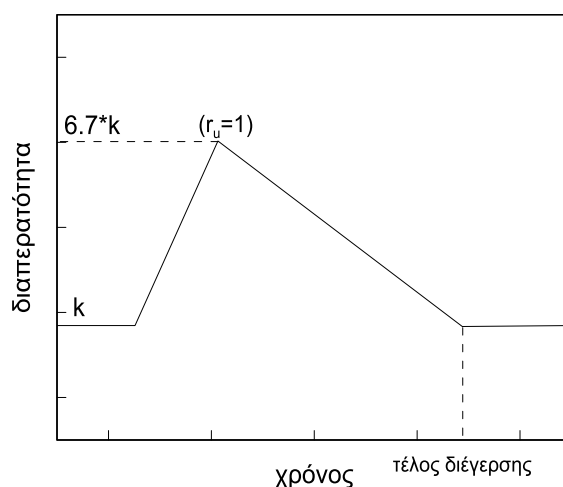
$k_b = k_{ini} * [1 + (\alpha - 1) * r_u^b]$, όπου α , b σταθερές του εδάφους με τιμές για άμμο Nevada ίσες με $\alpha = 20$, $b = 1$ με μέγιστη αύξηση της διαπερατότητας ίση με $20k_{ini}$ και μια ισοδύναμη μέση τιμή ίση με $10 * k_{ini}$. Οι Taiebat et al (2007) προτείνουν τη χρήση μιας απλοποιητικής ισοδύναμης μέσης τιμής ίσης με $4k_{ini}$.

Ανάλογη έρευνα είχε γίνει στη βιβλιογραφία από τον Ανδριανόπουλο (2006), που έκανε μια βιβλιογραφική ανασκόπηση των διάφορων τιμών της διαπερατότητας που είχαν χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση απόκρισης άμμου Nevada στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος VELACS. Στις περισσότερες αριθμητικές προσομοιώσεις τέθηκε τιμή διαπερατότητας ίση με 50 φορές την τιμή που μετρήθηκε στο εργαστήριο ώστε να λαμβάνεται υπόψη η φυγοκεντρική επιτάχυνση. Σε δύο περιπτώσεις θεωρήθηκε τιμή διαπερατότητας μικρότερη αυτής που προκύπτει από την αναγωγή κατά 1/2 (Bardet et al. 1994), και κατά 1/4 (Popescu and Prevost, 1994). Η μικρότερη τιμή υιοθετήθηκε από τους πρώτους καθ' όλη τη διάρκεια της προσομοίωσης ενώ για τους δεύτερους μόνο κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Σε όλες τις προσπάθειες προσομοίωσης της δοκιμής, οι καθιζήσεις που προέκυψαν ήταν σαφώς μικρότερες από αυτές που μετρήθηκαν. Τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3:

Στην παρούσα εργασία, ελλείπει πειραματικών δεδομένων φυσικής άμμου Nevada, στη δοκιμή φυγοκέντρισης των Gallagher et al (2007) έγινε μια προσπάθεια προσομοίωσης με χρήση ορισμένων από τις προτάσεις για τη μεταβολή του συντελεστή διαπερατότητας. Οι παραπάνω συνδυασμοί έγιναν με χρήση αρχικού συντελεστή διαπερατότητας (k) τόσο του δυναμικού όσο και του στατικού. Οι προσαυξημένοι συντελεστές διαπερατότητας θεωρούνται ότι υπάρχουν κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης και μετά την πάροδο της λαμβάνουν ξανά τις αρχικές τιμές τους. Οι εναλλακτικές προσεγγίσεις για την αυξημένη διαπερατότητα που χρησιμοποιήθηκαν εδώ είναι οι εξής:

1. $k = 6.6 * 10^{-5} \text{m/s}$, σύμφωνα με τους Arumoli et al (1992)
2. $k = 2.1 * 10^{-5} \text{m/s}$, σύμφωνα με τους Liu and Dobry (1997)
3. $10 * k$, σύμφωνα με τον απλοποιητικό συντελεστή κατά τους Shahir et al (2012). Για τη συγκεκριμένη προσέγγιση ελέγχθηκαν 2 περιπτώσεις: (3α) $10 * k$, $k = 6.6 * 10^{-5} \text{m/s}$ και (3β) $10 * k$, $k = 2.1 * 10^{-5} \text{m/s}$.
4. $4 * k$, σύμφωνα με τον απλοποιητικό συντελεστή κατά τους Taiebat et al (2007). Για τη συγκεκριμένη προσέγγιση ελέγχθηκαν 2 περιπτώσεις: (4α) $4 * k$, $k = 6.6 * 10^{-5} \text{m/s}$ και (4β) $4 * k$, $k = 2.1 * 10^{-5} \text{m/s}$.

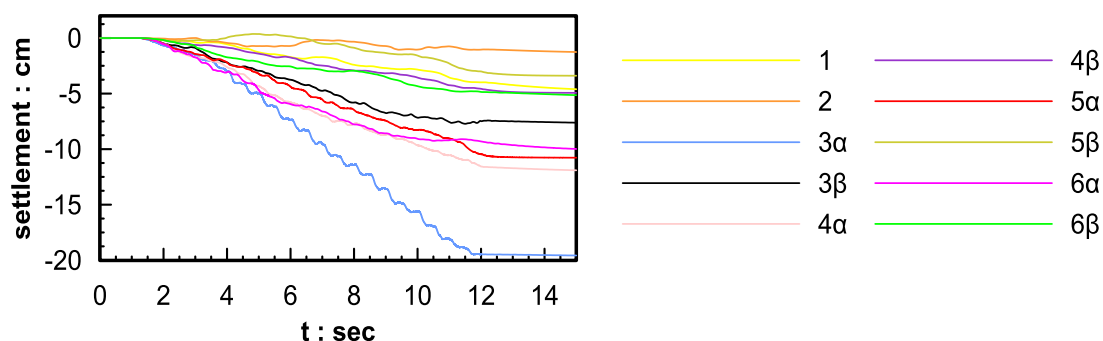
5. $3.67 \cdot k$, σύμφωνα με τον απλοποιητικό συντελεστή κατά τους Arulanandan and Sybico (1992). Για τη συγκεκριμένη προσέγγιση ελέγχθηκαν 2 περιπτώσεις: (5α) $3.67 \cdot k$, $k=6.6 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$ και (5β) $3.64 \cdot k$, $k=2.1 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$.
6. Χρονικά μεταβαλλόμενη διαπερατότητα κατά τους Arulanandan and Manzari (1993) όπως φαίνεται ποιοτικά στο **Σχήμα 4.14**, η οποία επανέρχεται στην αρχική τιμή μετά το τέλος της διέγερσης και παρουσιάζει μέγιστη τιμή όταν το έδαφος ρευστοποιείται πρώτη φορά ($r_u=1$) με μέγιστη τιμή ίση με $6.7 \cdot k$. Για τη συγκεκριμένη προσέγγιση ελέγχθηκαν 2 περιπτώσεις: (6α) $k=6.6 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$ και (6β) $k=2.1 \cdot 10^{-5} \text{m/s}$.



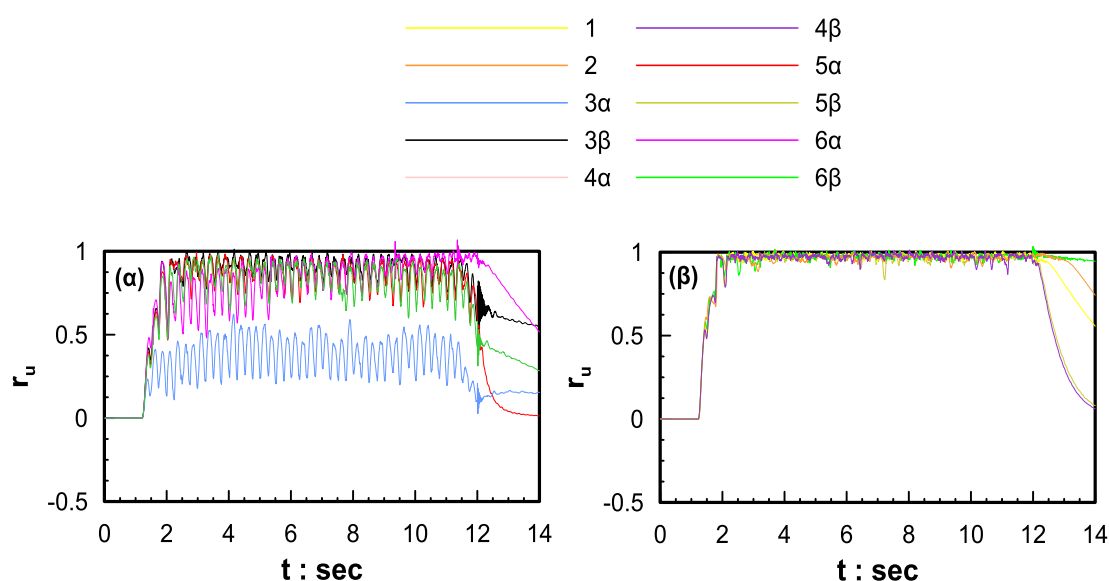
Σχήμα 4.14: Σχέση χρονικής μεταβολής της τιμής του συντελεστή διαπερατότητας (Arulanandan and Manzari, 1993)

Στα Σχήματα 4.15 και 4.16 φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, ενώ το κάθε χρώμα αντιστοιχεί σε κάθε μία από τις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν αναλυτικά παραπάνω. Σημειώνεται ότι στις αριθμητικές προσομοιώσεις τέθηκε τιμή διαπερατότητας ίση με 50 φορές την τιμή που μετρήθηκε στο εργαστήριο ώστε να γίνει αναγωγή του χρόνου υδατικής ροής σε συνθήκες φυγοκεντρική στον αντίστοιχο χρόνο σε συνθήκες πρωτοτύπου, συμβατά και συγκρίσιμα με τη δοκιμή της Gallagher 207 για σταθεροποιημένο έδαφος.

Τα αποτελέσματα φαίνονται στο **Σχήμα 4.15** σε όρους καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους και στο **Σχήμα 4.16** σε όρους λόγου υπερπίεσεων του ύδατος των πόρων σε βάθος 1.5m.



Σχήμα 4.15: Χρονοϊστορίες καθιζήσεων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή διαπερατότητας στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 4.16: Χρονοϊστορίες λόγου υπερπίεσης ύδατος πόρων για τις διάφορες τιμές του συντελεστή διαπερατότητας σε βάθος 1.5m.

Παρατηρείται ότι υπάρχουν δύο ομάδες αποτελεσμάτων, μια που οδηγεί σε καθιζήσεις της τάξης των 2-5 cm και μία που οδηγεί σε καθιζήσεις πάνω από 5cm. Η δοκιμή του προγράμματος VELACS οδήγησε σε πολύ μεγαλύτερες τιμές καθιζήσεων, της τάξης των 15 - 20 cm αλλά το έδαφος ρευστοποιήθηκε πλήρως, κάτι που δεν συμβαίνει στην ανάλυση που έδωσε μεγάλες τιμές καθιζήσεων (εδώ π.χ. την προσέγγιση (3α) των Shahir et al με 10 φορές μεγαλύτερο συντελεστή διαπερατότητας). Παρόλα αυτά, σε σχέση με το σταθεροποιημένο έδαφος σε όλες τις περιπτώσεις αναπτύσσονται μεγαλύτερες καθιζήσεις όπως και είναι φυσικό. Επίσης σε όρους λόγων υδατικών υπερπιέσεων είναι σαφές ότι η πλειοψηφία των αριθμητικών αναλύσεων οδηγεί σε ρευστοποίηση, κάτι που συγκριτικά με τα πειράματα της βιβλιογραφίας σε παρόμοιο έδαφος είναι αναμενόμενο. Τα αποτελέσματα σε όρους r_u

παρουσιάζονται σε δύο ξεχωριστά σχήματα που αντιστοιχούν στις δύο ομάδες διαφορετικών καθιζήσεων (α) 2-5 cm (β)>5cm.

Οι επιλογές των τιμών διαπερατότητας k για τις αναλύσεις των επομένων κεφαλαίων που περιλαμβάνουν φυσική άμμο Nevada αιτιολογούνται καταλλήλως εκεί.

Πίνακας 4.3: Σύνοψη προβλέψεων της δοκιμής No. 1 για το ερευνητικό πρόγραμμα VELACS και σύγκριση με τα αντίστοιχα πειραματικά αποτελέσματα. (Ανδριανόπουλος, 2006)

Πρόβλεψη από:	Διαπερατότητα (m/sec)	Ρυθμός ανάπτυξης οδατικών υπερπιέσεων	Πάχος ρεοστοποποιημένης στρώσης (m)	Κορυφαία εδαφική επιτάχυνση στην επιφάνεια	Καθίζηση (cm)		
					στο τέλος της διέγερσης	στο τέλος της στερεοποίησης	σύνολο
Aubry - B (Gefdyn)	3.3×10^{-3}	γρήγορος	?	0.56g	3	-	3
Bardet - A	1.5×10^{-3}	μέτριος	5.4	0.35g	2	1	3
Chan - A (Diana - Swandyne II)	6.6×10^{-5}	μέτριος	7.5	0.35g	2.5	2	4.5
Kimura - A	6.6×10^{-5}	αργός	0.0	0.38g	7	0	7
Lacy - A (Dynaflow)	3.3×10^{-3}	γρήγορος	5.4	0.15g	13	2	15
Li - A (Sumdes)	3.3×10^{-3}	γρήγορος	7.5	0.22g	3.8	0.5	4.3
Manjari - A (Dysac2)	3.3×10^{-3} & μεταβολή σύμφωνα με Arulanandan & Sybico (1992)	γρήγορος	7.5	0.14g	17	1	18
Muraleetharan - A (Dysac2)	6.6×10^{-5} μεταβλητή	γρήγορος	5.4	0.12g	3	2	5
Popescu - A	0.84×10^{-3}	γρήγορος	2.9	0.16g	1.2	3	4.2
R.P.I (test 1)	-	μέτριος	4.0	0.09g	13	2	15
R.P.I (test 2)	-	μέτριος	5.4	0.15g	17	3	20

Κεφάλαιο 5

Αριθμητική προσομοίωση σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση

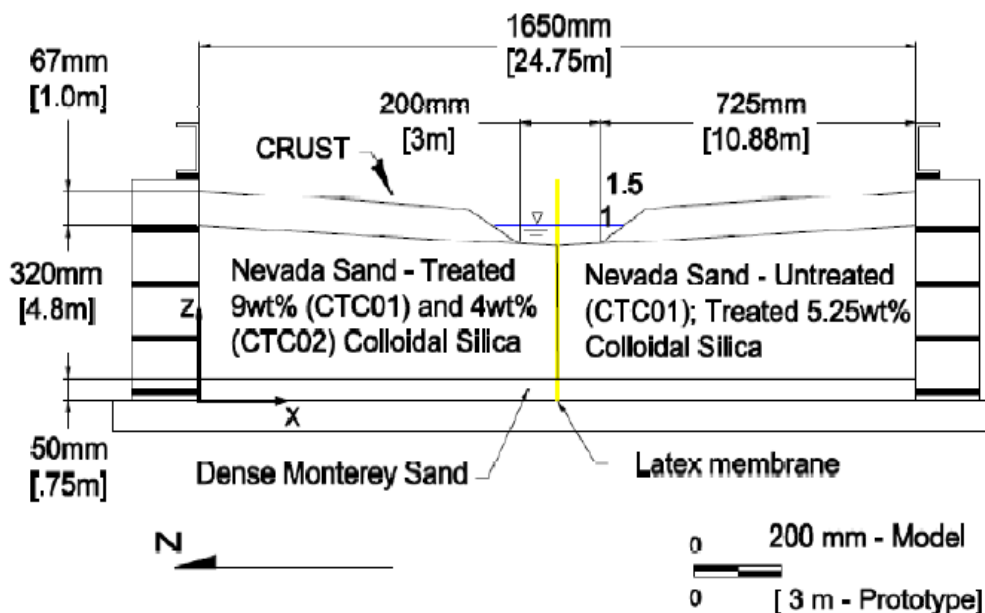
5.1 Εισαγωγή

Πέραν της αριθμητικής προσομοίωσης της μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφών, η οποία παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 4, στο παρόν κεφάλαιο διερευνάται περαιτέρω η ευφυής χρήση του NTUA-SAND για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση δηλαδή ένα αμιγώς 2D πρόβλημα. Για το σκοπό αυτό, παρουσιάζονται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα της προσομοίωσης για μια σειρά από δοκιμές φυγοκέντρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση (Conlee et al, 2012). Έτσι η χρησιμοποιούμενη μεθοδολογία προσομοίωσης αξιολογείται ενδελεχέστερα, και συνεπώς η χρήση της στα Κεφάλαια 6 και 7 για άλλα προβλήματα συνοριακών τιμών αποκτά επιπλέον αξιοπιστία. Συνεπώς στη παράγραφο 5.2, παρουσιάζονται οι πειραματικές διατάξεις και τα αποτελέσματα των δοκιμών, με στόχο την πληρέστερη κατανόηση των μηχανισμών συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους υπό μικρή κλίση. Έπειτα, στην παράγραφο 5.3 παρουσιάζονται οι παραδοχές των αριθμητικών αναλύσεων που εκτελέστηκαν με στόχο την προσομοίωση των εν λόγω δοκιμών φυγοκεντριστή. Η αξιοπιστία της προτεινόμενης μεθοδολογίας αριθμητικής ανάλυσης αξιολογείται μετά από σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα που προκύπτουν από τη δοκιμή υπό κλίμακα στην παράγραφο 5.4.

5.2 Περιγραφή των πειραματικών δοκιμών σε φυγοκεντριστή

Οι δοκιμές που θα εξεταστούν, εκτελέστηκαν στο Center for Geotechnical Modeling (CGM) στο Πανεπιστήμιο California at Davis (NEES@UCDavis) και παρουσιάστηκαν αναλυτικά από τους Conlee (2010). Στόχος τους ήταν να εκτιμηθεί η αποτελεσματικότητα της κολλοειδούς πυριτίας στον περιορισμό της ρευστοποίησης και της οριζόντιας εξάπλωσης σε στρώσεις υπό μικρή κλίση καθώς και να συγκριθεί η απόκριση δύο παρόμοιων πρανών κατά τη διάρκεια

και μετά από μία σεισμική διέγερση με και χωρίς σταθεροποίηση. Το τυπικό προσομοίωμα αποτελούνταν από δύο συμμετρικά πρανή με κλίση 3° προς ένα κεντρικό κανάλι πλάτους 3m (στο πρωτότυπο), όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1. Τα πρανή αποτελούνταν από 3 στρώσεις με τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: (α) μία στρώση βάσης πάχους 0.75m πυκνής άμμου Monterey No.0/30, (β) μία ενδιάμεση στρώση πάχους 4.8m από ρευστοποιήσιμη άμμο Nevada No120 και (γ) μία επιφανειακή στρώση πάχους 1m συμπαγούς, πρακτικώς αδιαπέρατης ιλυώδους αργίλου Yolo loam. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν δύο δοκιμές με ονομασίες CTC01 και CTC02. Στην πρώτη δοκιμή (CTC01), η οποία είναι αυτή που θα εξεταστεί εκτενέστερα, οι άμμοι Nevada και Monterey στο αριστερό πρανές σταθεροποιήθηκαν με Ludox[®]-SM CS=9%, ενώ στο δεξιό πρανές παρέμειναν τα αντίστοιχα φυσικά μη σταθεροποιημένα εδάφη. Στη δεύτερη δοκιμή (CTC02) οι ίδιες στρώσεις του αριστερού πρανούς σταθεροποιήθηκαν με Ludox[®]-SM CS=4%, ενώ στο δεξιό πρανές οι εν λόγω στρώσεις σταθεροποιήθηκαν με Ludox[®]-SM CS=5.25% (Conlee 2010). Η γεωμετρία των δύο δοκιμών παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1, ενώ τα φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών που χρησιμοποιήθηκαν φαίνονται στον Πίνακα 5.1.

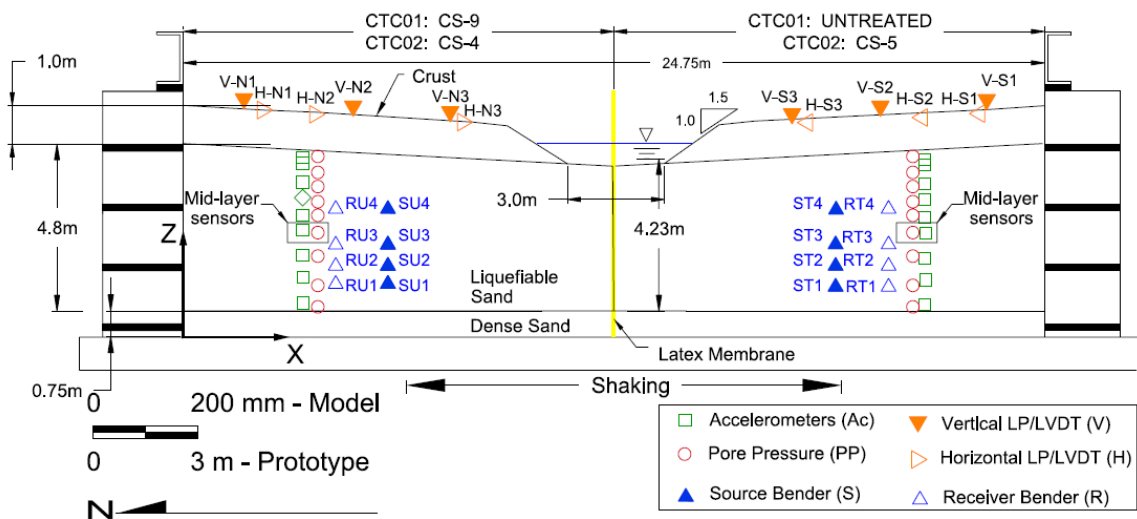


Σχήμα 5.1: Γεωμετρία προσομοιώματος δοκιμών φυγοκεντριστή CTC01 και CTC02 (Conlee, 2010)

Πίνακας 5.1: Φυσικά χαρακτηριστικά εδαφών στις δοκιμές φυγοκέντρισης (Conlee et al, 2012).

Παράμετρος	Πυκνή άμμος	Χαλαρή άμμος	Επιφανειακή στρώση
Τύπος εδάφους	Monterey 0/30	Nevada sand	Yolo loam
Πυκνότητα στερεού σώματος ρ_s (Mg/m ³)	2.64	2.64	-
Μέγιστο ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{s,max}$ (kN/m ³)	16.81	17.5	-
Ελάχιστο ξηρό ειδικό βάρος $\gamma_{s,min}$ (kN/m ³)	13.96 (CTC01) 13.74 (CTC02)	14.5	-
Σχετική πυκνότητα (%)	95 (CTC01) 98 (CTC02)	35 (CTC01) 45 (CTC02)	-
Μέγεθος κόκκου για 50% κατά βάρος διερχομένου υλικού d_{50} (mm)	0.4	0.17	0.32
Συντελεστής ομοιομορφίας $C_u = d_{50}/d_{10}$	-	1.64	10
Κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_{κορ}$ (kN/m ³)	23.4 (CTC01) 19.9 (CTC02)	19	
Διαπερατότητα (cm/s)	-	0.002	
PL			20
LL			33
OCR			1
Εκτιμώμενο ειδικό βάρος κατά την τοποθέτηση του υλικού			21.8 kN/m ³ (CTC01) 21.5 kN/m ³
Εκτιμώμενο ειδικό βάρος μετά το πέρας της δοκιμής			25.3 kN/m ³ (CTC01) 27.2 kN/m ³
Ποσοστό υγρασίας πριν τη συμπύκνωση w(%)			15% (CTC01) 12% (CTC02)
Ποσοστό υγρασίας μετά το τέλος της δοκιμής w(%)			15.9% (CTC01) 16% (CTC02)

Για τη δοκιμή χρησιμοποιήθηκε ένα εύκαμπτο δοχείο (Equivalent Shear Beam, ESB-container), μέσα στο οποίο αποτέθηκαν οι στρώσεις άμμου με την τεχνική pluviation ώστε να επιτευχθούν οι επιθυμητές σχετικές πυκνότητες που φαίνονται στον παραπάνω πίνακα. Στο σταθεροποιημένο πρανές έγινε κορεσμός με διάλυμα πυριτίας, ενώ το φυσικό έδαφος κορέστηκε με απιονισμένο νερό. Η επιφανειακή στρώση Yolo loam τοποθετήθηκε μετά τον κορεσμό του μοντέλου με πυριτία, ώστε να αποφευχθεί ο κορεσμός της με CS και να μην μπορούν να δημιουργηθούν κανάλια ροής του υλικού που ίσως να δημιουργούσαν πιο αδύναμες ζώνες με μη-κορεσμένο υλικό. Για την καταγραφή των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, πιέσεων πόρων και μετατοπίσεων, στη ρευστοποιήσιμη στρώση τοποθετήθηκαν 10 επιταχυνσιογράφοι, 9 μετρητές πιέσεων πόρων σε κατακόρυφη διάταξη σε κάθε πρανές του μοντέλου καθώς και μετρητές οριζόντιων (Horizontal LP/LVDT) και κατακόρυφων (Vertical LP/LVDT) μετατοπίσεων στην επιφάνεια του μοντέλου για την εκτίμηση της οριζόντιας εξάπλωσης και των καθιζήσεων αντίστοιχα. Στο Σχήμα 5.2 παρουσιάζονται τα όργανα μέτρησης καθώς και οι θέσεις που τοποθετήθηκαν. Το ένεμα της κολλοειδούς πυριτίας εισήχθη από τη βάση της δεξαμενής και διηθήθηκε προς τα πάνω με δημιουργία υποπίεσης. Τονίζεται ότι ο χρόνος που επιλέχτηκε για το σχηματισμό γέλης επαρκούσε για τον πλήρη κορεσμό της ρευστοποιήσιμης εδαφικής στρώσης και εξασφαλίστηκε επαρκής χρόνος θεραπείας (curing time) πριν τη διεξαγωγή του πειράματος.



Σχήμα 5.2: Όργανα μέτρησης επιταχύνσεων, πιέσεων πόρων και μετατοπίσεων στο προσομοίωμα του φυγοκεντρική (Conlee, 2010)

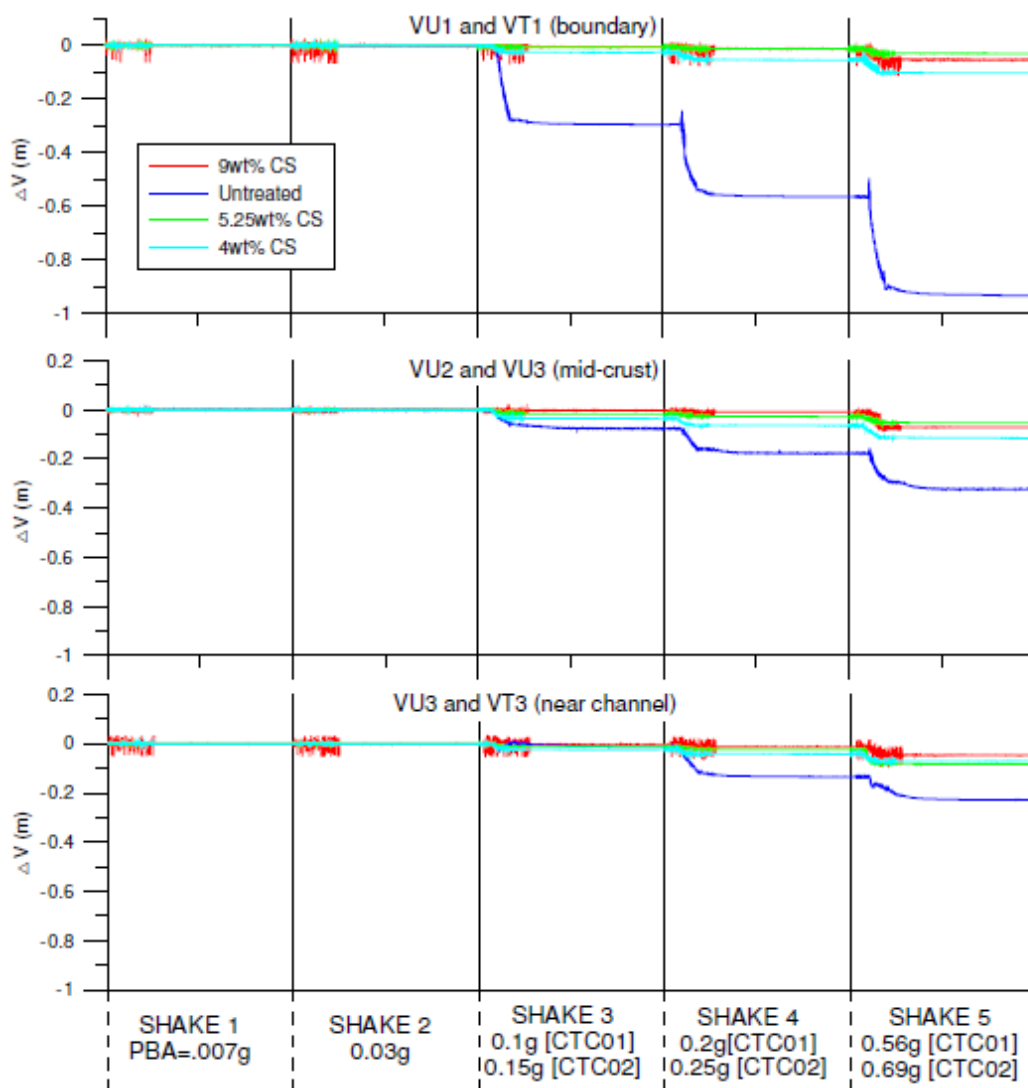
Το προσομοίωμα υποβλήθηκε σε εννιά σεισμικές διεγέρσεις κατά τη x -διεύθυνση όπως αυτή ορίζεται στα Σχήματα 5.1 και 5.2, και ταυτόχρονα σε φυγοκεντρική επιτάχυνση 15g. Κάθε μία διεγερση αποτελούνταν από είκοσι (20) ημιτονοειδείς κύκλους συχνότητας 2Hz ($T=0.5\text{sec}$). Η ακολουθία των σεισμικών γεγονότων και οι αντίστοιχες μέγιστες τιμές της επιτάχυνσης βάσης (PBA) φαίνονται στον Πίνακα 5.2. Η παρούσα διπλωματική εργασία θα επικεντρωθεί στις μεσαίας έντασης διεγέρσεις 3 και 4, για την δοκιμή CTC01, οι οποίες έπονται των μικρής έντασης δονήσεων 1 και 2 που δεν έχουν πρακτικό ενδιαφέρον.

Πίνακας 5.2: Ακολουθία σεισμικών γεγονότων για τις δοκιμές CTC01 και CTC02

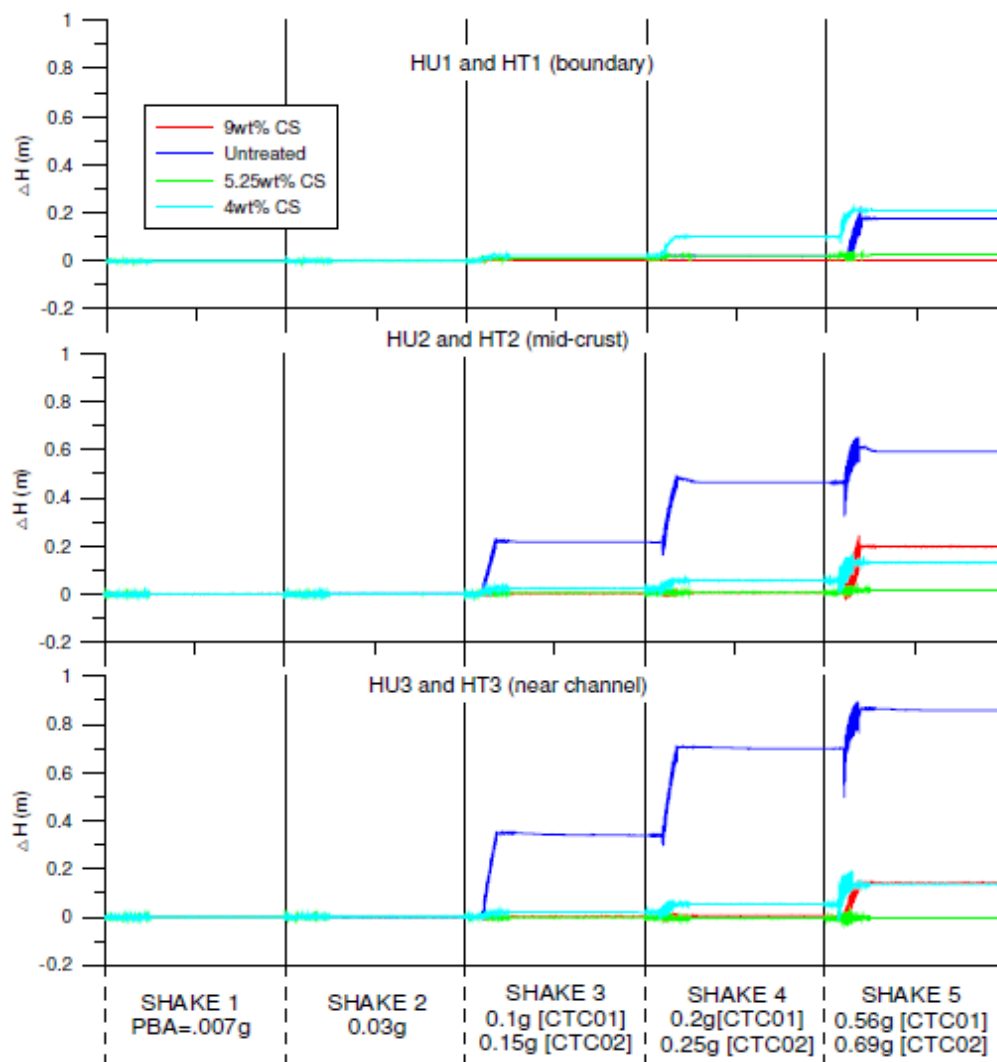
Ακολουθία σεισμικών γεγονότων			
CTC01		CTC02	
Event ID	PBA	Event ID	PBA
CTC01_01	0.007	CTC02_01	0.007
CTC01_02	0.03	CTC02_02	0.03
CTC01_03	0.1	CTC02_03	0.15
CTC01_04	0.19	CTC02_04	0.25
CTC01_05	0.56	CTC02_05	0.69
CTC01_06	0.03	CTC02_06	0.03
CTC01_07	0.18	CTC02_07	0.24
CTC01_08	1.28	CTC02_08	0.89
CTC01_09	0.03	CTC02_09	1.37

Δεν πραγματοποιήθηκαν προσομοιώσεις για τις υπόλοιπες διεγέρσεις της CTC01, καθώς η αρχική γεωμετρία αυτών δεν ήταν πια η γεωμετρία σχεδιασμού (π.χ. Σχήμα 5.2) και κάποιες από τις διεγέρσεις ήταν εξαιρετικά ισχυρές και μικρού πρακτικού ενδιαφέροντος (π.χ. 0.56g και 1.28g!). Στα Σχήματα 5.3 και 5.4 παρουσιάζονται οι αθροιστικές καθιζήσεις και οι αθροιστικές οριζόντιες μετατοπίσεις αντίστοιχα για το φυσικό και το σταθεροποιημένο έδαφος με $CS=9\%$ από τη δοκιμή CTC01, αλλά και για τα δύο παρόμοια πρανή στην CTC02. Σημειώνεται εδώ ότι οι θετικές τιμές για τις οριζόντιες μετατοπίσεις υποδηλώνουν μετακίνηση προς το κεντρικό κανάλι. Από τα πειραματικά αποτελέσματα είναι εμφανές ότι οι καθιζήσεις στην επιφάνεια περιορίστηκαν σημαντικά με τη σταθεροποίηση. Οι καθιζήσεις του φυσικού πρανούς ήταν σαφώς μεγαλύτερες και μάλιστα εντοπίστηκαν κυρίως κοντά στα τοιχώματα του δοχείου και όχι κοντά στο κεντρικό κανάλι. Ο λόγος ήταν ότι ολόκληρη η επιφανειακή στρώση κύλησε προς το κεντρικό κανάλι και οδηγήθηκε σε αστοχία πρανούς μετά τη ρευστοποίηση της υποκείμενης στρώσης. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι στο τέλος της πέμπτης σεισμικής διεγέρσης CTC01 οι καθιζήσεις στην επιφάνεια του φυσικού πρανούς

ήταν από 0.2 έως 0.9m, ενώ για το σταθεροποιημένο πρανές κυμαίνονταν από 0.05 έως 0.07m. Επιπρόσθετα, οι οριζόντιες μετατοπίσεις μειώθηκαν σημαντικά με τη σταθεροποίηση. Μετά την πέμπτη διέγερση στη CTC01, παραδείγματος χάριν, η πλευρική μετατόπιση η οποία μετρήθηκε 0.9m για το φυσικό πρανές κοντά στο κανάλι, μειώθηκε στα 0.15m μετά τη σταθεροποίηση.

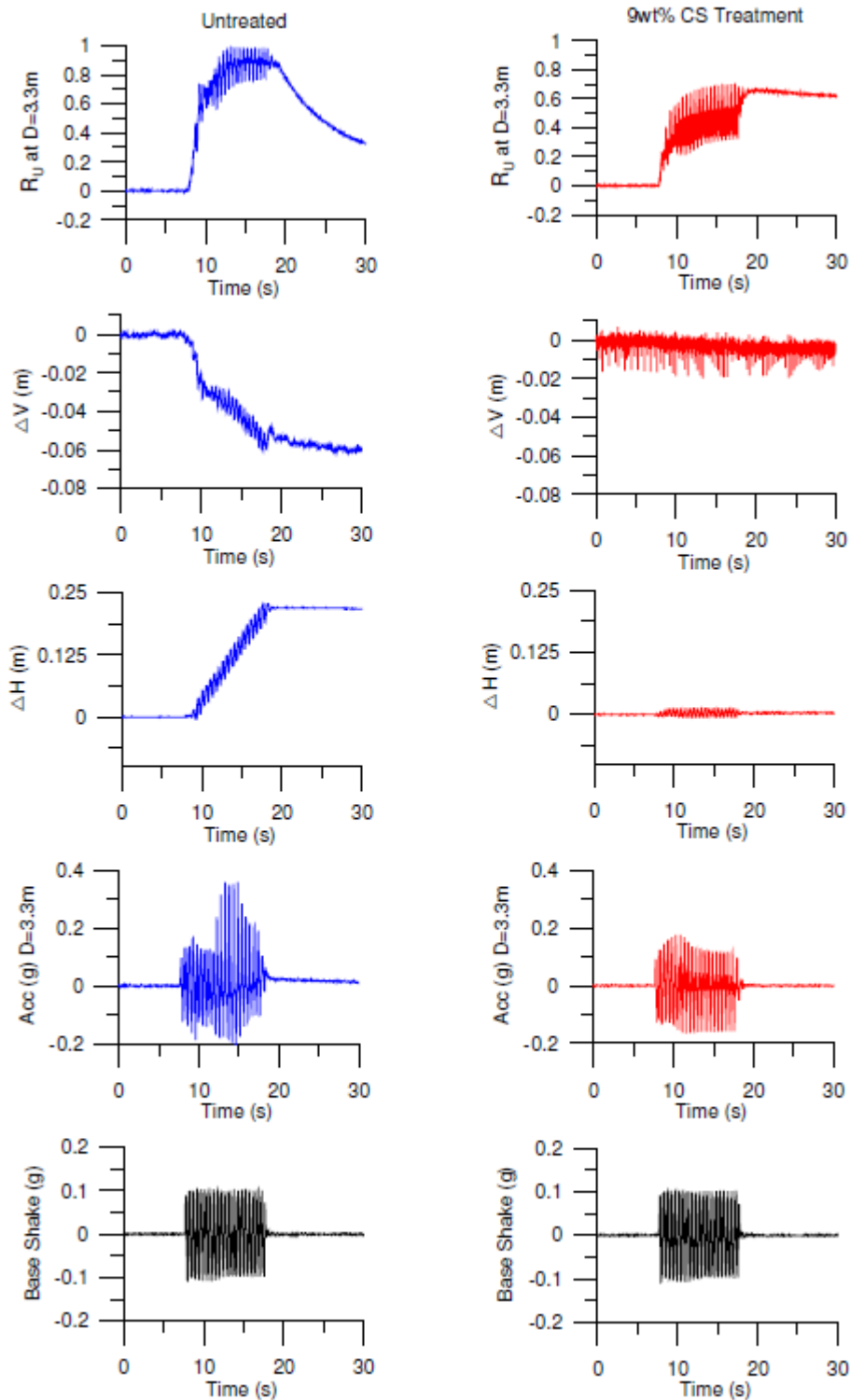


Σχήμα 5.3: Αθροιστικές καθιζήσεις επιφάνειας για τα διαδοχικά σεισμικά γεγονότα 1-5 στις δοκιμές CTC01 (CS=9% και untreated) και CTC02 (CS=4% και CS=5.25%) (Conlee, 2010).

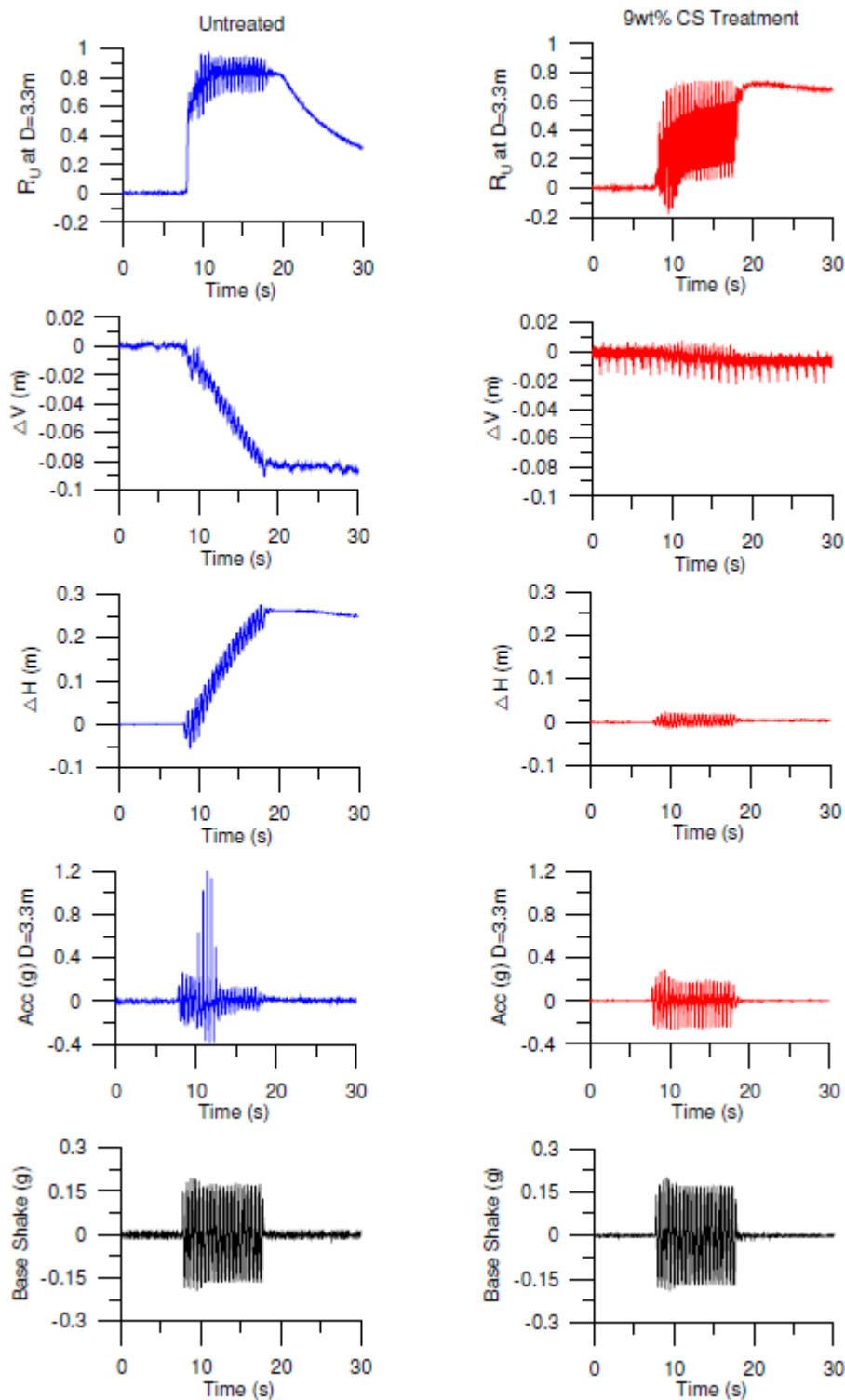


Σχήμα 5.4: Αθροιστικές οριζόντιες μετατοπίσεις επιφάνειας προς το κανάλι (θετικές) για τα διαδοχικά σεισμικά γεγονότα 1-5 στις δοκιμές CTC01 (CS=9% και untreated) και CTC02 (CS=4% και CS=5.25%) (Conlee, 2010).

Προκειμένου να καθοριστεί χρονικά η εκδήλωση ρευστοποίησης στη στρώση χαλαρής άμμου του φυσικού πρανούς, μετρήθηκαν και οι πιέσεις πόρων που αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια των διεγέρσεων. Στα Σχήματα 5.5 και 5.6 φαίνονται ο λόγος της υπερπίεσης πόρων δια την αρχική ενεργό τάση, r_u και οι επιταχύνσεις στο μέσον της φυσικής και σταθεροποιημένης άμμου για τις σεισμικές διεγέρσεις 3 και 4 αντίστοιχα της CTC01. Σημειώνεται εδώ ότι ενώ στα φυσικά εδάφη όταν $r_u=1$ συμβαίνει ρευστοποίηση, ο δείκτης αυτός δεν έχει την ίδια φυσική σημασία για τα σταθεροποιημένα εδάφη. Παρατηρείται ότι στη φυσική άμμο κατά τη διάρκεια της τρίτης διέγερσης (PBA=0.1g) η ρευστοποίηση εκδηλώθηκε μόλις μετά τα πρώτα 3sec και ταυτόχρονα παρουσιάστηκε ενίσχυση της απόκρισης σε όρους επιταχύνσεων, ακολουθούμενη από εξασθένιση της κατά τους επόμενους κύκλους.



Σχήμα 5.5: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπείσεων πόρων για το τρίτο σεισμικό γεγονός ($PBA=0.1g$) στο μέσο της φυσικής και σταθεροποιημένης άμμου στη δοκιμή CTC01 (Conlee, 2010).



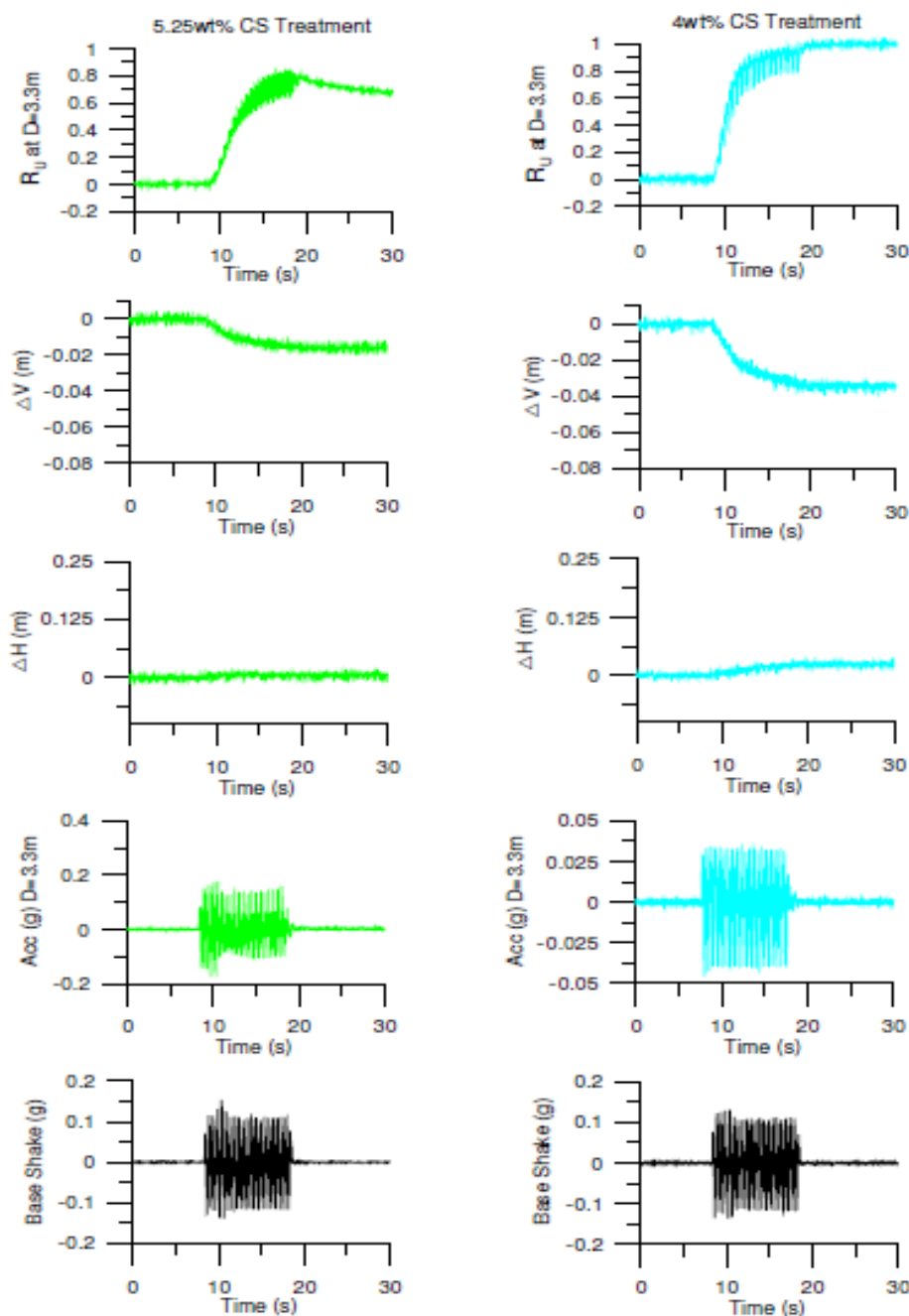
Σχήμα 5.6: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τέταρτο σεισμικό γεγονός ($PBA=0.19g$) στο μέσο της φυσικής και σταθεροποιημένης άμμου στη δοκιμή CTC01 (Conlee, 2010).

Αυτή η συμπεριφορά ήταν εντονότερη στην τέταρτη σεισμική διέγερση ($PBA=0.19g$). Αντίθετα, η σταθεροποιημένη άμμος φαίνεται να διατήρησε την αντοχή και την ακαμψία της

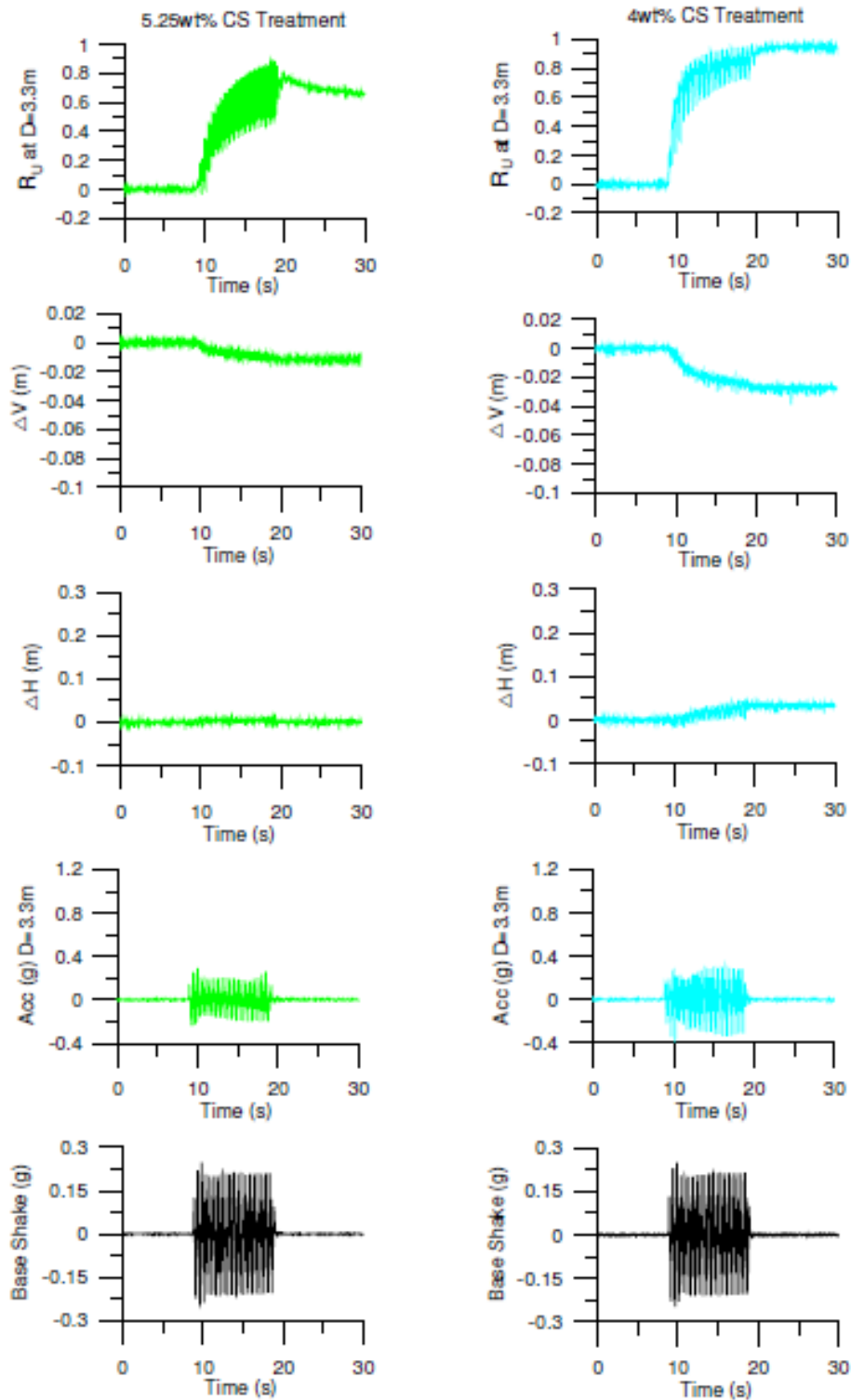
κατά το τρίτο και τέταρτο σεισμικό γεγονός, παρουσιάζοντας μια πιο ομοιόμορφη συμπεριφορά σε όρους επιταχύνσεων, χωρίς δραματική ενίσχυση ή εξασθένηση της επιτάχυνσης, όπως προκύπτει από τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στα Σχήματα 5.5 και 5.6.

Έχει ήδη αναφερθεί ότι οι Conlee (2010) πραγματοποίησαν και μια δεύτερη δοκιμή (CTC02), χρησιμοποιώντας το ίδιο προσομοίωμα (Σχήμα 5.1) αλλά σταθεροποιώντας τη χαλαρή άμμο και στα δύο πρανή με κολλοειδή πυριτία συγκέντρωσης $CS=4\%$ και $CS=5.25\%$ αντίστοιχα. Στόχος της δοκιμής αυτής ήταν να διερευνηθεί η αποτελεσματικότητα της κολλοειδούς πυριτίας στην αποτροπή της ρευστοποίησης για διαφορετικές συγκεντρώσεις του διαλύματος. Σύμφωνα με εργαστηριακές δοκιμές τριαξονικής θλίψης που εκτελέστηκαν από τους Gallagher et al (2002) μια ελάχιστη ποσότητα πυριτίας ίση με 5% είναι ικανή να προσδώσει ικανοποιητική αντίσταση σε ρευστοποίηση. Ο σκοπός της χρήσης μικρότερων συγκεντρώσεων, έγινε επιπλέον και για να επιβεβαιωθεί το ελάχιστο απαιτούμενο ποσοστό CS που είναι ικανό να σταθεροποιήσει ένα ρευστοποιήσιμο έδαφος. Σύμφωνα με πειράματα που εκτελέστηκαν πριν από τις δοκιμές φυγοκέντρωσης, ένα διάλυμα με συγκέντρωση 4% μπορεί να δημιουργήσει ένα είδος γέλης, όχι όμως να φτάσει στο επίπεδο μιας σταθερής γέλης που προκύπτει για μεγαλύτερα ποσοστά CS . Επομένως, το ποσοστό $CS=4\%$ χρησιμοποιήθηκε επιπρόσθετα για να συγκρίνει την συμπεριφορά μιας ασταθούς γέλης απέναντι σε μία σταθερή και σωστά δομημένη γέλη ($CS=5.25\%$). Στα Σχήματα 5.7 και 5.8 παρουσιάζεται η απόκριση της σταθεροποιημένης στρώσης με $CS=4\%$ και $CS=5.25\%$ σε όρους επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και πιέσεων πόρων για το τρίτο και τέταρτο σεισμικό γεγονός αντίστοιχα στη λογική των Σχημάτων 5.5 και 5.6 για την CTC01. Συνοπτικά, το σταθεροποιημένο με $CS=5.25\%$ έδαφος εμφανίζει εμφανώς μικρότερες καθιζήσεις και οριζόντιες μετατοπίσεις καθώς και ελάχιστη ενίσχυση της επιτάχυνσης συγκριτικά με το σταθεροποιημένο με $CS=4\%$ έδαφος. Ενδεικτικά, αναφέρεται ότι στο τέλος της πέμπτης διέγερσης (Shake 5) οι καθιζήσεις προέκυψαν από 0.05 έως 0.08m για το πρανές με $CS=5.25\%$ και από 0.07 έως 0.1m για το πρανές με $CS=4\%$. Ωστόσο σε σχέση με την καθαρή άμμο, η συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους, και για τις δύο συγκεντρώσεις, ήταν σαφώς βελτιωμένη, καθώς σε κανένα από τα δύο πρανή δεν παρατηρήθηκε ρευστοποίηση. Από τις δοκιμές CTC01 και CTC02 εξάγεται το συμπέρασμα ότι η σταθεροποίηση της χαλαρής άμμου με κολλοειδή πυριτία οδηγεί σε βελτιωμένη συμπεριφορά της άμμου υπό ανακυκλική διατμητική φόρτιση, (όπως αυτή υπό διέγερση βάσης στις δοκιμές αυτές). Μάλιστα προκύπτει ότι με αύξηση της συγκέντρωσης του διαλύματος κολλοειδούς πυριτίας επιτυγχάνεται μεγαλύτερη αντοχή του εδάφους έναντι ρευστοποίησης, σε συμφωνία με τις

δοκιμές εδαφικού στοιχείου (π.χ. Gallagher and Mitchell 2002). Τονίζεται εδώ, ότι αν και στο διδακτορικό της Conlee (2010) η συγκέντρωση της κολλοειδούς πυριτίας για τη σταθεροποίηση του δεξιού πρανούς στη δοκιμή CTC02 φέρεται ότι είναι CS=5.25%, στην παρούσα εργασία υιοθετείται η μεταγενέστερη αναφορά του άρθρου (Conlee et al 2012) για συγκέντρωση ίση με CS=5%.



Σχήμα 5.7: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων για το τρίτο σεισμικό γεγονός ($PBA=0.15g$) στο μέσο της σταθεροποιημένης άμμου για CS=5.25% και CS=4% στη δοκιμή CTC02 (Conlee, 2010).

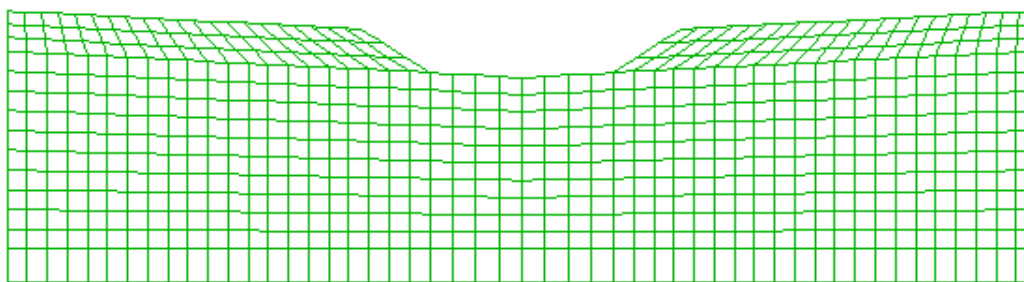


Σχήμα 5.8: Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, καθιζήσεων, οριζόντιων μετατοπίσεων και λόγου υπερπλίσεων πόρων για το τέταρτο σεισμικό γεγονός ($PBA=0.25g$) στο μέσο της σταθεροποιημένης άμμου για $CS=5.25\%$ και $CS=4\%$ στη δοκιμή CTC02 (Conlee, 2010).

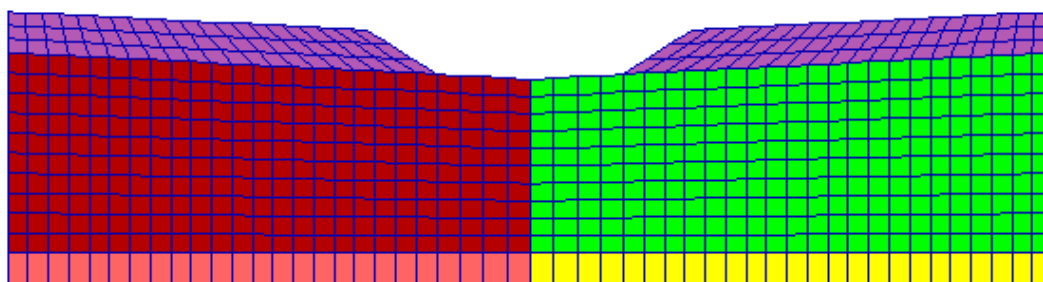
5.3 Αριθμητική προσομοίωση δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρισης CTC01

Για την αριθμητική προσομοίωση του πειράματος CTC01 της Conlee et al 2012 χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό FLAC (Itasca Inc. 2005). Ο κάνναβος που επιλέχθηκε, παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.9, και έχει συνολικό μήκος 24.75m (στο πρωτότυπο), το μέγιστο ύψος του καννάβου είναι 6.73m και αποτελείται από 676 στοιχεία μεταβλητού εμβαδού προκειμένου να προσομοιωθεί επιτυχώς η γεωμετρία του προσομοιώματος που απεικονίζεται στο Σχήμα 5.1 (συμμετρικά πρηνή κλίσης 3°). Οι συγκεκριμένες διαστάσεις επιλέχτηκαν ως βέλτιστη προσέγγιση, καθώς στη βιβλιογραφία υπάρχουν μικροδιαφορές στη γεωμετρία του μοντέλου όπως αυτή παρουσιάζεται στα Conlee 2010, Conlee et al 2012. Τα αναλυτικά αποτελέσματα των καταγραφών ανακτήθηκαν από τον ιστότοπο: https://nees.org/data/get/NEES-2005-0086/Experiment-2/Documentation/Data%20Report/CTC01_DR1.pdf. Το αριστερό τμήμα του καννάβου αντιπροσωπεύει το σταθεροποιημένο πρηνές, ενώ το συμμετρικό δεξί τμήμα το φυσικό. Η στρωματογραφία του μοντέλου παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.10. Τα στοιχεία του καννάβου χωρίζονται σε 5 ομάδες (groups) με διαφορετικές ιδιότητες. Τα κατώτερα 0.81m αντιστοιχούν στην πυκνή άμμο Monterey, η οποία απεικονίζεται με ροζ χρώμα για το σταθεροποιημένο και κίτρινο για το φυσικό πρηνές, τα επόμενα 4.92m αντιστοιχούν στην ενδιάμεση στρώση άμμου Nevada (κόκκινο και πράσινο, αντίστοιχα) και το ανώτερο 1m αντιπροσωπεύει την επιφανειακή στρώση Yolo loam που είναι ίδια και στα δύο πρηνή (μωβ). Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην περιοχή του καναλιού ορίστηκε στην ελεύθερη επιφάνεια της άμμου Nevada, ενώ παράλληλα εξασφαλίστηκε ο κορεσμός των δύο αμμωδών στρώσεων του φυσικού πρηνούς. Ως συνοριακές συνθήκες χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφες κυλίσσεις στα κατακόρυφα σύνορα, ώστε να επιτρέπονται οι καθιζήσεις και αρθρώσεις στους κάτω κόμβους για τη στατική ισορροπία. Η μεμβράνη που βρίσκεται στο μέσο του προσομοιώματος προσομοιώθηκε με στοιχείο δοκού (beam) μηδενικού πάχους και η διεπιφάνειά της ορίστηκε έτσι ώστε να είναι αδιαπέρατη και να επιτρέπει την αλληλεπίδραση των δύο πρηνών, αλλά όχι τη σχετική ολίσθηση του ενός υλικού μέσα στο άλλο. Στη συνέχεια, οι ακραίοι δεξιοί κόμβοι συνδέθηκαν καθ' ύψος με τους αντίστοιχους ακραίους αριστερούς (tied nodes) με στοιχεία cables που δεν παραμορφώνονται αξονικά, ώστε να επιβληθεί στους κόμβους αυτούς κοινή μετακίνηση κατά x προκειμένου να προσομοιωθούν κατάλληλα οι συνοριακές συνθήκες που επιβάλλει το εύκαμπτο δοχείο. Ακολούθως ανακλήθηκε προς χρήση το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND για την πυκνή και χαλαρή άμμο, με τις τιμές των σταθερών που εμφανίζονται στον Πίνακα 4.2. Όπως προκύπτει από τον Πίνακα 5.3 το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND θεωρείται ότι έχει τη δυνατότητα να προσομοιώσει και τη σεισμική απόκριση της

πυκνής άμμου Monterey που βρίσκεται στη βάση των δύο πρανών, διαφοροποιώντας τις τιμές της πυκνότητας και του πορώδους (ή του δείκτη πόρων) από αυτές της άμμου Nevada. Αυτή η παραδοχή γίνεται ελλείψει βαθμονόμησης για την άμμο Monterey ειδικώς, και βασίζεται στη δυνατότητα του NTUA-SAND να προσομοιώνει τις αλλαγές στη συμπεριφορά με απλή αλλαγή του δείκτη πόρων. Για την προσομοίωση της επιφανειακής στρώσης Yolo loam χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb, οι σταθερές του οποίου παρουσιάζονται στον Πίνακα 5.4. Για την αριθμητική προσομοίωση 2D των δύο αμμώδων στρώσεων του αριστερού πρανούς που σταθεροποιήθηκαν με κολλοειδή πυριτία, τροποποιήθηκαν οι παράμετροι A_0 , h_0 , και $K=K_w/n$ ακολουθώντας τη λογική που αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3. Σύμφωνα με τους Persoff et al (1996) η διαπερατότητα του σταθεροποιημένου εδάφους για συγκέντρωση πυριτίας $CS=9\%$ προκύπτει ίση με $3 \cdot 10^{-10} \text{m/s}$. Για τα φυσικά αμμώδη εδάφη θεωρήθηκε ίση με $2.94 \cdot 10^{-6} \text{m/s}$, ενώ για το Yolo loam η τιμή ήταν $1.97 \cdot 10^{-9} \text{m/s}$. Τέλος, στη βάση του καννάβου επιβλήθηκε ημιτονοειδής διέγερση με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης ίση με $0.10g$ και συχνότητας 2Hz , που αντιστοιχεί στη τρίτη διέγερση της ακολουθίας (Shake 3) και εισήχθη αρχική απόσβεση τοπικής φύσης (local), δηλαδή ανεξάρτητη της συχνότητας της διέγερσης, 2% για τα μη συνεκτικά εδάφη και 10% για την επιφανειακή στρώση (Yolo loam) και στα δύο πρανή.



Σχήμα 5.9: Κάνναβος που χρησιμοποιήθηκε στο πρόγραμμα FLAC 2D για την αριθμητική προσομοίωση του πειράματος CTC01 της Conlee et al 2012.



Σχήμα 5.10: Η στρωματογραφία του καννάβου, μωβ: η επιφανειακή στρώση Yolo loam, κόκκινο: η ενδιάμεση στρώση άμμου Nevada, ροζ: η κατώτερη στρώση άμμου Monterey στο σταθεροποιημένο αριστερό πρανές και στο φυσικό δεξί πρανές μωβ: η επιφανειακή στρώση Yolo loam, πράσινο: η ενδιάμεση στρώση άμμου Nevada, κίτρινο: η κατώτερη στρώση άμμου Monterey.

Πίνακας 5.3: Τιμές των σταθερών του NTUA-SAND για τις στρώσεις φυσικών άμμων (με βάση βαθμονόμηση από Andrianopoulos et al 2010).

	Nevada sand	Monterey sand
Ξηρή πυκνότητα (Mgr/m ³)	1.52	1.66
Πορώδες	0.42	0.33
e	0.72	0.49
M _c ^c	1.25	1.25
M _c ^e	0.72	0.72
(e _{cs}) _a	0.809	0.809
λ	0.022	0.022
B ₀	600	600
ν	0.33	0.33
k _c ^b	1.45	1.45
k _c ^d	0.30	0.30
γ ₁	0.00025	0.00025
α ₁	0.6	0.6
A ₀	0.8	0.8
h ₀	15000	15000
n ₀	40000	40000

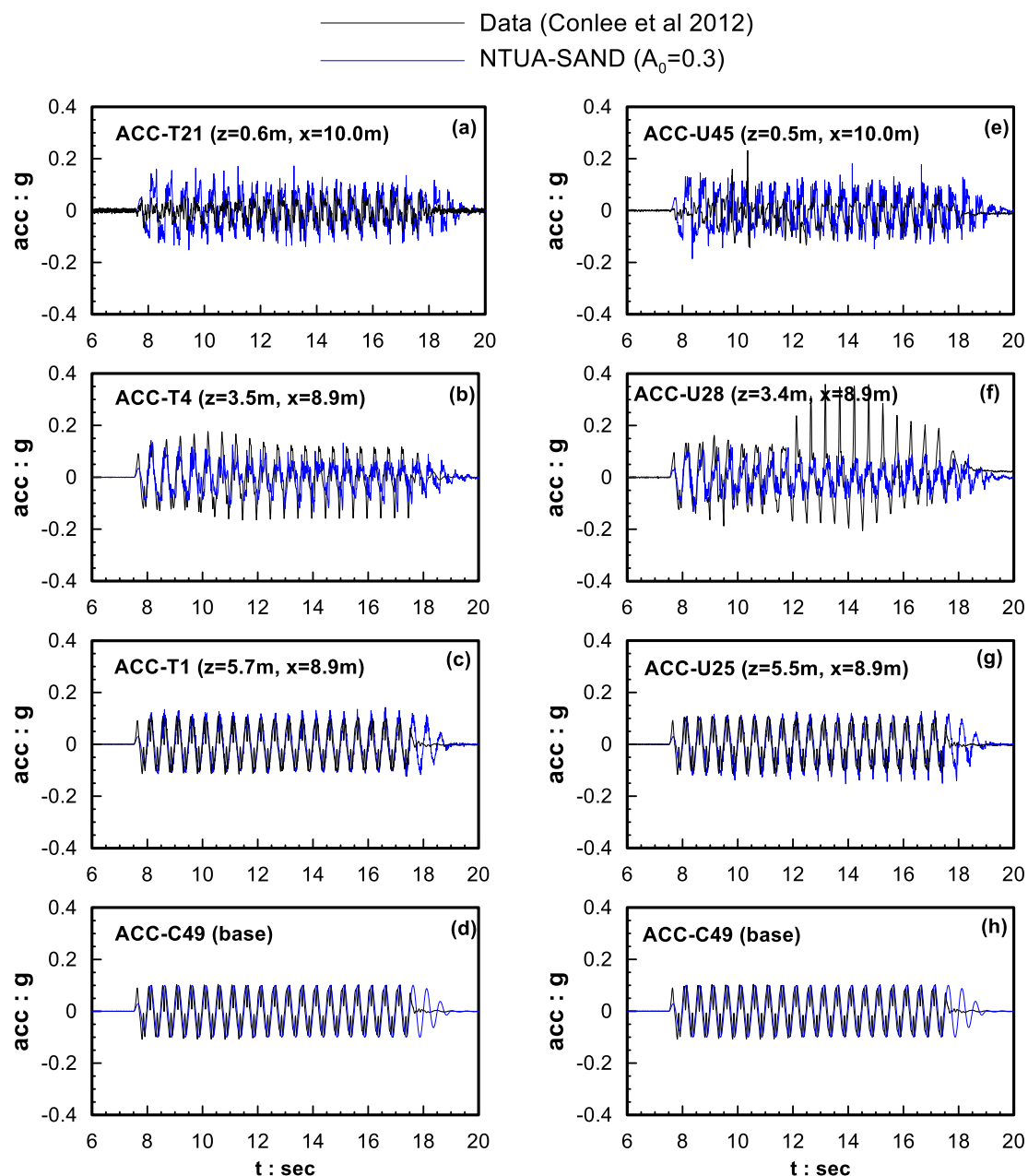
Πίνακας 5.4: Τιμές των σταθερών του Mohr-Coulomb για τη στρώση Yolo loam.

Μέτρο ισότροπης συμπίεσης (KPa)	18000
Μέτρο διάτμησης (KPa)	8300
Ξηρή πυκνότητα (Mgr/m ³)	1.90
Πορώδες	0.30
Συνοχή (KPa)	10
Γωνία τριβής	0°

Στη συνέχεια του παρόντος Κεφαλαίου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων που έγιναν για διαφορετικές τιμές των παραμέτρων A_0 , h_0 , και $K=K_w/n$ σε σύγκριση με τα πειραματικά δεδομένα από τα όργανα μέτρησης κατ' αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 4. Τα πειραματικά δεδομένα που παρατίθενται στα ακόλουθα σχήματα προέκυψαν για τη CTC01 (βλ. Σχήμα 5.2) από τις μετρήσεις: α) των επιταχυνσιογράφων του σταθεροποιημένου αριστερού πρανούς T21, T4, T1 και C49 σε βάθη από την επιφάνεια $z=0.6\text{m}$, $z=3.5$, $z=5.7$ και στη βάση του πρανούς αντίστοιχα, και β) των επιταχυνσιογράφων U45, U28, U25 και U49 που βρίσκονται στο φυσικό δεξί πρανές σε βάθη από την επιφάνεια $z=0.5\text{m}$, $z=3.4$, $z=5.5$ και στη βάση του πρανούς αντίστοιχα, γ) οι καθιζήσεις από τους μετρητές VT1, VT3 και δ) οι οριζόντιες μετατοπίσεις από τους μετρητές HT1, HT3 που βρίσκονται στην επιφάνεια του εδάφους στην πλευρά του σταθεροποιημένου πρανούς σε αντίστοιχες αποστάσεις $x=10.8\text{m}$ και $x=4.8\text{m}$ από τη μεμβράνη (άξων συμμετρίας του προσομοιώματος). Για το φυσικό πρανές οι αντίστοιχοι μετρητές είναι οι VU1, VU3 (καθιζήσεις) και HU1, HU3 (οριζόντιες μετατοπίσεις) σε αποστάσεις $x=10.4\text{m}$ και $x=4.4\text{m}$ από τη μεμβράνη. Πέραν των ανωτέρω, παρατίθενται και οι χρονοϊστορίες του λόγου πιέσεων πόρων r_u και για τα δύο πρανή σε διάφορα βάθη (z) από την επιφάνεια και σε διαφορετικές οριζόντιες αποστάσεις από τη μεμβράνη (x), έτσι όπως προέκυψαν από το πείραμα CTC01 και τις αναλύσεις, με τις εν λόγω συγκρίσεις να έχουν μικρότερο ειδικό βάρος δεδομένης της φύσης των εν λόγω μετρήσεων με μετρητές φτιαγμένους για υγρό πόρων με ιξώδες 1cP (νερό). Υπογραμμίζεται ότι η επιλογή των προαναφερθέντων μετρητών έγινε με στόχο να αποδοθεί μία πλήρης εικόνα της απόκρισης των δύο πρανών, αποφεύγοντας λαθεμένες μετρήσεις ή μετατοπισμένα όργανα που εντοπίζονται από τους ίδιους τους εκτελεστές των δοκιμών (βλ. Conlee 2010, Conlee et al 2012).

Έτσι κατ' αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 4, εξετάστηκε αρχικά η καταλληλότητα των βέλτιστων τιμών των παραμέτρων για ανακυκλικές δοκιμές εδαφικού στοιχείου ($A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και

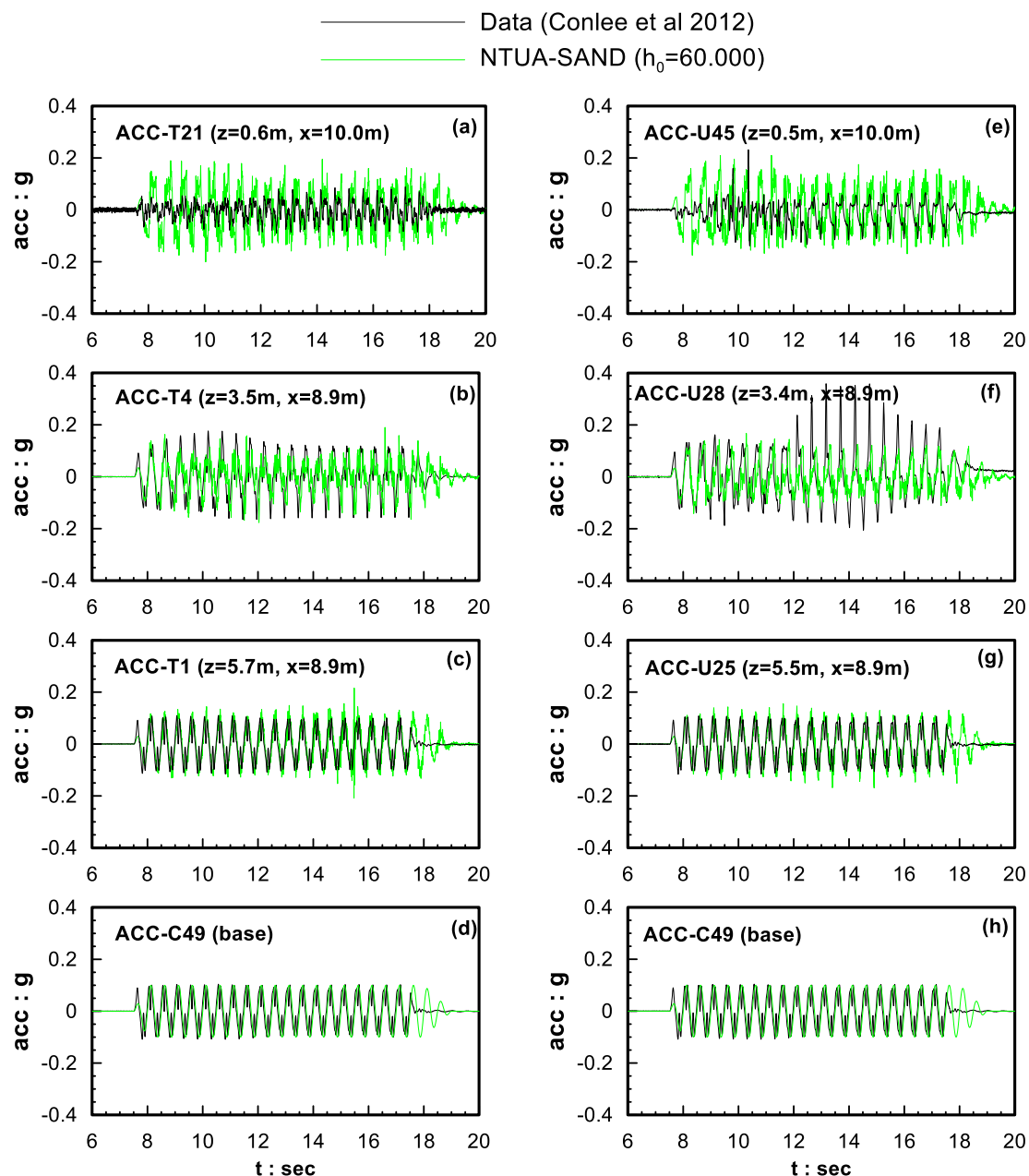
$K_w/50$), για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση.



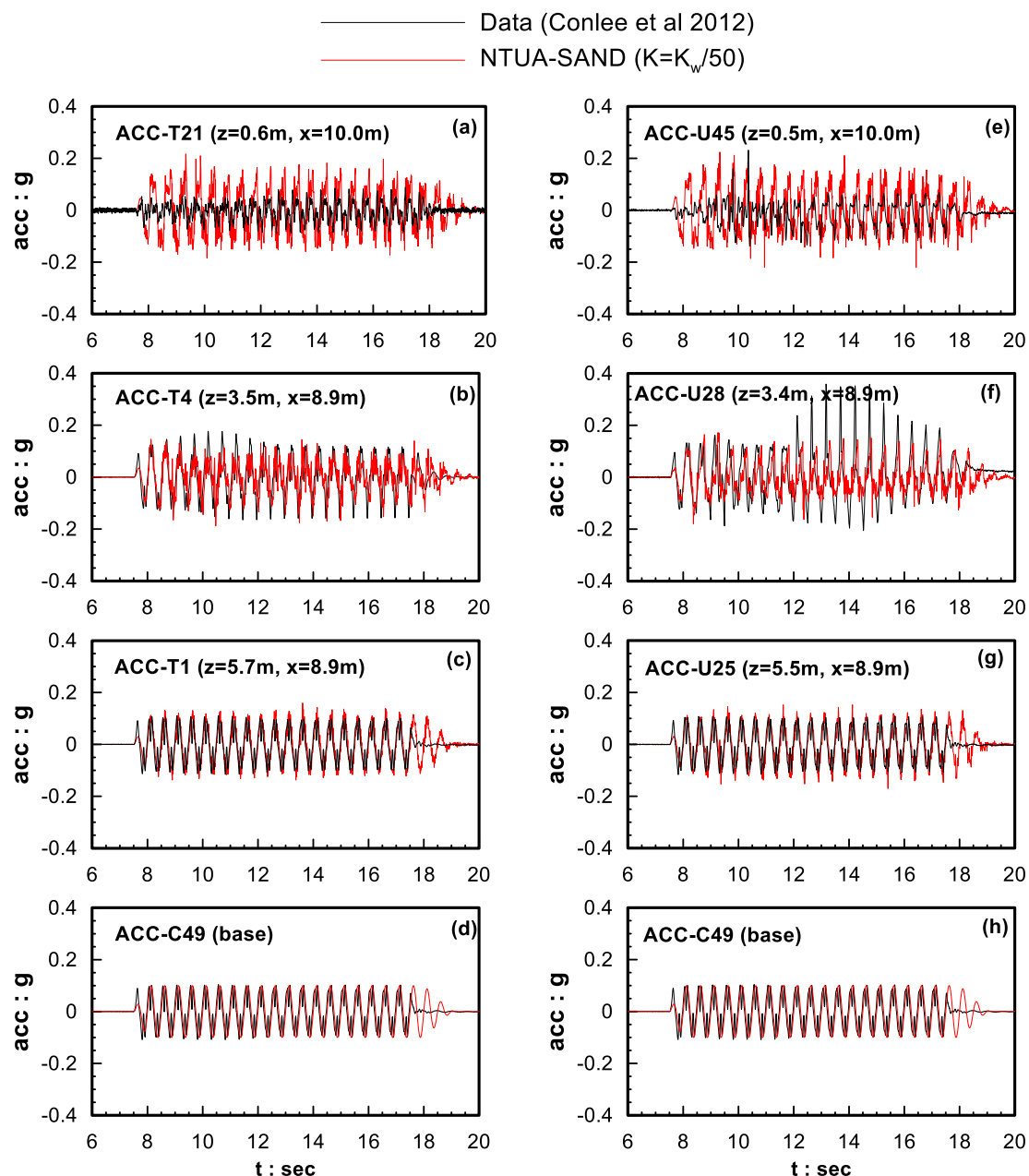
Σχήμα 5.11: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$.

Από τη σύγκριση σε όρους επιταχύνσεων (Σχήμα 5.11, Σχήμα 5.12, Σχήμα 5.13) αντίστοιχα, προκύπτει ότι όλες οι παραπάνω τιμές των παραμέτρων μπορούν να αποδώσουν σε ικανοποιητικό βαθμό την απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους (αριστερή στήλη), με εξαίρεση μόνο την επιφάνεια ($z=0.6m$) όπου υπάρχει υπερεκτίμηση των μετρηθέντων επιταχύνσεων. Σε όρους μετατοπίσεων (Σχήμα 5.14) η αριθμητική ανάλυση δεν εμφανίζει

ιδιαίτερες διαφορές με την τροποποίηση των παραμέτρων αυτών, και προβλέπει συστηματικά καθιζήσεις στο σταθεροποιημένο έδαφος, σε αντίθεση με τα πειραματικά δεδομένα που παρουσιάζουν πρακτικώς μηδενικές καθιζήσεις. Επίσης οι οριζόντιες μετατοπίσεις που προκύπτουν από την αριθμητική ανάλυση για τις παραπάνω τιμές των παραμέτρων είναι και αυτές μη μηδενικές, σε αντίθεση με τις μετρηθείσες.

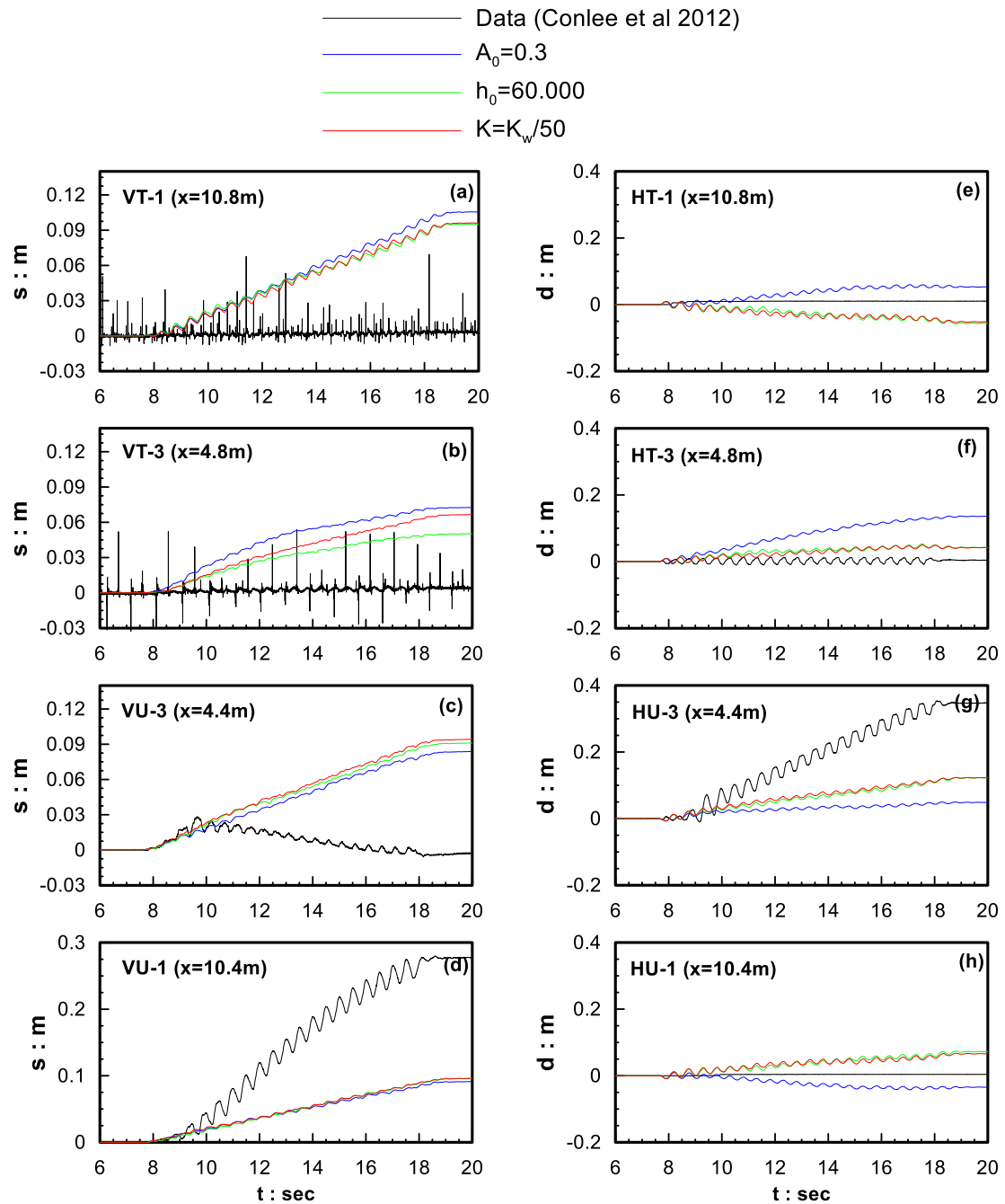


Σχήμα 5.12: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=60.000$.

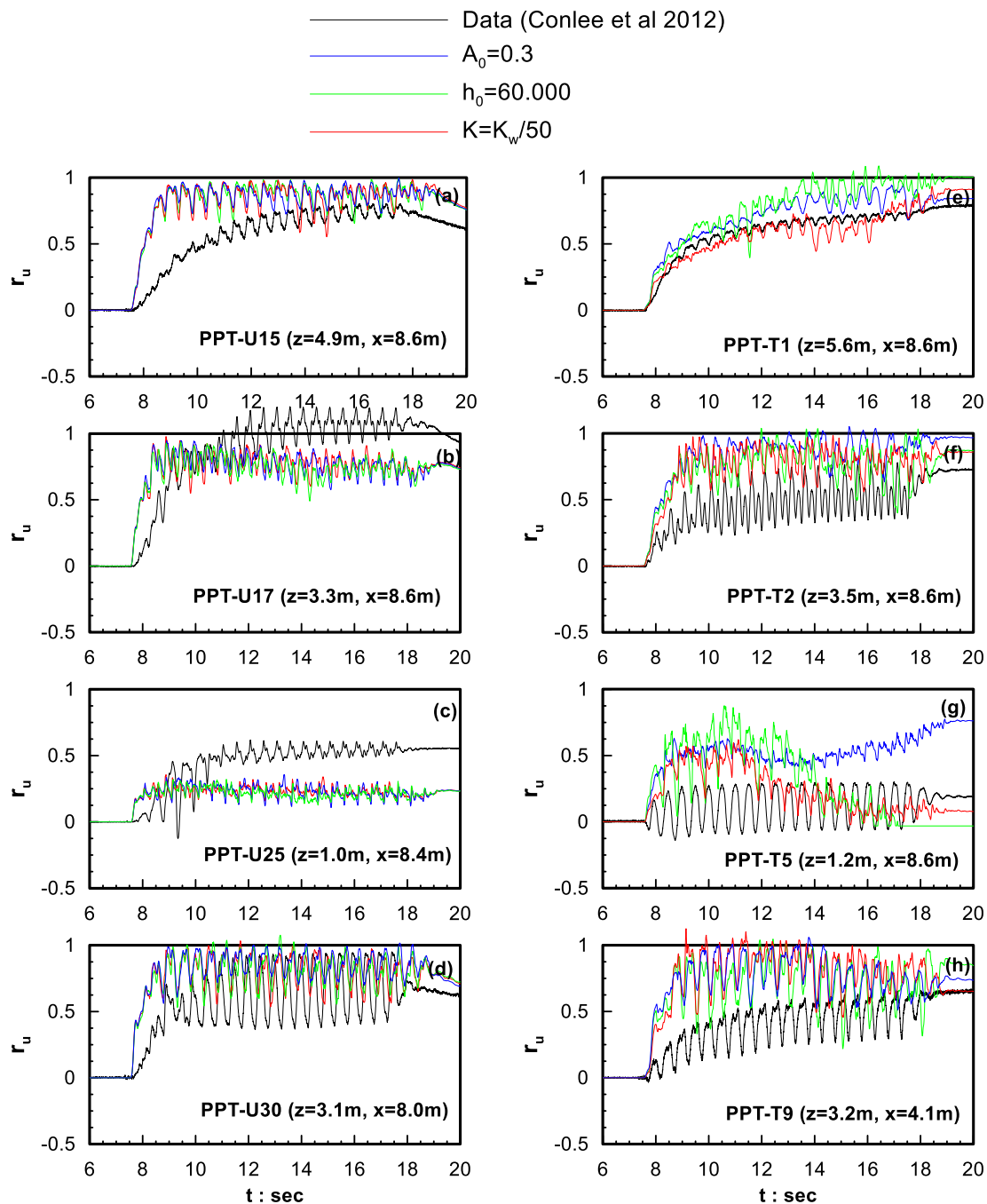


Σχήμα 5.13: Σύγκριση των χρονόιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/50$.

Τέλος, στο Σχήμα 5.15, για τις υπερπιέσεις πόρων του σταθεροποιημένου πρανούς (δεξιά στήλη), οι αναλύσεις υπερεκτιμούν τις μετρηθείσες τιμές γενικώς, με αποτέλεσμα οι προβλέψεις για το φυσικό και το σταθεροποιημένο έδαφος να μην εμφανίζουν σημαντικές διαφορές, σε αντίθεση με τις μετρήσεις.



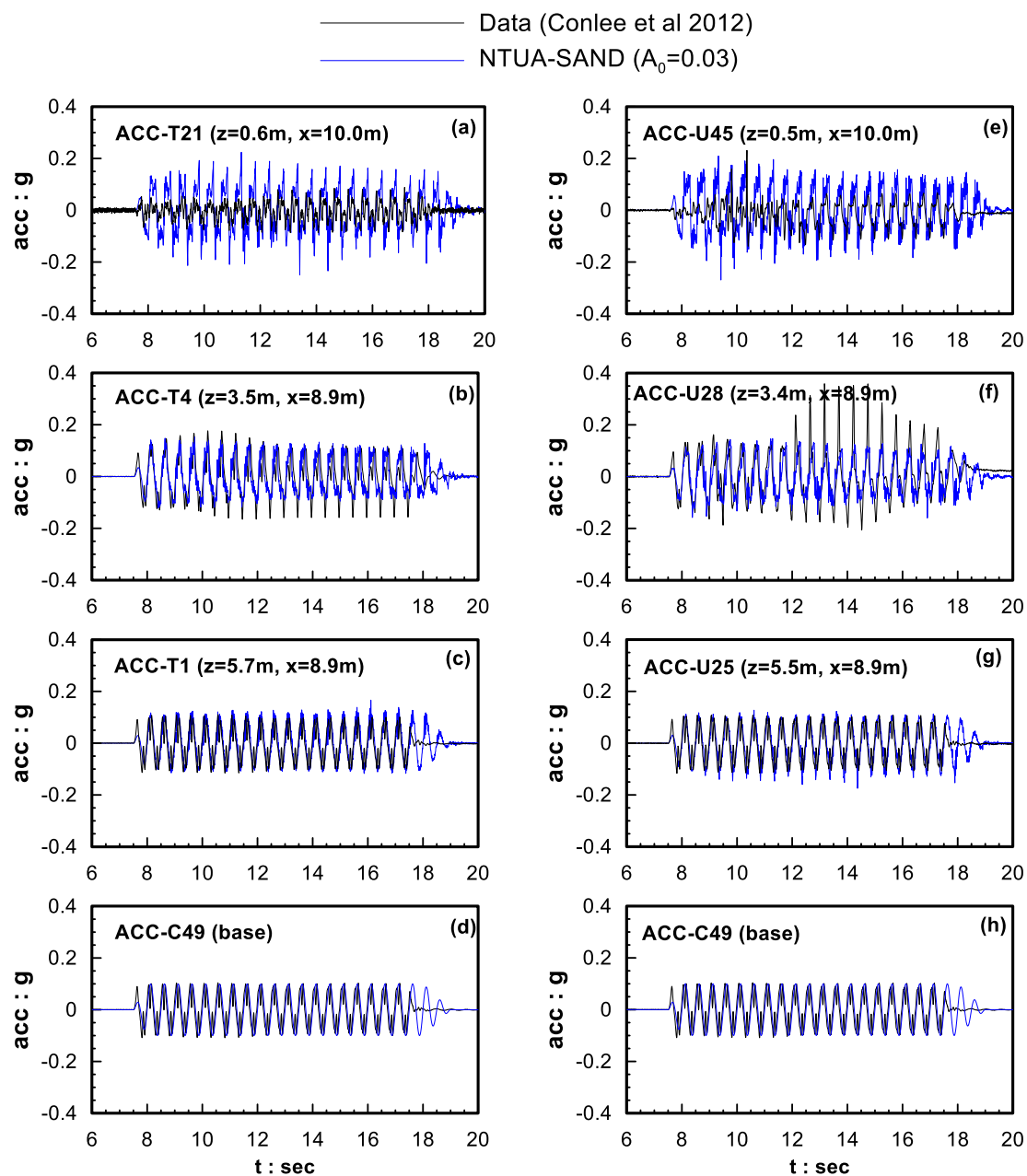
Σχήμα 5.14: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων (α έως d) και των οριζόντιων μετατοπίσεων (ε έως h) όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K=K_w/50$.



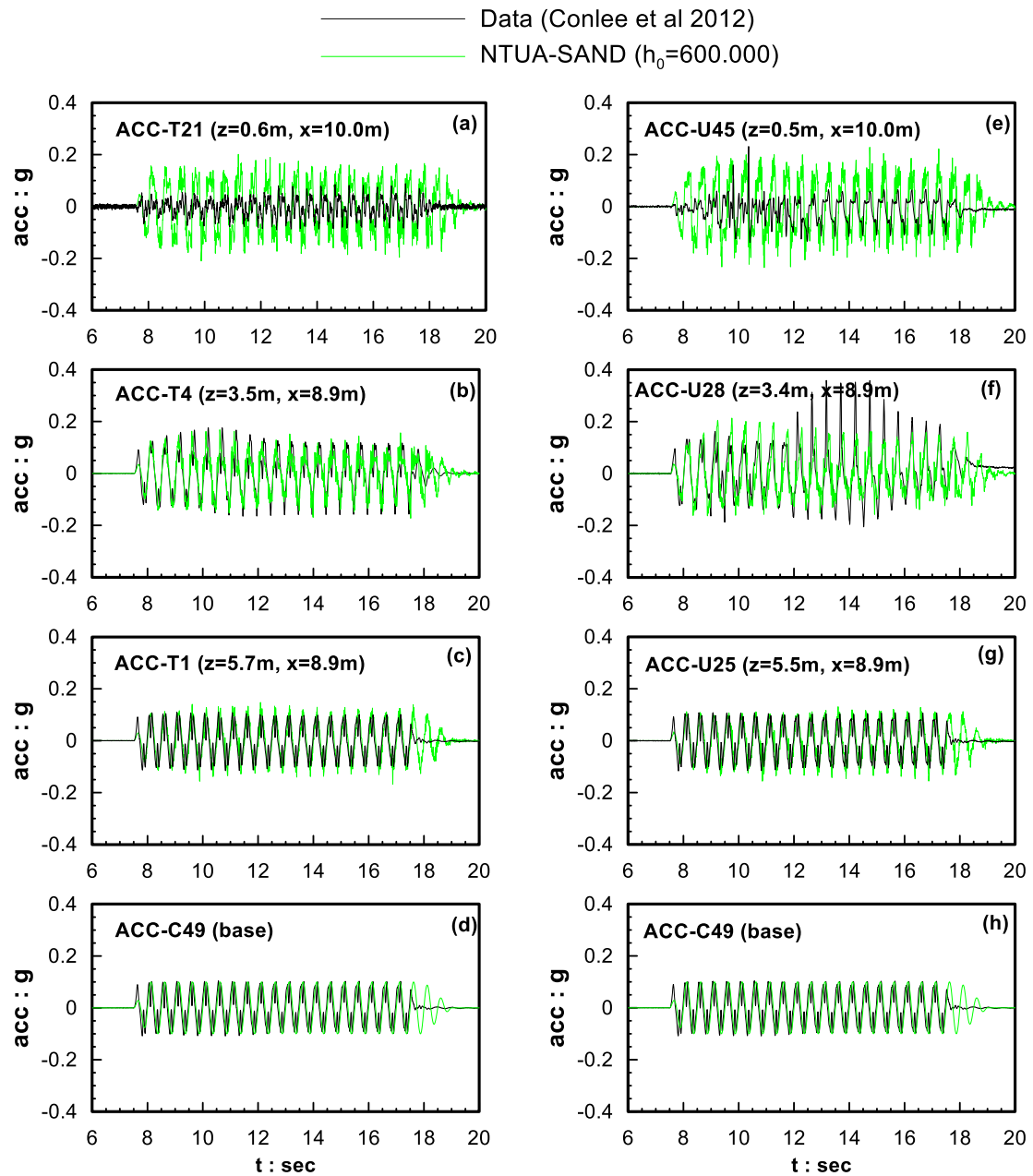
Σχήμα 5.15: Σύγκριση των χρονιοιστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.3$, $h_0=60.000$ και $K=K_w/50$.

Συνολικά η ποιοτικώς ορθή προσομοίωση που παρουσιάστηκε ανωτέρω, δεν προσφέρει ικανοποιητική ποσοτική ακρίβεια. Έτσι, τροποποιήθηκαν περαιτέρω οι παραπάνω παράμετροι προσομοίωσης, και συγκεκριμένα, εξετάστηκε ισοδύναμη μεταβολή κατά 10

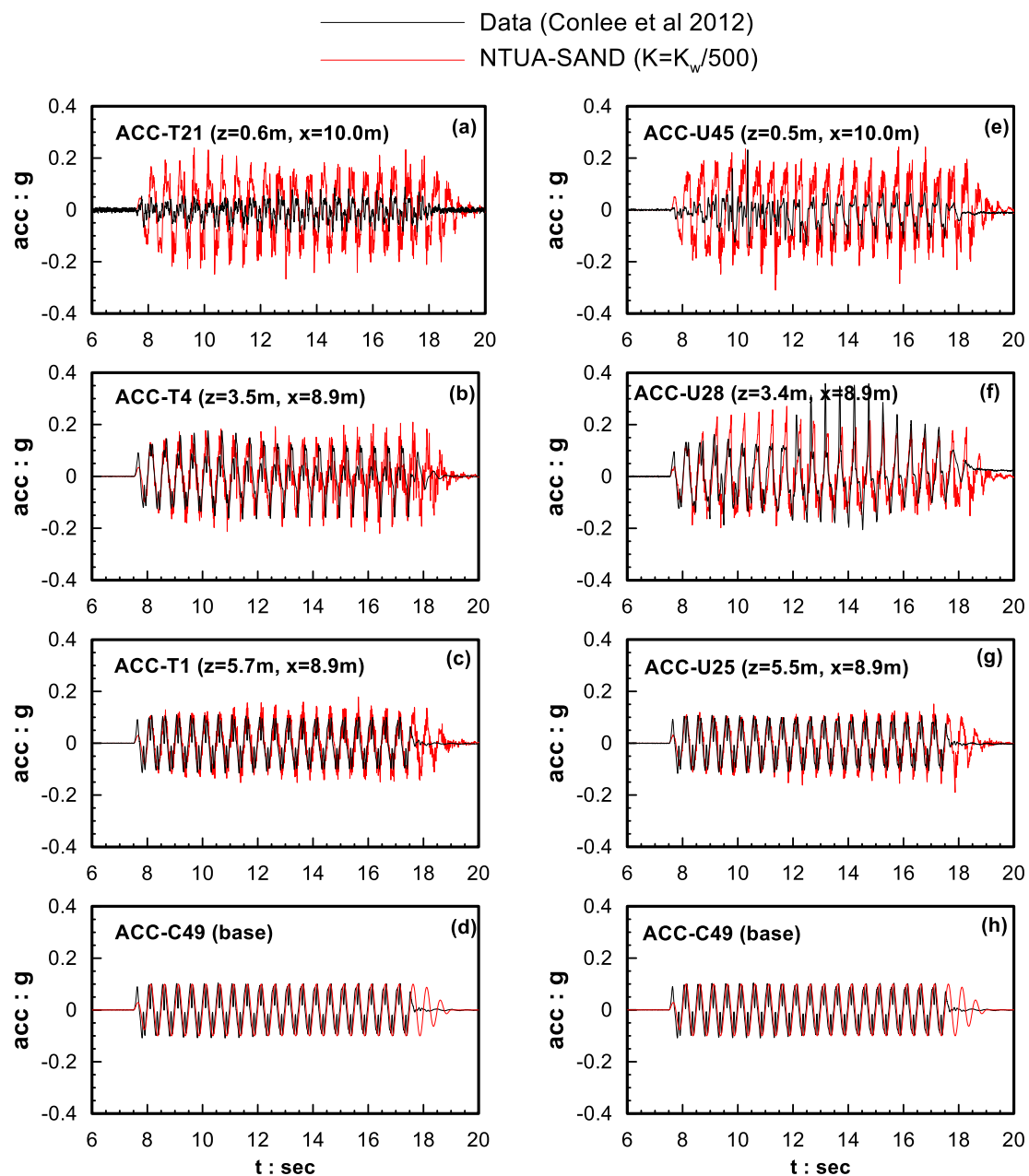
φορές των προηγούμενων τιμών των παραμέτρων, δηλαδή οι τιμές $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ καθώς επίσης και $K=K_w/500$, και πάλι κατ' αντιστοιχία με το Κεφάλαιο 4.



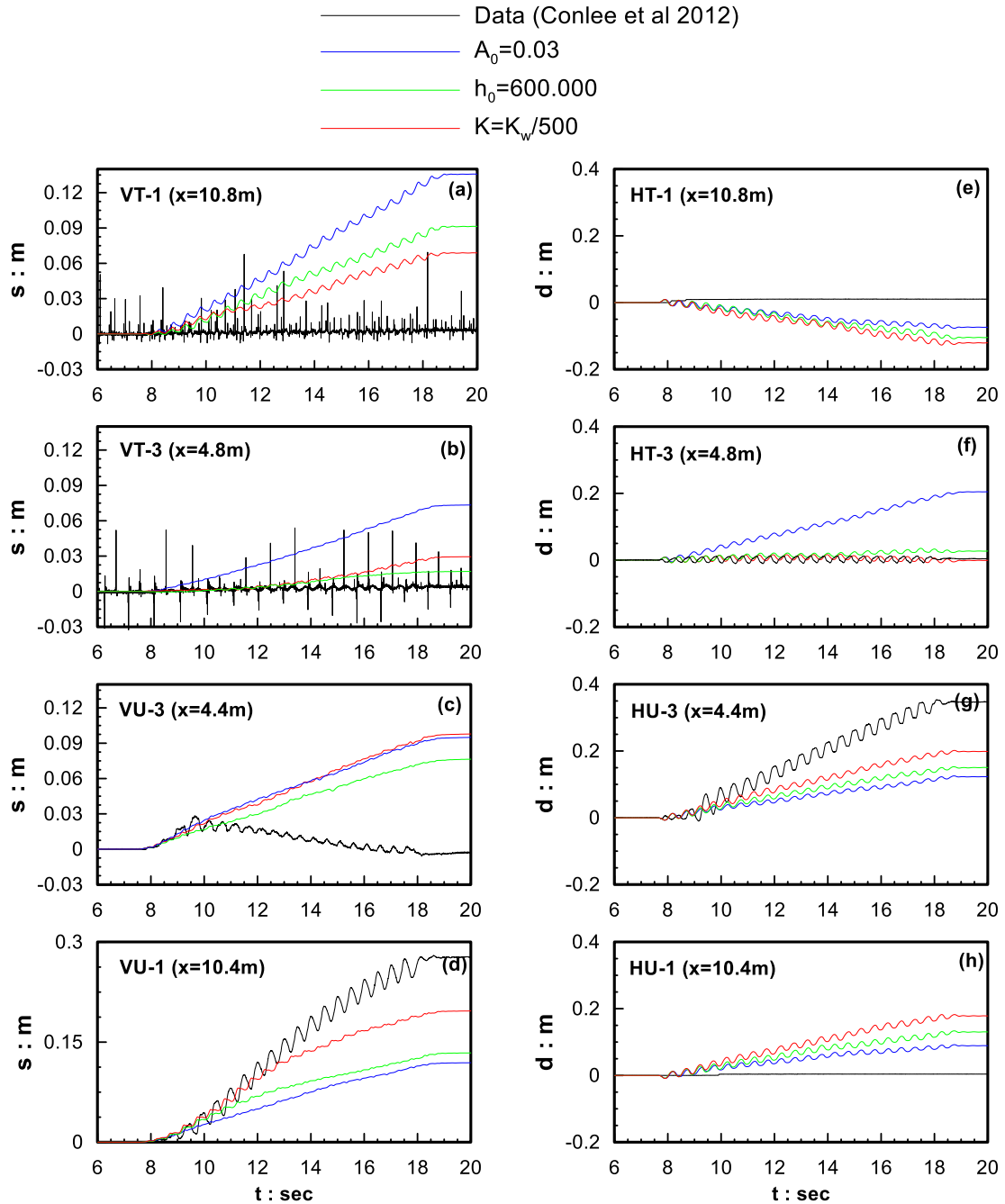
Σχήμα 5.16: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$.



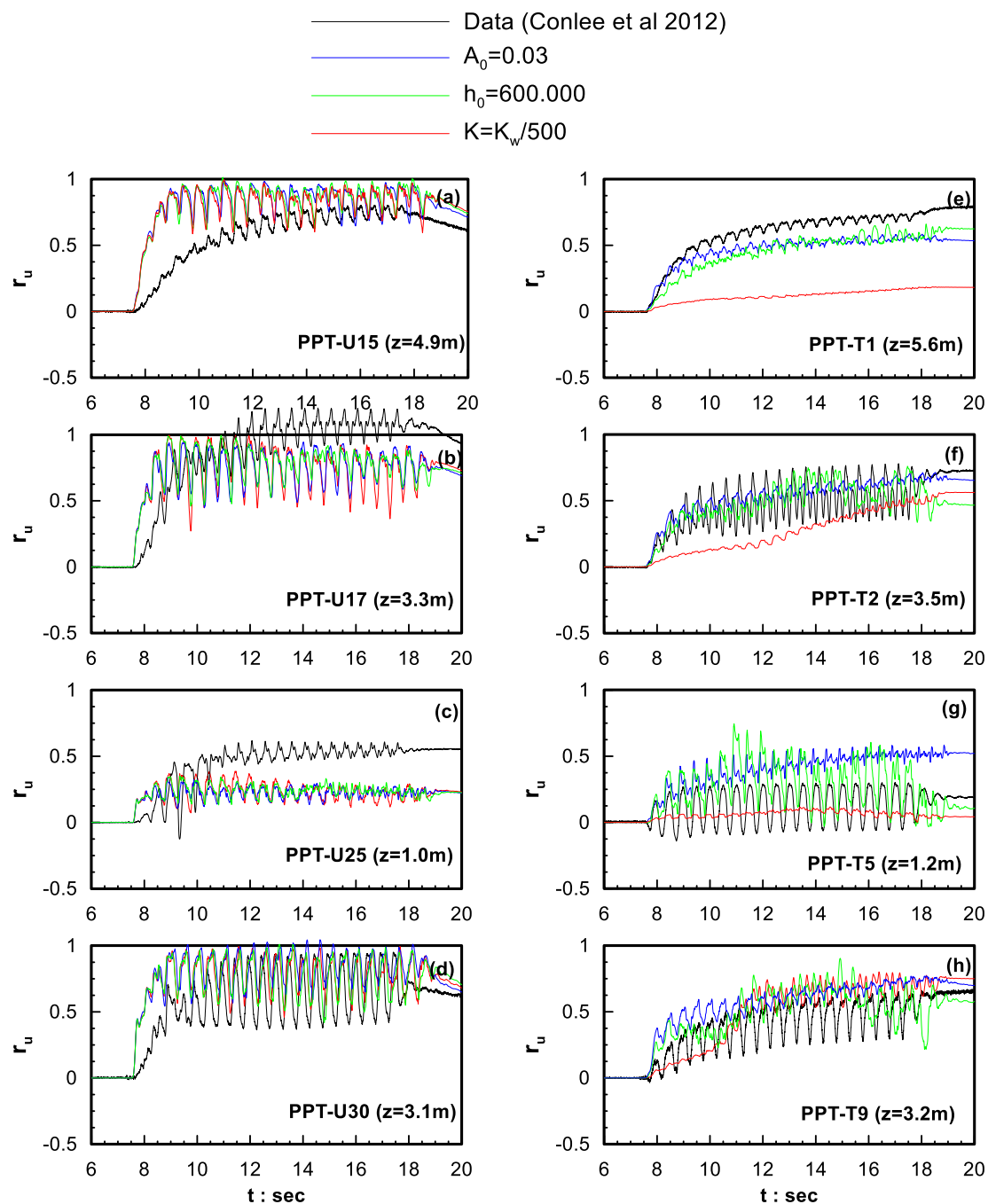
Σχήμα 5.17: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $h_0=600.000$.



Σχήμα 5.18: Σύγκριση των χρονόιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/500$.



Σχήμα 5.19: Σύγκριση των χρονοϊστοριών κατιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K=K_w/500$.



Σχήμα 5.20: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $A_0=0.03$, $h_0=600.000$ και $K=K_w/500$.

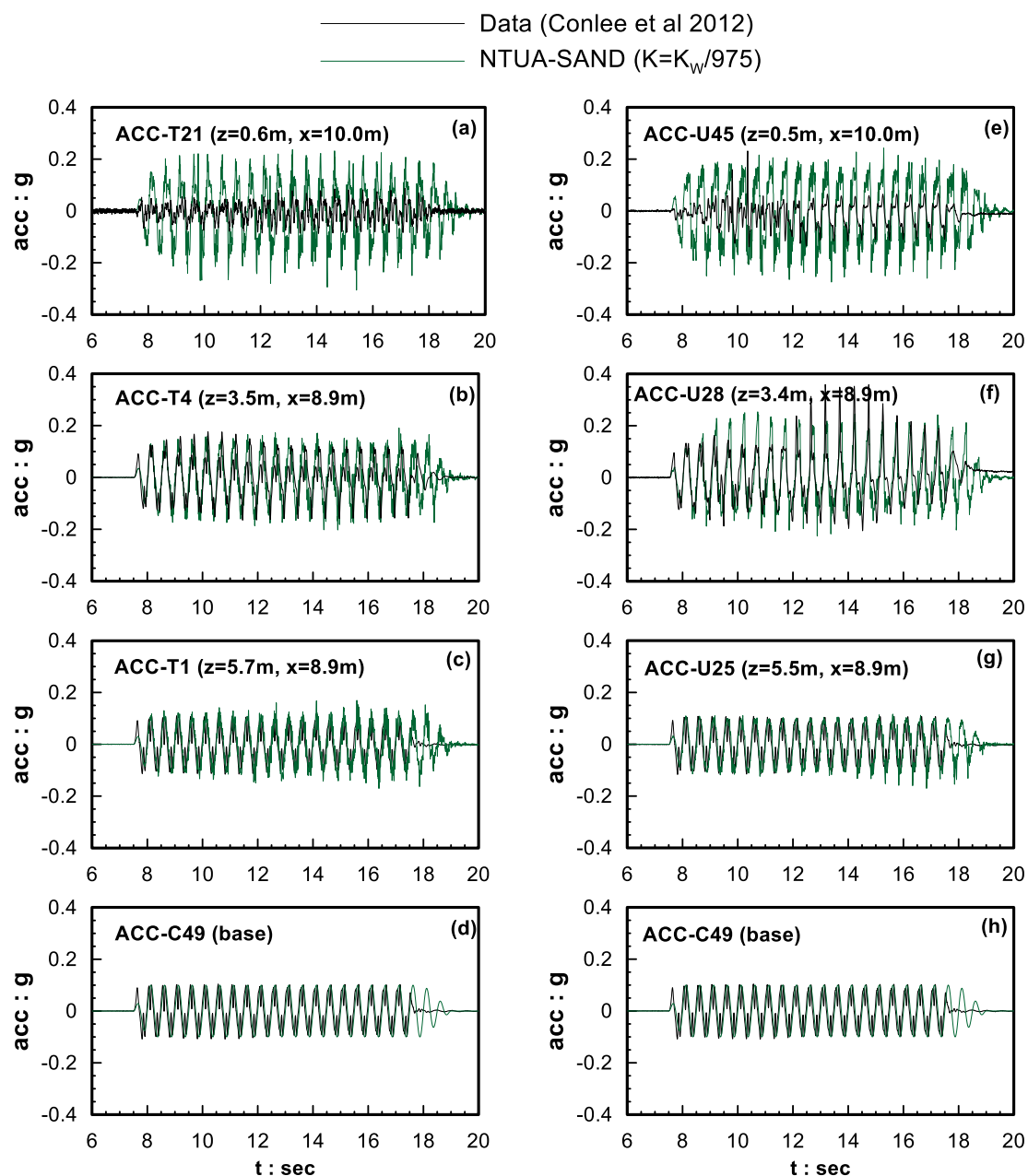
Οι συγκρίσεις νέων προβλέψεων-μετρήσεων παρουσιάζονται στα Σχήματα 5.16 έως 5.20, ακολουθώντας τη λογική και μορφή των Σχημάτων 5.11 έως 5.15, αντίστοιχα. Συγκεκριμένα, η σύγκριση σε όρους επιταχύνσεων που παρουσιάζεται στα Σχήματα 5.16 έως 5.18, αποτυπώνει εξίσου καλές προβλέψεις όσον αφορά στις μετρηθείσες χρονοϊστορίες για το σταθεροποιημένο πρανές (αριστερή στήλη), η οποία δεν εμφανίζει ιδιαίτερες διαφορές ή

κέρδη με την εισαχθείσα επιπλέον διαφοροποίηση των τιμών των παραμέτρων. Αντιθέτως, από τη σύγκριση σε όρους μετακινήσεων (Σχήμα 5.19) προκύπτει εν γένει καλύτερη προσέγγιση των πειραματικών δεδομένων με τις αριθμητικές αναλύσεις για τιμές $h_0=600.000$, καθώς επίσης και $K=K_w/500$ με βέλτιστη την τελευταία. Αντίστοιχα, σε όρους υπερπιέσεων πόρων (Σχήμα 5.20), οι τρεις αριθμητικές προσεγγίσεις δίνουν συγκρίσιμες προβλέψεις και υποδεικνύουν σαφώς μικρότερες τιμές r_u στο σταθεροποιημένο έδαφος συγκριτικά με το φυσικό έδαφος, σε ποιοτική έστω συμφωνία με τις μετρήσεις. Συμπερασματικώς, συγκριτικά βέλτιστη κρίνεται η ανάλυση που προβλέπει μείωση κατά 500 φορές του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K σε σχέση με εκείνη του νερού K_w . Δεδομένου ότι αυτή η καταλληλότητα αφορά σταθεροποιημένα εδάφη υπό μικρή κλίση, και στο Κεφάλαιο 4 η ίδια προσέγγιση βρέθηκε βέλτιστη και για οριζόντιες στρώσεις, συμπεραίνεται ότι η μεταβολή της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K θα μπορούσε να αποτελέσει ένα ενιαίο πλαίσιο για την προσομοίωση σταθεροποιημένων εδαφών με κολλοειδή πυριτία σε προβλήματα συνοριακών τιμών. Ποιοτικά όμως, η συγκεκριμένη τιμή $K=K_w/500$ δεν αποτελεί ίσως τη βέλτιστη τιμή για αυτό το ενιαίο πλαίσιο καθώς στο πείραμα της Gallagher (2007a) όπου $CS=6\%$ εκτιμά με ακρίβεια τις καθιζήσεις, ενώ αντίθετα στο πείραμα της Conlee et al 2012 με $CS=9\%$ τις υπερεκτιμά.

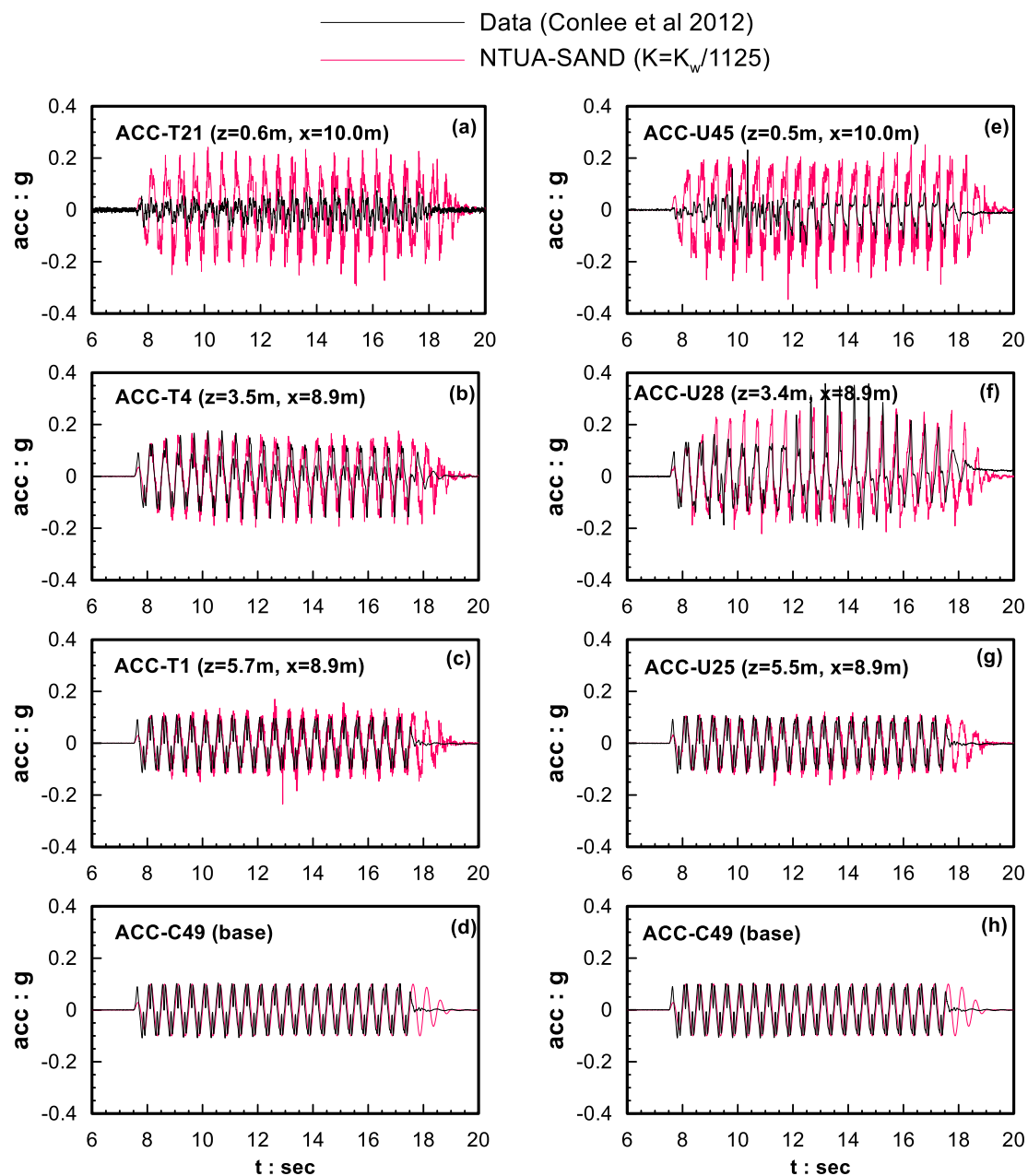
Γι' αυτό το λόγο θα εξεταστεί εδώ, όπως και στο Κεφάλαιο 4, η τροποποίηση της τιμής του διαιρέτη n του μέτρου συμπιεστότητας $K=K_w/n$ με βάση τη συσχέτισή του με τη συγκέντρωση πυριτίας που χρησιμοποιήθηκε στο συγκεκριμένο πείραμα CTC01 της Conlee et al 2012. Οι δύο τιμές του διαιρέτη που εξετάστηκαν ήταν η τιμή $n=1125$ που προέκυψε για συγκέντρωση πυριτίας $CS=9\%$ από τη σχέση (4.1) και η δεύτερη ήταν 975, από την ίδια σχέση ως μέσος όρος για το σύννητες εύρος $CS=5\%-10\%$ που χρησιμοποιείται πρακτικώς για τη συγκεκριμένη μέθοδο. Στα Σχήματα 5.21 και 5.22 παρουσιάζεται η σύγκριση των μετρηθέντων χρονοϊστοριών επιταχύνσεων με αυτή των αριθμητικών αναλύσεων, για $K_w/975$ και $K_w/1125$ αντίστοιχα στη συνήθη μορφή παρουσίασης. Στο Σχήμα 5.23 ((a),(b)) η αντίστοιχη σύγκριση γίνεται σε όρους καθιζήσεων και οριζόντιων μετακινήσεων, ενώ στο Σχήμα 5.24 (δεξιά στήλη) σε όρους λόγου υπερπιέσεων πόρων.

Από τα παρακάτω σχήματα διαφαίνεται ότι οι τιμές του διαιρέτη 1125 και 975 του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K_w προσεγγίζουν συνολικά καλύτερα την απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους συγκριτικά με τις προηγούμενες αναλύσεις. Η τιμή όμως 1125, αν και παρουσιάζει μία μικρή υπερεκτίμηση των μετρηθέντων χρονοϊστοριών επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους ($z=0.6m, x=10.0m$) των μετρηθέντων καθιζήσεων ($x=10.8m$) και των οριζόντιων μετακινήσεων κοντά στο τοίχωμα ($x=10.8m$), αποτελεί τόσο

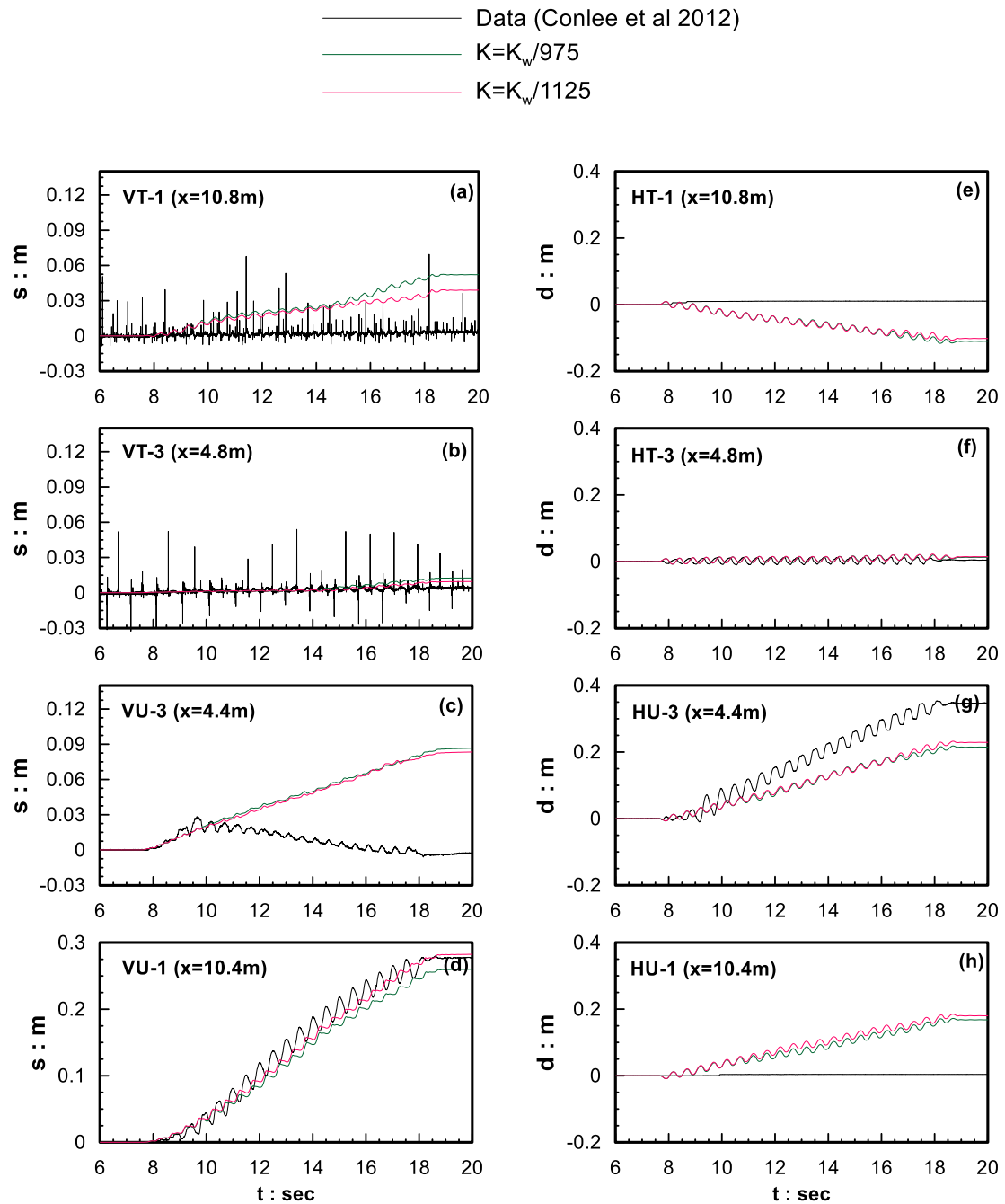
ποιοτικά όσο και ποσοτικά την καλύτερη προσέγγιση για την προσομοίωση του σταθεροποιημένου εδάφους στο εν λόγω πείραμα CTC01. Αξίζει να σημειωθεί ότι η τιμή αυτής της παραμέτρου εκφράζει ικανοποιητικά και την απόκριση του μη σταθεροποιημένου πρανούς σε όρους επιταχύνσεων και μετακινήσεων, το οποίο έχει προσομοιωθεί ομοiotρόπως σε όλες τις αναλύσεις ($A_0=0.8$, $h_0=15.000$ και K_w , δηλαδή τις παραμέτρους για την άμμο Nevada από Andrianopoulos et al 2010), αλλά η απόκρισή του διαφέρει σε κάθε ανάλυση ως αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης των δύο πρανών.



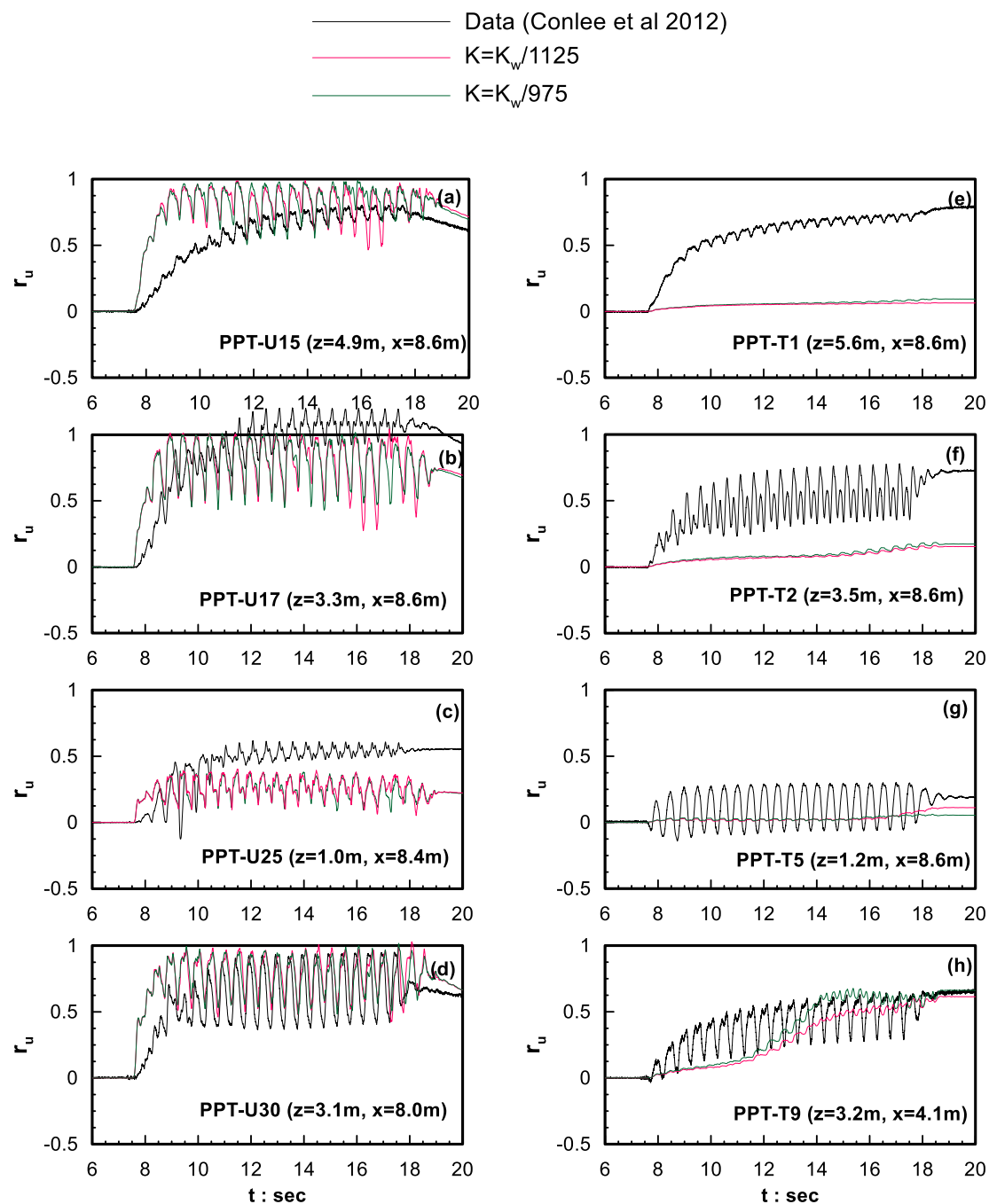
Σχήμα 5.21: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$.



Σχήμα 5.22: Σύγκριση των χρονιοιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/1125$.



Σχήμα 5.23: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$.



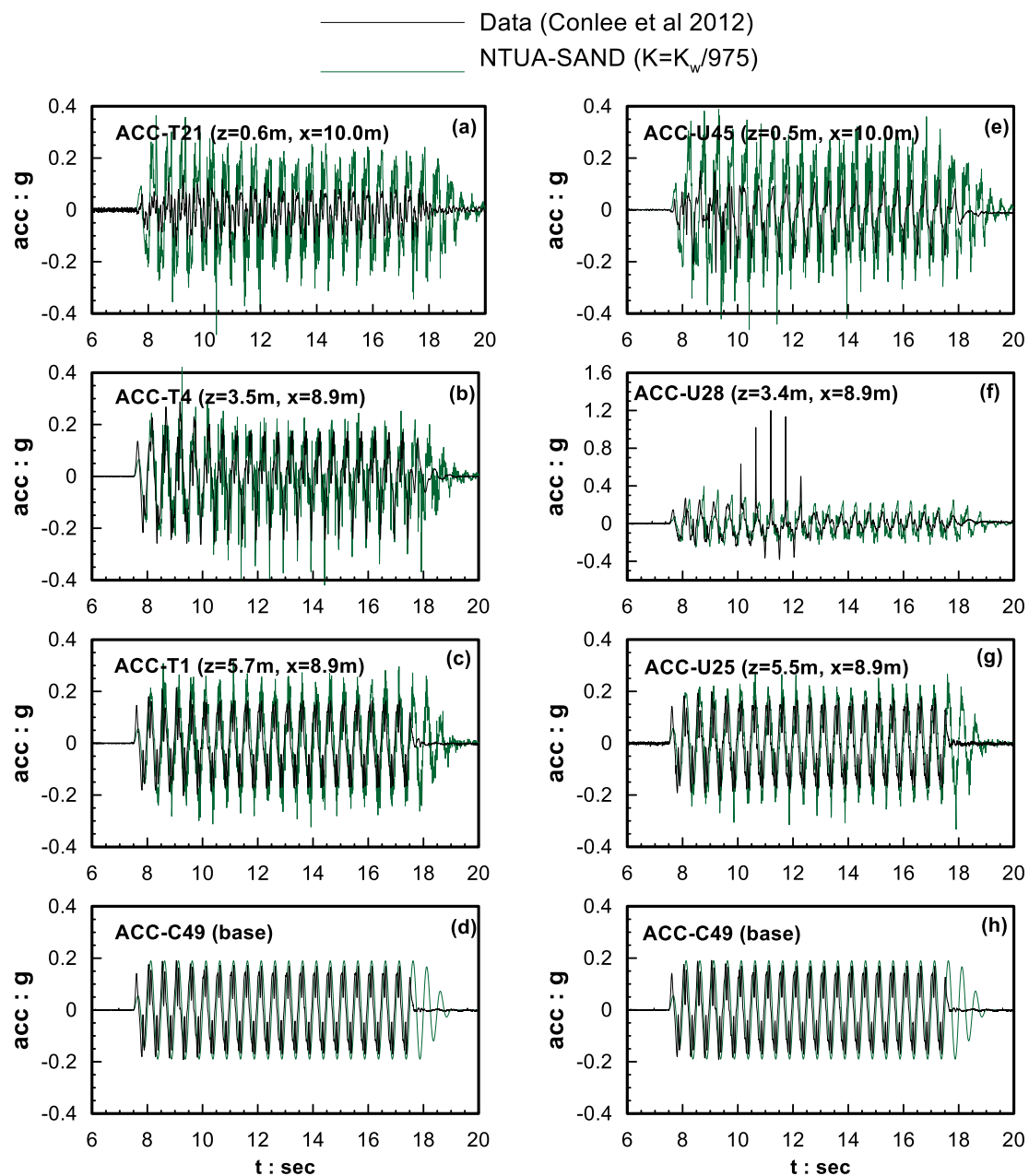
Σχήμα 5.24: Σύγκριση των χρονιοιστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$.

Συνοψίζοντας, από τις αναλύσεις που παρουσιάστηκαν στα Κεφάλαια 4 και 5, αποδεικνύεται ότι η χρήση της σχέσης (4.1), είτε για την εκάστοτε τιμή συγκέντρωσης κολλοειδούς πυριτίας CS(%) ή για μια μέση τιμή ($K_w/975$) που αντιστοιχεί σε CS=7.5% (δηλαδή τη μέση τιμή του συνήθους εύρους CS=5%-10%), μπορεί να αποτελέσει ένα ενιαίο πλαίσιο για την αριθμητική

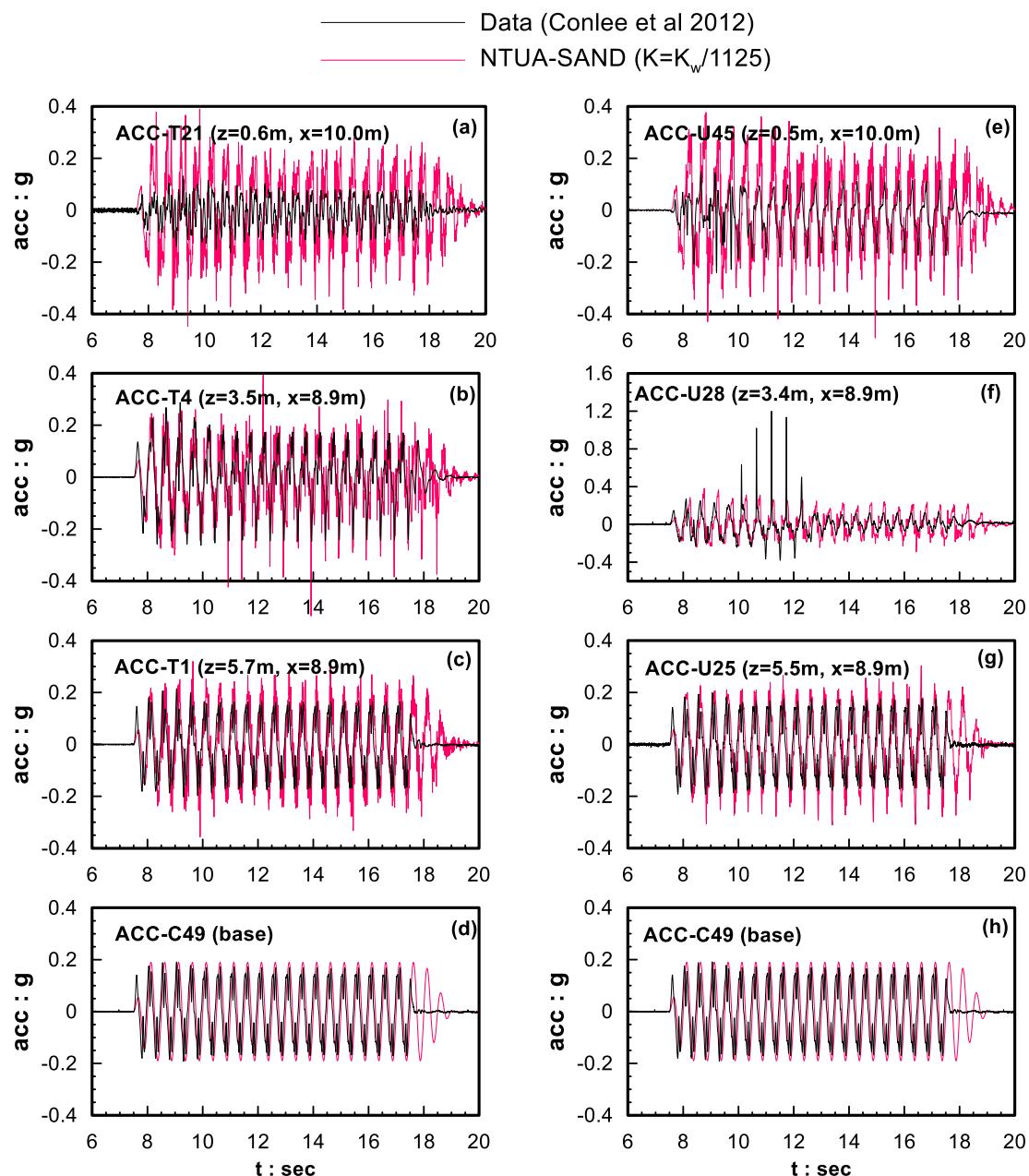
προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένου εδάφους και για το λόγο αυτό χρησιμοποιείται ως έχει για τις αναλύσεις των επόμενων κεφαλαίων.

5.4 Διακρίβωση αξιοπιστίας μεθόδου αριθμητικής προσομοίωσης σταθεροποιημένων εδαφών

Στις προηγούμενες παραγράφους του παρόντος Κεφαλαίου, καθώς και στο Κεφάλαιο 4 καταστρώθηκε μία μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης σταθεροποιημένων εδαφών με βάση δύο δυναμικά πειράματα φυγοκεντριστή: Gallagher et al (2007) για οριζόντια στρώση υπό 0.20g και Conlee et al (2012) για στρώση υπό κλίση υπό 0.15g (πείραμα CTC01, Shake 3). Εδώ διερευνάται η αξιοπιστία της μεθόδου με την χρήση της για την πρόβλεψη της απόκρισης σταθεροποιημένου εδάφους υπό μικρή κλίση σε μία ισχυρότερη ένταση διέγερσης (CTC01, Shake 4, Conlee et al 2012) καθώς και της απόκρισης του ίδιου εδάφους σταθεροποιημένης στρώσης με άλλες τιμές CS. Έτσι, εξετάστηκε πρώτα, το ίδιο πείραμα CTC01 (Conlee et al 2012) διατηρώντας όλα τα χαρακτηριστικά του με εξαίρεση την μέγιστη τιμή επιτάχυνσης της επιβαλλόμενης διέγερση βάσης (PBA) ίσης με 0.19g (Shake 4) αυτή τη φορά. Η συγκεκριμένη διέγερση επιλέχτηκε, διότι οι υπόλοιπες διεγέρσεις είτε ήταν πολύ μικρής έντασης (Shakes 1, 2) και συνεπώς ήταν ακατάλληλες να απεικονίσουν την επίδραση της σταθεροποίησης, ή ήταν εξαιρετικά μεγάλης έντασης (π.χ. Shakes 5, 6) με μικρό πρακτικό ενδιαφέρον για τις πλείστες των περιπτώσεων. Η σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων που απεικονίζεται στα Σχήματα 5.25 και 5.26 (αριστερή στήλη) υποδεικνύει ότι οι τα αποτελέσματα των αναλύσεων για τις τιμές του διαιρέτη 975 και 1125 πετυχαίνουν ικανοποιητική ακρίβεια με τις μετρηθείσες χρονοϊστορίες καθ' ύψος του σταθεροποιημένου πρανούς με εξαίρεση ίσως την επιφάνεια όπου δείχνουν να τις υπερεκτιμούν, όπως συμβαίνει και στο CTC01-Shake 3 και πιθανώς οφείλεται ότι, οι εν λόγω μετρήσεις γίνονται στην επιφανειακή στρώση Yolo loam του οποίου η προσομοίωση είναι πιο απλουστευτική (π.χ. χρήση Mohr-Coulomb). Από τη σύγκριση όμως σε όρους μετακινήσεων (Σχήμα 5.27) προκύπτει ότι για μεγαλύτερη τιμή της επιτάχυνσης της διέγερσης βάσης οι αναλύσεις αδυνατούν να προσεγγίσουν ικανοποιητικά τις μετρηθείσες χρονοϊστορίες μετακινήσεων προβλέποντας μη μηδενικές καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους αλλά και οριζόντιες μετατοπίσεις κοντά στο τοίχωμα. Τα προβλήματα δεν είναι τόσο μεγάλα, στο Σχήμα 5.28 όπου συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u .



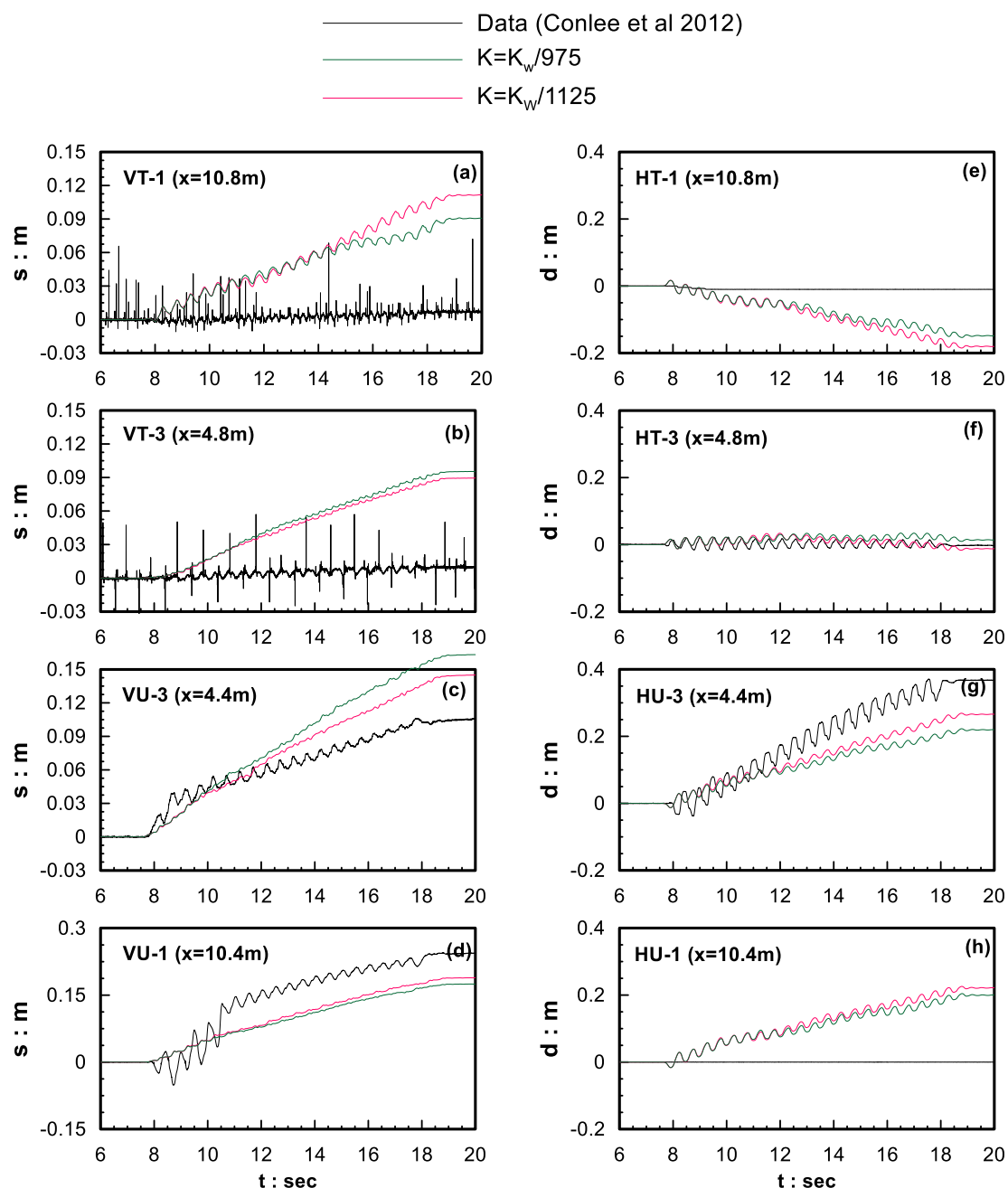
Σχήμα 5.25: Σύγκριση των χρονόιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$.



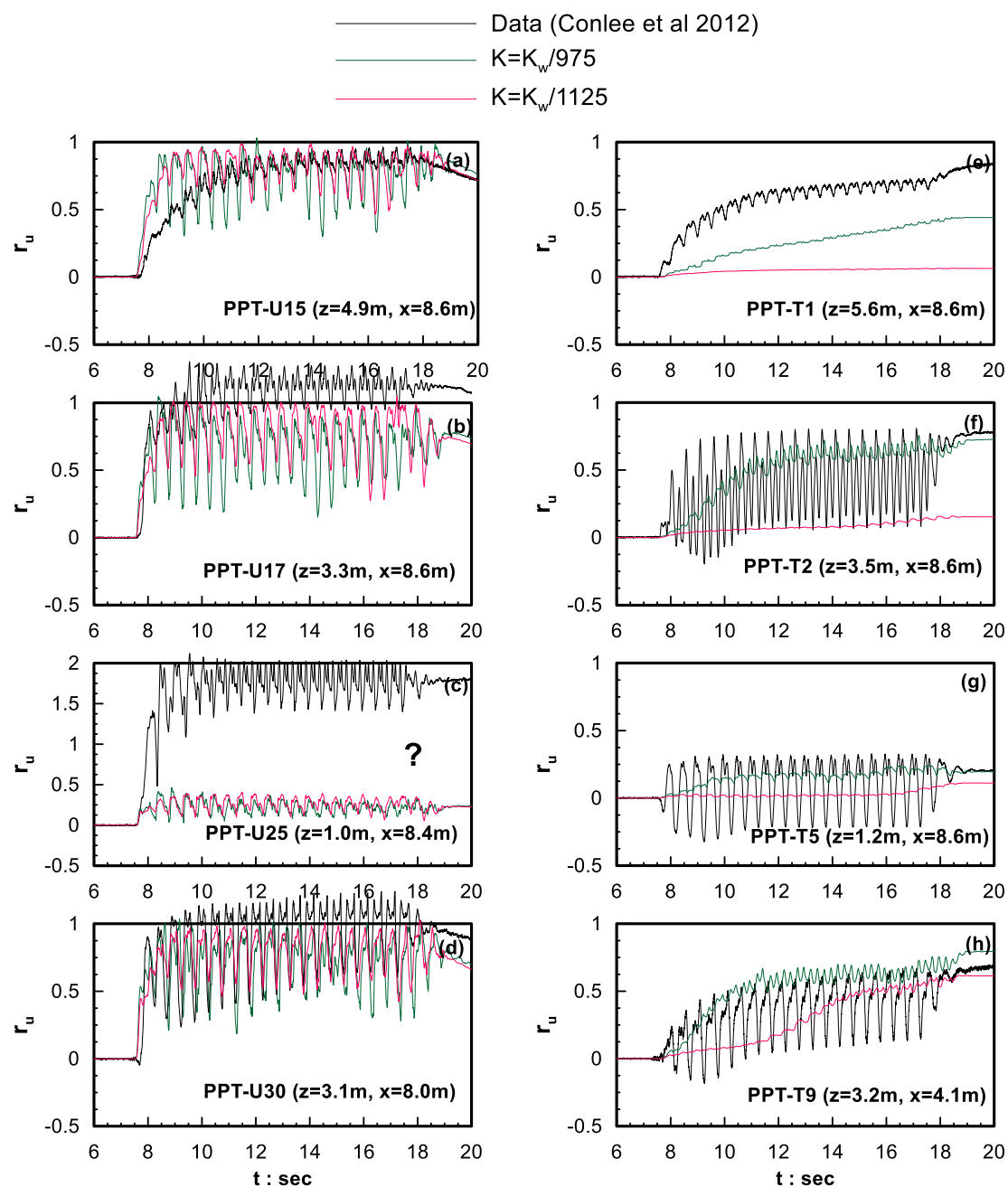
Σχήμα 5.26: Σύγκριση των χρονόιστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/1125$.

Συνολικά προκύπτει ότι με βάση τα αποτελέσματα των δύο παραπάνω αναλύσεων που έγιναν για την ισχυρότερη διέγερση Shake 4 (PBA=0.19g) προκύπτει μάλλον υποεκτίμηση της αποτελεσματικότητας της βελτίωσης συγκριτικά με αυτό που δίνουν οι μετρήσεις. Αξίζει να σημειωθεί εδώ, πως η ισχυρότερη σεισμική διέγερση στο εργαστήριο ακολούθησε τη διέγερση 3, και ίσως η γεωμετρία του προσομοιώματος ή και οι θέσεις των μετρητών να επηρεάστηκαν από την προηγούμενη διέγερση. Αντίθετα, στις αναλύσεις που

πραγματοποιήθηκαν η κάθε διέγερση εξετάστηκε ξεχωριστά, δηλαδή με την ίδια γεωμετρία προσομοιώματος και ίδιες θέσεις μετρητών χωρίς να συνυπολογιστεί η ακολουθία των διεγέρσεων. Επισημαίνεται ότι η διέγερση 3 ακολουθεί δύο πολύ μικρής έντασης διεγέρσεις (1 και 2), επομένως τα αποτελέσματά της δεν αναμένεται να έχουν επηρεαστεί σε μεγάλο βαθμό, κάτι που ενδεχομένως να μην ισχύει για τη διέγερση 4, η οποία ακολουθεί τη μέσης έντασης διέγερση 3.



Σχήμα 5.27: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$.



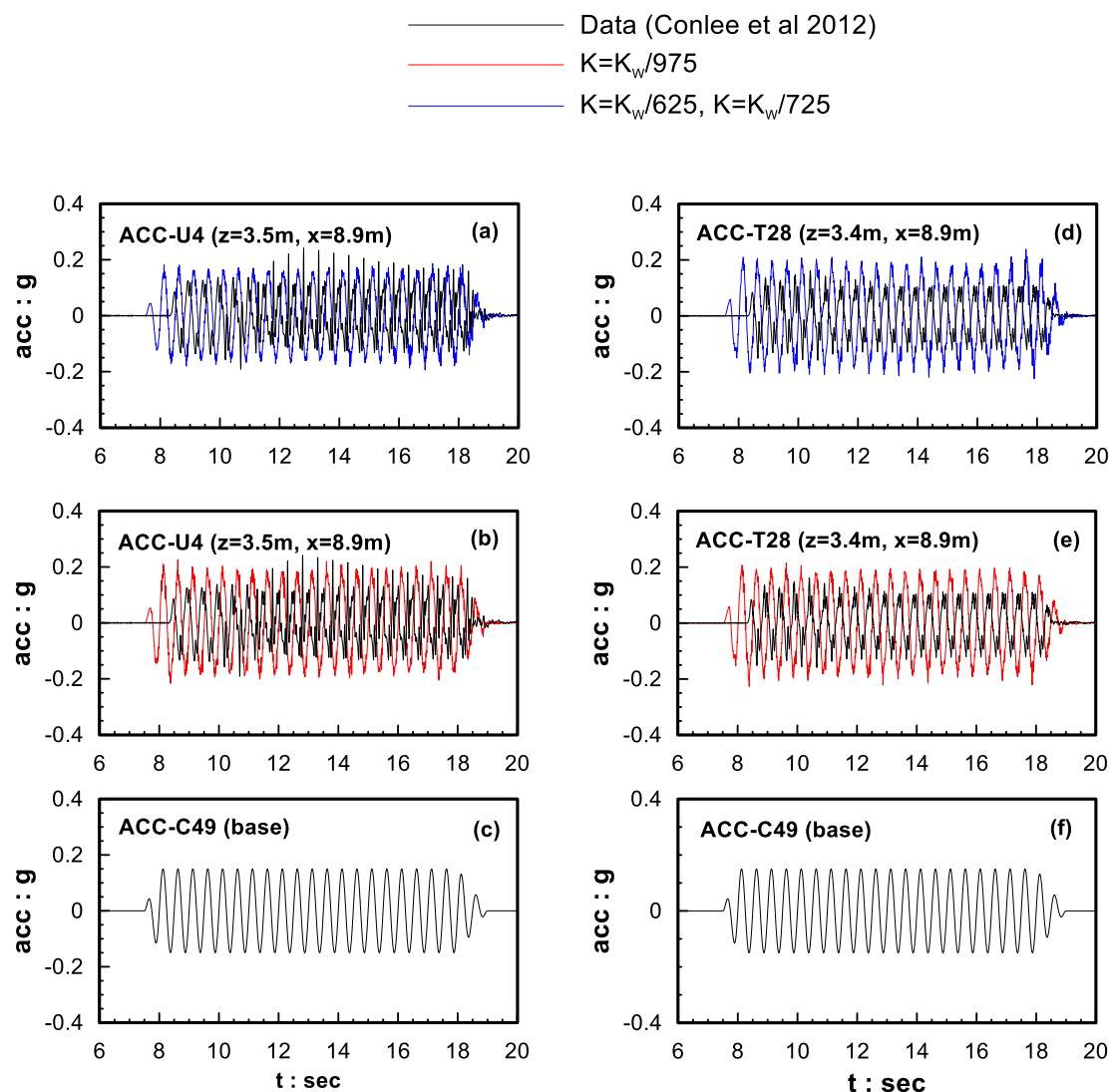
Σχήμα 5.28: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC01 (Shake 4) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K=K_w/975$ και $K=K_w/1125$.

Χάριν πληρότητας, θα εξεταστεί ακόμα η καταλληλότητα της μεθόδου προσομοίωσης των σταθεροποιημένων εδαφών και για περιπτώσεις με άλλες τιμές CS. Για το σκοπό αυτό θα χρησιμοποιηθεί το πείραμα CTC02 της Conlee et al (2012). Στο πείραμα αυτό διατηρείται η ίδια γεωμετρία (βλ. Σχήμα 5.2), αλλά σε αντίθεση με το CTC01, σταθεροποιούνται και τα δύο πρανή, το αριστερό με συγκέντρωση πυριτίας CS=4% και το δεξί με CS=5%. Η ημιτονοειδής

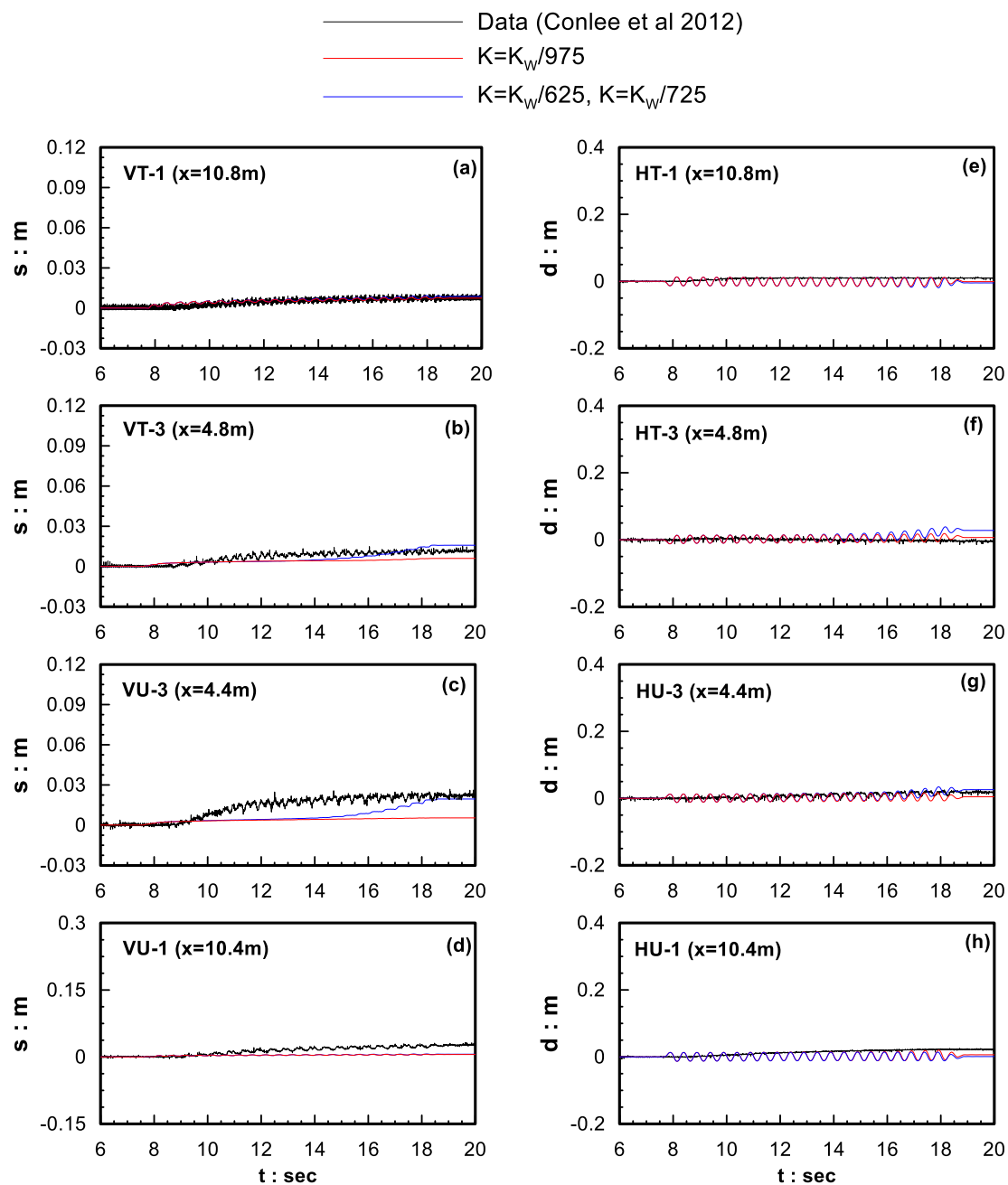
διέγερση που επιβλήθηκε στη βάση είχε μέγιστη τιμή επιτάχυνσης 0.15g και συχνότητα 2Hz (Shake 3), δηλαδή λίγο πιο ισχυρή από τη διέγερση 3 αλλά λιγότερο ισχυρή από τη διέγερση 4 του CTC01. Η αριθμητική προσομοίωση του πειράματος CTC02 έγινε στο FLAC (Itasca Inc. 2005) ομοιοτρόπως με εκείνη για το CTC01, ενώ η σταθεροποίηση εισήχθη με την μείωση (συγκριτικά με εκείνη του νερού K_w) της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K λαμβάνοντας υπόψιν τη συγκέντρωση πυριτίας που υπήρχε σε κάθε πρανές με βάση την εξίσωση (4.1). Έτσι προέκυψαν οι τιμές $K_w/625$ για το αριστερό και $K_w/725$ για το δεξί πρανές. Επιπλέον, οι διαπερατότητες των αμμωδών στρώσεων που σταθεροποιήθηκαν με συγκέντρωση πυριτίας $CS=4\%$ και $CS=5\%$ υπολογίστηκαν 10^{-8} και $5.1 \cdot 10^{-9}$ m/s αντίστοιχα σύμφωνα με τους Persoff et al (1999).

Στα Σχήματα 5.29 έως 5.32 παρατίθενται ενδεικτικά οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων και ανάπτυξης πόρων που κατέγραψαν κάποια από τα ορισμένα όργανα μέτρησης σε σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των δύο προαναφερθέντων αναλύσεων. Δυστυχώς, στο πείραμα CTC02 δεν κατέστη δυνατή η πλήρης παρουσίαση μετρήσεων από όλους τους μετρητές (όπως στο CTC01) καθώς η κατοχύρωση των δεδομένων δεν ήταν το ίδιο λεπτομερές στον ιστότοπο: https://nees.org/data/get/NEES-2005-0086/Experiment-2/Documentation/Data%20Report/CTC01_DR1.pdf. Επισημαίνεται ότι οι μετρητές ACC-U4, VU-1, VU-3, HU-1, HU-3, και PPT-U1 αναφέρονται στο αριστερό σταθεροποιημένο πρανές με συγκέντρωση κολλοειδούς πυριτίας $CS=4\%$, ενώ οι υπόλοιποι (ACC-T28, VT-1, VT-3, HT-1, HT-3, PPT-T15 και PPT-T17) αναφέρονται στο δεξιό σταθεροποιημένο πρανές με συγκέντρωση κολλοειδούς πυριτίας $CS=5\%$. Συνοπτικά, από το Σχήμα 5.29 προκύπτει ότι η χρήση μίας μέσης τιμής μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K και για τα δύο πρανή, όσο και η διαφοροποίηση της τιμής του K λαμβάνοντας υπόψιν τη διαφορετική συγκέντρωση πυριτίας στα δύο πρανή βρίσκεται σε καλή συμφωνία με τις μετρηθείσες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, αν και τις υπερεκτιμούν ελαφρώς όπως και στο CTC01. Όμως, προσεκτική παρατήρηση των αριθμητικών αποτελεσμάτων για χρήση κοινής τιμής K υποδεικνύει «συμμετρική» απόκριση του προσομοιώματος, δηλαδή ίδιες οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις, επιταχύνσεις και υπερπιέσεις πόρων για τα δύο πρανή σε ίδιες θέσεις, κάτι που είναι αναμενόμενο, αλλά δε συμφωνεί τόσο με τα πειράματα. Ειδικά σε όρους μετακινήσεων (Σχήμα 5.30) και οι δύο αναλύσεις προβλέπουν αρκετά ικανοποιητικά την απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους, αλλά φαίνεται να υπερτερεί η προσέγγιση που λαμβάνει υπόψη τη διαφορετική συγκέντρωση πυριτίας για τα δύο πρανή. Επίσης, όπως προκύπτει από το Σχήμα 5.31, οι αναλύσεις υποεκτιμούν σε γενικές γραμμές

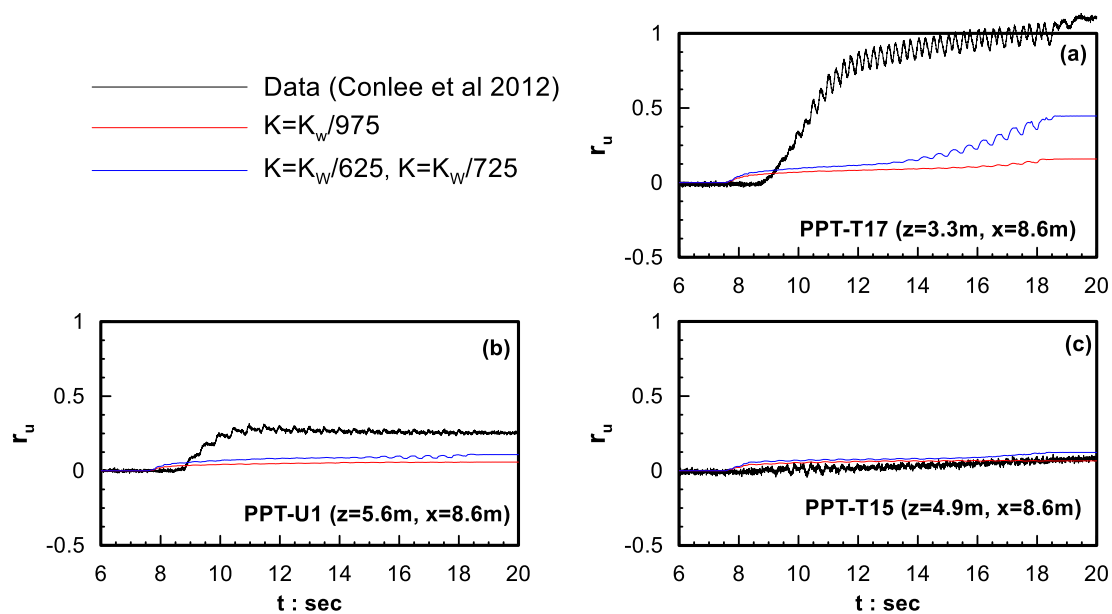
την ανάπτυξη υπερπιέσεων πόρων, ανεξαρτήτως αν λαμβάνεται ή όχι υπόψη η διαφορετική συγκέντρωση πυριτίας στα δύο σταθεροποιημένα πρανή.



Σχήμα 5.29: Σύγκριση των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων όπως μετρήθηκαν από τους επιταχυνσιογράφους U4 και T28 στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τις αντίστοιχες από τις αριθμητικές αναλύσεις με μπλε: για $K=K_w/625$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$ και $K=K_w/725$ για το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ και με κόκκινο: για κοινή τιμή $K=K_w/975$ και στα δύο πρανή αντίστοιχα .



Σχήμα 5.30: Σύγκριση των χρονοϊστοριών καθιζήσεων και των οριζόντιων μετατοπίσεων όπως μετρήθηκαν στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) στην επιφάνεια του εδάφους σε διαφορετικές αποστάσεις x από την κεντρική μεμβράνη, με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για κοινή τιμή του μέτρου συμπίεστικότητας $K_w/975$ (με κόκκινο) και διαφορετικές τιμές (με μπλε) $K_w/625$, $K_w/725$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$ και το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ αντίστοιχα



Σχήμα 5.31: Σύγκριση των χρονοϊστοριών του λόγου πιέσεων πόρων r_u όπως μετρήθηκαν για διαφορετικά βάθη z και σε αποστάσεις x από τη μεμβράνη στο πείραμα CTC02 (Shake 3) (Conlee et al 2012) με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για $K_w/975$ κοινή τιμή για τα δύο πρανά και $K_w/625, K_w/725$ για το αριστερό πρανές με $CS=4\%$ και το δεξιό πρανές με $CS=5\%$ αντίστοιχα.

Κεφάλαιο 6

Ελαστικά φάσματα σχεδιασμού σταθεροποιημένων εδαφών

6.1 Εισαγωγή

Στόχος του παρόντος κεφαλαίου είναι ο καθορισμός των ελαστικών φασμάτων απόκρισης στην επιφάνεια σταθεροποιημένων εδαφών, που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό κατασκευών πολιτικού. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται μία προσπάθεια εκτίμησης των ελαστικών φασμάτων σχεδιασμού για σταθεροποιημένα εδάφη με βάση δυναμικές συζευγμένες ελαστοπλαστικές αναλύσεις. Η διαδικασία αυτή κρίνεται απαραίτητη για τον πρακτικό σχεδιασμό κατασκευών επί σταθεροποιημένου εδάφους, καθώς η εκτέλεση τέτοιου είδους αναλύσεων από μη εξειδικευμένους μηχανικούς είναι δυσχερής και χρονοβόρα.

Για το σκοπό αυτό, γίνεται χρήση της βαθμονομημένης αριθμητικής μεθοδολογίας των προηγούμενων κεφαλαίων, δηλαδή γίνεται παραμετρική διερεύνηση με χρήση του καταστατικού προσομοιώματος NTUA-SAND (Andrianopoulos et al. 2010) και κατάλληλη απομείωση του μέτρου συμπίεσης του υγρού πόρων K , για μία στήλη ύψους 9m με 4 διαφορετικά εδαφικά προφίλ υπό 11 διεγέρσεις. Οι διεγέρσεις αυτές έχουν φυσικά διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο και ένταση, καθώς προέρχονται από διαφορετικού μεγέθους M σεισμούς. Συνεπώς, για την ομογενοποίηση του δείγματος διεγέρσεων ώστε να αποδίδει την ίδια «ενέργεια» στην εδαφική στήλη, ως κριτήριο θεωρήθηκε όλες οι διεγέρσεις να έχουν την ίδια «ενεργό» επιτάχυνση a_{eff} . Κατά συνέπεια, οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης πολλαπλασιάστηκαν με ένα συντελεστή λ , ο οποίος δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\lambda = \frac{a_{max,req}}{a_{max}} \quad (6.1)$$

όπου:

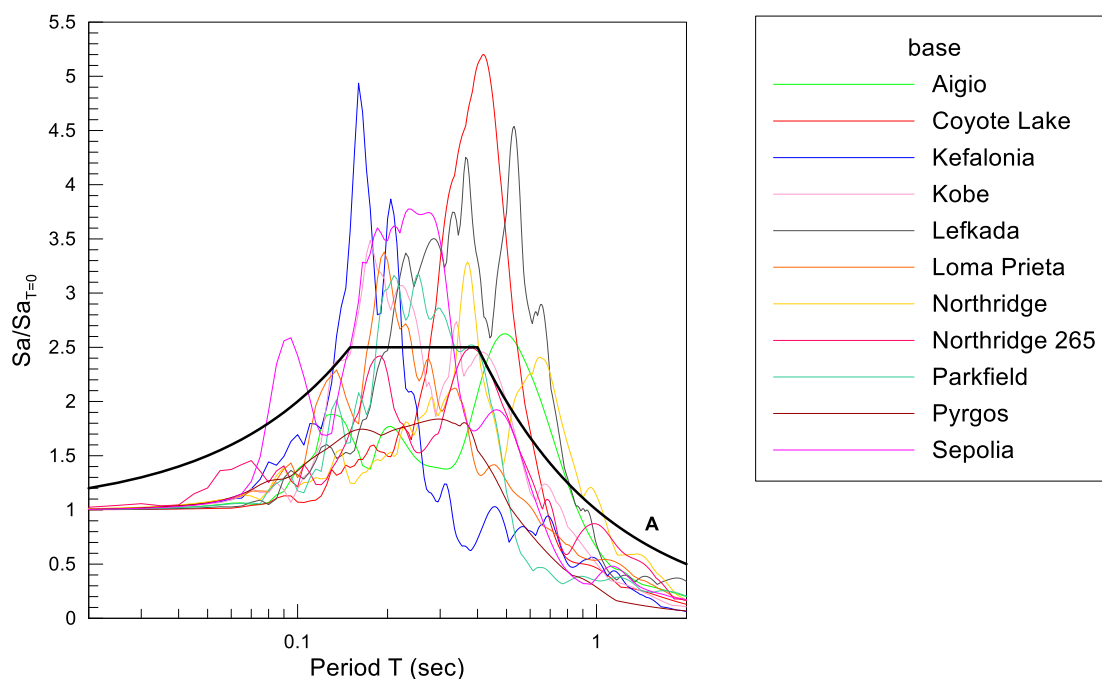
$$a_{max,req} = a_{eff} \cdot \frac{10}{M-1},$$

- a_{max} η αρχική μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης, και
 $a_{max,req}$ η τελική μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης που προκύπτει με βάση την ομογενοποίηση για να έχουν όλες οι διεγέρσεις την ίδια a_{eff}

Στον Πίνακα 6.1 παρουσιάζονται τα ονόματα (με τις χρονολογίες), των 11 σεισμών που επιλέχθηκαν, οι αρχικές τιμές μέγιστης επιτάχυνσης (a_{max}), οι δεσπόζουσες περίοδοι (T_e), το μέγεθος του σεισμού (M), η τιμή του συντελεστή λ και η τελική τιμή μέγιστης επιτάχυνσης ($a_{max,req}$) για ενδεικτική τιμή $a_{eff}=0.25g$ και για τις 11 διεγέρσεις. Επιπλέον, στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζονται τα κανονικοποιημένα ως προς τη φασματική επιτάχυνση για $T=0$ sec ελαστικά φάσματα των 11 διεγέρσεων και σε σύγκριση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 για κατηγορία εδάφους Α. Από το σχήμα αυτό προκύπτει ότι οι επιλεγείσες διεγέρσεις υπερκαλύπτουν το εύρος αναμενόμενων φασμάτων διέγερσης τουλάχιστον για τον Ευρωπαϊκό χώρο, και μάλιστα επεκτείνονται και σε χαμηλόσυχνες διεγέρσεις (π.χ. Lefkada, Aigio) προς κάλυψη ακόμα και σχετικώς ακραίων περιπτώσεων. Στο Παράρτημα Β παρατίθενται οι διεγέρσεις με το ελαστικό φάσμα απόκρισής τους και με τις χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης των 11 καταγραφών.

Πίνακας 6.1: Χαρακτηριστικά 11 διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις.

Διεγέρσεις	$a_{max}(m/s^2)$	$T_e(sec)$	M	λ	$a_{max,req}(m/s^2)$, (για $a_{eff}=0.25g$)
Aigio(1995)	3.8	0.52	6.2	1.2	4.7
Coyote Lake(1979)	1.0	0.42	5.7	5.3	5.2
Kefalonia(1983)	2.4	0.18	6.2	2.0	4.7
Kobe(1995)	8.0	0.20	7.2	0.5	4.0
Lefkada(2003)	4.1	0.46	6.3	1.1	4.6
Loma Prieta(1989)	1.1	0.20	6.9	3.9	4.2
Northridge(1994)	8.6	0.36	6.7	0.5	4.3
Northridge 265(1994)	4.2	0.40	6.7	1.0	4.3
Parkfield(2004)	2.6	0.27	6.2	1.8	4.7
Pyrgos (1993)	4.4	0.30	4.9	1.4	6.3
Sepolia(1999)	3.0	0.25	5.8	1.7	5.1

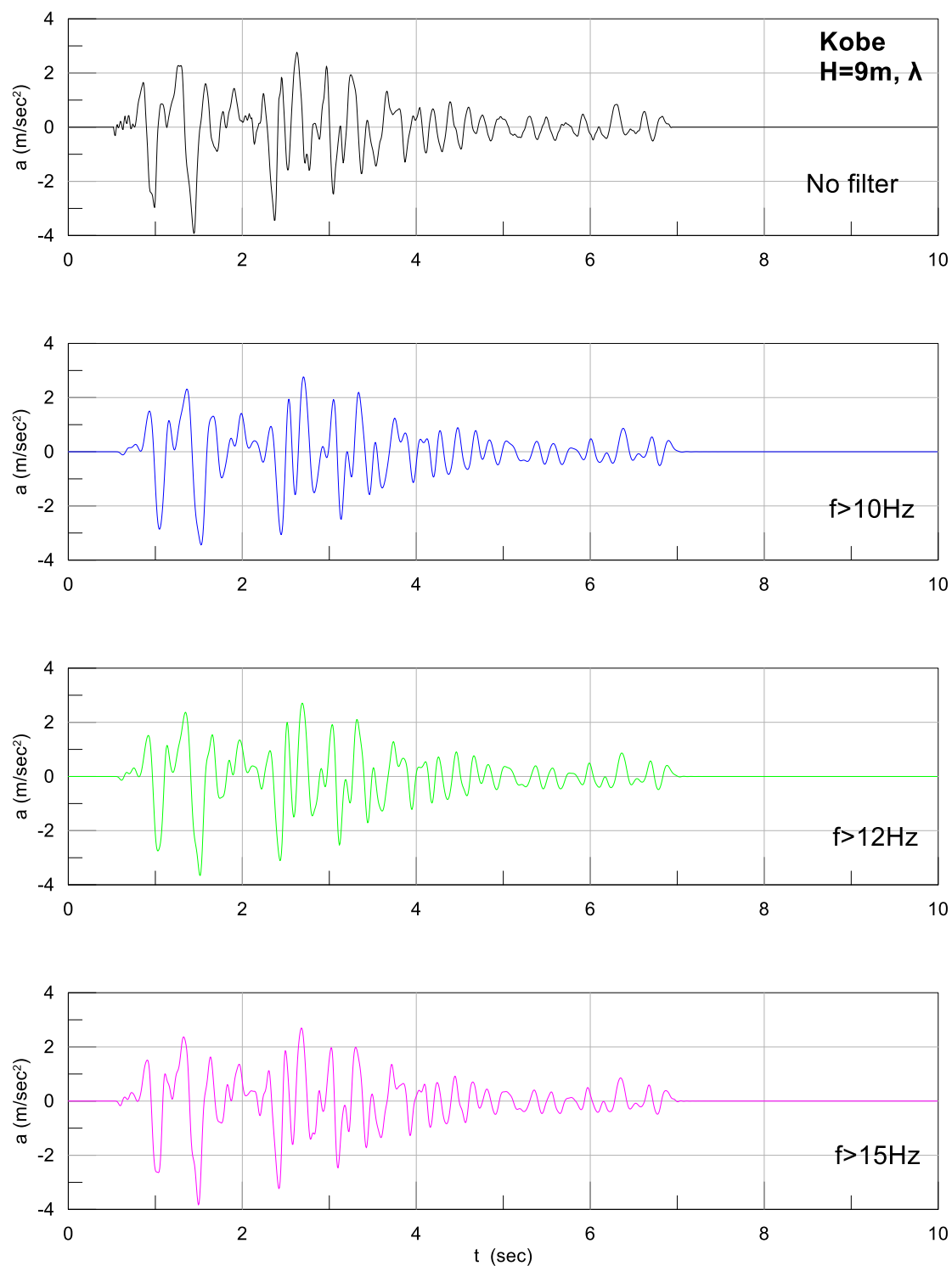


Σχήμα 6.1: Κανονικοποιημένα ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) των 11 διεγέρσεων σε συσχέτιση με το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού του EC8 για κατηγορία εδάφους A.

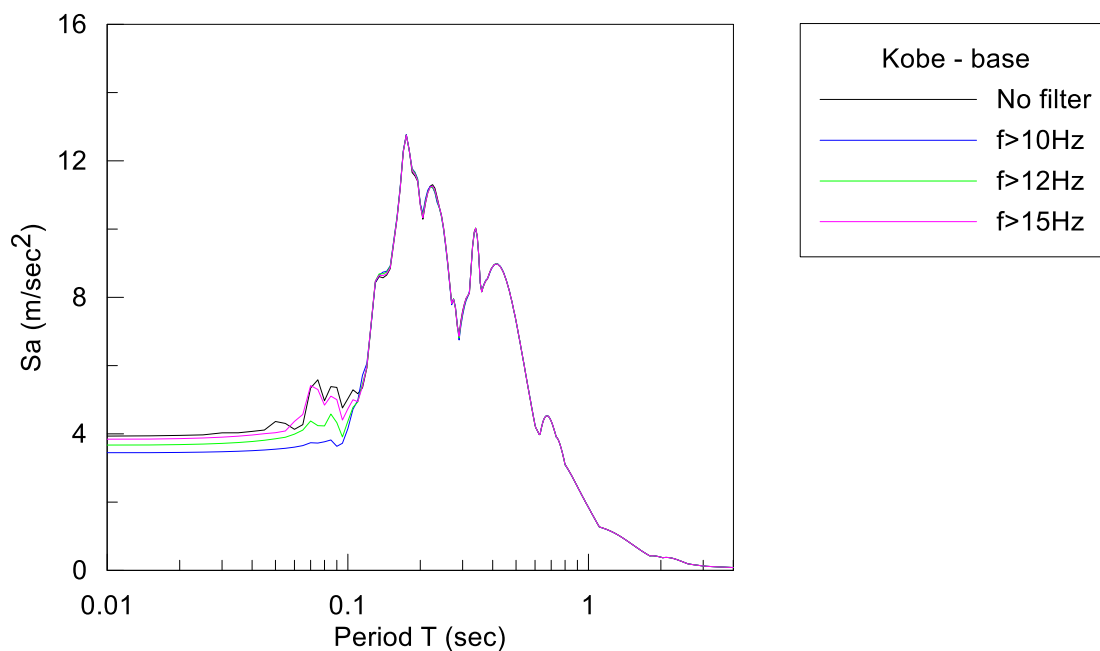
Ας αναφερθεί ακόμη ότι όλες οι χρονοϊστορίες επιτάχυνσης στην κορυφή, τη βάση και τη διεπιφάνεια που χρησιμοποιήθηκαν και θα παρουσιαστούν στη συνέχεια έχουν φιλτραριστεί. Η διαδικασία αυτή θεωρήθηκε απαραίτητη εφόσον, τα επιταχυνσιογραφήματα όπως είχαν εξαχθεί από το FLAC, παρουσίαζαν έντονο υψίσυχο αριθμητικό «θόρυβο». Ο «θόρυβος» αυτός δυσχέραινε την κατανόηση των χρονοϊστοριών και εισήγαγε υψίσυχο συχνοτικό περιεχόμενο που δεν αποτελεί πρόβλημα για τα έργα Πολιτικού Μηχανικού.

Η διαδικασία του φιλτραρίσματος πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό Seismosignal και με χρήση της μεθόδου Butterworth τάξης (order) 8, για αποκοπή συχνοτήτων μεγαλύτερων από 12Hz. Η εν λόγω τιμή επιλέχθηκε κατόπιν δοκιμών, καθώς δεν αλλοιώνει το ενεργειακό περιεχόμενο των χρονοϊστοριών επιτάχυνσης στη βάση. Στο Σχήμα 6.2 απεικονίζεται ενδεικτικά η χρονοϊστορία επιτάχυνσης για τη διεγερση Kobe φιλτραρισμένη για διαφορετικά άνω όρια συχνοτήτων και αφιλτράριστη, ενώ στο Σχήμα 6.3 παρουσιάζονται τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης. Είναι εμφανές ότι το φιλτράρισμα για αποκοπή συχνοτήτων άνω των 12Hz εξαφανίζει τις πλασματικές ενισχύσεις στις μικρές περιόδους, ενώ δεν παραποιεί την ουσιαστική πληροφορία του αρχικού φάσματος (π.χ. δεσπόζουσα περίοδος, περιοχή μέγιστων φασματικών επιταχύνσεων). Τέλος, έγινε διόρθωση των φιλτραρισμένων χρονοϊστοριών επιτάχυνσης, και πάλι μέσω του λογισμικού Seismosignal,

ώστε στο τέλος της διέγερσης να παρουσιάζουν μηδενική παραμένουσα μετατόπιση (baseline correction).



Σχήμα 6.2: Χρονοϊστορίες της διέγερσης Kobe (α) αφιτράριστες, και φιλτραρισμένες για κατώτερο όριο συχνοτήτων (β)10Hz, (γ) 12Hz και (δ) 15Hz αντίστοιχα.



Σχήμα 6.3: Σύγκριση των φιλτραρισμένων ($f > 10, 12, 15\text{Hz}$) και αφιλτράριστων ελαστικών φασμάτων απόκρισης (5% απόσβεση) της διέγερσης Kobe.

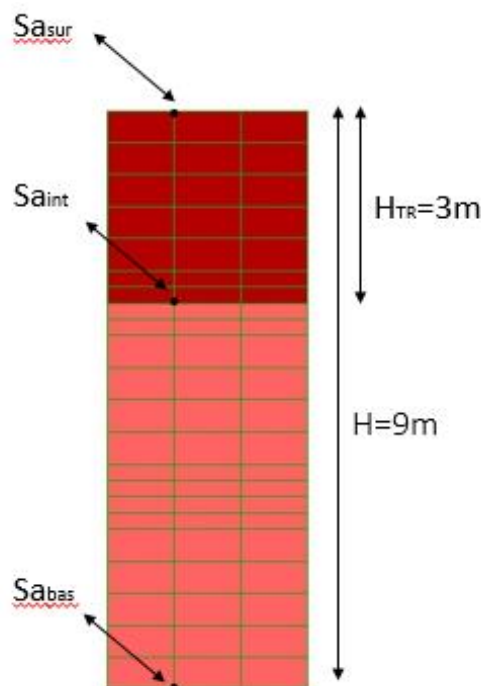
Συνολικά εξετάστηκαν 4 εδαφικά προφίλ: (α) 9m φυσικού εδάφους, (β) 9m σταθεροποιημένου εδάφους, (γ) 6m σταθεροποιημένης στρώσης πάνω από 3m φυσικού εδάφους και (δ) 3m σταθεροποιημένης στρώσης πάνω από 6m φυσικού εδάφους. Υπογραμμίζεται ότι το προφίλ (α) διερευνάται χάριν σύγκρισης με το (β), ενώ τα (γ) και (δ) ως προφίλ μερικής σταθεροποίησης. Για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης της στήλης 9m με χρήση του FLAC (Itasca Inc. 2005) χρησιμοποιήθηκε κάρναβος διαστάσεων 3m επί 9m με ζώνες μήκους 1m και ύψους 0.5m, με εξαίρεση τα σημεία που βρίσκονται οι διεπιφάνειες σταθεροποιημένου και μη εδάφους (δηλαδή σε βάθος 3m και 6m) όπου ο κάρναβος είναι πυκνωμένος με ζώνες διαστάσεων 1m επί 0.25m. Ενδεικτικά παρατίθεται στο Σχήμα 6.4 ο κάρναβος για το εδαφικό προφίλ (δ) που αναφέρθηκε παραπάνω. Ο όρος Sa_{sur} αναφέρεται στο ελαστικό φάσμα απόκρισης (5% απόσβεση) (του εικονιζόμενου κόμβου) της επιφάνειας, ενώ οι όροι Sa_{int} και Sa_{bas} στα ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) (των κόμβων) της διεπιφάνειας και της βάσης, αντίστοιχα. Για την προσομοίωση των στηλών 3m και 6m σταθεροποιημένου εδάφους (που θα παρουσιαστούν στην παράγραφο 6.3) χρησιμοποιήθηκε κάρναβος ύψους 3m και 6m αντίστοιχα διατηρώντας τις ίδιες διαστάσεις ζωνών. Για να προσομοιωθεί ο υδροφόρος ορίζοντας, εφαρμόστηκε στην επιφάνεια του εδάφους πίεση (νερού) ίση με 9.81kPa, η οποία αντιστοιχεί σε 1m νερού, και επιβλήθηκε κορεσμός στον υποκείμενο κάρναβο. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίστηκε ότι το έδαφος θα παραμείνει κορεσμένο και κατά την σεισμική ταλάντωση. Στη συνέχεια, οι

ακραίοι δεξιοί κόμβοι δεσμεύτηκαν με τους αντίστοιχους ακραίους αριστερούς που βρίσκονται στο ίδιο ύψος (tied nodes) με στοιχεία cables, ώστε να επιβάλλεται κοινή μετακίνηση κατά τον άξονα x στους κόμβους αυτούς.

Ως καταστατικό προσομοίωμα των γεωϋλικών χρησιμοποιήθηκε το NTUA-SAND (Andrianopoulos et al. 2010), το οποίο έχει βαθμονομηθεί για άμμο Nevada, με τιμές των παραμέτρων που απεικονίζονται στον Πίνακα 6.2 και τιμή $D_r=40\%$. Η προσομοίωση της σταθεροποίησης έγινε με την αριθμητική μεθοδολογία που βαθμονομήθηκε σε προηγούμενα Κεφάλαια, δηλαδή μειώθηκε το μέτρο συμπίεσης του υγρού πόρων K συγκριτικά με την τιμή K_w του νερού, χρησιμοποιώντας την τιμή 975 ως διαιρέτη της, μια τιμή που αντιστοιχεί σε $CS=7.5\%$ (μέση τιμή του συνήθους εύρους $CS=5-10\%$). Επίσης, η διαπερατότητα του σταθεροποιημένου εδάφους για τη μέση συγκέντρωση πυριτίας ($CS=7.5\%$) εκτιμήθηκε ως $8 \cdot 10^{-10}m/s$, με βάση τους Persoff et al (1996).

Πίνακας 6.2: Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για φυσική άμμο Nevada (Andrianopoulos et al, 2010).

Nevada sand	
Πυκνότητα (Mgr/m^3)	1.52
Πορώδες	0.424
e	0.737
M_c^c	1.25
M_c^e	0.72
$(e_{cs})_a$	0.809
λ	0.022
B_0	600
ν	0.33
k_c^b	1.45
k_c^d	0.30
γ_1	0.00025
α_1	0.6
A_0	0.8
h_0	15000
n_0	40000

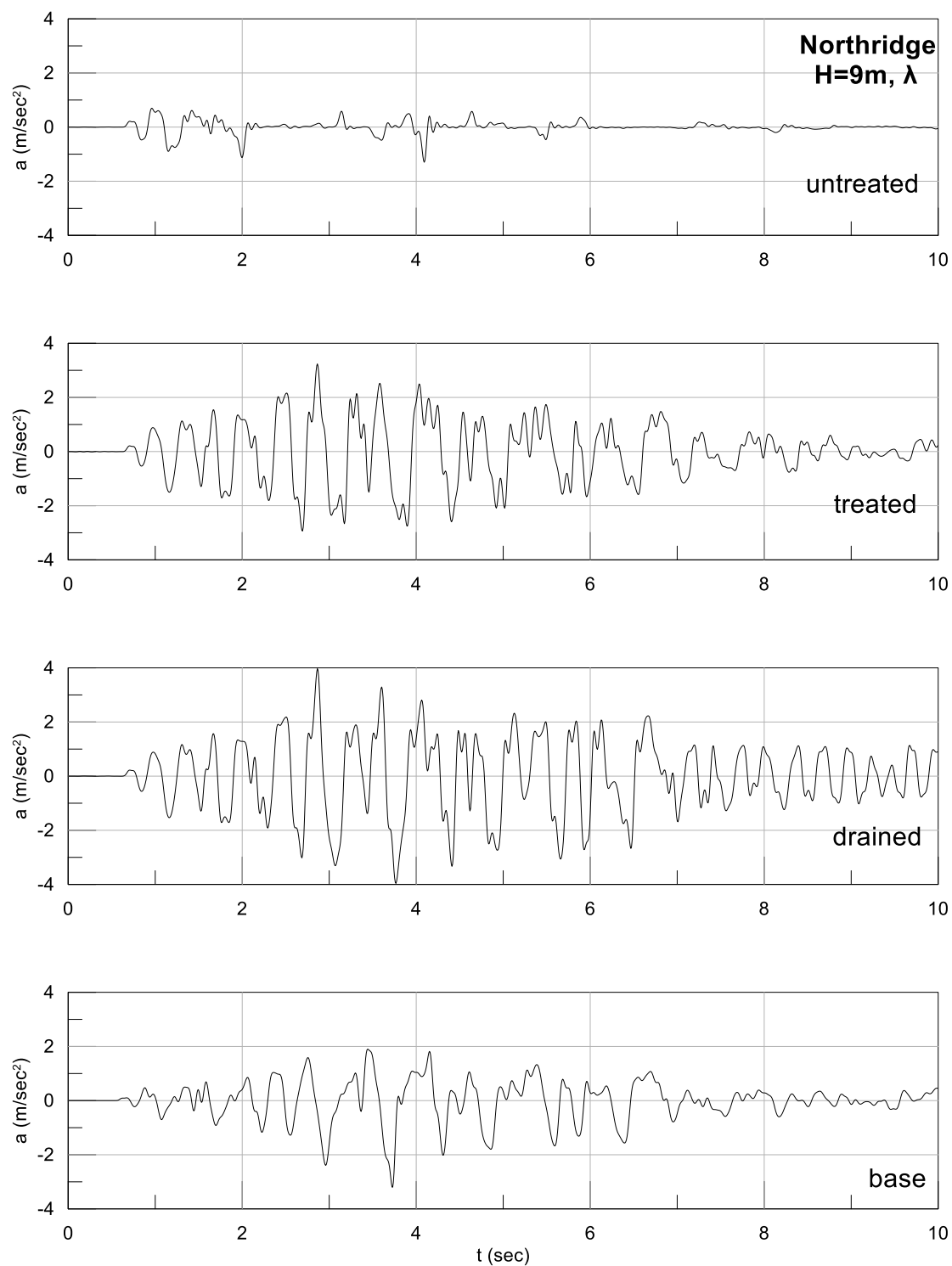


Σχήμα 6.4: Ο κάνναβος που χρησιμοποιήθηκε στο FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση εδαφικής στήλης ύψους 9m, τα ανώτερα 3m (κόκκινο) της οποίας έχουν σταθεροποιηθεί με κολλοειδή πυριτία ενώ στα υποκείμενα 6m (ροζ) έχει παραμείνει το φυσικό έδαφος.

6.2 Επίδραση της παθητικής σταθεροποίησης, της έντασης της διέγερσης και των συνθηκών στράγγισης

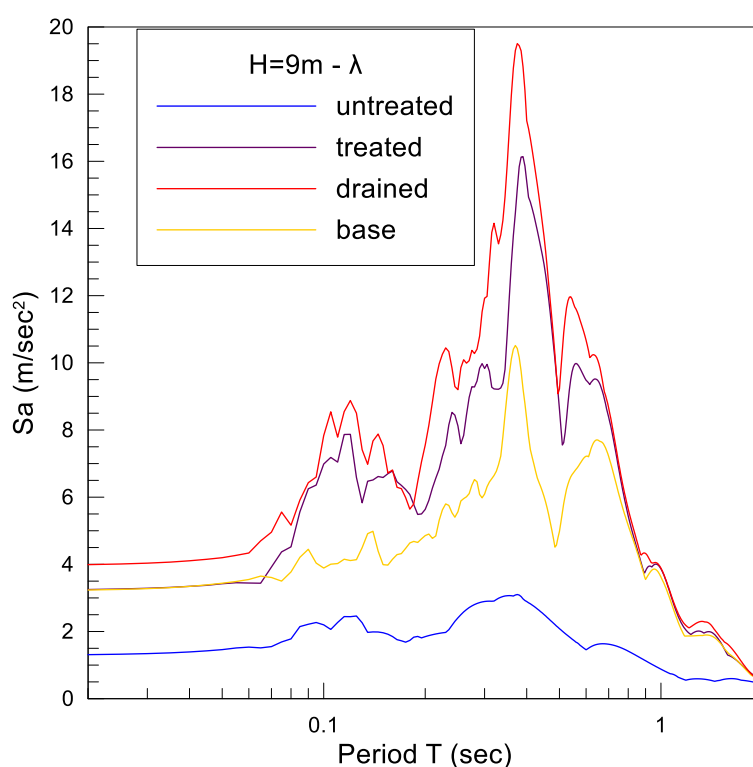
Για να εξεταστεί πόσο ευνοϊκά επιδρά η σταθεροποίηση με κολλοειδή πυριτία στη σεισμική απόκριση μίας ρευστοποιήσιμης αμμώδους στρώσης, εξετάστηκαν τρεις περιπτώσεις στήλης ύψους 9m άμμου Nevada με $D_r=40\%$: (α) φυσικής μη-σταθεροποιημένης, (β) πλήρως σταθεροποιημένης με συγκέντρωση πυριτίας $CS=7.5\%$ κατά βάρος και (γ) φυσικής –μη σταθεροποιημένης άμμου με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών. Και στις τρεις αυτές περιπτώσεις επιβλήθηκαν στη βάση της οι 11 διεγέρσεις που προαναφέρθηκαν, αλλά εδώ παρουσιάζονται αναλυτικά αποτελέσματα μόνο για μία εξ' αυτών, τη σχετικά χαμηλόσυχη διεγέρση Northridge με $a_{eff}=0.25g$ (δηλαδή τιμή λ σύμφωνα με τον Πίνακα 6.1). Στο Σχήμα 6.5 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων στην κορυφή και τη βάση της στήλης των 9m: (α) για το φυσικό έδαφος, (β) για το σταθεροποιημένο έδαφος και (γ) για φυσικό έδαφος με παραδοχή στραγγιζόμενων συνθηκών. Όπως είναι εμφανές, η σταθεροποιημένη στρώση διατηρεί τα χαρακτηριστικά της διέγερσης σε αντίθεση με το φυσικό έδαφος που μετά από τον πρώτο κύκλο δείχνει έντονες απομειώσεις της ταλάντωσης (πιθανώς λόγω ρευστοποίησης). Επιπλέον, παρατηρείται ότι το σταθεροποιημένο έδαφος εμφανίζει ενίσχυση των επιταχύνσεων στην κορυφή (συγκριτικά ως προς τη βάση), η οποία

όμως είναι λιγότερο έντονη από αυτή που παρουσιάζει το φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών.



Σχήμα 6.5: Χρονοϊστορίες στην κορυφή της στήλης των 9m (α) για φυσικό έδαφος (*untreated*), (β) για σταθεροποιημένο έδαφος (*treated*) (γ) για φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών (*drained*) και στην βάση της στήλης για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25g$).

Από τα παραπάνω γίνεται σαφές, ότι η απόκριση της σταθεροποιημένης στρώσης αποτελεί μία ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ των περιπτώσεων (α) και (γ), και μάλιστα προσεγγίζει περισσότερο τη σεισμική απόκριση του φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες τουλάχιστον σε όρους επιταχύνσεων. Αυτό γίνεται σαφέστερο από τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης επιταχύνσεων (απόσβεση 5%) που παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.6. Παρατηρείται σημαντικά απομειωμένο το ελαστικό φάσμα στην κορυφή του φυσικού μη-σταθεροποιημένου εδάφους σε σχέση με το φάσμα βάσης, σε αντίθεση με τα φάσματα στην κορυφή του σταθεροποιημένου και του φυσικού εδάφους με στραγγιζόμενες συνθήκες, τα οποία είναι σαφώς ενισχυμένα.

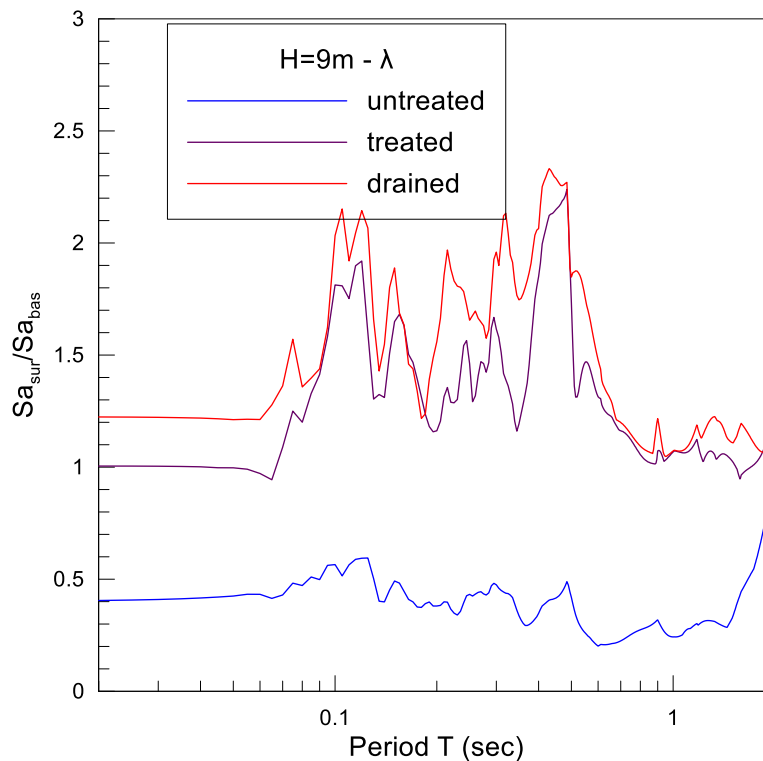


Σχήμα 6.6: Ελαστικά φάσματα απόκρισης (5% απόσβεση) στη βάση και στην κορυφή της στήλης 9m με (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών υπό τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$).

Για να γίνει σαφέστερη η επίδραση της εδαφικής στρώσης, και όχι της διέγερσης, είναι προτιμότερη η χρήση του λόγου φασματικής ενίσχυσης κορυφής προς βάση. Αυτός ο λόγος φασματικής ενίσχυσης ορίζεται ως:

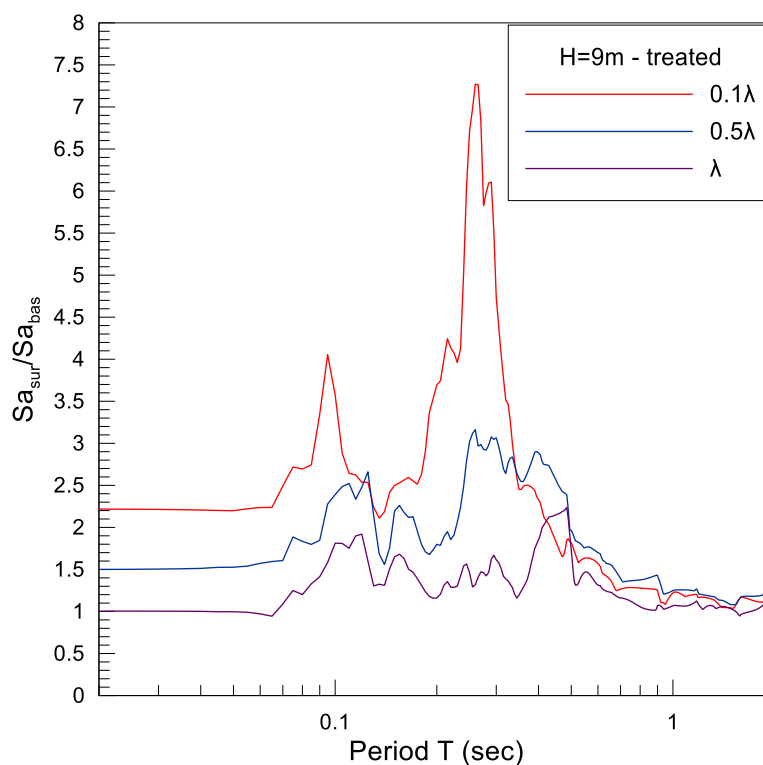
$$A_{Sa} = \frac{Sa_{sur}}{Sa_{bas}} \quad (6.2)$$

Έτσι στο Σχήμα 6.7 συγκρίνονται οι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση για τις τρεις παραπάνω περιπτώσεις, απ' όπου φαίνεται ότι οι τιμές των φασματικών λόγων για $T=0$ (συνοπτικά τιμές A_a) για το φυσικό έδαφος υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, το σταθεροποιημένο και εν συνεχεία το φυσικό έδαφος προκύπτουν ίσοι με 1.2 , 1.0 και 0.4 αντίστοιχα, δηλαδή η μέγιστη επιτάχυνση στο φυσικό έδαφος απομειώνεται, στο σταθεροποιημένο παραμένει αμετάβλητη και στο έδαφος με τις πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες ενισχύεται. Επιπλέον, σε όρους ιδιοπεριόδων, προκύπτει ότι η στήλη 9m του σταθεροποιημένου εδάφους με $T_s=0.47\text{sec}$ είναι σχεδόν ταυτόσημη αλλά ελαφρώς αυξημένη από την ιδιοπερίοδό της για φυσικό έδαφος με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες με $T_s=0.45\text{sec}$, σε αντίθεση με το φυσικό μη-σταθεροποιημένο όπου το εύρος περιόδων γύρω στο 0.5 sec (ή μικρότερες τιμές) δεν εμφανίζει καμία συσχέτιση με την ιδιοπερίοδο της στρώσης. Αυτά τα αποτελέσματα υπονοούν ότι το σταθεροποιημένο έδαφος αναπτύσσει πρακτικώς μηδενικές υπερπιέσεις πόρων και επίπεδο απόσβεσης, όπως σχεδόν στις πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, και σε αντίθεση με το φυσικό μη-σταθεροποιημένο έδαφος, όπου αναπτύσσονται σημαντικές υπερπιέσεις πόρων (και ρευστοποίηση) και μεγάλες αποσβέσεις, ειδικά για την ισχυρή ένταση της διέγερσης βάσης (λ , $a_{\text{eff}}=0.25\text{g}$).



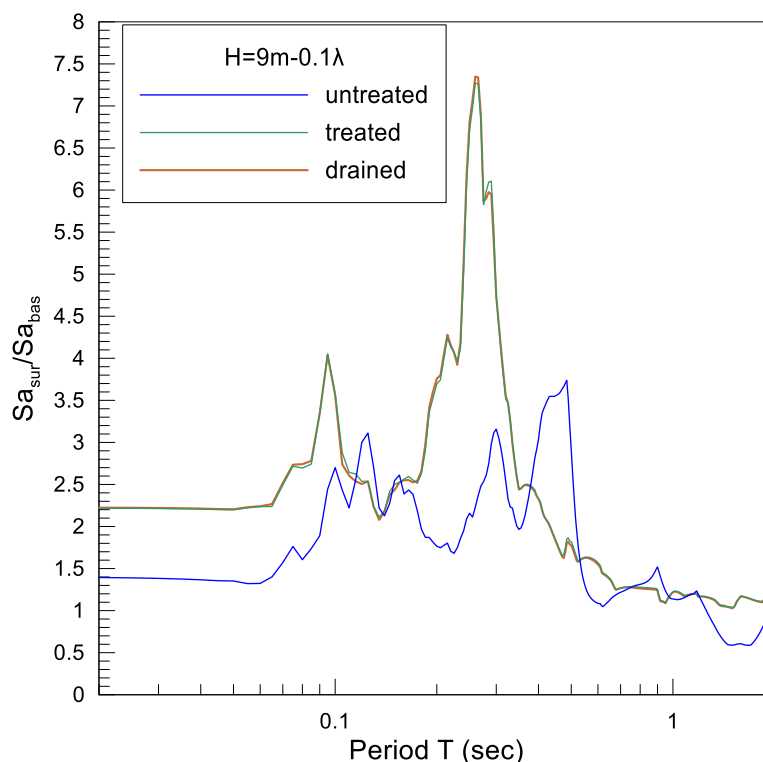
Σχήμα 6.7: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{sa} για τη στήλη των 9m υπό διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{\text{eff}}=0.25\text{g}$) για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος και (γ) φυσικό έδαφος με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες.

Επιπλέον, εξετάστηκε η επίδραση της έντασης της διέγερσης στην σεισμική απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους με την τροποποίηση του πολλαπλασιαστικού συντελεστή λ . Έτσι, στο Σχήμα 6.8 παρατίθεται η σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ για στήλη 9m σταθεροποιημένου εδάφους υπό τη διέγερση Northridge με τιμές συντελεστή: λ , 0.5 λ και 0.1 λ , που αντιστοιχούν σε τιμές $a_{eff}=0.25g$, 0.125g και 0.025g. Όπως είναι εμφανές, η τιμή $A_{s\alpha(T=0)}=A_\alpha$ απομειώνεται με την αύξηση της έντασης της διέγερσης. Συγκεκριμένα, λαμβάνει την τιμή 2.2 για συντελεστή 0.1 λ , την τιμή 1.5 για 0.5 λ και την τιμή 1.0 για λ . Αυτό συμβαίνει, καθώς για τις διεγέρσεις μικρότερης έντασης, το σταθεροποιημένο έδαφος αναπτύσσει μικρότερες υπερπιέσεις (έως και μηδενικές για 0.1 λ) καθώς και μικρότερη απόσβεση με αποτέλεσμα να μην απομειώνεται η δυσστησία του. Αυτό διαπιστώνεται επίσης από την μείωση της ιδιοπεριόδου της στήλης των 9m σταθεροποιημένου εδάφους από περίπου $T_s=0.47sec$ για συντελεστή λ , σε $T_s=0.33sec$ για 0.5 λ και τελικά σε $T_s=0.26sec$ για 0.1 λ . Επίσης, παρατηρείται σημαντική φασματική ενίσχυση των επιταχύνσεων στην κορυφή της σταθεροποιημένης στήλης όσο μειώνεται η ένταση της διέγερσης a_{eff} (ή μικραίνει η τιμή του ποσοστού λ), γεγονός που μαρτυρά την όλο και πιο ελαστική συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους.



Σχήμα 6.8: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ για στήλη 9m σταθεροποιημένου εδάφους υπό διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1 λ , 0.5 λ , και λ (και τιμές $a_{eff}=0.025$, 0.125 και 0.25g).

Ακόμη, κρίθηκε σκόπιμο να διερευνηθεί η συσχέτιση της σεισμικής συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδάφους με εκείνη του φυσικού εδάφους με και χωρίς πλήρη στράγγιση, αλλά για επίπεδο έντασης διέγερσης πολύ μικρότερο, ήτοι $0.1g$ που αντιστοιχεί σε $a_{eff}=0.025g$. Έτσι, παρατηρώντας το Σχήμα 6.9, το οποίο αναφέρεται σε συντελεστή της διέγερσης Northridge ίσο με $0.1g$, προκύπτει πλήρης ταύτιση της απόκρισης του φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες με την απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους, στο οποίο πλέον αναπτύσσονται μηδενικές υπερπιέσεις πόρων. Συγκεκριμένα, η τιμή του φασματικού λόγου για $T=0sec$, ήτοι $A_{S\alpha(T=0)}=A_\alpha$ λαμβάνει την τιμή 2.2 για το σταθεροποιημένο έδαφος και το φυσικό έδαφος με παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών, ενώ για το φυσικό έδαφος την τιμή 1.4. Αν και το φυσικό έδαφος δεν ρευστοποιείται για τη χαμηλής έντασης διέγερση, είναι εμφανής η μειωμένη δυσμνησία του με την αύξηση της ιδιοπεριόδου της στήλης των $9m$ από την ιδιοπερίοδό της για τις δύο άλλες περιπτώσεις: $T_s=0.26sec$ σε $T_s=0.48sec$.



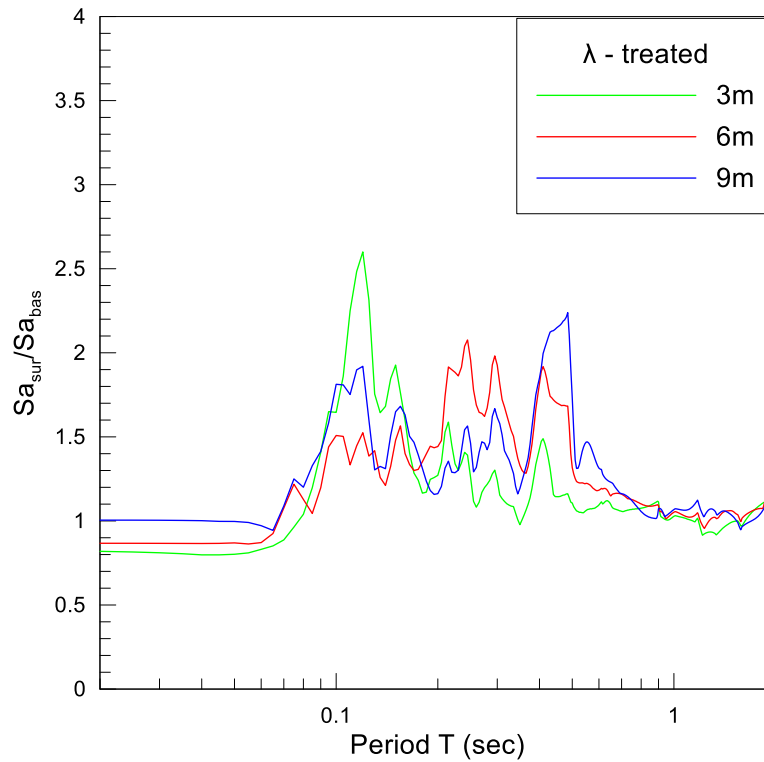
Σχήμα 6.9: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για εδαφική στήλη ύψους $9m$: (α) σταθεροποιημένου εδάφους, (β) φυσικού εδάφους και (γ) φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή $0.1g$ ($a_{eff}=0.025g$).

6.3 Επίδραση του πάχους της σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης

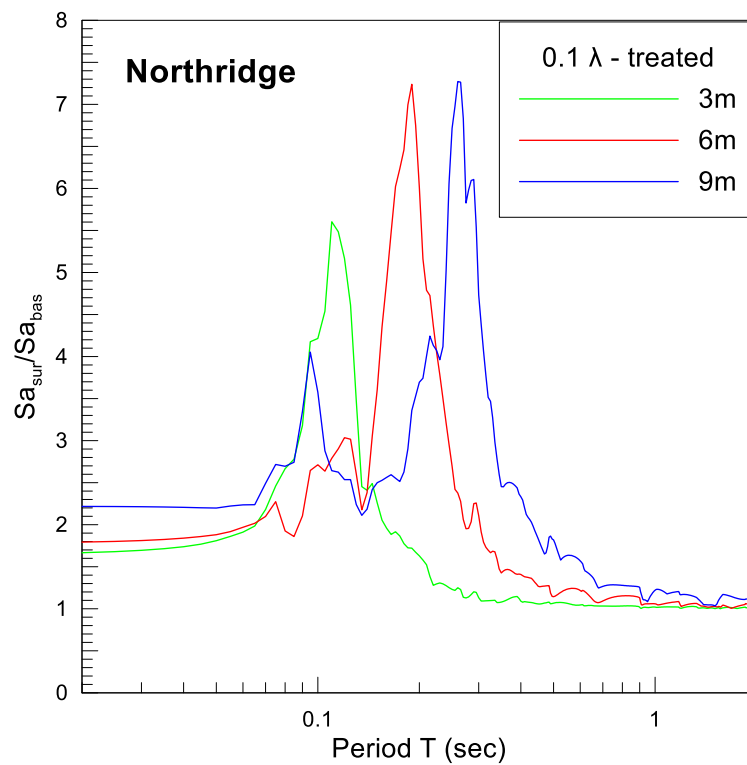
Για να διερευνηθεί η επίδραση του πάχους σταθεροποίησης με κολλοειδή πυριτία στη σεισμική απόκριση μίας ρευστοποιήσιμης αμμώδους στρώσης, εξετάστηκαν τρεις εδαφικές στήλες πάχους 9m, 6m και 3m αντίστοιχα, που αποτελούνταν από άμμο σταθεροποιημένη. Τα συγκεκριμένα πάχη επιλέχτηκαν προς εξέταση για λόγους κόστους, αφού η εφαρμογή της εν λόγω μεθόδου σταθεροποίησης κρίνεται οικονομικά ασύμφορη σε στρώσεις μεγαλύτερου πάχους. Στη βάση κάθε στήλης επιβλήθηκε η διέγερση Northridge, χάριν συγκρίσεως με τις υπόλοιπες συγκρίσεις των πρώτων παραγράφων του παρόντος Κεφαλαίου, για τιμές του πολλαπλασιαστικού συντελεστή λ και 0.1λ ($a_{eff}=0.25$ και 0.025g), έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη και η επίδραση της έντασης της διέγερσης.

Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζεται η σύγκριση της σεισμικής απόκρισης των τριών παραπάνω εδαφικών προφίλ σε όρους φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{Sa} , για τιμή λ του συντελεστή διέγερσης, ενώ στο Σχήμα 6.11 συγκρίνονται οι αντίστοιχοι φασματικοί λόγοι A_{Sa} για διέγερση με συντελεστή 0.1λ. Αν και στην περίπτωση της διέγερσης ισχυρής έντασης (λ) η εικόνα είναι πιο πολύπλοκη λόγω εμφάνισης μεγάλης μη-γραμμικότητας σε σχέση με την αυτήν της μικρής έντασης (0.1λ) όπου παρατηρείται πιο ελαστική συμπεριφορά, μπορεί και από τα δύο σχήματα να εξαχθεί το γενικό συμπέρασμα ότι αυξανόμενου του πάχους της στρώσης αυξάνεται και η ιδιοπερίοδος της (T_s), όπως και αναμενόταν.

Ενδεικτικά παρατίθενται στον Πίνακα 6.3 οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_s για κάθε μια από τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν, από όπου προκύπτει ότι αυτή η διαφορά μεταξύ των τριών στρώσεων γίνεται ακόμα πιο έντονη για τη διέγερση με συντελεστή λ . Μάλιστα οι τιμές αυτές των, διαφορετικών για κάθε πάχος στρώσης, ιδιοπεριόδων είναι σαφώς μεγαλύτερες στην περίπτωση της ισχυρής διέγερσης, η οποία οδηγεί σε πιο μη-γραμμική συμπεριφορά. Ένα επιπλέον συμπέρασμα που προκύπτει παρατηρώντας τα Σχήματα 6.10 και 6.11 είναι ότι οι τιμές του συντελεστή A_a διατηρούν την ίδια διάταξη με ελάχιστη την τιμή για στήλη 3m και μέγιστη την τιμή για στήλη 9m, γεγονός που δεν αναμένεται για όλες τις διεγέρσεις, αλλά μόνο για τις χαμηλόσυχνες όπως αυτή του Northridge. Αξίζει να τονιστεί εδώ ότι για τη διέγερση μεγαλύτερης έντασης οι αρχικές αυτές τιμές του λόγου (A_a) είναι όλες ελαφρώς μικρότερες της μονάδας (deamplification), γεγονός που υποδηλώνει απομείωση της επιτάχυνσης στην επιφάνεια λόγω της έντονης μη-γραμμικότητας, σε αντίθεση με την μικρότερης έντασης διέγερση όπου ενισχύεται η επιτάχυνση στην κορυφή συγκριτικά με τη βάση.



Σχήμα 6.10: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για εδαφική στήλη σταθεροποιημένου εδάφους πάχους 3m, 6m και 9m, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$).



Σχήμα 6.11: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για εδαφική στήλη σταθεροποιημένου εδάφους πάχους 3m, 6m και 9m, υπό την διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$).

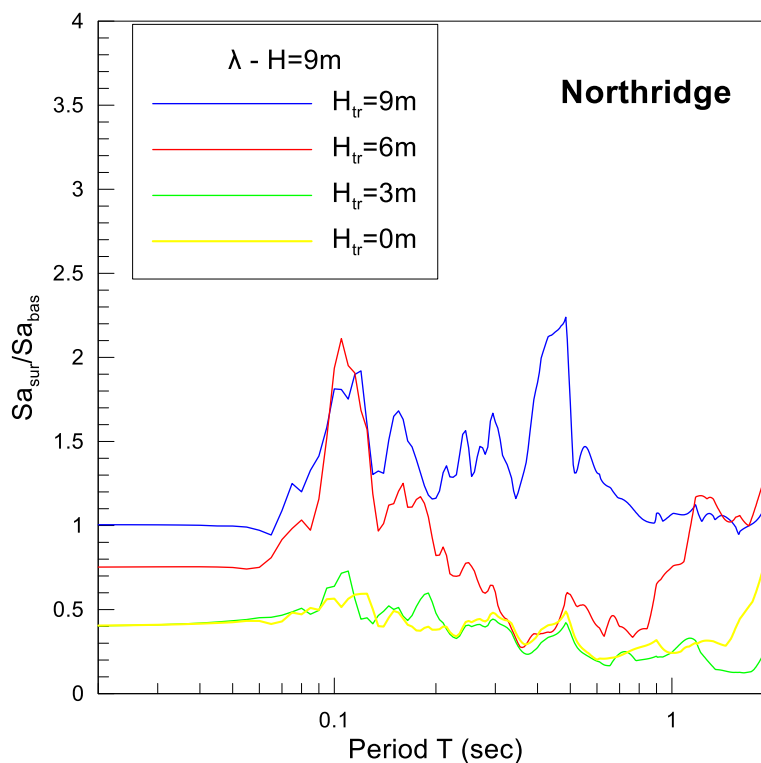
Πίνακας 6.3: Τιμές ιδιοπεριόδων εδαφικής στήλης πάχους 3m, 6m και 9m αντίστοιχα, για διεγέρσεις με συντελεστή λ και 0.1λ.

H=H _{tr}	T _s (sec)		
	3m	6m	9m
Διέγερση 0.1λ (a _{eff} =0.025g)	0.11	0.19	0.26
Διέγερση λ (a _{eff} =0.25g)	0.12	0.25	0.47

6.4 Επίδραση μερικής σταθεροποίησης

Όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο, η σταθεροποίηση σε εδαφική στήλη μεγάλου πάχους είναι οικονομικά ασύμφορη. Για το λόγο αυτό, εξετάζεται στο παρόν υποκεφάλαιο η μερική σταθεροποίηση της στήλης 9m που χρησιμοποιήθηκε στις προηγούμενες αναλύσεις με δύο τρόπους: (α) με σταθεροποίηση των επιφανειακών 3m και διατήρηση του φυσικού εδάφους στα υποκείμενα 6m και (β) με σταθεροποίηση των επιφανειακών 6m και διατήρηση του φυσικού εδάφους στα υποκείμενα 3m. Δεν έχει πρακτικό νόημα η σταθεροποίηση σε υποκείμενα στρώματα μόνο, καθώς θα αφήνει τα επιφανειακά στρώματα, όπου θα κατασκευαστεί το έργο Πολιτικού Μηχανικού, να ρευστοποιηθούν. Στο Σχήμα 6.12 παρουσιάζεται η σύγκριση για τα τέσσερα εδαφικά προφίλ επιβάλλοντας τη διεγέρση Northridge με συντελεστή λ στη βάση της στήλης (a_{eff}=0.25g). Όπως είναι εμφανές, για την περίπτωση σταθεροποίησης των επιφανειακών 3m, η απόκριση της μερικής σταθεροποιημένης στήλης προσεγγίζει την απόκριση της φυσικής στήλης εδάφους με σημαντική απομείωση των επιταχύνσεων στην κορυφή, ενώ για την περίπτωση της σταθεροποίησης των επιφανειακών 6m, η απόκριση της στήλης βρίσκεται πιο κοντά στην απόκριση της πλήρως σταθεροποιημένης στήλης. Παρατηρείται ότι η τιμή του συντελεστή $A_{S\alpha(T=0)}=A_{\alpha}$ αυξάνεται με την αύξηση του πάχους του σταθεροποιημένου τμήματος της στήλης με εξαίρεση την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης κατά 3m της στήλης, τα οφέλη της οποίας δεν είναι ευδιάκριτα, καθώς ο συντελεστής A_{α} συμπίπτει με αυτόν του φυσικού εδάφους, δηλαδή πρακτικώς οδηγεί σε ταλάντωση στην επιφάνεια ταυτόσημη με αυτή του φυσικού εδάφους. Πιο συγκεκριμένα, λαμβάνει την τιμή 0.4 για τη φυσική εδαφική στήλη και τη μερικώς σταθεροποιημένη στήλη στα ανώτερα 3m, 0.75 για τη μερικώς σταθεροποιημένη στήλη στα ανώτερα 6m και 1.0 για την πλήρως σταθεροποιημένη στήλη. Όπως διαφαίνεται από τα παραπάνω, μόνο η περίπτωση του πλήρως σταθεροποιημένου

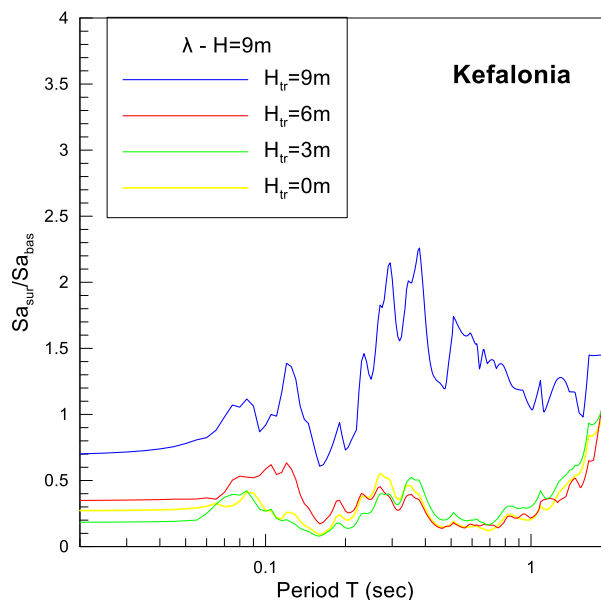
εδάφους δεν εμφανίζει απομείωση των επιταχύνσεων στην κορυφή. Επιπλέον, η μερική σταθεροποίηση των 6m φαίνεται να αποτελεί μία ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ της σταθεροποίησης σε όλο το πάχος των 9m, και της μερικής σταθεροποίησης των επιφανειακών 3m, σε όρους φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση.



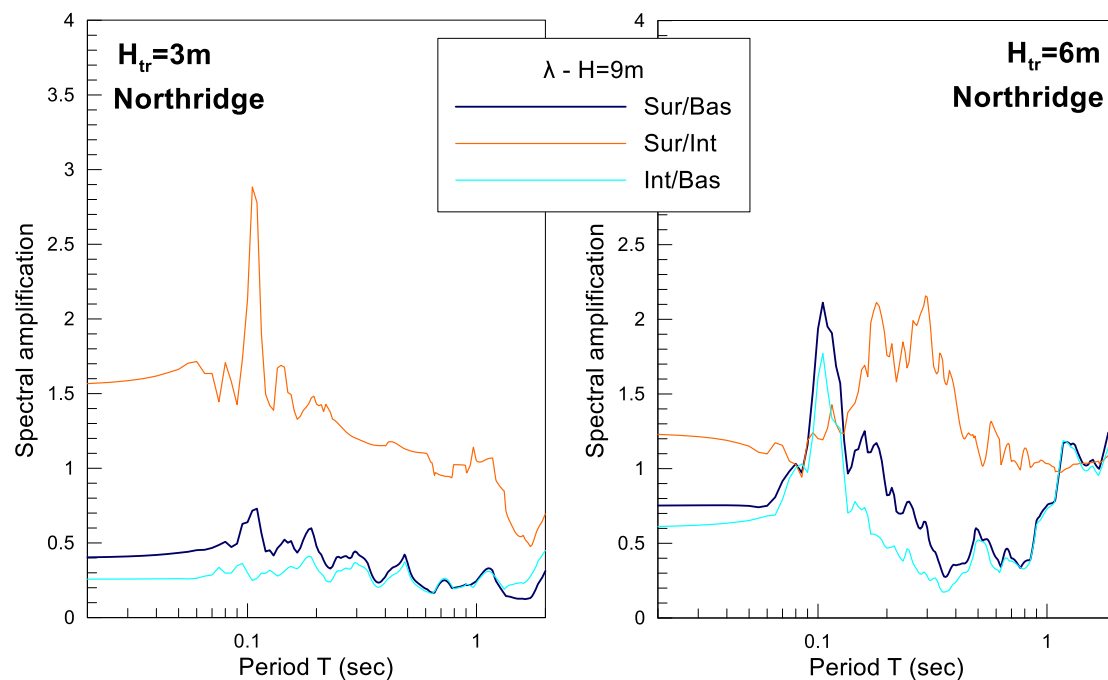
Σχήμα 6.12: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{So} για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$).

Ωστόσο, η εικόνα για τη μερική σταθεροποίηση των 6m δεν είναι πάντοτε αυτή. Στο Σχήμα 6.13 παρουσιάζεται η σύγκριση της απόκρισης των ίδιων τεσσάρων εδαφικών προφίλ για τη διέγερση Kefalonia με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$). Όπως προκύπτει, η απόκριση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης στα επιφανειακά 6m προσεγγίζει την απόκριση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης στα επιφανειακά 3m και του φυσικού εδάφους. Δηλαδή για αυτή τη διέγερση η μερική σταθεροποίηση (είτε $H_{tr}=3m$ ή $H_{tr}=6m$) δεν μεταβάλλει την ταλάντωση συγκριτικά με εκείνη του φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), και μόνο για πλήρη σταθεροποίηση ($H_{tr}=9m$) υπάρχει διαφοροποίηση. Η αιτία αυτής της διαφοροποίησης στην αποτελεσματικότητα της μερικής σταθεροποίησης γίνεται κατανοητή από τα Σχήματα 6.14 και 6.15, τα οποία απεικονίζουν τους φασματικούς λόγους επιφάνειας προς βάση,

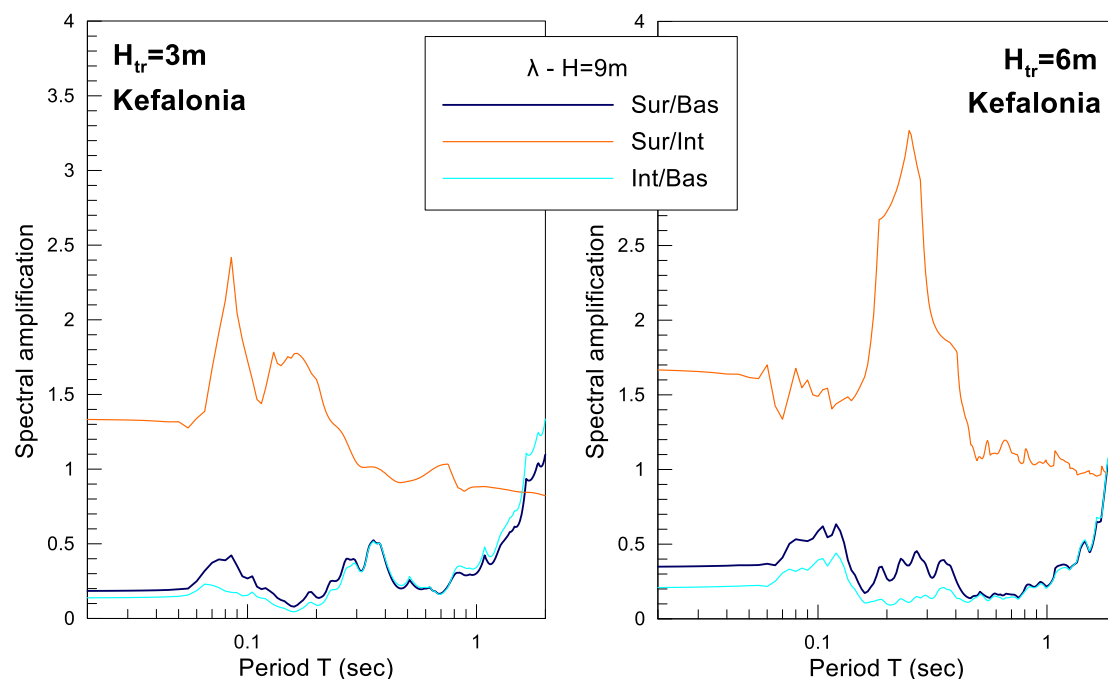
επιφάνειας προς διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού και διεπιφάνειας προς βάση για τις δύο περιπτώσεις της μερικής σταθεροποίησης και για τις δύο διεγέρσεις, αντίστοιχα. Η υποκείμενη υποστρώση φυσικού εδάφους αναπτύσσει μεγάλες υπερπιέσεις πόρων, η αποτόνωση των οποίων δυσχεραίνεται από την ύπαρξη ενός πρακτικώς αδιαπέρατου υπερκείμενου σταθεροποιημένου στρώματος, οδηγώντας την πιθανότατα ταχύτερα στη ρευστοποίηση. Έτσι, η ύπαρξη της ρευστοποιήσιμης υποστρώσης ευθύνεται για τη σημαντική απομείωση των επιταχύνσεων από τη βάση στη διεπιφάνεια, ενώ η σταθεροποιημένη υποστρώση ενισχύει τις επιταχύνσεις από την διεπιφάνεια στην επιφάνεια. Τελικά ο φασματικός λόγος επιφάνειας προς βάση προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό των δύο επιμέρους φασματικών λόγων, και στην περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης η ρευστοποιημένη στρώση λειτουργεί ως αποσβεστήρας των επιταχύνσεων. Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης ότι όσο παχύτερη είναι η υποκείμενη ρευστοποιήσιμη στρώση, τόσο εντονότερα απομειώνονται οι επιταχύνσεις. Επίσης ενδιαφέρον παρουσιάζει ότι για τη διέγερση Northridge οι απομειώσεις της ταλάντωσης στις υποκείμενες στρώσεις είναι λιγότερο έντονες απ' ό,τι για τη διέγερση Kefalonia, και αυτό εξηγεί τη διαφορετικότητα στην αποτελεσματικότητα της μερικής σταθεροποίησης για τις δύο διεγέρσεις.



Σχήμα 6.13: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{sa} για τη διέγερση Kefalonia με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$).

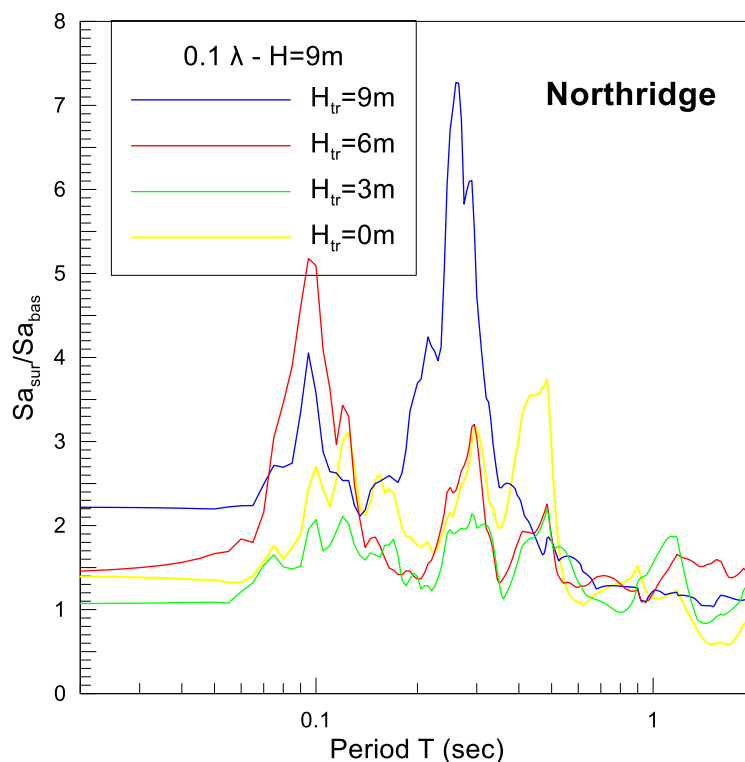


Σχήμα 6.14: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{So} , επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Northridge με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) αντίστοιχα.

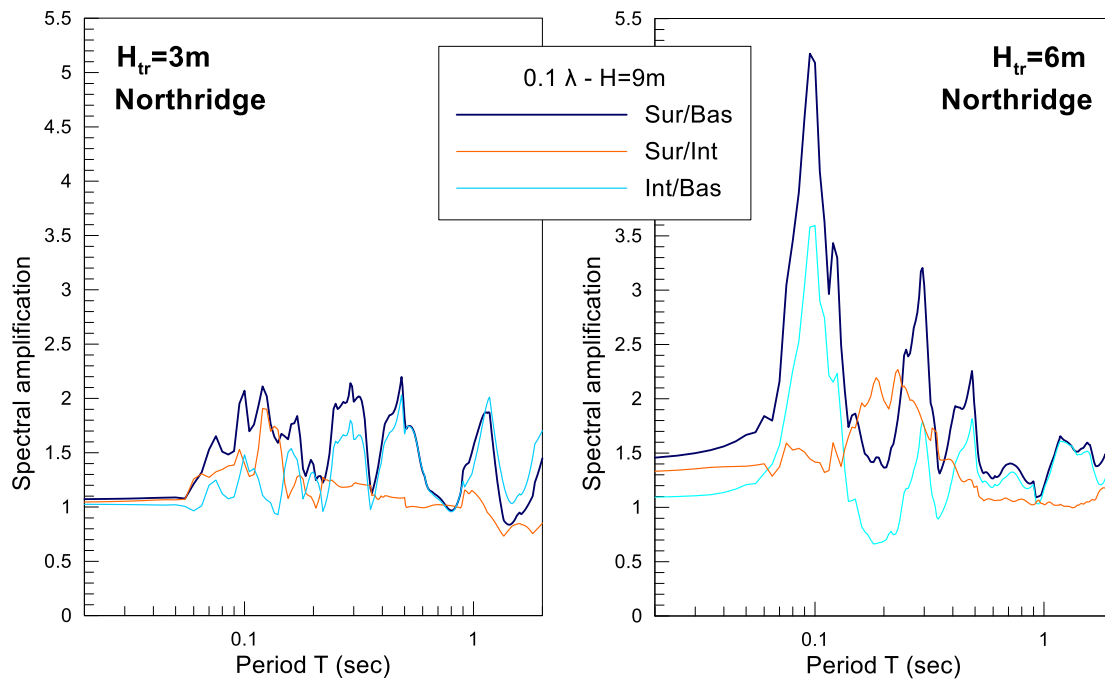


Σχήμα 6.15: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{So} , επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Kefalonia με συντελεστή λ ($a_{eff}=0.25g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$).

Για να εξεταστεί περαιτέρω η επίδραση της έντασης και για την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης, επιλέχθηκε συντελεστής 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη διέγερση Northridge. Στο Σχήμα 6.16 παρατηρείται σε όρους φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση A_{Sa} , ότι οι επιταχύνσεις στην κορυφή και για τα τέσσερα εδαφικά προφίλ είναι ενισχυμένες σε σχέση με της βάσης. Όπως προκύπτει, το φυσικό έδαφος λόγω της μικρής έντασης της διέγερσης δεν ρευστοποιείται και μάλιστα εμφανίζει σε γενικές γραμμές μεγαλύτερη φασματική ενίσχυση από την στήλη με σταθεροποίηση στα ανώτερα 3m. Μη-γραμμικότητες λόγω της έντασης της διέγερσης εξαλείφονται και μάλιστα για την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης των 6m και της πλήρως σταθεροποιημένης στήλης η συμπεριφορά είναι πιο ελαστική και οδηγεί σε ενισχύσεις. Στο Σχήμα 6.17 παρουσιάζονται οι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού και διεπιφάνειας προς βάση που διαμορφώνουν το φασματικό λόγο επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τις δύο περιπτώσεις της μερικής σταθεροποίησης. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση (με συντελεστή διέγερσης λ) ο φασματικός λόγος διεπιφάνειας προς βάση που αφορά το υποκείμενο φυσικό έδαφος, είναι αυτός που καθορίζει εν τέλει το λόγο A_{Sa} , αλλά εδώ δεν απομειώνει την κίνηση καθώς το υποκείμενο φυσικό έδαφος δεν ρευστοποιείται.

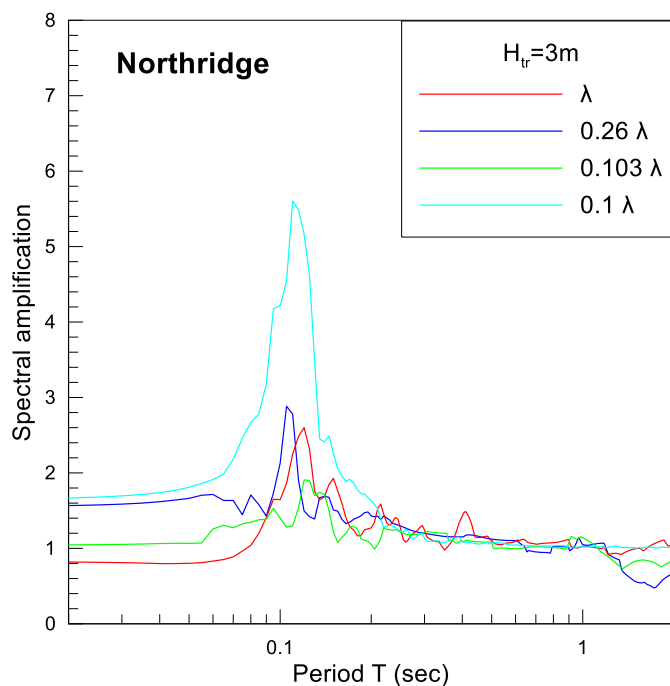


Σχήμα 6.16: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τη διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) σε στήλη πάχους 9m: (α) φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), (β) σταθεροποιημένου εδάφους ($H_{tr}=9m$), (γ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 6m και φυσικό στα υποκείμενα 3m ($H_{tr}=6m$) και (δ) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά 3m και φυσικό στα υποκείμενα 6m ($H_{tr}=3m$).

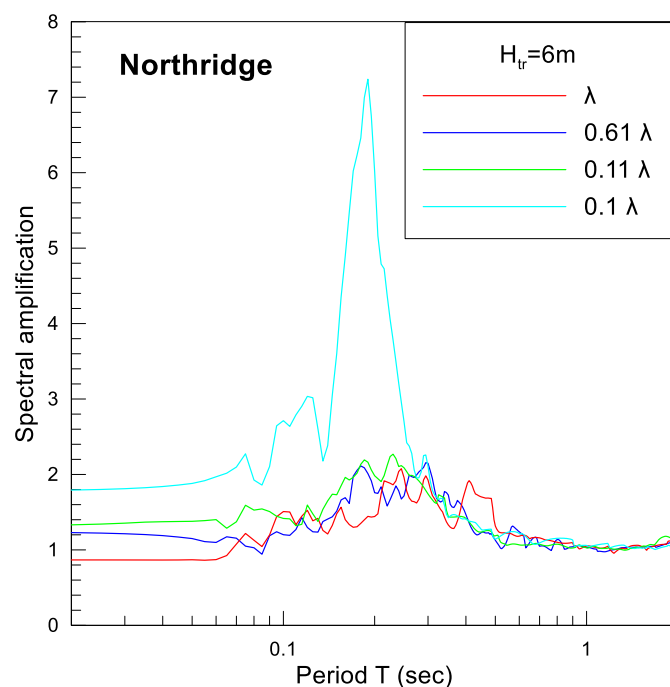


Σχήμα 6.17: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$, επιφάνειας προς διεπιφάνεια και διεπιφάνειας προς βάση για τη διέγερση Northridge με συντελεστή 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) σε στήλη πάχους $9m$: (α) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά $3m$ και φυσικό στα υποκείμενα $6m$ ($H_{tr}=3m$) και (β) με σταθεροποιημένο έδαφος στα επιφανειακά $6m$ και φυσικό στα υποκείμενα $3m$ αντίστοιχα ($H_{tr}=6m$).

Τέλος, στα Σχήματα 6.18 και 6.19 συγκρίνονται οι φασματικοί λόγοι για διαφορετικής έντασης διεγέρσεις που επιβλήθηκαν είτε απευθείας σε στρώσεις εδάφους πάχους $H=H_{tr}=3$ ή $6m$ (δηλαδή λόγοι $A_{S\alpha}$) ή προέκυψαν από τις αναλύσεις των μερικώς σταθεροποιημένων εδαφών ως οι φασματικοί λόγοι κορυφής προς διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους. Συγκεκριμένα, συγκρίνονται οι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάσης $A_{S\alpha}$ για τις σταθεροποιημένες στήλες $H=H_{tr}=3m$ και $6m$ με συντελεστή διέγερσης λ και 0.1λ , καθώς επίσης και οι λόγοι επιφάνειας προς διεπιφάνεια για τις περιπτώσεις μερικής σταθεροποίησης με το συντελεστή διέγερσης (ποσοστό του λ) που αναφέρεται να αντιστοιχεί στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.18, ο συντελεστής 0.26λ για την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης $H_{tr}=3m$ προκύπτει από διέγερση βάσης έντασης λ , ενώ ο συντελεστής 0.103λ για διέγερση βάσης 0.1λ , αντίστοιχα. Ομοίως, για $H_{tr}=6m$ (στο Σχήμα 6.19), οι συντελεστές διεπιφάνειας 0.61λ και 0.11λ προκύπτουν για διεγέρσεις βάσεις έντασης λ και 0.1λ . Από τα Σχήματα αυτά προκύπτει ότι η φασματική ενίσχυση $A_{S\alpha}$ για $H=H_{tr}$ και ένταση 0.1λ αποτελεί ένα συντηρητικό άνω όριο φασματικής ενίσχυσης ανεξαρτήτως αν υπάρχει υποκείμενη στρώση φυσικού εδάφους, ενώ αντίστοιχα η φασματική ενίσχυση $A_{S\alpha}$ για $H=H_{tr}$ και ένταση λ αποτελεί σχεδόν το κάτω όριο αυτής.



Σχήμα 6.18: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{sa} για 3m σταθεροποιημένης στρώσης υπό τη διέγερση Northridge με διέγερση βάσης έντασης λ και 0.1λ, καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους που επιβάλλει διέγερση έντασης 0.26λ και 0.103λ στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους.



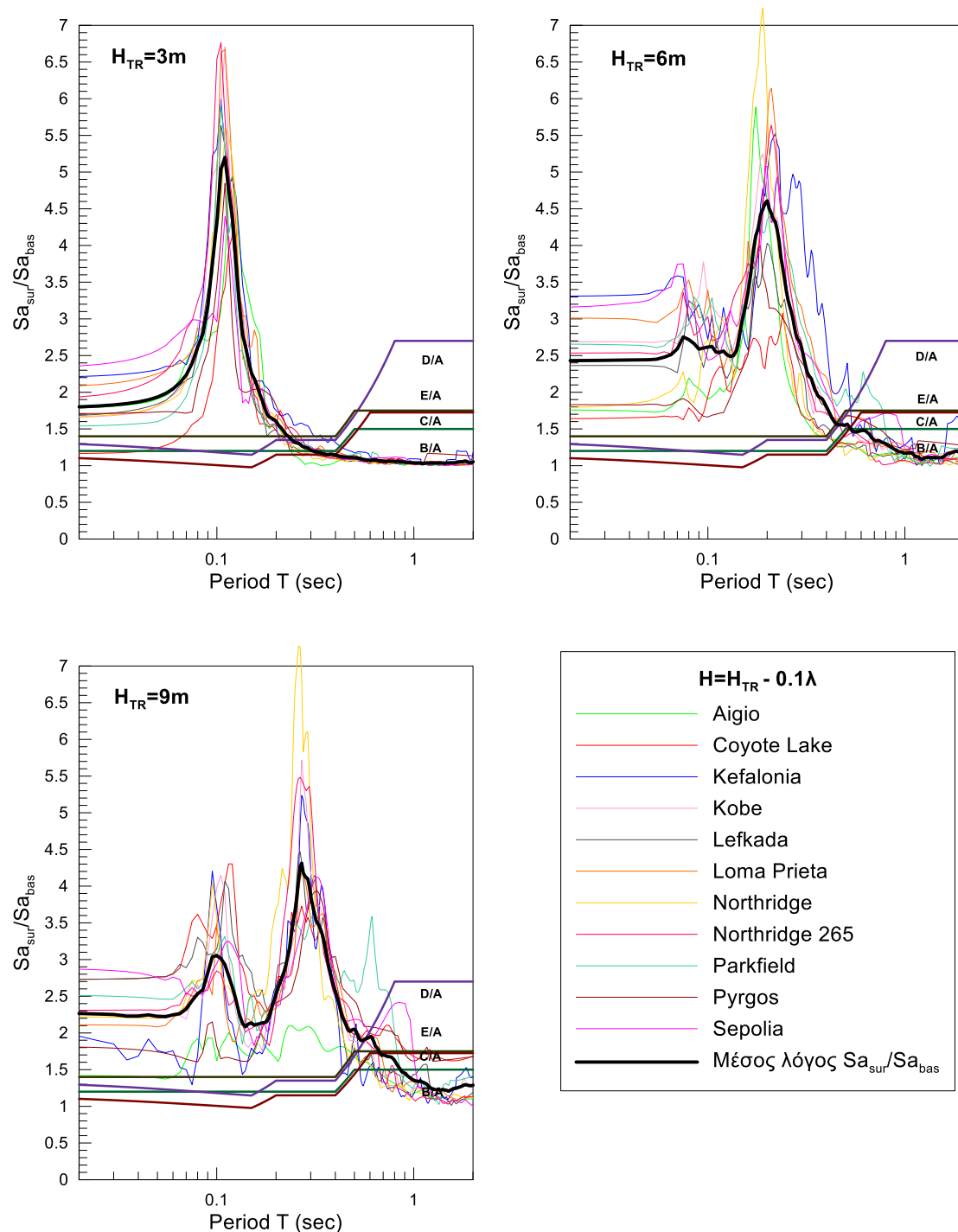
Σχήμα 6.19: Σύγκριση φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{sa} για 6m σταθεροποιημένης στρώσης υπό τη διέγερση Northridge με διέγερση βάσης έντασης λ και 0.1λ, καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους που επιβάλλει διέγερση έντασης 0.61λ και 0.11λ στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού εδάφους.

Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι για $H=H_{tr}$ η ανάλυση υπονοεί άκαμπτο υπόβαθρο, γεγονός που οδηγεί σε μηδενική απόσβεση ακτινοβολίας συγκριτικά με το αν υπάρχει υποκείμενη στρώση, και άρα αν η έμφαση των αναλύσεων δοθεί σε τέτοιου είδους εδαφικά προφίλ, οι εκτιμήσεις των A_{Sa} θα είναι συντηρητικές.

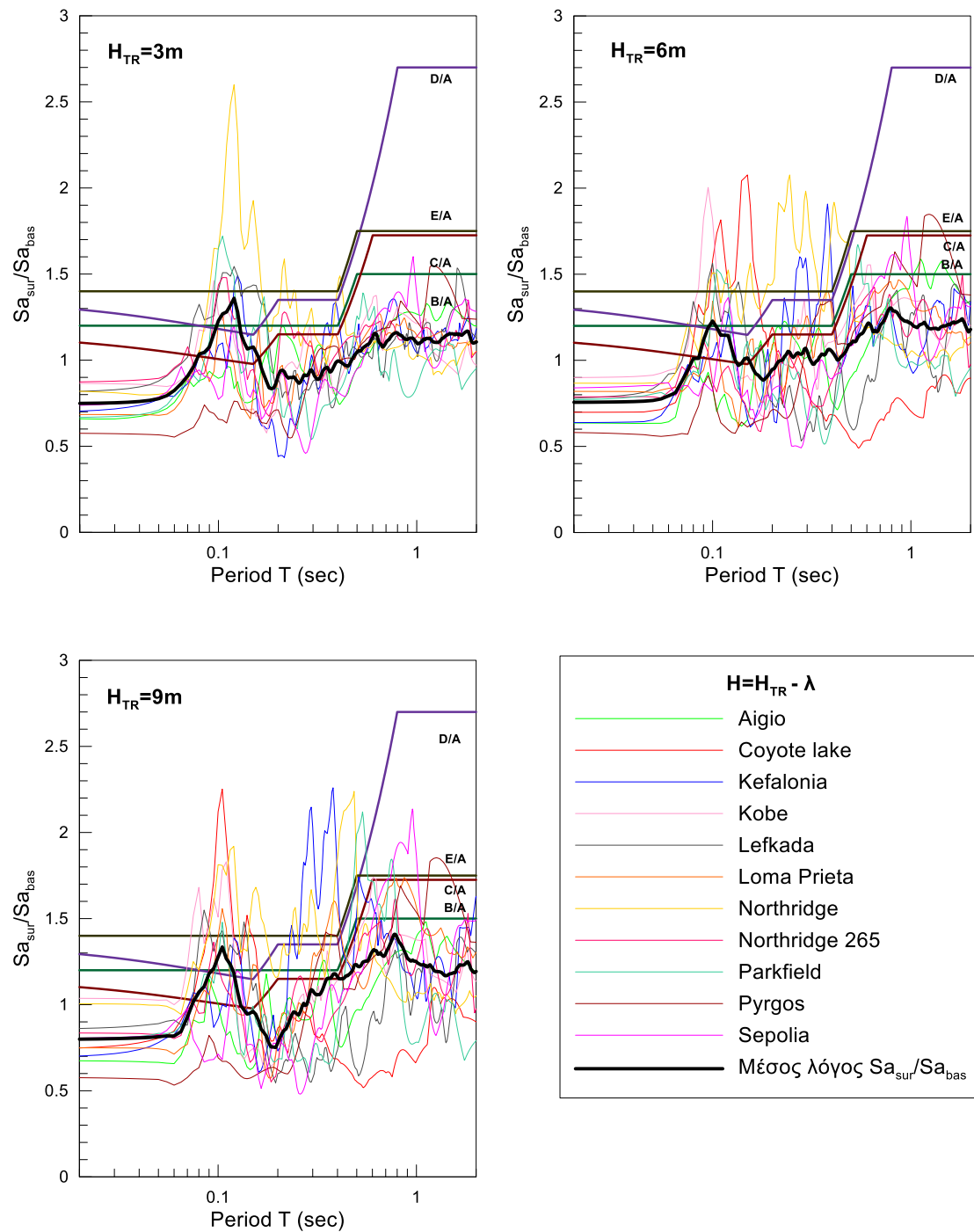
6.5 Μέσες φασματικές ενισχύσεις σταθεροποιημένων εδαφών

Στις προηγούμενες παραγράφους παρουσιάστηκε η τυπική σεισμική απόκριση σταθεροποιημένων εδαφών με έμφαση στη χαμηλόσυχη διέγερση Northridge, όμως τα αποτελέσματα αυτά δεν μπορούν εύκολα να γενικευτούν αν δεν μελετηθούν τα αποτελέσματα για όλες τις διεγέρσεις του Πίνακα 6.1. Από τον ίδιο Πίνακα προκύπτει ότι τα χαρακτηριστικά των διεγέρσεων αυτών (δεσπόζουσα περίοδος T_e , μέγιστη επιτάχυνση βάσης PGA) έχουν μεγάλο εύρος τιμών, με αποτέλεσμα η σεισμική συμπεριφορά του εδάφους να εμφανίζει σημαντική διασπορά. Παρόλα αυτά, εκτιμώντας τις μέσες φασματικές ενισχύσεις για όλες τις διεγέρσεις, μπορεί να διερευνηθεί αν η απόκριση είναι συμβατή με τα συμπεράσματα για την «τυπική» διέγερση Northridge. Στα Σχήματα 6.20 έως 6.24 παρουσιάζονται οι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} των 11 διεγέρσεων για όλες τις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν, καθώς και οι μέσες καμπύλες αυτών σε αντιπαραβολή με τους αντίστοιχους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα (EC8), όπως προκύπτουν για τις διάφορες κατηγορίες εδάφους B, C, D, E αν συγκριθούν με το φάσμα της κατηγορίας A (για βράχο) για μεγάλου μεγέθους σεισμούς $M>5.5$.

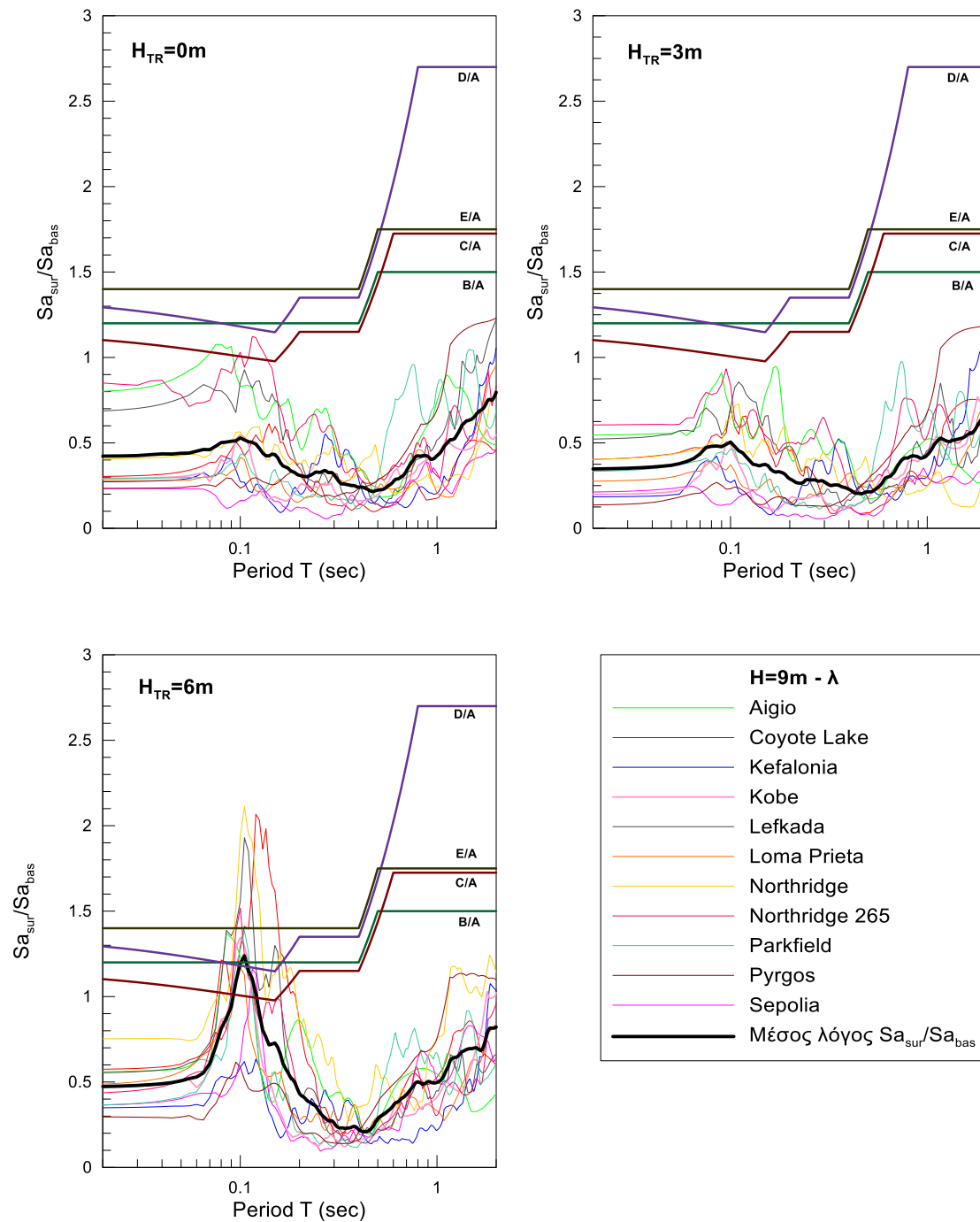
Ως γενικό συμπέρασμα από το Σχήμα 6.20 προκύπτει ότι οι φασματικές ενισχύσεις σταθεροποιημένων εδαφών για μικρής έντασης διεγέρσεις (0.1λ) είναι αναμενόμενα μεγαλύτερες από ό,τι προβλέπει ο EC8 (ειδικά για περιόδους $T<0.6\text{sec}$). Αντίθετα, οι αντίστοιχες φασματικές ενισχύσεις για μεγάλης έντασης διεγέρσεις (λ) είναι, και πάλι αναμενόμενα, μικρότερες από ό,τι προβλέπει ο EC8 για όλες τις περιόδους κατασκευής T (βλ. Σχήμα 6.21). Από το Σχήμα 6.22 προκύπτει ότι αν υπάρχει φυσική-μη σταθεροποιημένη υποστρώση, τότε οι φασματικές ενισχύσεις γίνονται πάντα απομειώσεις αν η ένταση είναι μεγάλη (λ, $a_{\text{eff}}=0.25g$), ενώ γίνονται συγκρίσιμες (σε γενικές γραμμές) με τα φάσματα του EC8 αν η ένταση είναι μικρή (0.1λ, $a_{\text{eff}}=0.025g$, Σχήμα 6.23).



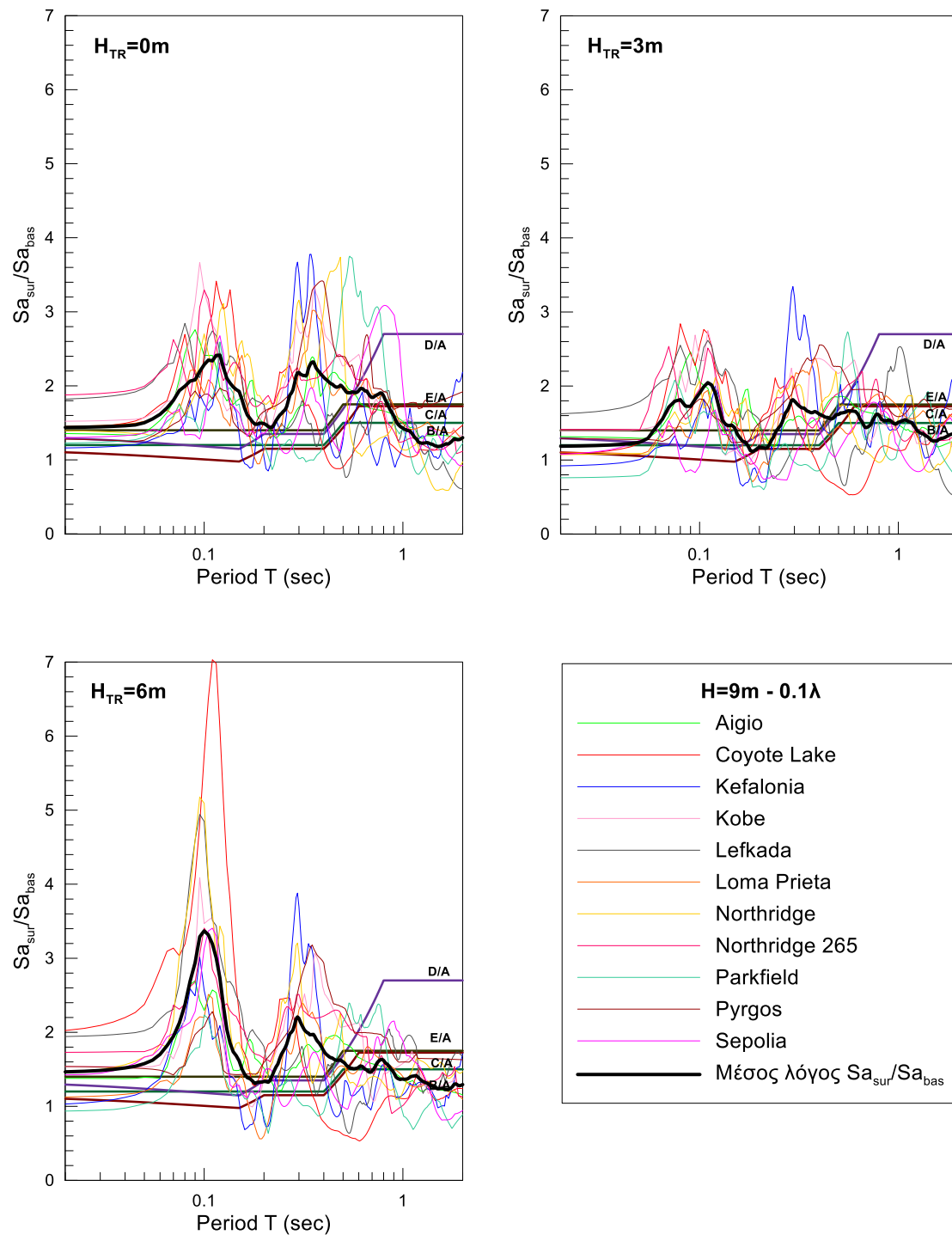
Σχήμα 6.20: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{sa} για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για σταθεροποιημένες στήλες 3m, 6m και 9m καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι, σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8.



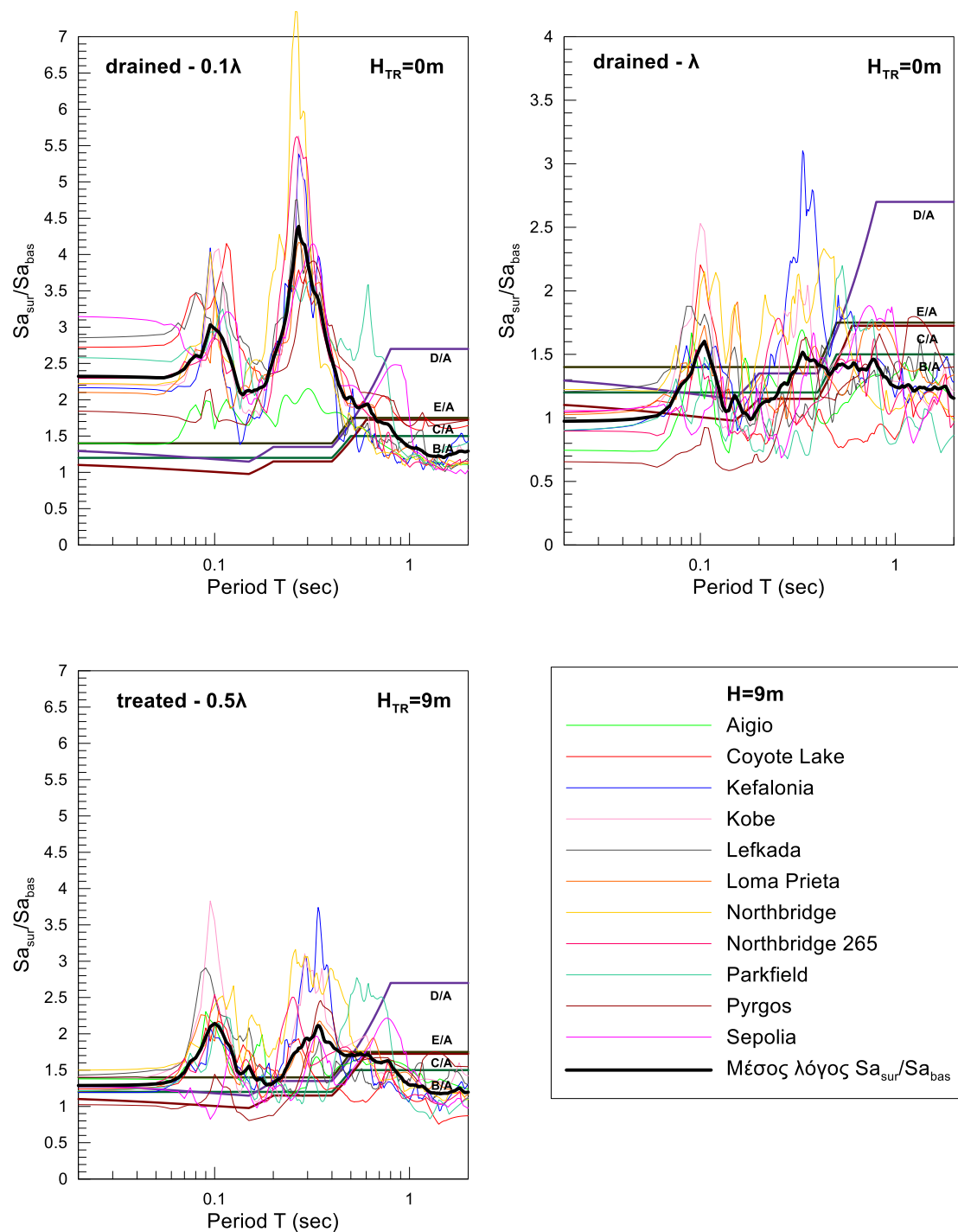
Σχήμα 6.21: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διεγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για σταθεροποιημένες στήλες 3m, 6m και 9m καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8.



Σχήμα 6.22: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για εδαφική στήλη 9m μη-σταθεροποιημένης άμμου και για μερικώς σταθεροποιημένη στήλη κατά τα ανώτερα 3m και 6m αντίστοιχα καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8.



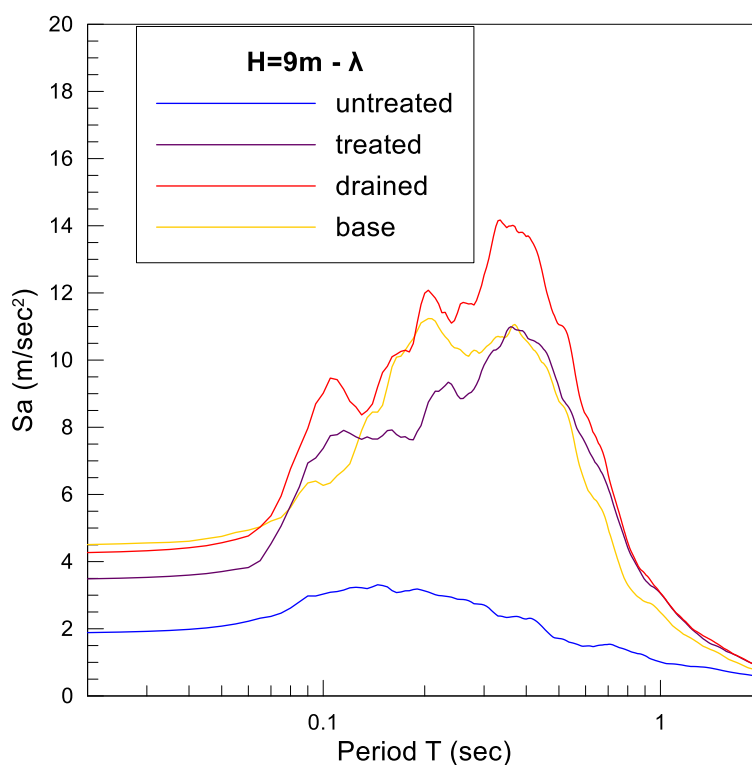
Σχήμα 6.23: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για όλες τις διεγέρσεις με ένταση διεγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για εδαφική στήλη 9m μη-σταθεροποιημένης άμμου και για μερικούς σταθεροποιημένη στήλη κατά τα ανώτερα 3m και 6m αντίστοιχα καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8.



Σχήμα 6.24: Φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{sa} για όλες τις διεγέρσεις για εδαφική στήλη 9m με φυσικό έδαφος υπό την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών για ένταση διεγέρσης 0.1λ και λ και με σταθεροποιημένο έδαφος για συντελεστή 0.5λ, καθώς και οι αντίστοιχοι μέσοι φασματικοί λόγοι σε σύγκριση με τους ελαστικούς φασματικούς λόγους του Ευρωκώδικα EC8.

Στη συνέχεια, οι μέσες καμπύλες των παραπάνω σχημάτων χρησιμοποιήθηκαν προκειμένου να διερευνηθεί περαιτέρω η επίδραση της έντασης, των συνθηκών στράγγισης, του πάχους και της μερικής σταθεροποίησης, όπως έγινε ενδεικτικά για την περίπτωση της διεγέρσης

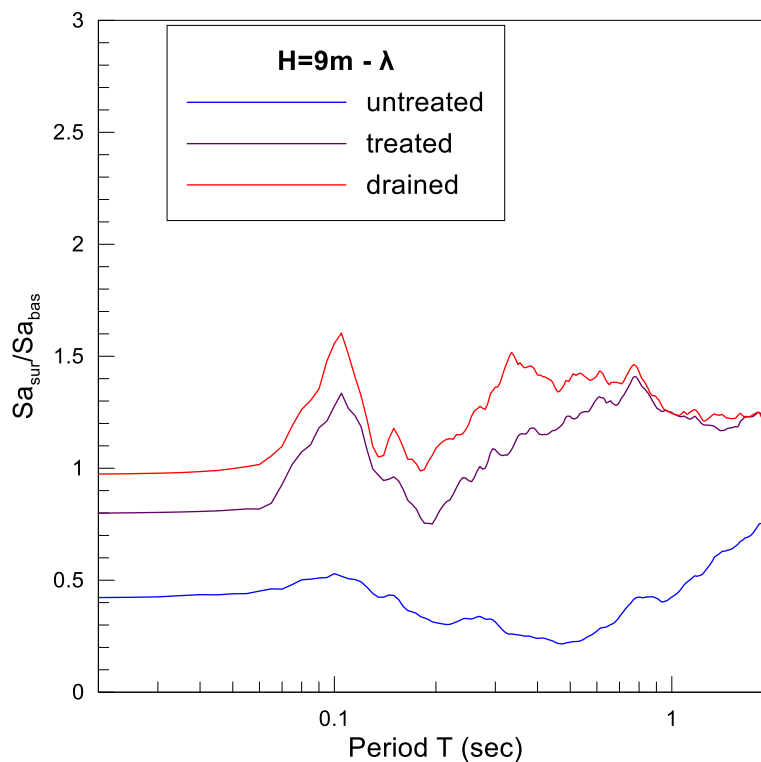
Northridge. Τα παρακάτω σχήματα (Σχήματα 6.25 και 6.26) που αναφέρονται στις μέσες καμπύλες των 11 διεγέρσεων οδηγούν σε αντίστοιχα συμπεράσματα με την ενδεικτική διεγερση του Northridge, σε ό,τι αφορά στα μέσα ελαστικά φάσματα στην κορυφή, και στους μέσους φασματικούς λόγους A_{Sa} αντίστοιχα. Συγκεκριμένα, η ιδιοπερίοδος T_s της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης διατηρείται σχεδόν ίδια και μάλιστα λίγο μεγαλύτερη από αυτήν του φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες για μεγάλη ένταση λ . Σε γενικές γραμμές αποτυπώνεται η θετική επίδραση της σταθεροποίησης, καθώς το έδαφος διατηρεί τη δυστημσία του και η απόκριση του προσεγγίζει την απόκριση του φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, ενώ δεν παρουσιάζει καμία ομοιότητα με την απόκριση του φυσικού εδάφους που εμφανίζει μεγάλες απομειώσεις της έντασης (λόγω ρευστοποίησης).



Σχήμα 6.25: Μέσα ελαστικά φάσματα απόκρισης επιφάνειας S_a για τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή στραγγιζόμενων συνθηκών, σε σύγκριση με το μέσο φάσμα στη βάση της στήλης.

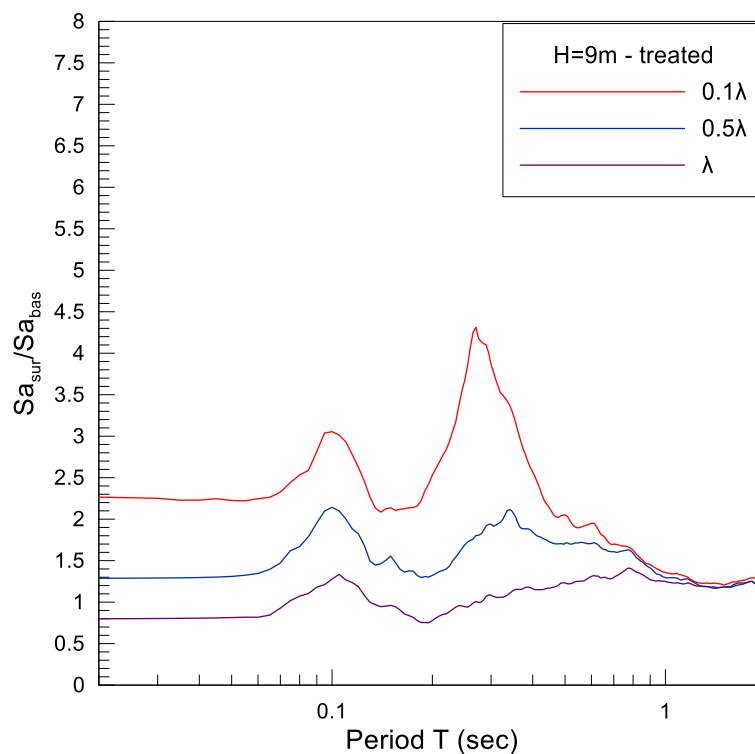
Επιπλέον από το Σχήμα 6.24 προκύπτει ότι για πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, οι φασματικές ενισχύσεις για μεγάλες εντάσεις είναι συμβατές με τον EC8, ενώ για μικρές εντάσεις είναι αναμενόμενα μεγαλύτερες. Τέλος, από το ίδιο Σχήμα προκύπτει ότι για μέσης έντασης διεγέρσεις (0.5 λ) οι φασματικές ενισχύσεις παχιών σταθεροποιημένων εδαφών

($H_{tr}=9m$) είναι συμβατές με τον EC8, σε αντίθεση με τις μικρής έντασης διεγέρσεις (0.1λ, Σχήμα 6.20) και τις μεγάλης έντασης διεγέρσεις (λ, Σχήμα 6.21) όπου ο EC8 εμφανίζεται μη-συντηρητικός και συντηρητικός, αντίστοιχα.

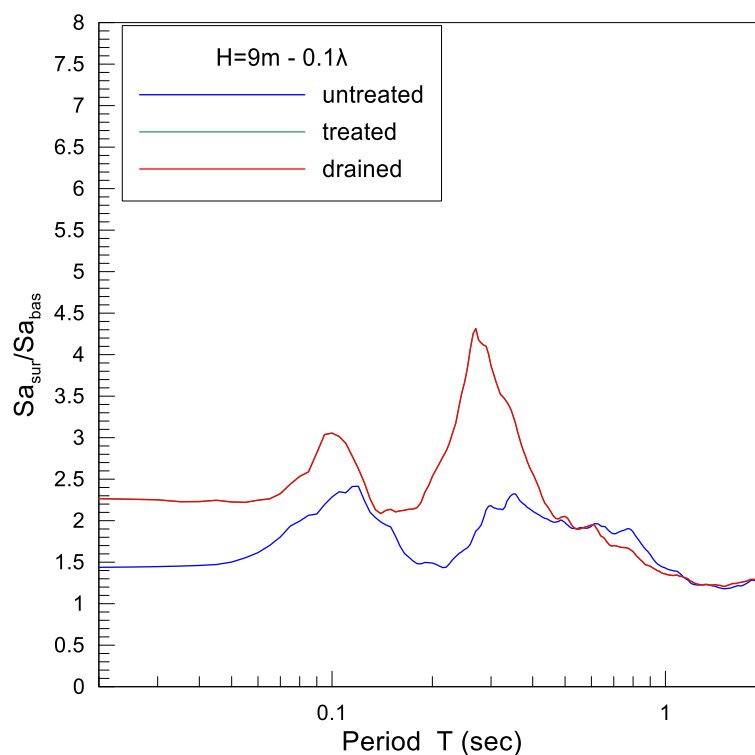


Σχήμα 6.26: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών.

Επιπλέον, η επίδραση της έντασης στην απόκριση της σταθεροποιημένης στρώσης γίνεται εμφανής στα Σχήματα 6.27 και 6.28. Παρατηρείται ότι αυξανόμενης της έντασης διέγερσης εμφανίζονται εντονότερες μη-γραμμικότητες του γεωυλικού με αποτέλεσμα αύξηση της ιδιοπεριόδου της στήλης και παράλληλα απομείωση της ταλάντωσης ως προς τη βάση, πρακτικά σε όλες τις περιόδους. Ακόμα, για την μικρότερη ένταση διέγερσης (0.1λ) παρατηρείται ότι η απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους ταυτίζεται με την απόκριση του φυσικού εδάφους με πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, όπως ακριβώς και στην περίπτωση της διέγερσης Northridge, καθώς λόγω της μικρής έντασης της διέγερσης το σταθεροποιημένο αναπτύσσει πρακτικώς μηδενικές υπερπιέσεις πόρων, ενώ ακόμη και το φυσικό έδαφος δεν εμφανίζει πλήρη ρευστοποίηση (καθώς εμφανίζει ελαφρές ενισχύσεις σε σχέση με τη βάση).

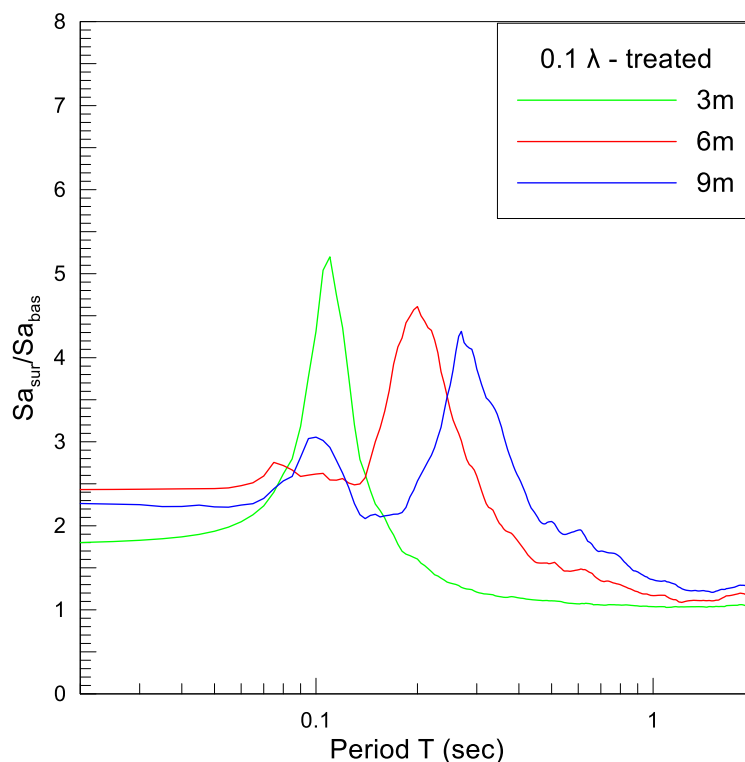


Σχήμα 6.27: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ, 0.5λ και λ ($a_{eff}=0.025g$, $a_{eff}=0.125g$, $a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m σταθεροποιημένου εδάφους.

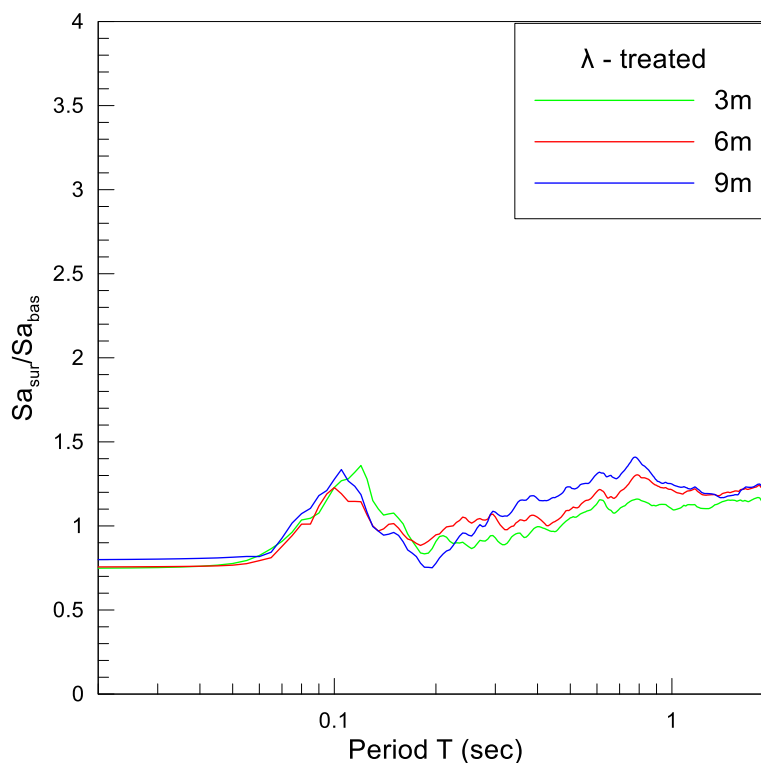


Σχήμα 6.28: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m για: (α) φυσικό έδαφος, (β) σταθεροποιημένο έδαφος, και (γ) φυσικό έδαφος με την παραδοχή πλήρως στραγγιζόμενων συνθηκών.

Όσον αφορά στην επίδραση του πάχους σταθεροποίησης, υπό μικρή ένταση διέγερσης 0.1λ (Σχήμα 6.29) υπάρχει εμφανής αύξηση των ιδιοπεριόδων για αύξηση του πάχους της σταθεροποιημένης στρώσης. Όμως, υπό μεγάλη ένταση διέγερσης λ (Σχήμα 6.30), οι μέσες τιμές του φασματικού λόγου για τις σταθεροποιημένες στρώσεις 3m, 6m και 9m δεν παρουσιάζουν τις αναμενόμενες διαφορές, ενώ εμφανίζουν όλες την αναμενόμενη απομείωση της έντασης στην κορυφή, σε σχέση με τη βάση. Συγκεκριμένα, η επίδραση της έντασης φαίνεται να επισκιάζει την επίδραση του πάχους σταθεροποίησης, με αποτέλεσμα να μην εμφανίζονται μεγάλες διαφοροποιήσεις στις μέσες φασματικές ενισχύσεις των περιπτώσεων αυτών λόγω της έντονης μη-γραμμικότητας. Έτσι, καθώς οι μέσες καμπύλες διαμορφώνονται από τις αλληλοαναιρούμενες επιδράσεις των διαφορετικών διεγέρσεων ως παράγωγο της στατιστικής τους επεξεργασίας, φαίνεται να αδυνατούν να περιγράψουν ικανοποιητικά την συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους σε αυτές τις τρεις περιπτώσεις, αντίθετα με τη μικρή ένταση όπου η μη-γραμμικότητα του εδάφους είναι μικρή (Σχήμα 6.29).

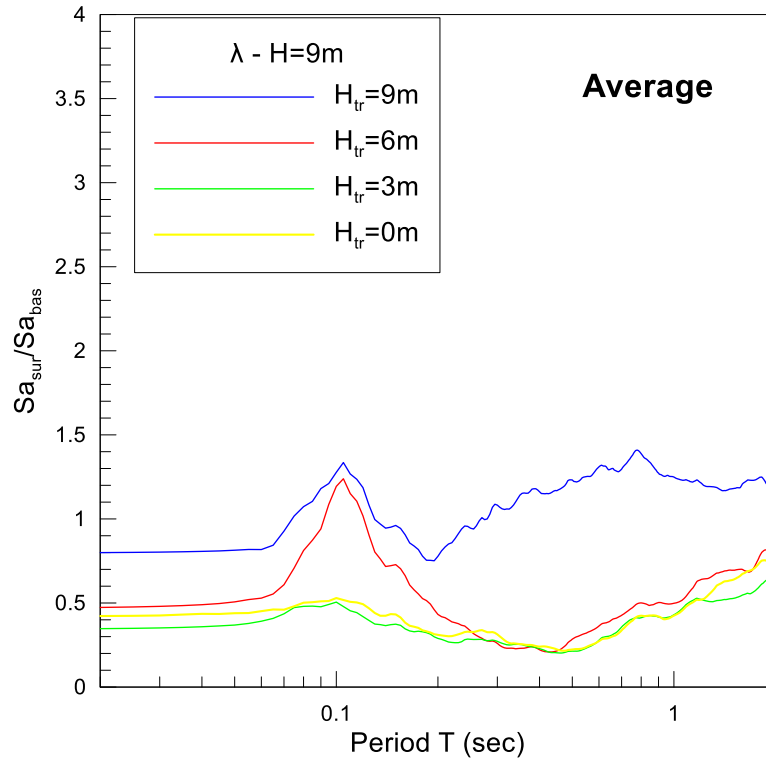


Σχήμα 6.29: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{sa} για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για 3m, 6m και 9m σταθεροποιημένου εδάφους.

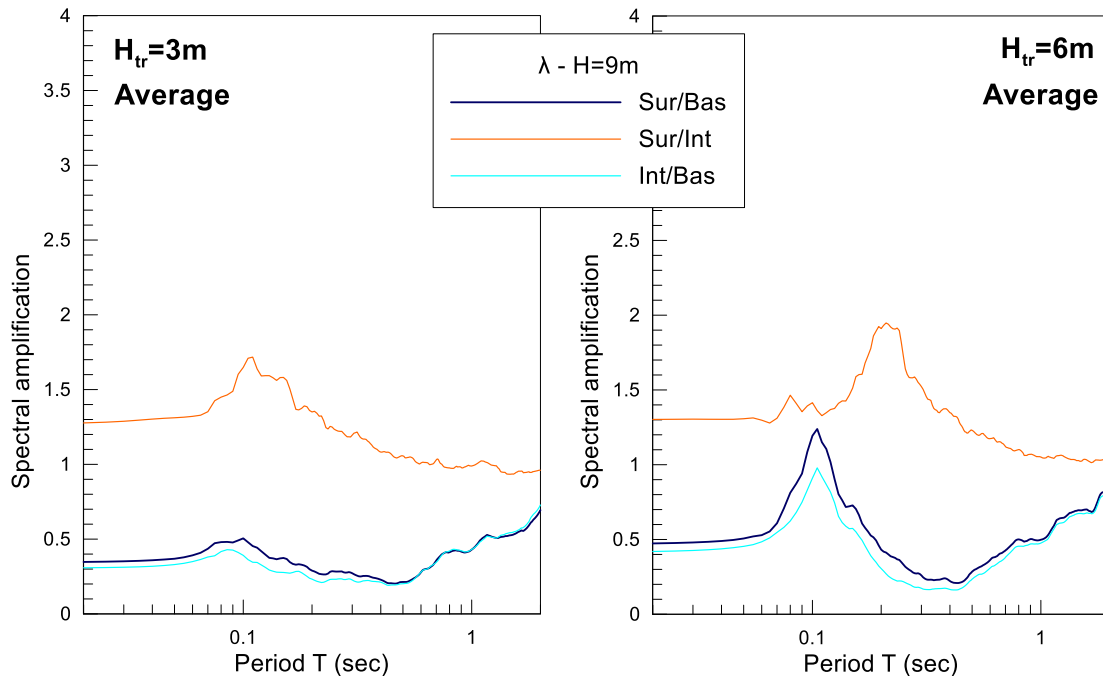


Σχήμα 6.30: Μέσος φασματικός λόγος επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διεγέρσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για (α) 3m, 6m και 9m σταθεροποιημένου εδάφους.

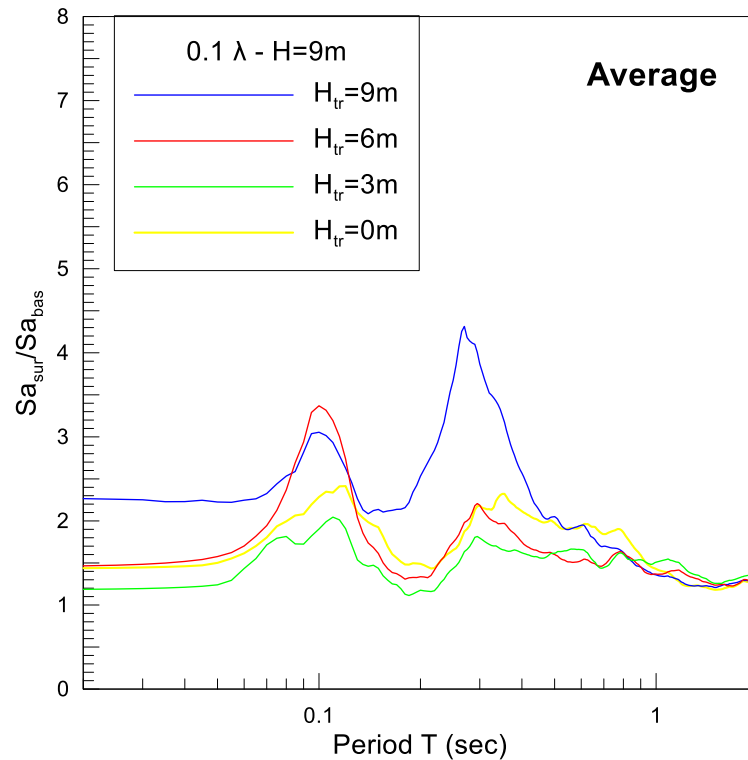
Οι μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση για τις περιπτώσεις του φυσικού εδάφους, του πλήρως σταθεροποιημένου εδάφους, καθώς επίσης και για τις περιπτώσεις μερικής σταθεροποίησης της στήλης στα ανώτερα 3m και 6m συγκρίνονται στα Σχήματα 6.31 και 6.33 για ένταση διεγέρσης λ , και 0.1λ αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι σε όρους φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{s\alpha}$ η απόκριση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης με $H_{tr}=3m$ δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές από αυτή του φυσικού εδάφους ($H_{tr}=0m$), ενώ η απόκριση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης με $H_{tr}=6m$ προσεγγίζει περισσότερο αυτήν της πλήρως σταθεροποιημένης στήλης ($H_{tr}=9m$). Προφανώς, για μικρή ένταση διεγέρσης 0.1λ οι διαφοροποιήσεις μεταξύ των παραπάνω περιπτώσεων είναι μικρότερες, εφόσον πρόκειται για σταθερά μη ρευστοποιημένα εδάφη σε όλες τις περιπτώσεις, αλλά και πάλι για $H_{tr}=9m$ εμφανίζονται οι μέγιστες ενισχύσεις. Αντίστοιχα, στα Σχήματα 6.32 και 6.34 επεξηγείται η διαμόρφωση των μέσων φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση των περιπτώσεων μερικής σταθεροποίησης από τους επιμέρους λόγους διεπιφάνειας (σταθεροποιημένου-φυσικού) προς βάση και επιφάνειας προς διεπιφάνεια για τις τιμές έντασης διεγέρσης λ και 0.1λ, αντίστοιχα.



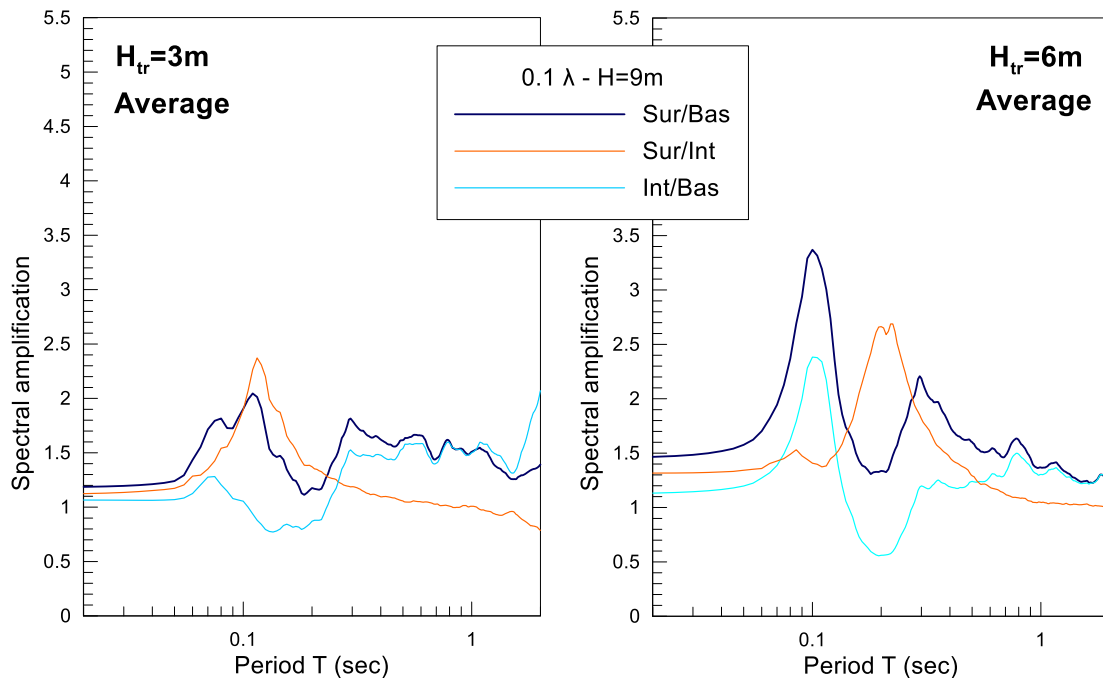
Σχήμα 6.31: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διεγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m: (α) πλήρως σταθεροποιημένη (β)μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 3m, (γ) μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 6m και (δ) για φυσικό έδαφος.



Σχήμα 6.32: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς διεπιφάνεια, διεπιφάνειας προς βάση και επιφάνειας προς βάση A_{Sa} με ένταση διεγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) για τη στήλη των 9m μερικώς σταθεροποιημένη: (α) κατά τα ανώτερα 3m, και (β) κατά τα ανώτερα 6m.



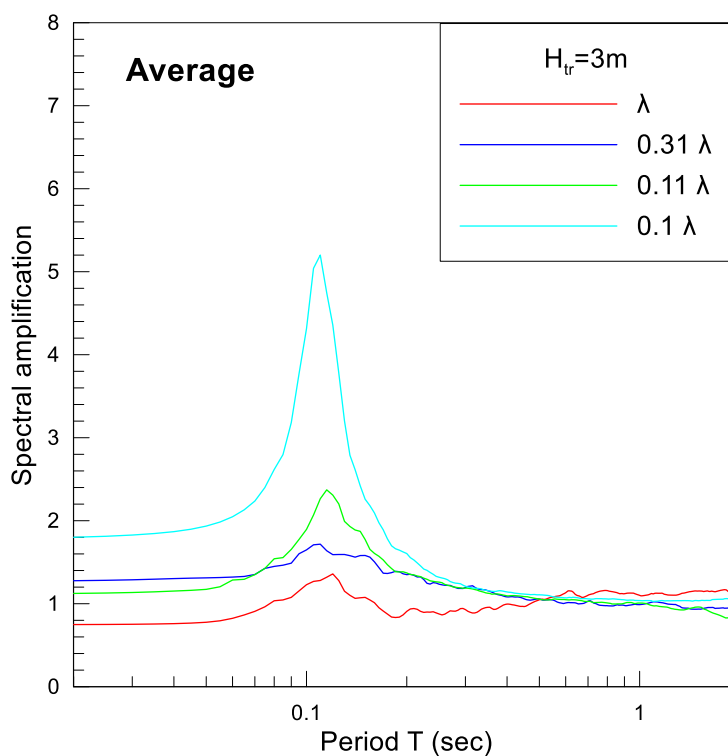
Σχήμα 6.33: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση A_{So} για τις 11 διεγέρσεις με ένταση διεγέρσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m: (α) πλήρως σταθεροποιημένη, (β) μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 3m, (γ) μερικώς σταθεροποιημένη κατά τα πρώτα 6m και (δ) για φυσικό έδαφος.



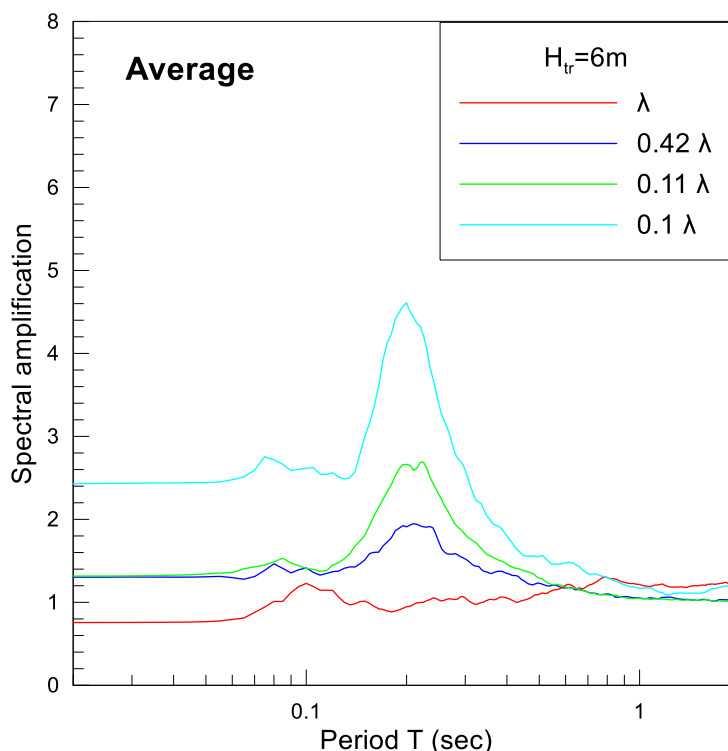
Σχήμα 6.34: Μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς διεπιφάνεια, διεπιφάνειας προς βάση και επιφάνειας προς βάση A_{So} με ένταση διεγέρσης 0.1λ ($a_{eff}=0.025g$) για τη στήλη των 9m μερικώς σταθεροποιημένη: (α) κατά τα ανώτερα 3m και (β) κατά τα ανώτερα 6m.

Συνεπώς προκύπτει ότι κατά μέση τιμή η ύπαρξη $H_{tr}=3m$ σταθεροποιημένου εδάφους δεν επηρεάζει την ταλάντωση στην κορυφή, η οποία καθορίζεται από τη ρευστοποίηση (ή μη) της υποκείμενης φυσικής στρώσης. Και αυτό δεν φαίνεται να αλλάζει ακόμη και αν το πάχος της σταθεροποίησης μεγαλώσει από $H_{tr}=3m$ σε $H_{tr}=6m$.

Τέλος, στα Σχήματα 6.35 και 6.36 παρουσιάζονται οι μέσοι φασματικοί λόγοι επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για τις σταθεροποιημένες στήλες 3m και 6m για εντάσεις διέγερσης λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και οι λόγοι επιφάνειας προς διεπιφάνεια σταθεροποιημένου-φυσικού για τις περιπτώσεις μερικής σταθεροποίησης με την ένταση διέγερσης που αντιστοιχεί στη διεπιφάνεια και προκύπτει λόγω της ύπαρξης της υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους. Ο μέσος συντελεστής για $H_{tr}=3m$ υπολογίστηκε 0.31 λ στη διεπιφάνεια για ένταση διέγερσης στη βάση ίση με λ , και 0.11 λ για ένταση διέγερσης στη βάση ίση με 0.1 λ αντίστοιχα. Για την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης με $H_{tr}=6m$, οι αντίστοιχοι μέσοι συντελεστές διεπιφάνειας είναι 0.42 λ και 0.11 λ . Παρατηρείται λοιπόν, ότι οι μέσοι φασματικοί λόγοι που προέκυψαν για την περίπτωση των πλήρως σταθεροποιημένων στηλών με τη μέγιστη και την ελάχιστη τιμή της έντασης διέγερσης (λ και 0.1 λ), αποτελούν απόλυτα κάτω και άνω όρια αντίστοιχα για τους φασματικούς λόγους κορυφής προς διεπιφάνεια ισοπαχών στρώσεων σε περιπτώσεις μερικής σταθεροποίησης.



Σχήμα 6.35: Σύγκριση μέσων φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για 3m σταθεροποιημένης στρώσης από τις 11 διεγέρσεις με ένταση διέγερσης λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους με ένταση διέγερσης στη διεπιφάνεια 0.26 λ και 0.103 λ , αντίστοιχα.



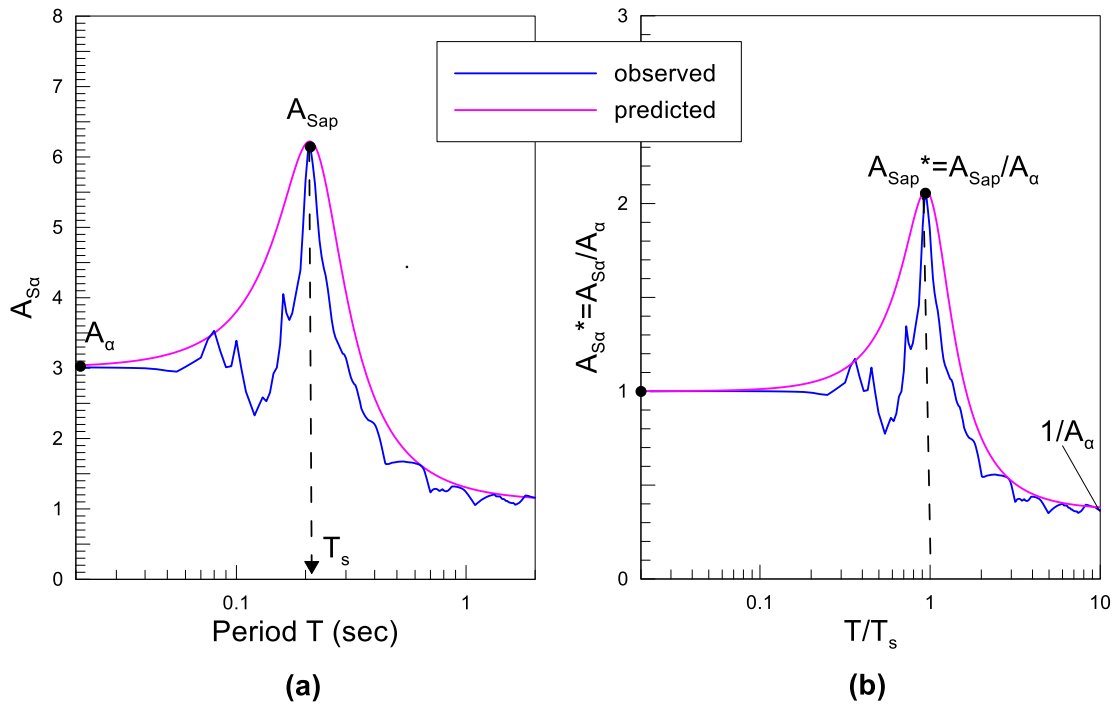
Σχήμα 6.36: Σύγκριση μέσων φασματικών λόγων επιφάνειας προς βάση A_{Sa} για 6m σταθεροποιημένης στρώσης από τις 11 διεγέρσεις με ένταση λ και 0.1 λ , καθώς επίσης και της στρώσης αυτής με την ύπαρξη υποκείμενης στρώσης φυσικού εδάφους με ένταση της διέγερσης στη διεπιφάνεια 0.61 λ και 0.11 λ , αντίστοιχα.

6.6 Πολύ-παραμετρικές σχέσεις υπολογισμού φασματικών ενισχύσεων σταθεροποιημένων εδαφών

Με βάση τα αποτελέσματα των προηγούμενων παραγράφων η σεισμική απόκριση σταθεροποιημένων στρώσεων πάχους $H_{tr}=3m$, $H_{tr}=6m$ και $9m$ έχει ποιοτικά χαρακτηριστικά αντίστοιχα με εκείνα των φυσικών εδαφών, αλλά έχει και ποσοτικές διαφοροποιήσεις. Όμως είναι σαφές ότι οι προβλέψεις για τις πλήρως σταθεροποιημένες στρώσεις $H_{tr}=3m$ και $H_{tr}=6m$ μπορούν να αποτελέσουν οδηγό για την απόκριση των ίδιων αυτών στρώσεων, ακόμη και αν υπάρχει υποκείμενη στρώση (ρευστοποιήσιμη ή μη). Συνεπώς, δίνοντας έμφαση στις προβλέψεις για πλήρως σταθεροποιημένες στρώσεις, μπορούν να εκτιμηθούν πολύ-παραμετρικές σχέσεις εκτίμησης του A_{Sa} γενικής εφαρμογής. Στη γενική μορφή του ο φασματικός λόγος A_{Sa} μπορεί να αποτυπωθεί με βάση 3 μεγέθη: την ιδιοπερίοδο T_s , την ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης $A_a = A_{Sa}(T=0)$ και τη μέγιστη φασματική ενίσχυση $A_{Sap} = A_{Sa}(T=T_s)$. Αυτά παρουσιάζονται ενδεικτικά στο Σχήμα 6.37(a) για μία από τις διεγέρσεις, ενώ για την προσομοίωση των αριθμητικών αποτελεσμάτων μπορεί να χρησιμοποιηθεί η αναλυτική σχέση που έχει προταθεί από τους Bouckovalas & Papadimitriou (2003), η οποία όμως χρησιμοποιεί τα κανονικοποιημένα ως προς A_a μεγέθη A_{Sa}^* , A_{Sap}^* που

ορίζονται στο Σχήμα 6.37. Η σχέση αυτή εκφράζεται από την (6.2), αφορά φυσικά εδάφη και μπορεί να χρησιμοποιηθεί εδώ και για τα σταθεροποιημένα:

$$A_{S\alpha}^* = \frac{1 + \frac{1}{A_\alpha} \cdot \left(\frac{T}{T_s}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_s}\right)^2\right)^2 + \left(\frac{1 + \frac{1}{A_\alpha} \cdot \left(\frac{T}{T_s}\right)^2}{A_{Sap}^*} \cdot \left(\frac{T}{T_s}\right)\right)^2}} \quad (6.3)$$



Σχήμα 6.37: (α) Τυπική συμπεριφορά του φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}$ για πλήρως σταθεροποιημένη εδαφική στρώση (observed) και προσεγγιστική σχέση που την προσομοιώνει (predicted), και (β) Τυπική συμπεριφορά του κανονικοποιημένου ως προς A_α και T_s φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση $A_{S\alpha}^*$ για πλήρως σταθεροποιημένη εδαφική στρώση (observed) και προσεγγιστική σχέση που την προσομοιώνει (predicted)

Έτσι, συλλέχθηκαν τα αποτελέσματα για πλήρως σταθεροποιημένες με κολλοειδή πυριτίδα εδαφικές στρώσεις των 3m, 6m και 9m υπό τις 11 προαναφερθείσες διεγέρσεις με ένταση διέγερσης (μικρή) 0.1λ και (μέση) 0.5λ με έμφαση στις τιμές των τριών (3) σημαντικών μεγεθών: T_s , A_α , $A_{Sap}^* = \frac{A_{Sap}}{A_\alpha}$. Επισημαίνεται εδώ ότι τα δεδομένα από τις αναλύσεις για μεγάλη ένταση διέγερσης λ ($a_{eff}=0.25g$) δεν ελήφθησαν υπόψη για την εξαγωγή των σχέσεων, καθώς οι αναλύσεις υποδεικνύουν έντονα μη-γραμμική συμπεριφορά του σταθεροποιημένου εδάφους και η αριθμητική μεθοδολογία δεν έχει επαρκώς διακριβωθεί για τέτοιας έντασης διεγέρσεις. Στα σχήματα που ακολουθούν, τα δεδομένα των αναλύσεων

που προέκυψαν για ένταση διέγερσης 0.1λ και 0.5λ, παρουσιάζονται με κόκκινο και μπλε χρώμα και αναφέρονται σε ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, αντίστοιχα.

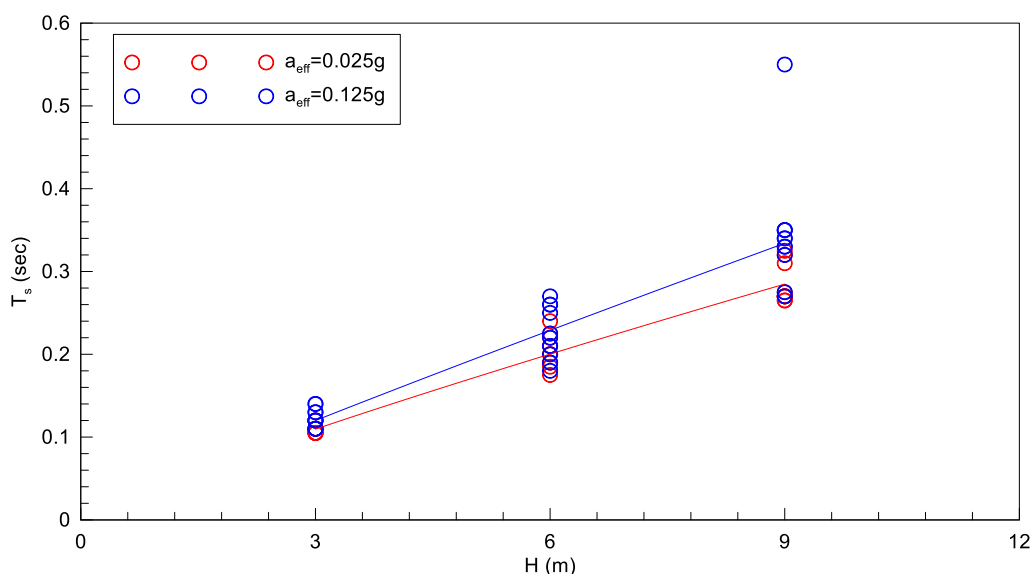
Η επεξεργασία ξεκινά από το Σχήμα 6.38, όπου παρουσιάζονται με σύμβολα ανοιχτών κύκλων οι ιδιοπερίοδοι T_s των σταθεροποιημένων στηλών πάχους 3m, 6m και 9m αντίστοιχα, υπό τις 11 διεγέρσεις για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, όπως αυτές προέκυψαν από τις αναλύσεις. Επίσης, με κόκκινη και μπλε γραμμή απεικονίζεται η προσεγγιστική σχέση για τις δύο διαφορετικές ενεργές επιταχύνσεις αντίστοιχα που προβλέπει την ιδιοπερίοδο T_s της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης, και δίνεται από:

$$T_s(\text{s}) = a [H(\text{m})]^{0.89} \quad (6.4)$$

όπου:

$$a = 0.04 \cdot \left(1 + \frac{a_{eff}}{g}\right)$$

Παρατηρείται ότι η ιδιοπερίοδος T_s της σταθεροποιημένης στήλης εξαρτάται κυρίως από το πάχος της σταθεροποιημένης στρώσης H (m) αλλά και από την ενεργό επιτάχυνση της διέγερσης a_{eff} . Επίσης, η σχέση έχει φυσική σημασία καθώς δίνει $T_s=0$ sec για $H=0m$, ενώ δίνει τιμή T_s που αυξάνει με την ενεργό επιτάχυνση a_{eff} .



Σχήμα 6.38: Οι ιδιοπερίοδοι T_s σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης συναρτήσει του πάχους της H για ενεργό επιτάχυνση 0.025g και 0.125g, όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (κύκλοι) και από την πρόβλεψη του μοντέλου (συνεχείς γραμμές) με βάση τη σχέση 6.3.

Στα Σχήματα 6.39 και 6.40 παρουσιάζεται το σχετικό σφάλμα R της βασικής σχέσης (6.4) για την πρόβλεψη των ιδιοπεριόδων συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής

στήλης H και της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} αντίστοιχα. Στα σχήματα αυτά απεικονίζεται και η τυπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος με διακεκομμένες γραμμές. Παρατηρείται ότι το σχετικό σφάλμα είναι μικρό και ισομοιρασμένο (τυπική απόκλισή του ίση με μόλις $\pm 11\%$), χωρίς συστηματική επίδραση των παραμέτρων από τις οποίες εξαρτάται η ιδιοπερίοδος T_s της στήλης. Τονίζεται ότι η γενική σχέση από την οποία προκύπτει το σχετικό σφάλμα για οποιαδήποτε μεταβλητή X είναι η εξής:

$$R = \frac{X_{pred} - X_{obs}}{X_{obs}} \quad (6.5)$$

δηλαδή $R > 0$ αντιστοιχεί σε υπερεκτίμηση, $R < 0$ σε υποεκτίμηση, ενώ $R = 0$ αντιστοιχεί σε τέλεια πρόβλεψη. Η λεγόμενη τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους είναι η τυπική απόκλιση της παραμέτρου R .

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στην ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης $A_a = A_{Sa}(T=0)$. Υιοθετείται η σχέση των Bouckonas & Papadimitriou (2003), ως γενική σχέση εκτίμησης του μεγέθους A_a των φυσικών εδαφών, που εδώ θα χρησιμοποιηθεί/βαθμονομηθεί για τα σταθεροποιημένα. Η σχέση αυτή για τον λόγο A_a έχει τη γενική μορφή (Bouckonas & Papadimitriou 2003):

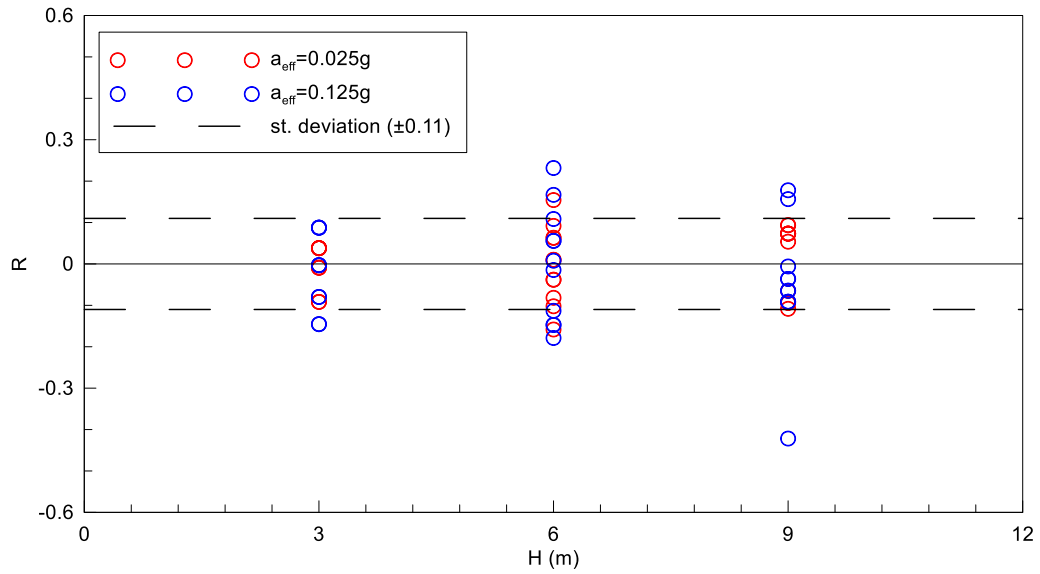
$$A_a = \frac{[1 + C1 \cdot (T_s / T_e)^2]}{[(1 - (T_s / T_e)^2)^2 + (C2 \cdot T_s / T_e)^2]^{0.5}} \quad (6.6)$$

όπου για το σταθεροποιημένο έδαφος παίρνει τιμές:

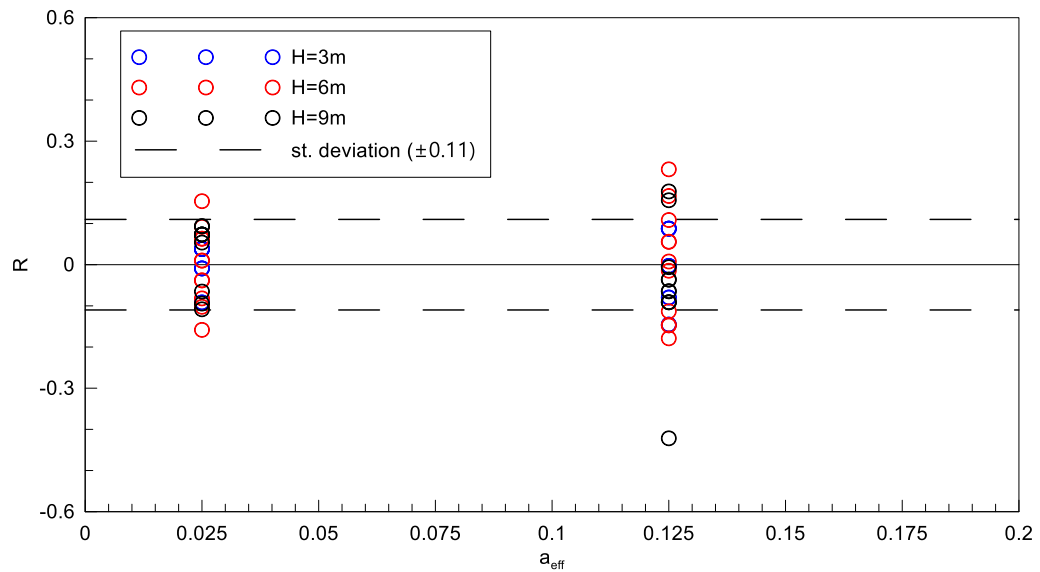
$$C1 = 0.26 \cdot (0.1 + \frac{a_{eff}}{g})^{-0.8} \text{ και}$$

$$C2 = 3.10 \cdot (\frac{a_{eff}}{g})^{0.4}$$

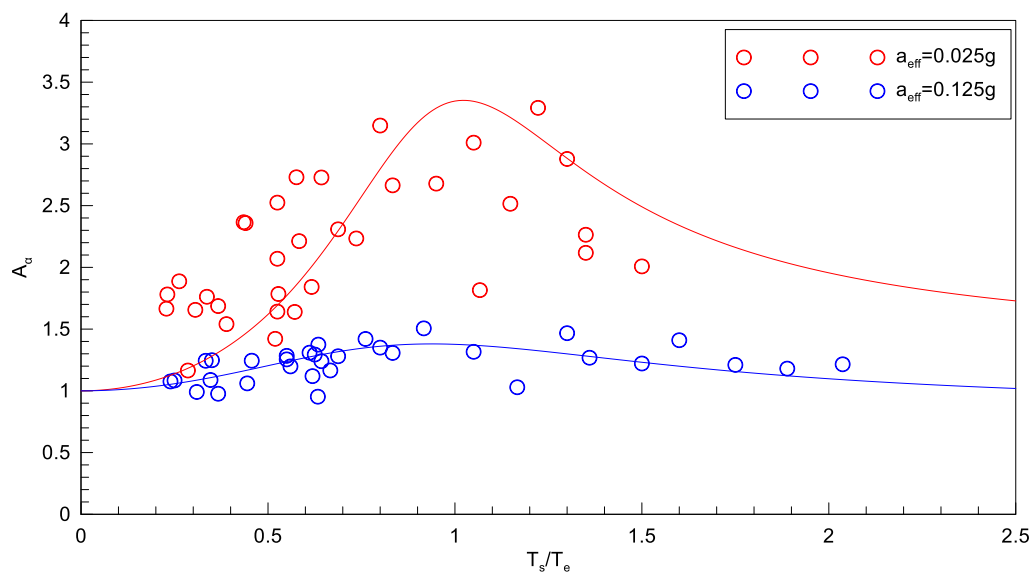
Στο Σχήμα 6.41 παρουσιάζονται οι τιμές του A_a όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (ανοιχτοί κύκλοι) και από τη σχέση (6.6) (συνεχείς γραμμές) για ενεργές επιταχύνσεις $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, αντίστοιχα. Όπως είναι εμφανές, η καμπύλη που προβλέπει το μοντέλο έχει φυσική σημασία. Συγκεκριμένα, η αρχική της τιμή για $T_s/T_e=0$ είναι πάντα μονάδα, επειδή είτε για πλήρως άκαμπτη εδαφική στήλη, είτε διαφορετικά για πολύ μεγάλη δεσπόζουσα περίοδο διέγερσης, η επιτάχυνση στην κορυφή της στρώσης ισούται με την επιτάχυνση στη βάση. Επιπλέον, για την τιμή συντονισμού $T_s/T_e=1$, η σχέση προβλέπει τη μέγιστη δυνατή ενίσχυση, ενώ μπορεί να αποδώσει ακόμη και την μείωση της ενίσχυσης με περαιτέρω αύξηση της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} (π.χ. για ένταση διέγερσης λ , που αντιστοιχεί σε $a_{eff}=0.25g$).



Σχήμα 6.39: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ιδιοπεριόδου T_s της σταθεροποιημένης στρώσης συναρτήσει του πάχους H της για $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



Σχήμα 6.40: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ιδιοπεριόδου T_s της σταθεροποιημένης στρώσης συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος στρώσης 3, 6 και 9m, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



Σχήμα 6.41: Η ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης από τη βάση στην κορυφή της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης A_a , όπως προέκυψε από τις αναλύσεις (ανοιχτοί κύκλοι) και από τη σχέση 6.5 (συνεχείς γραμμές) για $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$ αντίστοιχα.

Στα Σχήματα 6.42 έως 6.44 παρουσιάζεται το σχετικό σφάλμα R της σχέσης (6.6) για την πρόβλεψη της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_a συναρτήσει του λόγου T_s/T_e , της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} και του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης H, αντίστοιχα. Στα σχήματα αυτά απεικονίζεται και η τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους με διακεκομμένες γραμμές, η οποία είναι σχετικά μικρή ($\pm 0.21\%$). Παρατηρείται λοιπόν ότι δεν υπάρχει συστηματική επίδραση των παραμέτρων που επιδρούν στο συντελεστή A_a , ενώ και πάλι το σφάλμα είναι σχετικά μικρό και ισομοιρασμένο χωρίς κάποια εμφανή υποεκτίμηση ή υπερεκτίμηση των αριθμητικών αποτελεσμάτων.

Τέλος, για την ολοκλήρωση της μεθόδου σχεδιασμού απαιτείται και ο προσδιορισμός της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} , ή, όπως αναφέρεται πιο πριν, της κανονικοποιημένης τιμής αυτής $A_{Sap}^* = A_{Sap}/A_a$. Στατιστική επεξεργασία των τιμών A_{Sap}^* οδήγησε στον καταρτισμό της ακόλουθης σχέσης εκτίμησής τους:

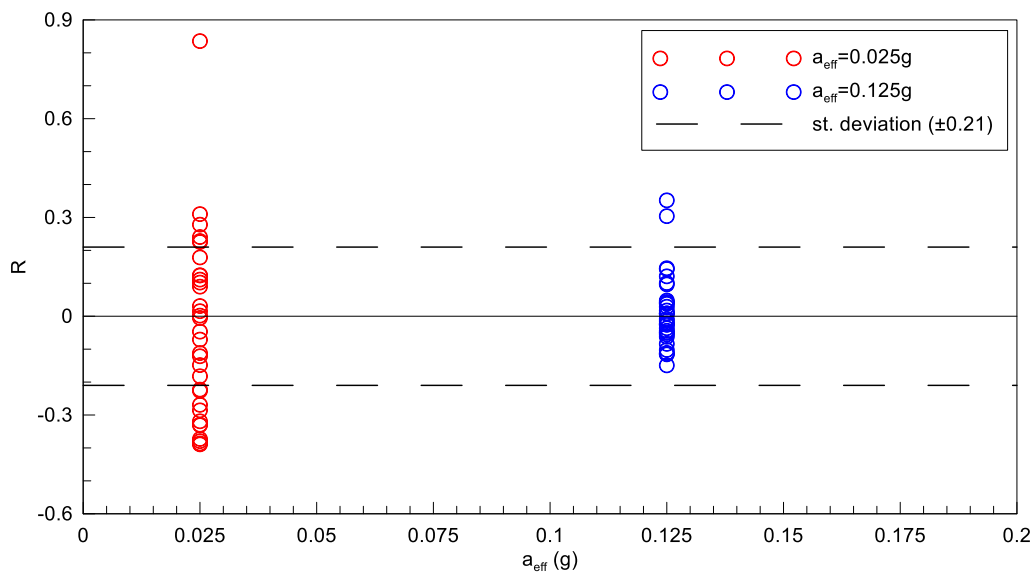
$$A_{Sap}^* = 1 + C_0 \cdot (T_s/T_e)^{C_1} \cdot (H)^{C_2} \cdot (a_{eff})^{C_3} \quad (6.7)$$

όπου $C_0=3.97$, $C_1=-1$, $C_2=0.4$ και $C_3=-0.2$

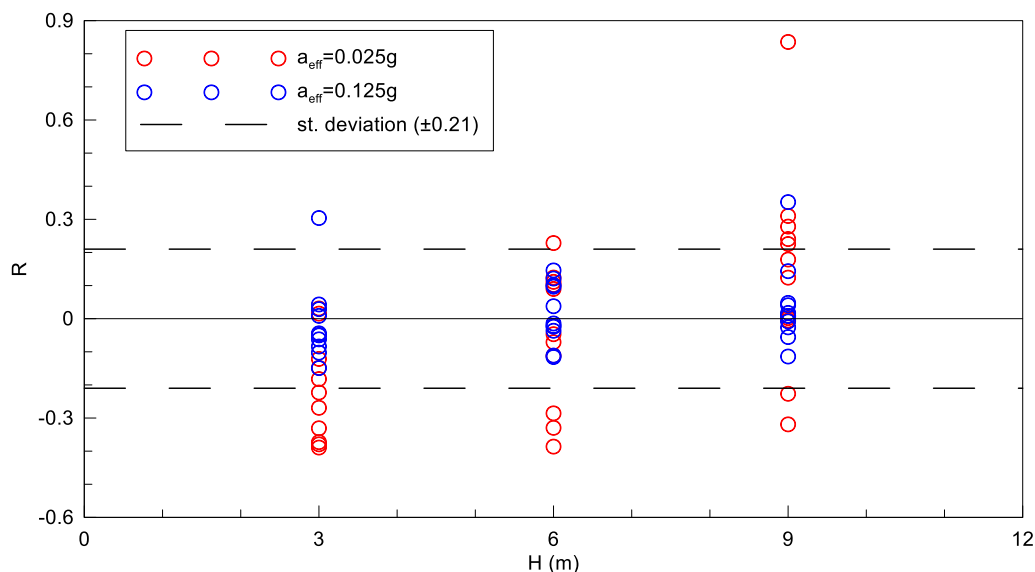
Στο Σχήμα 6.45 παρουσιάζονται οι τιμές του A_{Sap}^* συναρτήσει του λόγου T_s/T_e όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (σημεία) και από τη σχέση (6.7) (συνεχείς γραμμές) για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ και για πάχος σταθεροποιημένης στήλης 3m, 6m και 9m αντίστοιχα. Όπως είναι λογικό, η τιμή της καμπύλης για $T_s/T_e=0$ σε κάθε περίπτωση είναι ίση

με τη μονάδα, καθώς η ταλάντωση της κορυφής της στρώσης ταυτίζεται με εκείνη της βάσης (καθώς $A_\alpha=1$ για $T_s/T_e=0$). Επίσης, η προτεινόμενη σχέση λαμβάνει υπόψιν την επίδραση της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} , καθώς αυξανόμενης της ενεργού επιτάχυνσης για σταθερό ύψος στήλης H μειώνεται η τιμή του μεγέθους A_{Sap}^* , δηλαδή προσομοιώνεται η μείωση των ενισχύσεων λόγω αύξησης της μη-γραμμικότητας. Παρόμοια μειωτική επίδραση στο μέγεθος A_{Sap}^* παρατηρείται και με την αύξηση του πάχους της στήλης H για σταθερή ενεργό επιτάχυνση.

Σχήμα 6.42: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_α σε σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει του λόγου T_s/T_e , για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.

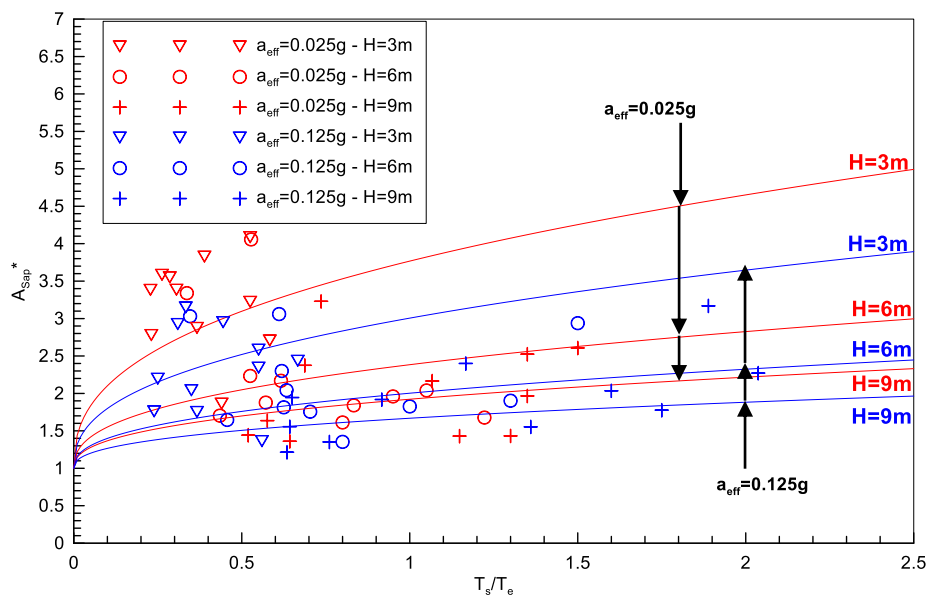


Σχήμα 6.43: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_α για σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης 3, 6 και 9m, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.

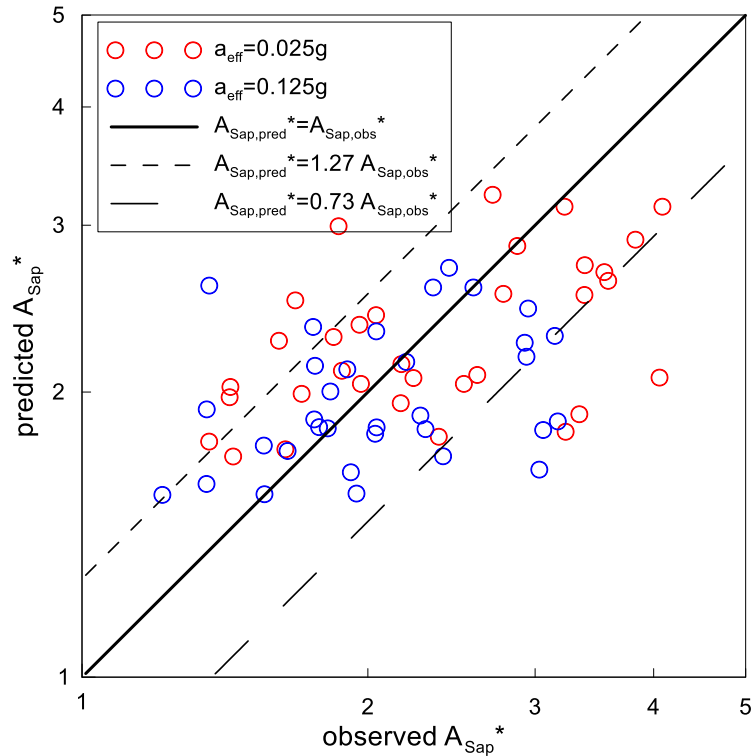


Σχήμα 6.44: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_a για σταθεροποιημένες στρώσεις, συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης H για $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.

Στο Σχήμα 6.46 εξετάζεται η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης μεθοδολογίας στην πρόβλεψη των τιμών της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap}^* . Συγκεκριμένα παρουσιάζονται οι τιμές του μεγέθους A_{Sap}^* που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις και οι τιμές που προβλέπει η σχέση (6.6) για όλες τις αναλύσεις που εκτελέστηκαν (θεωρώντας τις τιμές των T_s εκείνες από τις αναλύσεις).



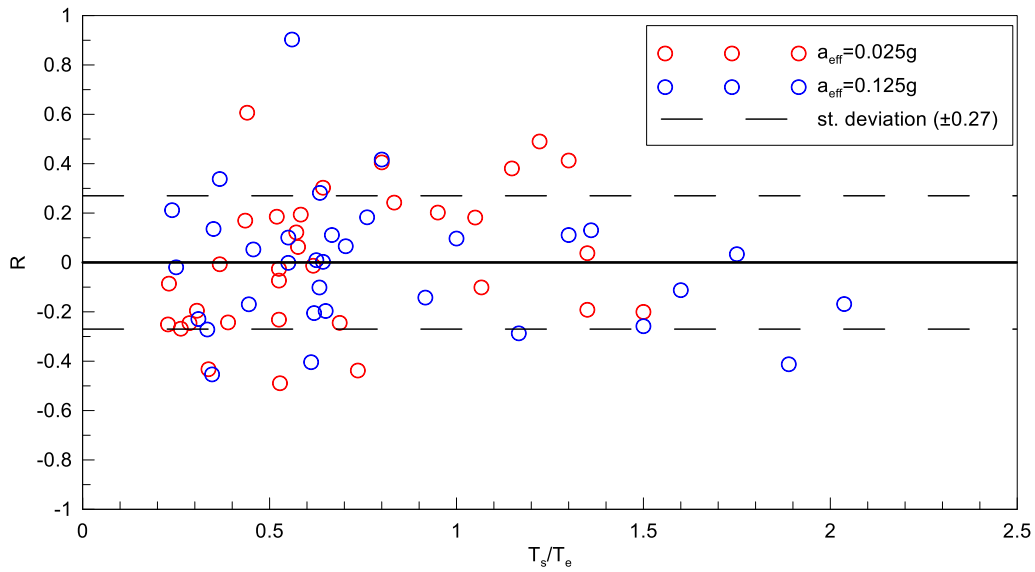
Σχήμα 6.45: Οι τιμές της κανονικοποιημένης μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap}^* συναρτήσει του λόγου T_s/T_e όπως προέκυψαν από τις αναλύσεις (σημεία) και από τη σχέση (6.7) (συνεχείς γραμμές) για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$, και για πάχος σταθεροποιημένης στήλης $3m$, $6m$ και $9m$, αντίστοιχα.



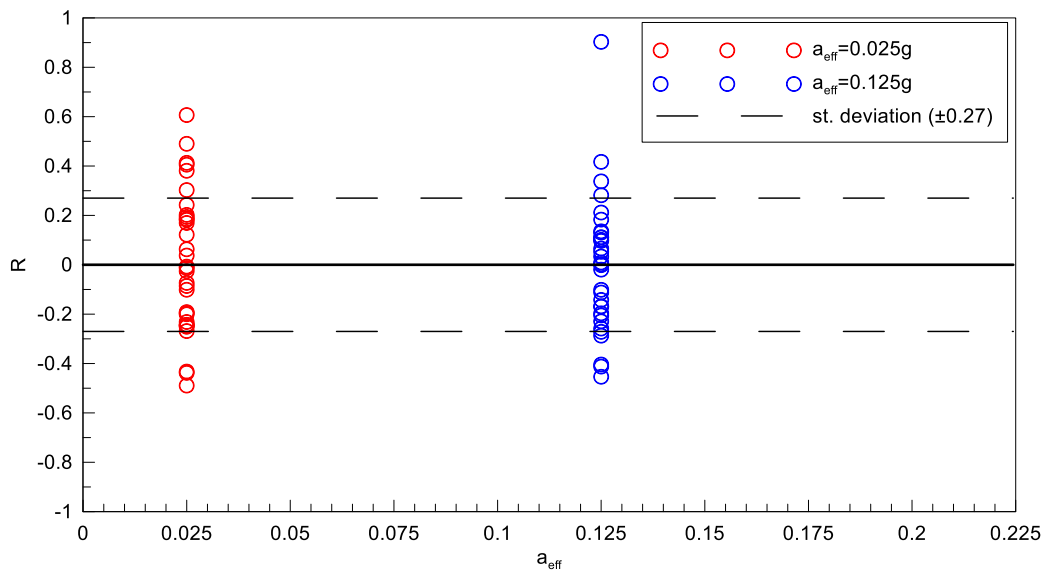
Σχήμα 6.46: Σύγκριση των τιμών του μεγέθους A_{Sap}^* που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) με τις τιμές που προβλέπει η σχέση (6.6) (predicted) θεωρώντας τις τιμές των ιδιοπεριόδων T_s από τις αναλύσεις.

Η σύγκριση είναι ικανοποιητική και το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης διερευνάται στα Σχήματα 6.47 έως 6.49, όπου το R που αφορά στην (κανονικοποιημένη) μέγιστη φασματική ενίσχυση A_{Sap}^* αποτυπώνεται ως συνάρτηση του λόγου T_s/T_e , της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} και του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης H αντίστοιχα. Στα σχήματα αυτά απεικονίζεται και η τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους με διακεκομμένες γραμμές, η οποία είναι ικανοποιητική ($\pm 27\%$). Από τα σχήματα αυτά δεν προκύπτει επίδραση των εν λόγω παραμέτρων στο σχετικό σφάλμα.

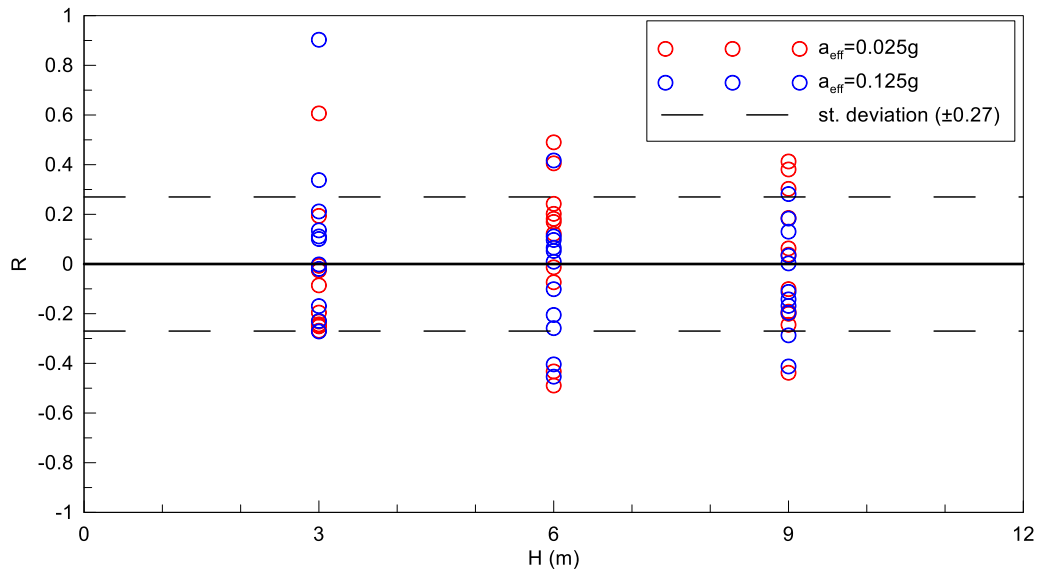
Στη συνέχεια, εξετάστηκε η αποτελεσματικότητα των σχέσεων στην πρόβλεψη της ενίσχυσης της μέγιστης επιτάχυνσης A_a σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 6.3 και 6.5 διαδοχικά και συγκρίνοντας τις τιμές που προέκυψαν με αυτές που προέκυψαν από τις αναλύσεις. Πρώτα όμως εκτιμήθηκαν οι τιμές των T_s , χρησιμοποιώντας τη σχέση 6.3 για τις σταθεροποιημένες στρώσεις πάχους H ίσου με 3m, 6m και 9m για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $a_{eff}=0.125g$. Στο Σχήμα 6.50 οι τιμές των ιδιοπεριόδων T_s που προέκυψαν από την προσεγγιστική σχέση (predicted) συγκρίνονται με τις ιδιοπεριόδους που παρατηρήθηκαν από τις αναλύσεις (observed), απ' όπου φαίνεται η εξαιρετική ακρίβεια πρόβλεψης.



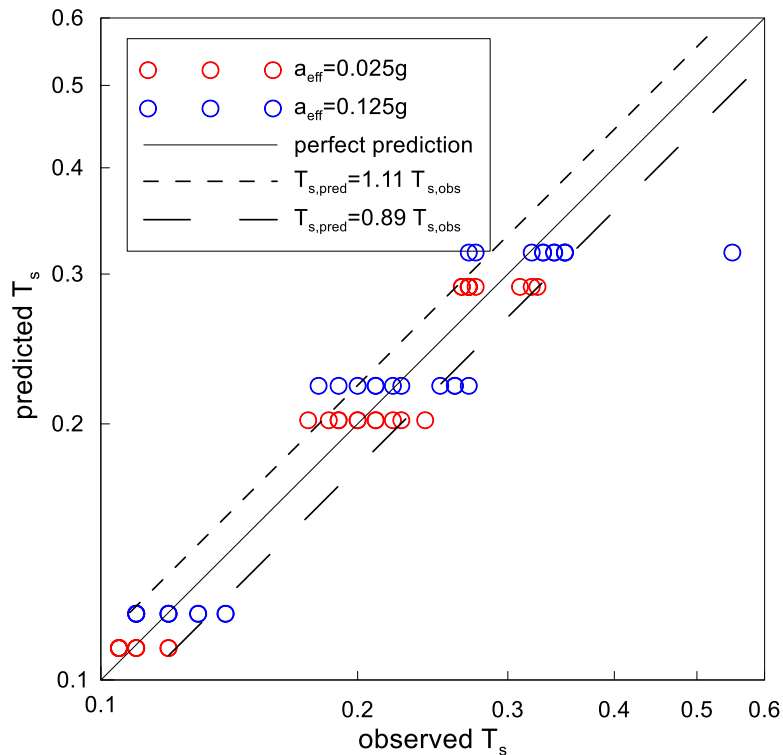
Σχήμα 6.47: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap}^* , συναρτήσει του λόγου T_s/T_e για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



Σχήμα 6.48: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap}^* , συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης 3, 6 και 9m, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.

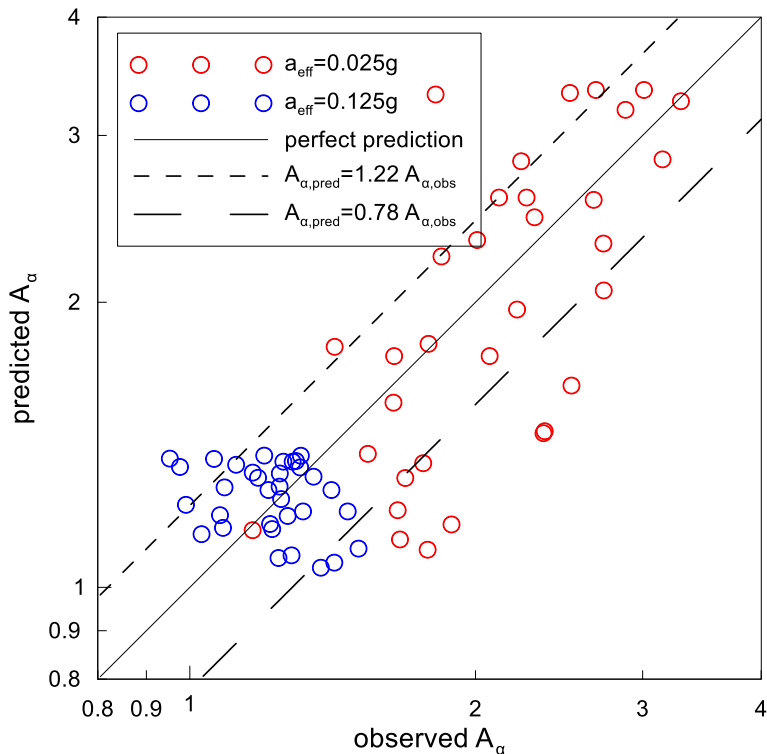


Σχήμα 6.49: Το σχετικό σφάλμα R της σχέσης εκτίμησης της (κανονικοποιημένης) μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sarp}^* , συναρτήσεως του πάχους σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης H για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



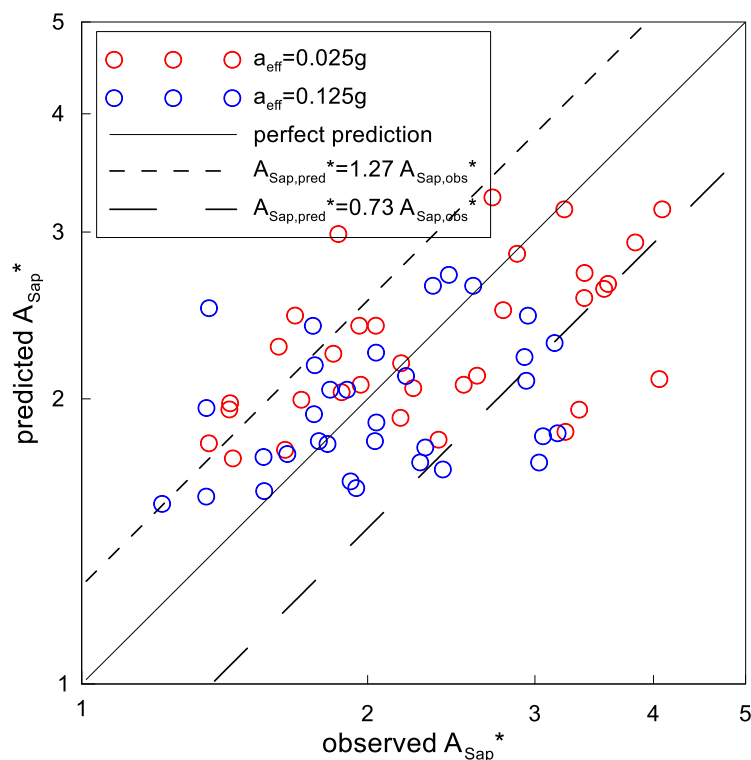
Σχήμα 6.50: Οι ιδιοπερίοδοι των σταθεροποιημένων στρώσεων πάχους 3m, 6m και 9m για $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ όπως εκτιμήθηκαν από τις αναλύσεις (observed) και όπως προέκυψαν από τη σχέση 6.3 (predicted).

Στη συνέχεια, για τις προβλεφθείσες τιμές των ιδιοπεριόδων T_s έγιναν εκτιμήσεις των ενισχύσεων της μέγιστης επιτάχυνσης A_α με χρήση της σχέσης 6.5. Στο Σχήμα 6.51 συγκρίνονται οι προβλέψεις των A_α (predicted) με τις τιμές των αναλύσεων (observed) για $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$, και προκύπτει και πάλι η ικανοποιητική ακρίβεια που είχε αποτυπωθεί στα Σχήματα 6.41 έως 6.44, καθώς η τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους παραμένει ίση με $\pm 21-22\%$.



Σχήμα 6.51: Οι ενισχύσεις της μέγιστης επιτάχυνσης A_α από τη βάση στην κορυφή των σταθεροποιημένων στρώσεων πάχους 3m, 6m και 9m για $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ όπως παρατηρήθηκαν από τις αναλύσεις (observed) και όπως προέκυψαν από τις προσεγγιστικές σχέσεις 6.3 και 6.5 (predicted).

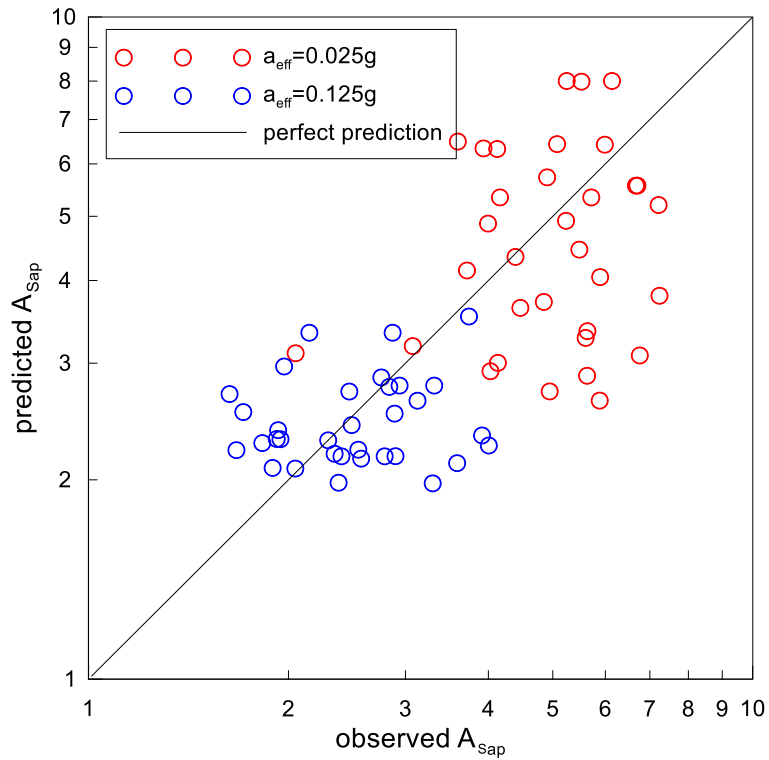
Αντίστοιχα, για τις προβλεφθείσες τιμές των ιδιοπεριόδων T_s έγιναν εκτιμήσεις των κανονικοποιημένων μέγιστων φασματικών ενισχύσεων A_{Sap}^* με χρήση της σχέσης 6.6. Στο Σχήμα 6.52 συγκρίνονται οι ως άνω προβλέψεις των A_{Sap}^* (predicted) με τις τιμές από τις αναλύσεις (observed). Προκύπτει και πάλι η ικανοποιητική ακρίβεια που είχε αποτυπωθεί στα Σχήματα 6.45 έως 6.49, καθώς η τυπική απόκλιση του λάθους παραμένει στα επίπεδα του $\pm 27\%$.



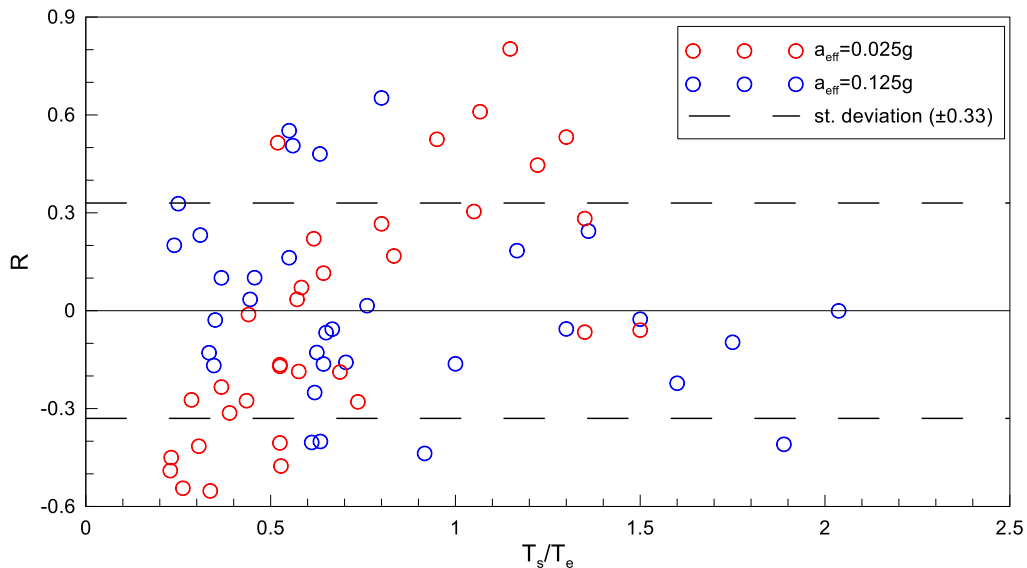
Σχήμα 6.52: Οι μέγιστες φασματικές ενισχύσεις A_{Sap}^* που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) και οι τιμές του ίδιου μεγέθους από εφαρμογή των σχέσεων 6.3 και 6.6 (predicted) για σταθεροποιημένες στρώσεις πάχους $H=3m, 6m$ και $9m$ και $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$.

Με τον πολλαπλασιασμό των εκτιμηθέντων A_{Sap}^* και A_α γίνεται δυνατή η εκτίμηση και της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} . Έτσι στο Σχήμα 6.53 συγκρίνονται οι ως άνω εκτιμηθείσες τιμές της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} (predicted) με τις αντίστοιχες τιμές των αναλύσεων (observed). Η σύγκριση είναι ικανοποιητική, αφού η τυπική απόκλιση του σχετικού σφάλματος είναι $\pm 33\%$.

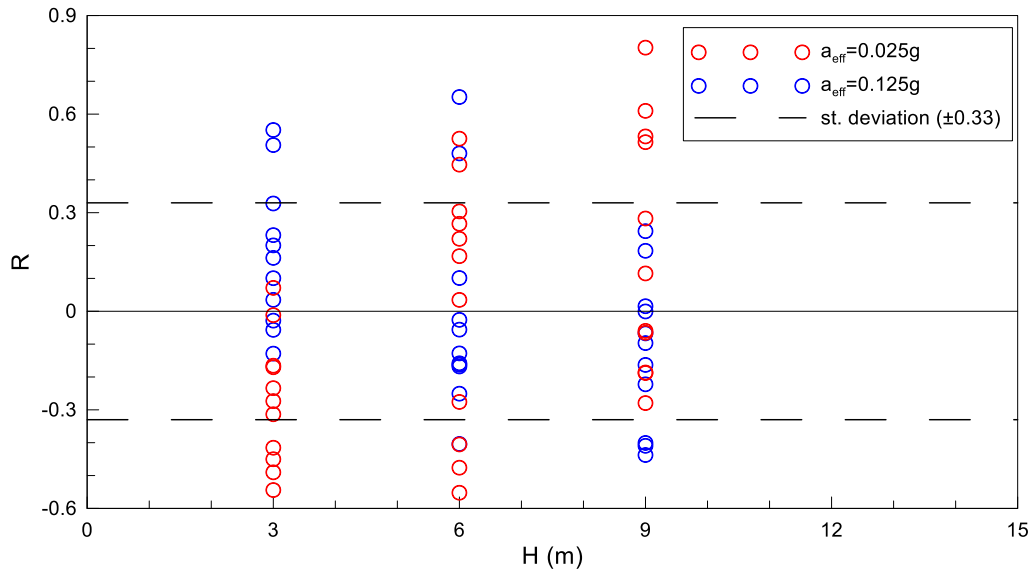
Για να διερευνηθεί αν το σχετικό σφάλμα R της εκτίμησης του A_{Sap} είναι συνάρτηση των εμπλεκόμενων παραγόντων του προβλήματος, στα Σχήματα 6.54 έως 6.56 απεικονίζεται ως συνάρτηση του λόγου T_s/T_e , του πάχους H και της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} αντίστοιχα. Η εικόνα του σχετικού σφάλματος είναι ομοιόμορφη γεγονός που υπογραμμίζει την αξιοπιστία των προτεινόμενων σχέσεων.



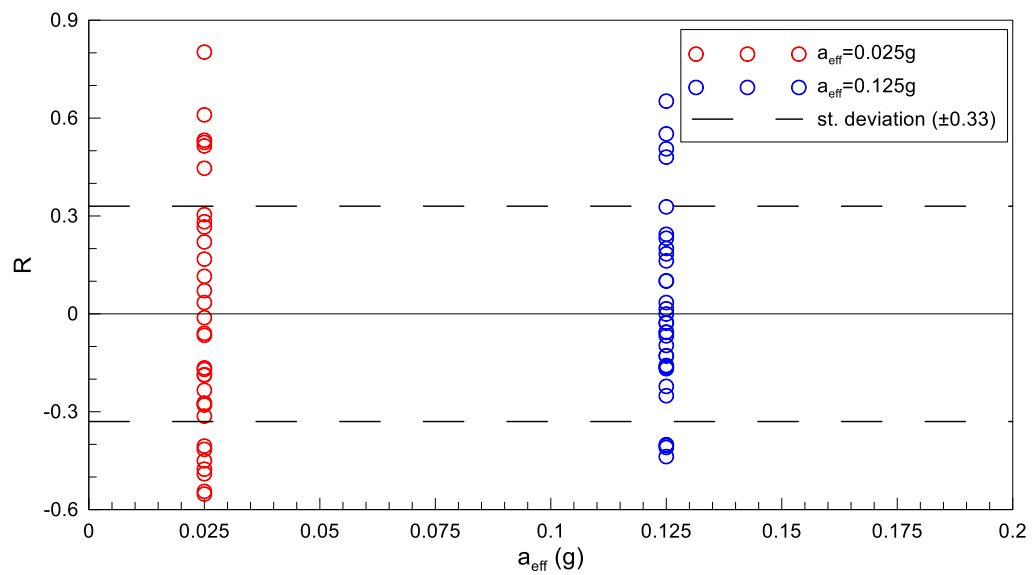
Σχήμα 6.53: Οι μέγιστες φασματικές ενισχύσεις A_{Sap} που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις (observed) και οι τιμές του ίδιου μεγέθους από εφαρμογή των σχέσεων 6.3 και 6.6 (predicted) για σταθεροποιημένες στρώσεις πάχους $H=3m, 6m$ και $9m$ και $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$.



Σχήμα 6.54: Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει του λόγου T_s/T_e όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



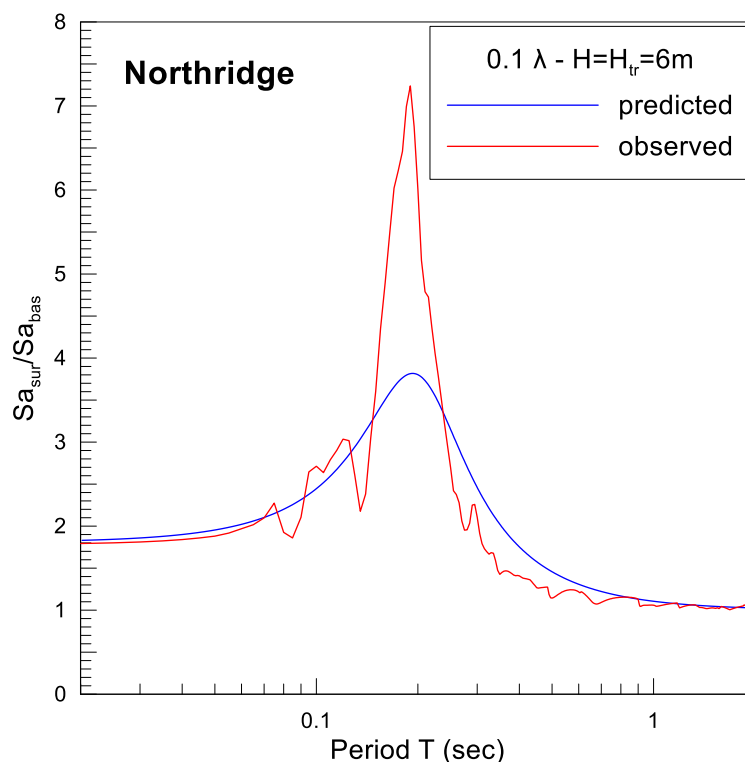
Σχήμα 6.55: Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει του πάχους σταθεροποιημένης στρώσης H για ενεργό επιτάχυνση $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.



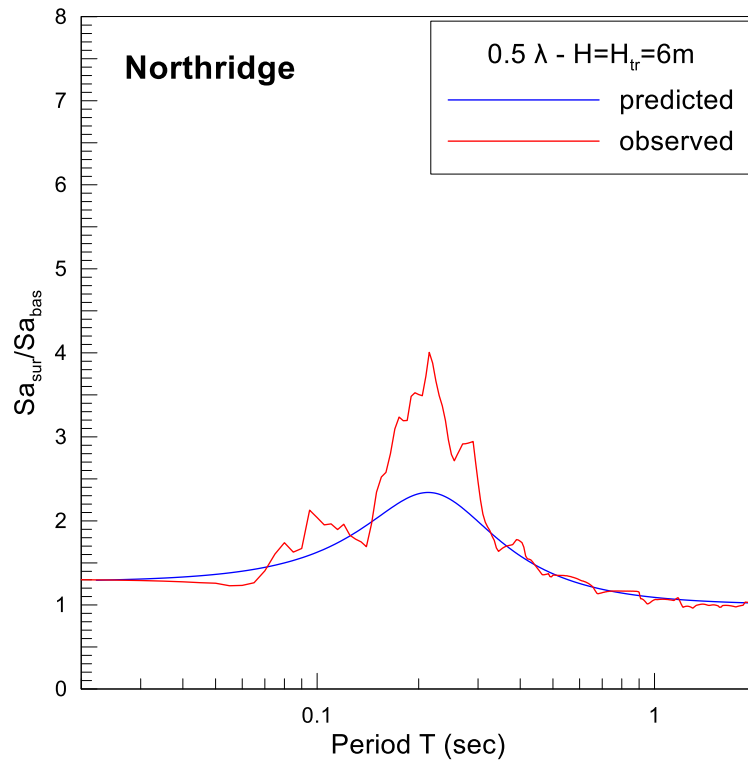
Σχήμα 6.56: Το σχετικό σφάλμα R της πρόβλεψης της μέγιστης φασματικής ενίσχυσης A_{Sap} συναρτήσει της ενεργού επιτάχυνσης a_{eff} για πάχος σταθεροποιημένης στρώσης $3m$, $6m$ και $9m$ αντίστοιχα, καθώς και η τυπική απόκλιση αυτού.

Προκειμένου να γίνει πιο κατανοητός ο τρόπος χρήσης και η αξιοπιστία προτεινόμενης μεθόδου εκτίμησης της φασματικής ενίσχυσης σταθεροποιημένων στρώσεων, ακολουθούν τρία (3) ενδεικτικά παραδείγματα εφαρμογής της και η σύγκριση τους με τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Η σύγκριση παρουσιάζεται σε όρους φασματικού λόγου επιφάνειας προς βάση της σταθεροποιημένης στήλης, ώστε να είναι συνεπής με τα σχήματα από τα αποτελέσματα των αναλύσεων που παρουσιάστηκαν εδώ.

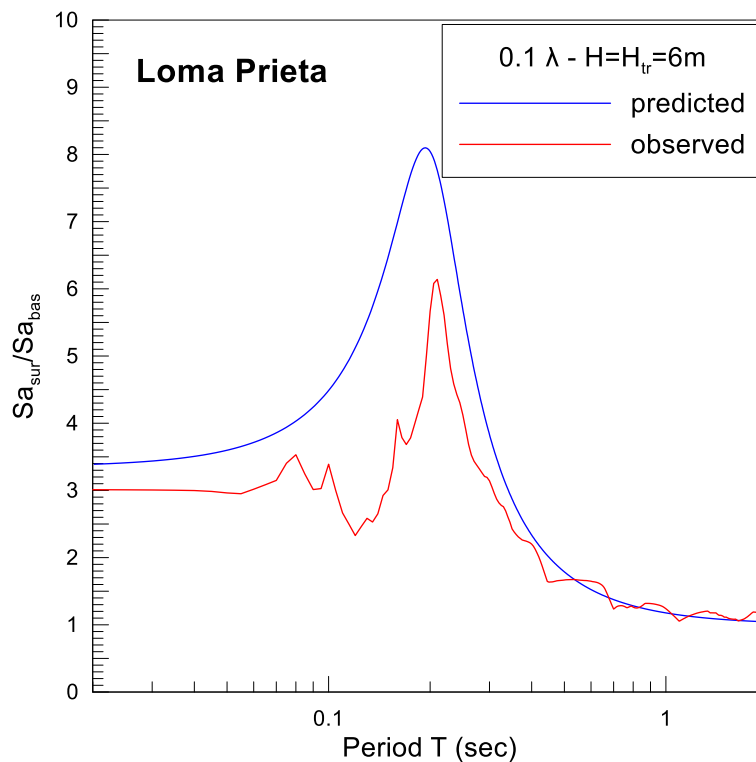
Το πρώτο παράδειγμα αφορά τη διέγερση του Northridge για λόγους συμβατότητας με τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν εδώ, και επιπλέον 2 ακόμη, η διέγερση Loma Prieta καθώς επίσης και η Coyote Lake, για τις δύο τιμές της ενεργού επιτάχυνσης $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε ήταν κοινή: Αρχικώς υπολογίστηκαν από τις σχέσεις 6.3, 6.5 και 6.6 με δεδομένη τη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης ($T_e=0.36sec$ για το Northridge και $T_e=0.2sec$ για το Loma Prieta και $T_e=0.42sec$ για τη διέγερση Coyote Lake), την ενεργό επιτάχυνση a_{eff} και το ύψος της σταθεροποιημένης στήλης $H=6m$ (ενδεικτικά), η ιδιοπερίοδος της στήλης T_s , και οι λόγοι A_α και $A_{S\alpha}^*$, αντίστοιχα. Έτσι βαθμονομήθηκε η πλήρως κανονικοποιημένη φασματική ενίσχυση $A_{S\alpha}^*$ από τη σχέση 6.2 ως προς την κανονικοποιημένη ιδιοπερίοδο της κατασκευής T/T_s , και στη συνέχεια προέκυψε η τελική φασματική ενίσχυση $A_{S\alpha}(T)$ με βάση τις προβλεφθείσες τιμές των A_α και T_s . Η καμπύλη $A_{S\alpha}(T)$ που προέκυψε συγκρίθηκε με την καμπύλη του αντίστοιχου φασματικού λόγου των εκάστοτε αναλύσεων. Έτσι, στα Σχήματα 6.57 και 6.58 απεικονίζεται η σύγκριση για τη διέγερση Northridge και $a_{eff}=0.025g$ και $0.125g$. Αντίστοιχα στα Σχήματα 6.59 και 6.60 γίνεται η σύγκριση για τη διέγερση Loma Prieta και στα Σχήματα 6.61 και 6.62 για τη διέγερση Coyote Lake.



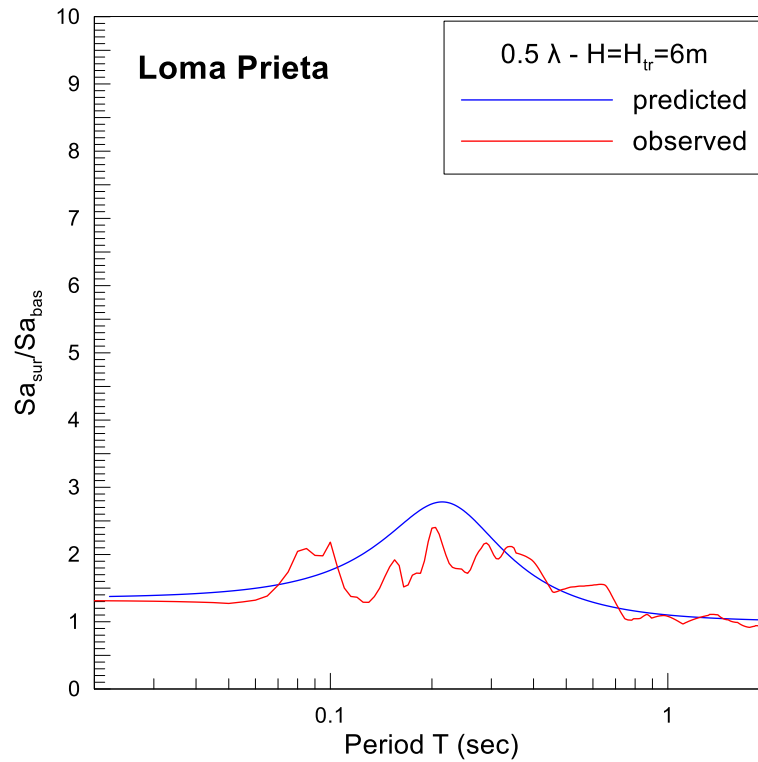
Σχήμα 6.57: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης $A_{S\alpha}$ (μπλε καμπύλη) με το λόγο $A_{S\alpha}$ όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Northridge σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη).



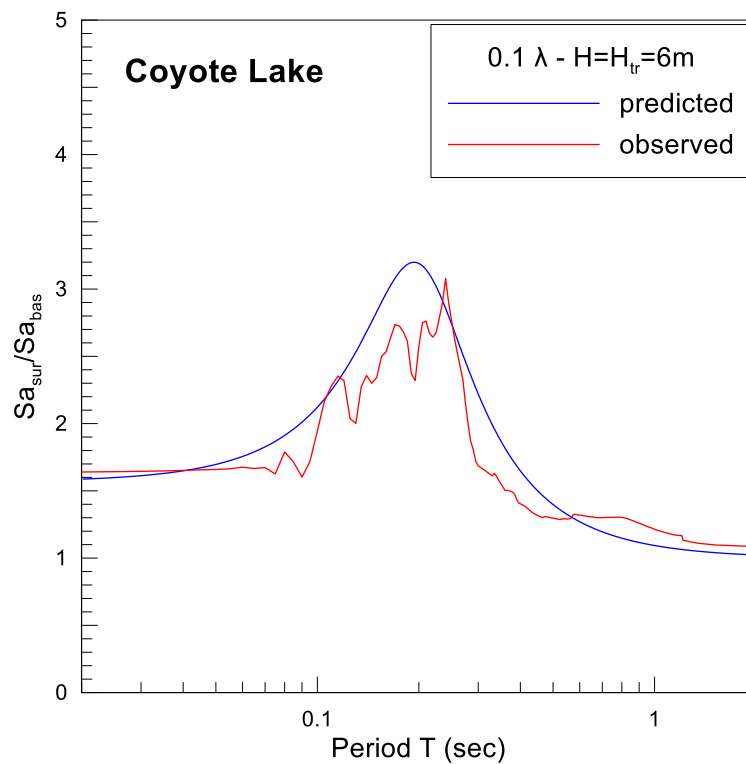
Σχήμα 6.58: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Northridge σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.125g$ (κόκκινη καμπύλη).



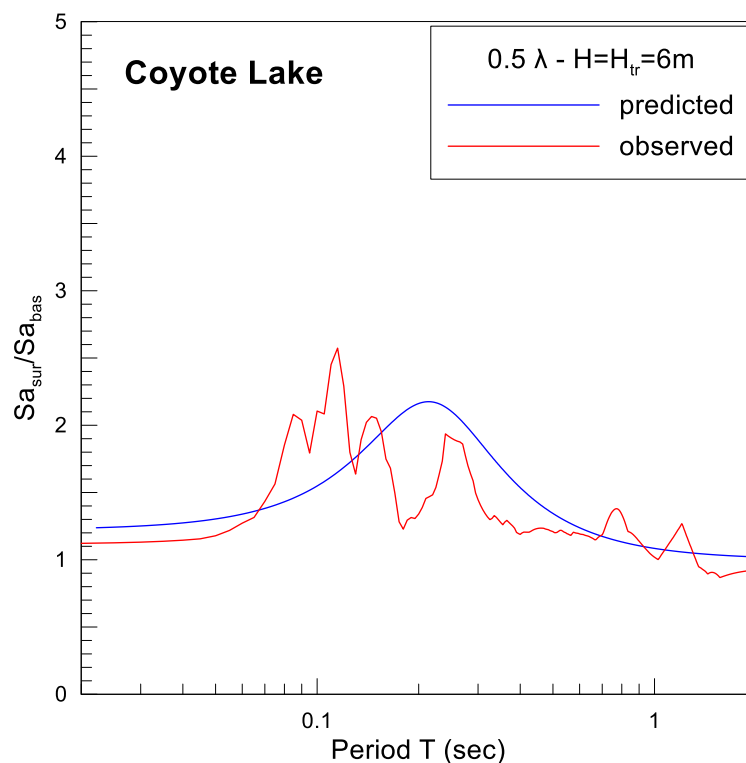
Σχήμα 6.59: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Loma Prieta σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη).



Σχήμα 6.60: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Loma Prieta σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.125g$ (κόκκινη καμπύλη).



Σχήμα 6.61: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (μπλε καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Coyote Lake σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.025g$ (κόκκινη καμπύλη).



Σχήμα 6.62: Σύγκριση εκτιμηθέντος λόγου φασματικής ενίσχυσης A_{Sa} (κόκκινη καμπύλη) με το λόγο A_{Sa} όπως προέκυψε από τις αναλύσεις για τη διέγερση Coyote Lake σε σταθεροποιημένη στήλη πάχους 6m με $a_{eff}=0.125g$ (μπλε καμπύλη).

Παρατηρείστε ότι για τη διέγερση Northridge υπάρχει υποεκτίμηση, αντίθετα με ότι προκύπτει για τη διέγερση Loma Prieta, ενώ για την πιο τυπική διέγερση Coyote Lake οι προβλέψεις είναι πιο ακριβείς. Συνολικά, από τις ενδεικτικές αυτές συγκρίσεις προκύπτει ικανοποιητική πρόβλεψη των φασματικών ενισχύσεων σταθεροποιημένων στρώσεων.

Συμπερασματικά, η προτεινόμενη μεθοδολογία δύναται να προβλέψει ικανοποιητικά τη σεισμική απόκριση σταθεροποιημένου εδάφους διαφόρων τιμών πάχους και για διάφορες περιπτώσεις διεγέρσεων, και συνεπώς μπορεί να αποτελέσει ένα βοηθητικό εργαλείο για την εφαρμογή της εν λόγω μεθόδου σταθεροποίησης εδαφών στη πράξη.

Κεφάλαιο 7

Σεισμική απόκριση επιφανειακού άκαμπτου πέδλου επί σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης

7.1 Εισαγωγή

Σύμφωνα με τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς, σε εδάφη με κίνδυνο ρευστοποίησης, η κατασκευή τεχνικών έργων με επιφανειακή θεμελίωση, είναι απαγορευτική χωρίς την εκ των προτέρων βελτίωση του εδάφους. Όπως έχει ήδη περιγραφεί, ένας εναλλακτικός τρόπος βελτίωσης του εδάφους θεμελίωσης είναι η παθητική, συγκριτικό πλεονέκτημα της οποίας είναι η ευχρηστία της σε υφιστάμενες κατασκευές, στις οποίες το έδαφος θεμελίωσης αποδεικνύεται ρευστοποιήσιμο μετά την κατασκευή.

Όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 6, η σεισμική απόκριση μερικώς ή ολικώς σταθεροποιημένης στρώσης είναι βελτιωμένη σε σχέση με αυτή του φυσικού εδάφους, καθώς αποφεύγεται η ρευστοποίηση ολικώς τουλάχιστον της επιφανειακής υπόστρωσης (όταν η βελτίωση είναι μερική). Στόχος του παρόντος κεφαλαίου είναι να διερευνηθεί η σεισμική απόκριση επιφανειακού θεμελίου το οποίο εδράζεται πάνω σε σταθεροποιημένη στρώση, καθώς οι επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι πλέον συνήθεις μορφές θεμελίωσης τουλάχιστον κτηριακών έργων, ειδικά σε παλαιότερες δεκαετίες. Επειδή για το συγκεκριμένο ζήτημα δεν υπάρχουν πειραματικά δεδομένα διαθέσιμα στη βιβλιογραφία, η μεθοδολογία που θα ακολουθηθεί είναι αμιγώς αριθμητική, ακολουθώντας την διαδικασία προσομοίωσης που αναλύθηκε και βαθμονομήθηκε σε προηγούμενα κεφάλαια. που παρουσιάστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια. Με άλλα λόγια, η σταθεροποίηση προσομοιώνεται με μείωση του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K .

7.2 Αριθμητική προσομοίωση σεισμικής απόκρισης συστήματος επιφανειακού θεμελίου-σταθεροποιημένης στρώσης

Όπως και σε προηγούμενα κεφάλαια, η προσομοίωση έγινε με χρήση του λογισμικού FLAC (Itasca Inc. 2005), ενώ χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα NTUA-SAND (Andrianopoulos et al 2010), το οποίο έχει βαθμονομηθεί κατάλληλα για άμμο Nevada (η οποία θεωρείται ότι αποτελεί το ρευστοποιήσιμο έδαφος). Το επιφανειακό θεμέλιο (πέδιλο) θεωρείται απειρομήκης λωρίδα, άρα χρησιμοποιείται ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης με κάρναβο διαστάσεων 106m επί 9m, ο οποίος παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.1. Οι ζώνες είναι μήκους 0.84m στο ελεύθερο πεδίο, ενώ κάτω από το πέδιλο ο κάρναβος είναι πυκνωμένος με ζώνες μήκους 0.5m. Καθ' ύψος οι ζώνες έχουν πλάτος 0.41m. Η στρώση του εδάφους είναι φυσική στρώση άμμου Nevada σχετικής πυκνότητας $D_r=40\%$ η οποία έχει προσομοιωθεί με το NTUA-SAND για τις μονοτονικές τιμές των παραμέτρων του (βλ. Πίνακα 7.1) και η πυκνότητα της κορεσμένης αυτής άμμου είναι $\rho_{sat}=1.91\text{Mgr/m}^3$. Το πέδιλο έχει πλάτος ίσο με 3m, και προσομοιώθηκε αβαρές με στοιχεία καλωδίου (cable elements) από κόμβο σε κόμβο, με το συντελεστή διαπερατότητας στα στοιχεία του κάρναβου που βρίσκονται σε επαφή με το πέδιλο να είναι σημαντικά μειωμένος ώστε να εμποδίζεται η ροή υγρού μέσα στο (ιδεατό) πέδιλο. Οι κόμβοι που προσομοιώνουν το πέδιλο δεσμεύτηκαν ένας προς έναν (με τη μέθοδο tied nodes) ώστε να δίνουν την ίδια οριζόντια και κατακόρυφη παραμόρφωση και να γίνει το πέδιλο άκαμπτο, παρότι αβαρές. Ακόμα, δεσμεύτηκε η οριζόντια μετακίνηση στους ίδιους κόμβους προκειμένου να προσδοθεί (απόλυτη) τραχύτητα στο πέδιλο στη διεπιφάνειά του με το έδαφος και να μην υπάρχει σχετική ολίσθηση κατά τη διάρκεια της διέγερσης. Το θεμέλιο πλάτους 3m προσομοιώνεται στην επιφάνεια του εδάφους μέσω επιβολής ομοιόμορφης πίεσης ίσης με $q(\text{KPa})$ ή κατακόρυφης ταχύτητας ίσης με v , όταν προσομοιώνεται η επιβολή κατακόρυφης μετατόπισης (καθίζησης) του θεμελίου και όχι επιβολή φορτίου. Επισημαίνεται ότι οι τάσεις αυτές επιβάλλονται σε 5 ζώνες, επομένως θεωρητικά προσομοιώνουν ένα πέδιλο πλάτους $5 \times 0.5 = 2.5\text{m}$. Παρόλα αυτά, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που ακολουθεί το FLAC (Itasca Inc. 2005), οι τάσεις αυτές προσομοιώνονται μέσω επιβολής κατακόρυφης ταχύτητας ή επιβολή ομοιόμορφης πίεσης σε συγκεκριμένους κόμβους (βλ. Σχήμα 7.2). Η ταχύτητα αυτή μεταβάλλεται γραμμικά από την τιμή της στον τελευταίο κόμβο πάνω στον οποίο επιβάλλεται σε μηδενική τιμή στον αμέσως επόμενο κόμβο. Αντίστοιχα, αν επιβάλλεται επικόμβια τάση, τότε αυτή κατανέμεται στο ήμισυ μήκος των εκατέρωθεν δύο ζωνών. Έτσι, για την εύρεση του τελικού πλάτους του πεδίου θα πρέπει να προστεθεί το μισό πλάτος από τις εκατέρωθεν ζώνες, οδηγώντας σε ένα τελικό ουσιαστικό πλάτος πεδίου ίσο με 3m.

Πίνακας 7.1: Τιμές παραμέτρων NTUA-SAND για άμμο Nevada.

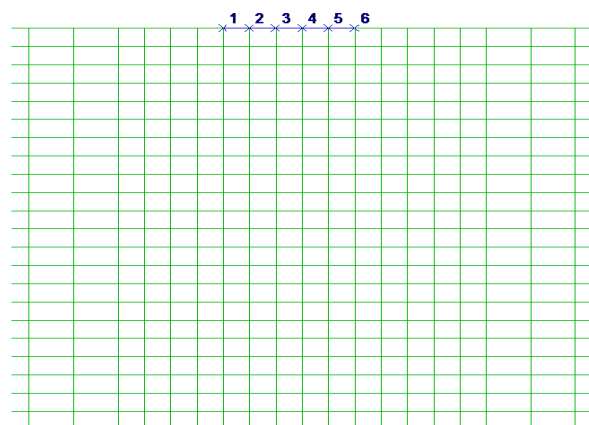
Nevada sand	
Density (Mgr/m ³)	1.52
Porosity	0.424
Permeability (m/s)	1.02e-10
e	0.737
M _c ^c	1.25
M _c ^e	0.72
(e _{cs}) _a	0.809
λ	0.022
B ₀	600 (180 για μονοτονική φόρτιση)
ν	0.33
k _c ^b	1.45
k _c ^d	0.30
γ ₁	0.00025
α ₁	0.6 (1.0 για μονοτονική φόρτιση)
A _o	0.8
h _o	15000
n _o	40000



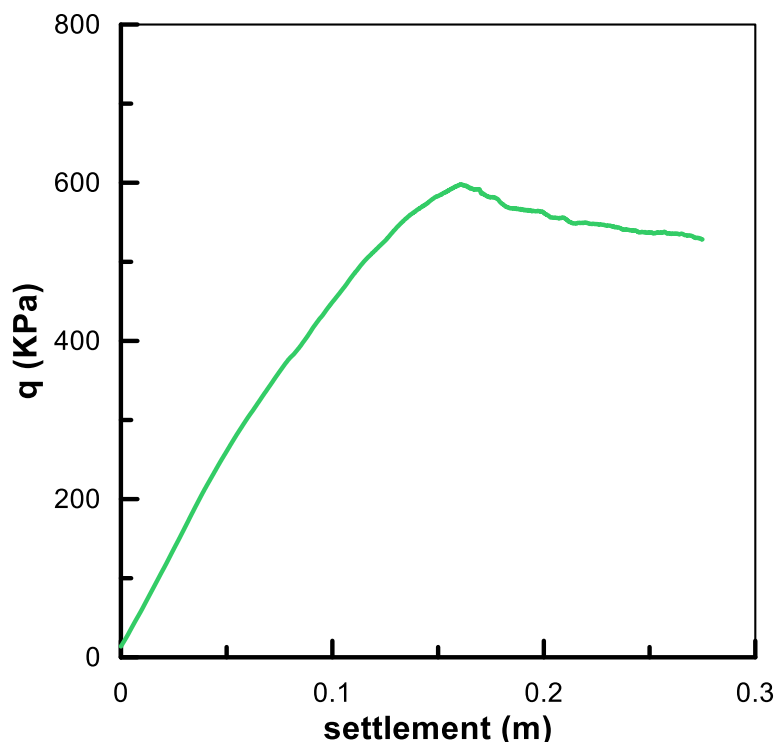
Σχήμα 7.1: Κάνναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης.

Για να εξασφαλιστεί ο πλήρης κορεσμός της στρώσης (και καθ' όλη τη διάρκεια της διέγερσης), η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ορίστηκε 1m ψηλότερα από την επιφάνεια του εδάφους και μέσω επιβολής πίεσης πόρων ίσης με 9.81KPa στην επιφάνεια. Αρχικώς, υπολογίστηκε η φέρουσα ικανότητα του πέδιλου σε φυσική στρώση άμμου Nevada με επιβολή σταθερής κατακόρυφης ταχύτητας στους 6 κόμβους του πεδίου (displacement-controlled analysis) (βλ. Σχήμα 7.2). Η ταχύτητα μετακίνησης ήταν επαρκώς μικρή ($2.5 \cdot 10^{-6}$ m/s), ώστε να επιτευχθεί σταθερή απόκριση ελαχιστοποιώντας τις μη ισορροπούσες δυνάμεις (unbalanced forces) για τη συγκεκριμένη γεωμετρία καννάβου. Το φορτίο του πεδίου που αντιστοιχεί σε κάθε βήμα μετακίνησής του υπολογίστηκε αθροίζοντας την

κατακόρυφη αντίσταση στους δεσμευμένους και μετακινούμενους κόμβους. Καθώς η παραμόρφωση επιβάλλεται με πολύ αργή ταχύτητα, η φόρτιση είναι ουσιαστικώς στατική και συνεπώς η ανάλυση γίνεται υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες (θεμελίωση επί άμμου). Η φέρουσα ικανότητα του αμμώδους εδάφους θεμελίωσης (με $D_r=40\%$) του πέδιλου πλάτους $B_f=3\text{m}$, προέκυψε ίση με $q_{ult}=601\text{KPa}$, όπως προκύπτει και από την καμπύλη φορτίου-καθίζησης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.3. Η εν λόγω φέρουσα ικανότητα θεωρήθηκε ότι δεν επηρεάζεται από τη σταθεροποίηση του εδάφους θεμελίωσης με κολλοειδή πυριτία, ούτε προκαλεί καθιζήσεις ή ανυψώσεις, αν η σταθεροποίηση πραγματοποιηθεί μετά την κατασκευή του πεδίου. Πρόκειται για μία εύλογη παραδοχή, καθώς κατά την εισαγωγή της πυριτίας, που είναι πιο συμπιεστή από το νερό, το υγρό των πόρων βρίσκεται (και παραμένει) υπό (υδρο)στατικές συνθήκες και συνεπώς παραμένει αφόρτιστο (το φορτίο της ανωδομής εξακολουθεί να αναλαμβάνεται από τον εδαφικό σκελετό).



Σχήμα 7.2: Μεγεθυμένος κάρναβος πεπερασμένων διαφορών που χρησιμοποιήθηκε στο λογισμικό FLAC (Itasca Inc. 2005) για την αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης, με έμφαση στους επιφανειακούς κόμβους όπου επιβάλλονται οι επικόμβιες δυνάμεις ή/και ταχύτητες που προσομοιώνουν τη φόρτιση του πεδίου.



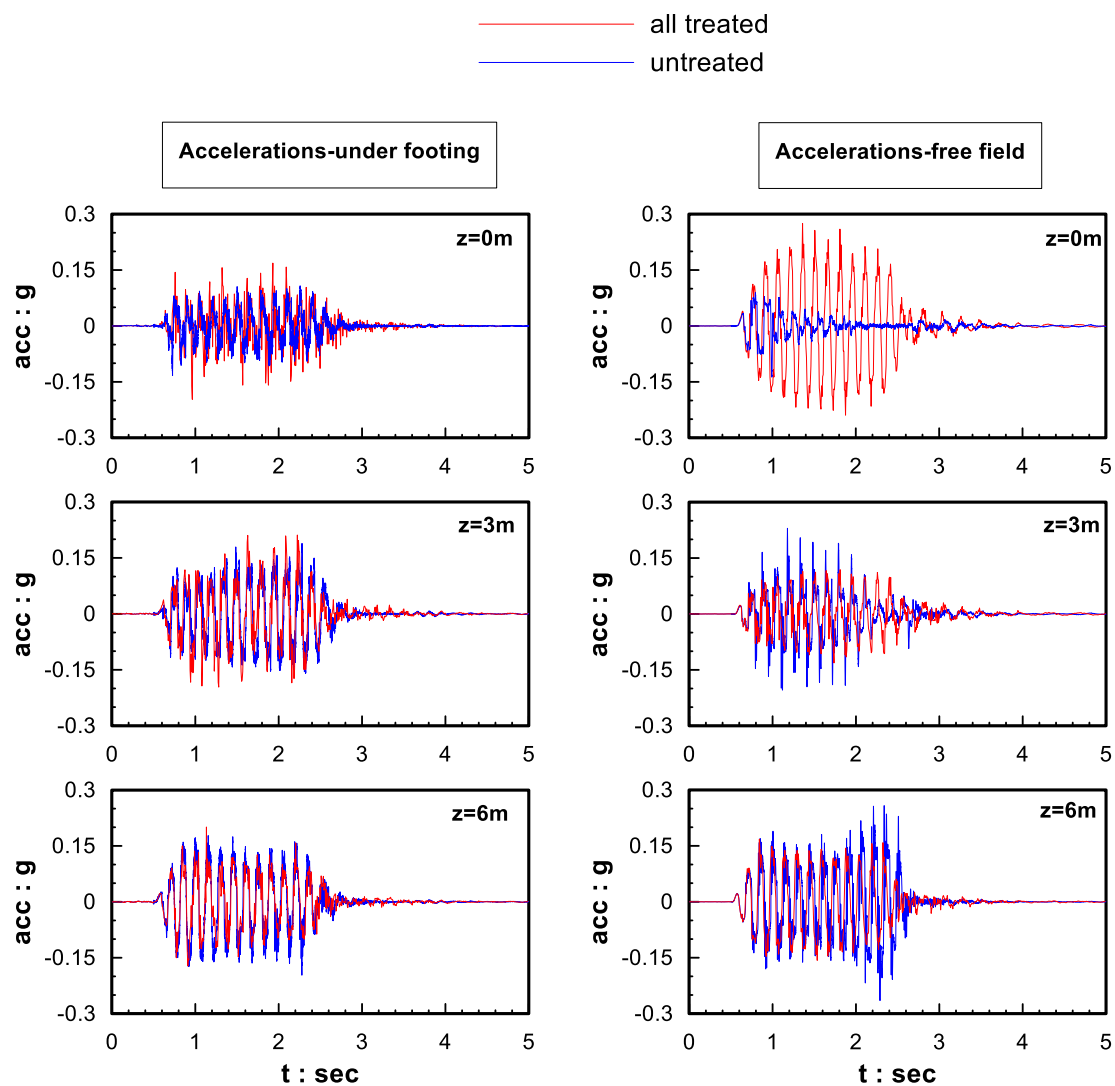
Σχήμα 7.3: Καμπύλη τάσης – καθίζησης για επιφανειακό απειρομήκης θεμέλιο πλάτους 3m επί εδαφικής στρώσης φυσικής άμμου Nevada πάχους 9m σχετικής πυκνότητας $D_r=40\%$.

Στη συνέχεια, πραγματοποιήθηκε δυναμική ανάλυση για φορτίο λειτουργίας $q=200\text{KPa}$ (τάση που επιβλήθηκε στους κόμβους του πέδιλου στατικά με stress-controlled analysis), το οποίο αντιστοιχεί σε στατικό συντελεστή ασφαλείας $FS = \frac{q_{ult}}{q} = 3$. Αυτό υπονοεί ότι η σταθεροποίηση γίνεται σε υφιστάμενη κατασκευή με στατικό $FS=3$, της οποίας το έδαφος θεμελίωσης αποδεικνύεται ρευστοποιήσιμο. Για το πέδιλο επιλέχθηκε μία πολύ μικρή τιμή διαπερατότητας ίση με 10^{-10}m/s προκειμένου να θεωρηθεί αδιαπέρατο (π.χ. σκυρόδεμα). Για τις ανάγκες του παρόντος Κεφαλαίου, έγιναν δύο αναλύσεις αναφοράς, μία για φυσική στρώση άμμου και μία για σταθεροποιημένη, τα αποτελέσματα των οποίων παρατίθενται αναλυτικά στην παράγραφο 7.3. Για το φυσικό έδαφος εισήχθη τιμή διαπερατότητας $k=3.31 \cdot 10^{-3}\text{m/s}$, (η οποία αντιστοιχεί σε μία χονδρόκοκκη άμμο), ενώ για το σταθεροποιημένο έδαφος με κολλοειδή πυριτία συγκέντρωσης $CS=7.5\%$ (μέση τιμή του αποδεκτού εύρους συγκεντρώσεων $CS=5-10\%$) εκτιμήθηκε τιμή διαπερατότητας $k_{tr}=10^{-9}\text{m/s}$ (Persoff et al 1996). Για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης της αμμώδους στρώσης χρησιμοποιήθηκε το NTUA-SAND με τις δυναμικές τιμές των παραμέτρων, που δίνονται στον Πίνακα 7.1, ενώ για τη σεισμική απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους μεταβλήθηκε το μέτρο συμπίεσης του υγρού των πόρων σύμφωνα με τη σχέση: $K=K_w/n$, όπου $n = (CS + 2.25) \cdot 100 = 975$ (Σχέση 4.1). Σημειώνεται εδώ, ότι θεωρήθηκε πως η κολλοειδής πυριτία έχει αναπτύξει το

επιθυμητό ιξώδες μ προτού επιβληθεί η σεισμική διέγερση. Στα πλευρικά σύνορα δεσμεύτηκαν καθ' ύψος οι ακραίοι κόμβοι (μέθοδος tied nodes) ώστε να δίνουν την ίδια οριζόντια και κατακόρυφη παραμόρφωση στο ίδιο ύψος. Κατόπιν, για τις δύο αναλύσεις αναφοράς επιβλήθηκε στη βάση του καννάβου ημιτονοειδής διέγερση 10 κύκλων ($n=10$), με μέγιστη τιμή επιτάχυνσης ίση με $0.15g$ και περιόδου $T_e=0.15\text{sec}$ και θεωρήθηκε αρχική απόσβεση τοπικής φύσης (local damping), δηλαδή ανεξάρτητη της συχνότητας της διέγερσης, 2% για την άμμο Nevada. Προκειμένου να διερευνηθεί περαιτέρω η επίδραση των χαρακτηριστικών της διέγερσης και του εδάφους στην απόκριση του πεδίου επί σταθεροποιημένης στρώσης, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται αναλυτικά στις παραγράφους 7.4 & 7.5.

7.3 Επίδραση πλήρους σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού θεμελίου

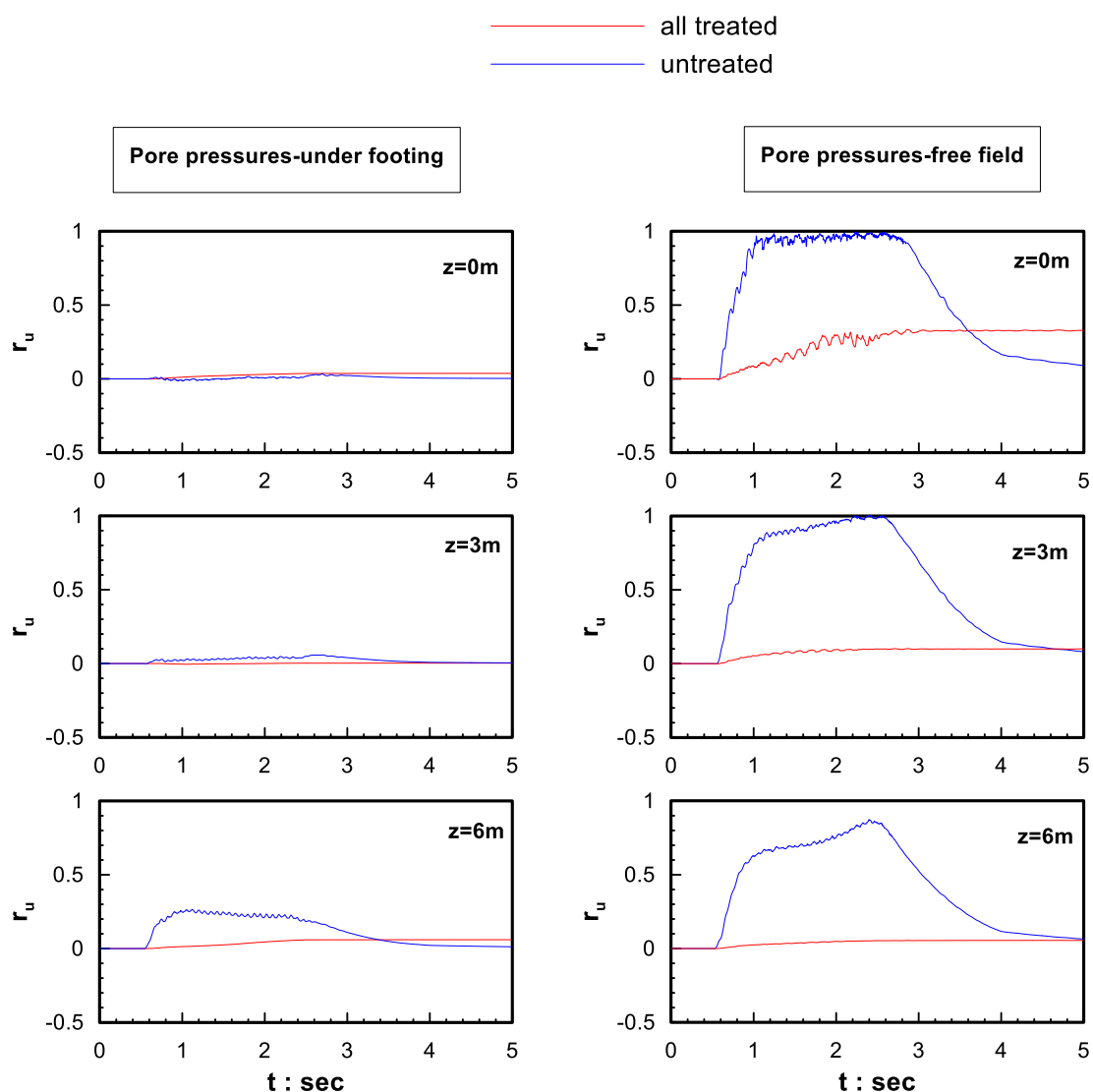
Εδώ παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δύο βασικών αναλύσεων αναφοράς για πλήρως σταθεροποιημένο και φυσικό έδαφος θεμελίωσης με τα χαρακτηριστικά διέγερσης και εδαφικής στρώσης που αναφέρθηκαν στην παράγραφο 7.2. Στο Σχήμα 7.4 συγκρίνονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στην επιφάνεια και σε βάθη 3m και 6m κάτω από το πέδιλο, καθώς και σε μεγάλη απόσταση από αυτό (περίπου 42m από το μέσον του) έτσι ώστε να αποτυπώνουν συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Παρατηρείται ότι κάτω από το πέδιλο διατηρούνται τα χαρακτηριστικά της διέγερσης τόσο για το φυσικό όσο και για το σταθεροποιημένο έδαφος, με μια μικρή απομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης στην επιφάνεια στην πρώτη περίπτωση. Αντίθετα, στο ελεύθερο πεδίο το σταθεροποιημένο έδαφος εμφανίζει ενίσχυση της επιτάχυνσης πλησίον της επιφάνειας, ενώ το φυσικό εμφανίζει έντονη απομείωση της ταλάντωσης. Η συμπεριφορά επεξηγείται από τις χρονοϊστορίες του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (Σχήμα 7.5), από όπου φαίνεται ότι προκύπτει ρευστοποίηση του φυσικού εδάφους σε βάθη $z \leq 3\text{m}$ και ειδικά πλησίον της επιφάνειας, σε αντίθεση με το σταθεροποιημένο όπου οι υπερπιέσεις είναι πρακτικώς μηδαμινές παντού. Τονίζεται εδώ ότι η μειωμένη τιμή του λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u κάτω από το πέδιλο συγκριτικά με την αντίστοιχη τιμή του στο ελεύθερο πεδίο οφείλεται στην αύξηση της ενεργού κατακόρυφης τάσης σ'_v λόγω του φορτίου ανωδομής του πεδίου τόσο στο φυσικό όσο και στο σταθεροποιημένο.



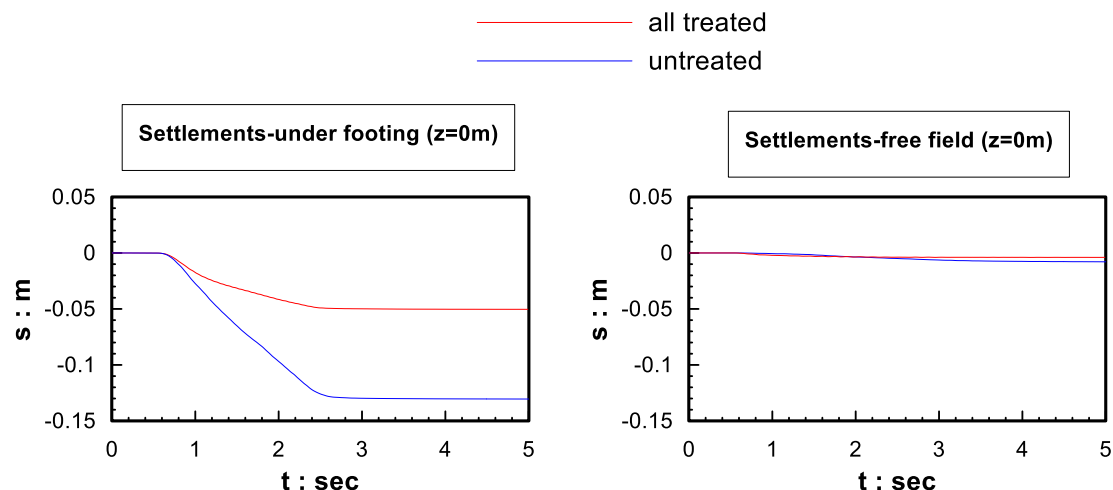
Σχήμα 7.4: Σύγκριση χρονοϊστοριών επιταχύνσεων σε διάφορα βάθη κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) για σταθεροποιημένη (κόκκινο) και φυσική (μπλε) εδαφική στρώση ύψους 9m.

Στο Σχήμα 7.6 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των καθιζήσεων στην επιφάνεια κάτω από το πέδιλο και στο ελεύθερο πεδίο. Παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις κάτω από το πέδιλο προκύπτουν κατά τη διάρκεια της δόνησης λόγω διατμητικής φόρτισης και όχι λόγω αποτόνωσης υπερπιέσεων μετά το τέλος της. Είναι σαφώς μεγαλύτερες για τη φυσική σε σχέση με τη σταθεροποιημένη άμμο, η οποία δείχνει σημαντικά βελτιωμένη συμπεριφορά. Μάλιστα η απόλυτη τιμή της τελικής καθίζησης στην περίπτωση της φυσικής στρώσης κρίνεται απαγορευτικά μεγάλη (περίπου 13cm) για την ομαλή λειτουργία της κατασκευής σε αυτήν την αναφορά ανάλυσης, σε αντίθεση με αυτήν στην περίπτωση του σταθεροποιημένου εδάφους που είναι εντός, εν δυνάμει αποδεκτών, ορίων (περίπου 4cm). Επίσης, προκύπτουν σχεδόν μηδενικές καθιζήσεις στο ελεύθερο πεδίο όπου δεν υπάρχει

επιφόρτιση και στατικές διατμητικές τάσεις ισορροπίας, και αυτό τόσο για το φυσικό όσο και για το σταθεροποιημένο έδαφος. Το γεγονός ότι είναι ασήμαντες οι καθιζήσεις ελεύθερου πεδίου συγκριτικά με εκείνες κάτω από το πέδιλο είναι αναμενόμενο, και με βάση πειραματικά αποτελέσματα (για φυσικά εδάφη π.χ. σύγκριση Velacs No. 1 έναντι Velacs No. 12, βλ. Andrianoopoulos et al 2010). Όμως το ότι οι καθιζήσεις αυτές είναι πρακτικώς μηδενικές αποδίδεται και στην αδυναμία του NTUA-SAND να προβλέψει σημαντικές πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις χωρίς σημαντική μεταβολή του λόγου αποκλινοσών προς μέσων ενεργών τάσεων ($\eta=q/p$), όπως η φόρτιση ελεύθερου πεδίου.



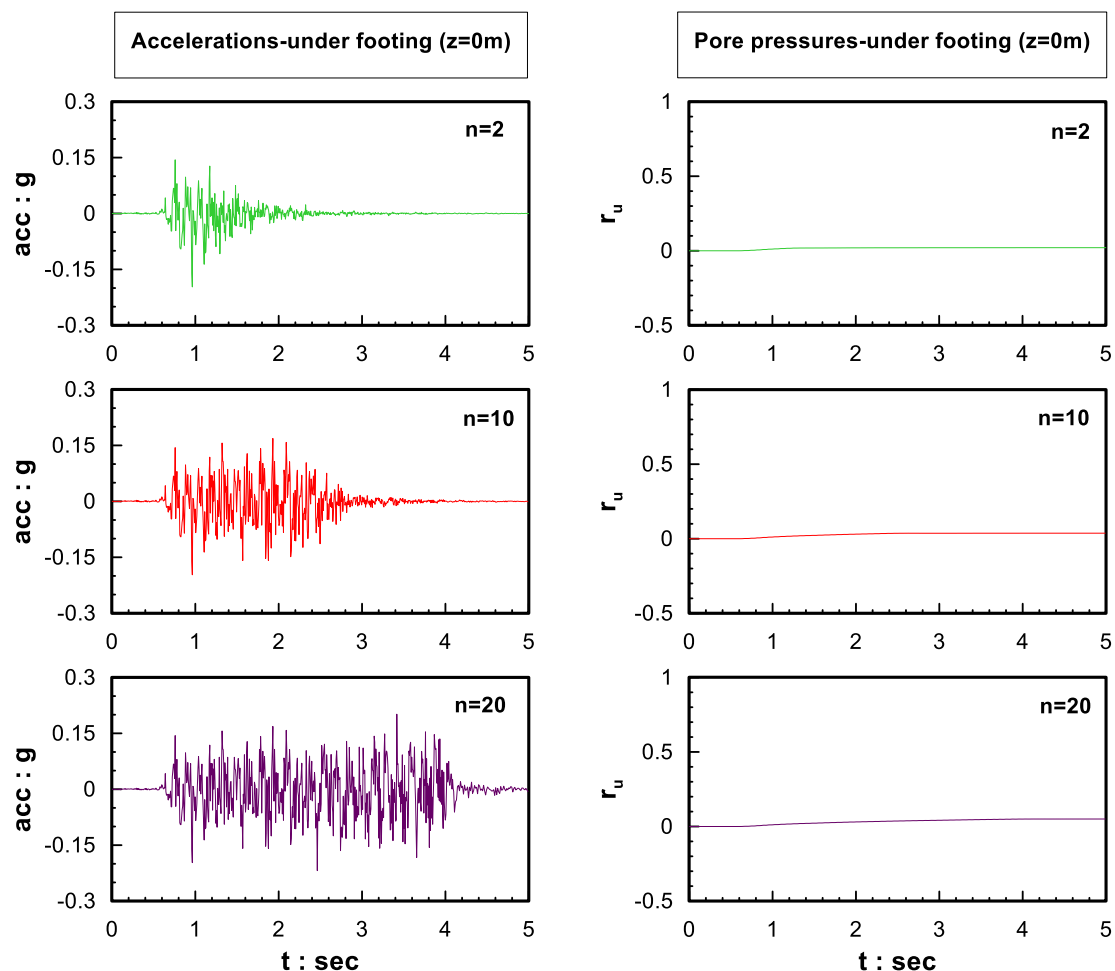
Σχήμα 7.5: Σύγκριση χρονιοιστορίων του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u σε διάφορα βάθη κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) για σταθεροποιημένη (κόκκινο) και φυσική (μπλε) εδαφική στρώση ύψους 9m.



Σχήμα 7.6: Σύγκριση χρονοϊστοριών καθιζήσεων κάτω από το πέδιλο (αριστερή στήλη) και στο ελεύθερο πεδίο (δεξιά στήλη) στην επιφάνεια της σταθεροποιημένης (κόκκινο) και φυσικής (μπλε) εδαφικής στρώσης ύψους 9m.

7.4 Επιδράσεις χαρακτηριστικών διέγερσης στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων επί πλήρως σταθεροποιημένης στρώσης

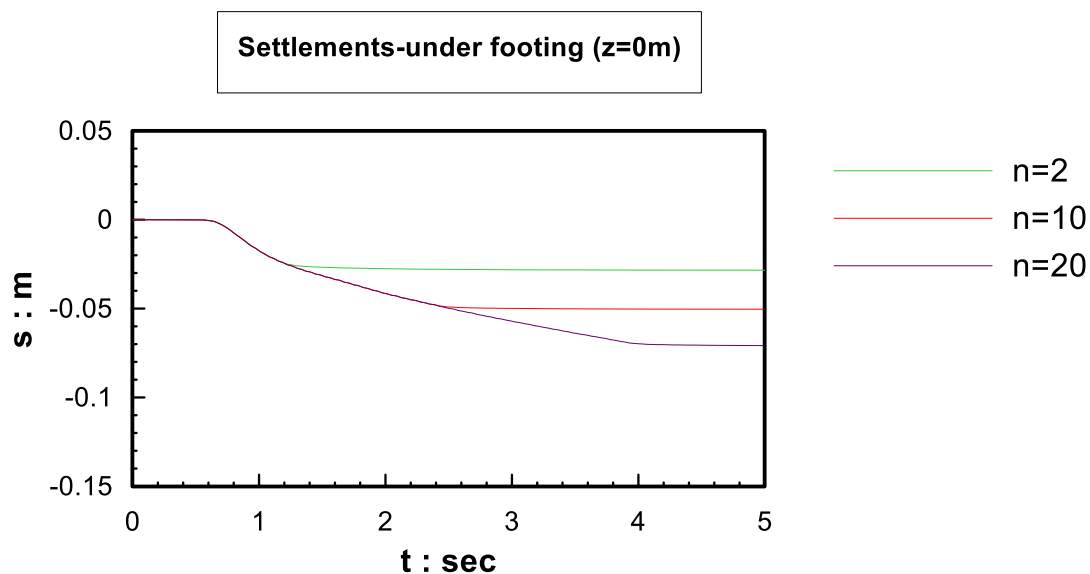
Προκειμένου να διερευνηθούν οι επιδράσεις των χαρακτηριστικών της διέγερσης και της στρώσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού πεδίου επί σταθεροποιημένου εδάφους, έγιναν επιπλέον αναλύσεις με κατάλληλη τροποποίηση της εκάστοτε παραμέτρου στην ανάλυση αναφοράς για σταθεροποιημένη άμμο (βλ. παράγραφο 7.3). Αρχικά διερευνήθηκε η επίδραση του αριθμού κύκλων n της διέγερσης. Στο Σχήμα 7.7 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου εδάφους-πεδίου για αριθμό κύκλων διέγερσης $n=2, 10$ (ανάλυση αναφοράς) και 20, ενώ στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες καθιζήσεων του πεδίου. Όσον αφορά τις επιταχύνσεις και την ανάπτυξη των υπερπίεσεων πόρων, η μεταβολή αυτής της παραμέτρου δεν καταδεικνύει σημαντική διαφοροποίηση στη σεισμική απόκριση κάτω από το πέδιλο (π.χ. μέγιστες επιταχύνσεις 0.2g, μηδενικές τιμές r_u). Όπως είναι αναμενόμενο, ο αριθμός κύκλων έχει αυξητική επίδραση στην ανάπτυξη καθιζήσεων πεδίου επί σταθεροποιημένου εδάφους κατά ποιοτική αντιστοιχία με συμπεριφορά επί φυσικής στρώσης. Ωστόσο η επίδραση αυτή ποσοτικά δεν είναι ιδιαίτερως έντονη και οδηγεί σε μικρές διαφοροποιήσεις στις απόλυτες τιμές των καθιζήσεων, οι οποίες αγγίζουν για το μέγιστο αριθμό κύκλων ($n=20$) την τιμή 7cm. Ενδιαφέρον παρουσιάζει επίσης ότι ποσοστιαία η επίδραση του αριθμού κύκλων στην καθίζηση δεν είναι γραμμική, π.χ. για πενταπλασιασμό των κύκλων από $n=2$ σε $n=10$ οι καθιζήσεις απλώς διπλασιάζονται.



Σχήμα 7.7: Η επίδραση του αριθμού των κύκλων της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η επίδραση της έντασης της διέγερσης. Στο Σχήμα 7.9 απεικονίζονται οι ιστορίες επιταχύνσεων και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου εδάφους-πεδίου για μέγιστες τιμές επιτάχυνσης βάσης $PGA=0.10g$, $0.15g$ και $0.35g$, ενώ στο Σχήμα 7.10 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες ιστορίες καθιζήσεων του πεδίου επί της πλήρως σταθεροποιημένης στρώσης. Αυξανόμενης της έντασης της διέγερσης παρατηρείται σε όρους επιταχύνσεων μία μικρή απομείωση της επιτάχυνσης στην κορυφή της στήλης (λόγω αυξανόμενης απόσβεσης), ενώ δεν προκύπτει ουσιαστικά καμία επίδραση σε όρους υπερπιέσεων πόρων, οι οποίες παραμένουν σχεδόν μηδενικές ακόμη και για τη μέγιστη τιμή επιτάχυνσης βάσης. Ωστόσο, σε όρους καθιζήσεων η επίδραση της έντασης διαφαίνεται εντονότερη, καθώς αύξησή της οδηγεί σε μεγαλύτερη συσσώρευση πλαστικών παραμορφώσεων κάτω από το πέδιλο και

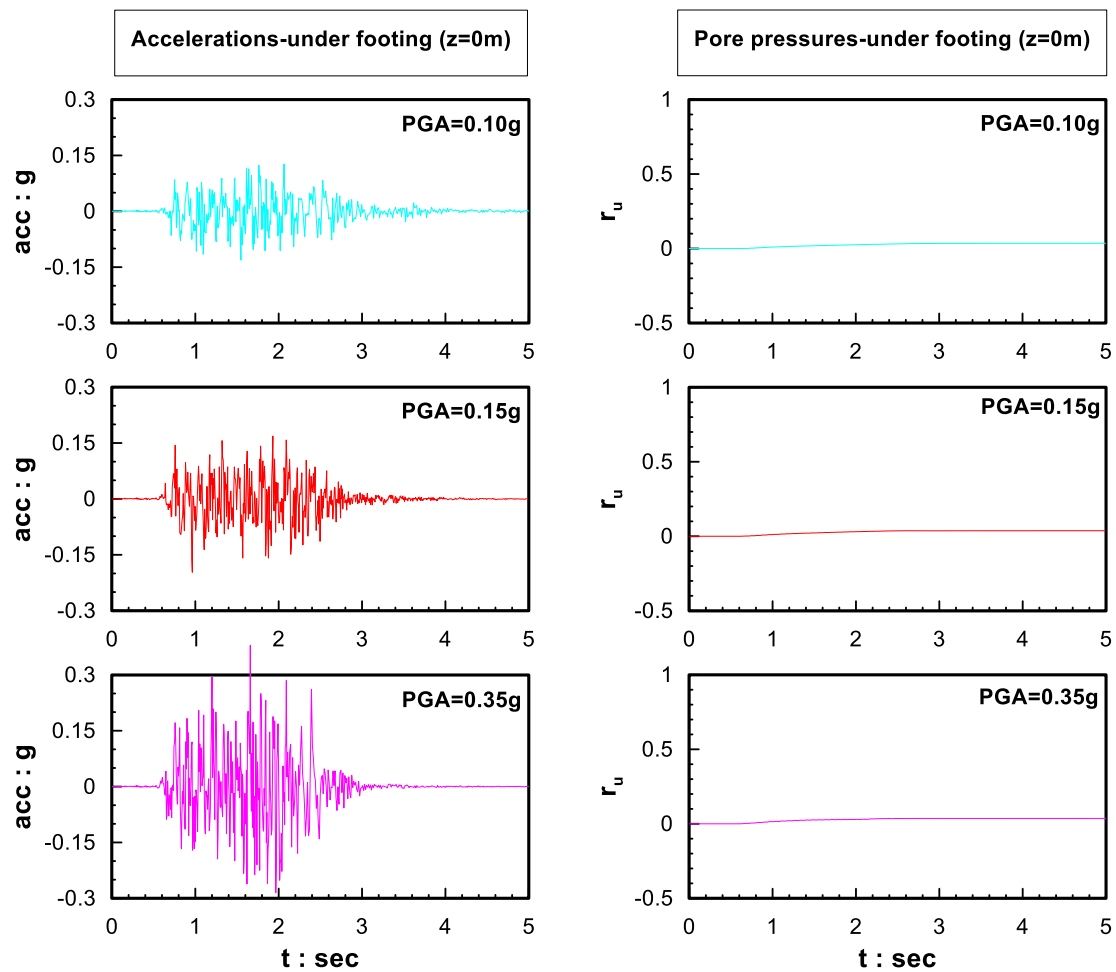
συνολικά μεγαλύτερες καθιζήσεις. Μάλιστα για $PGA=0.35g$ η τελική τιμή καθιζήσης ανέρχεται σε 12cm και κρίνεται μη λειτουργική.



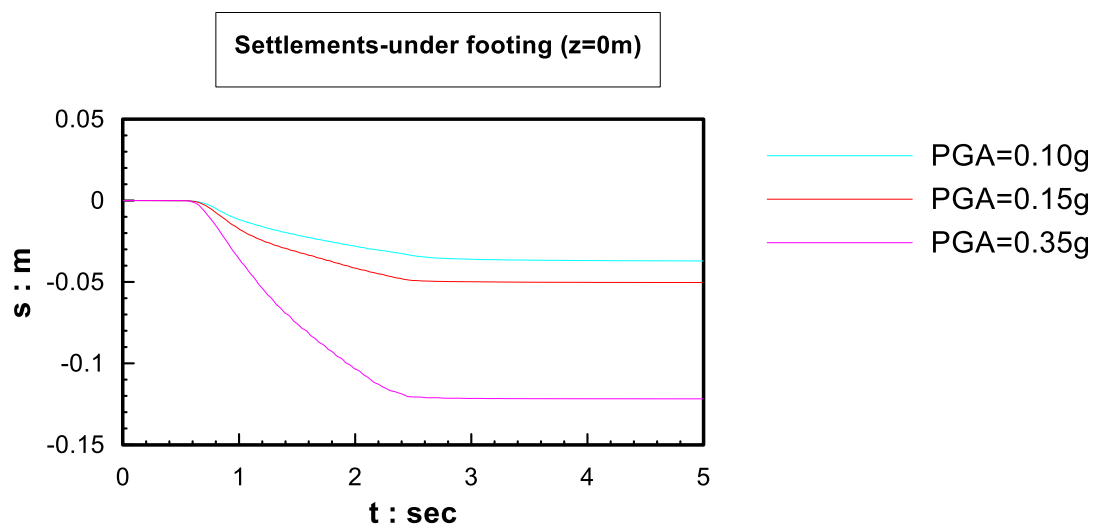
Σχήμα 7.8: Η επίδραση του αριθμού των κύκλων της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων.

Υπογραμμίζεται βέβαια ότι η βαθμονόμηση της μεθοδολογίας επί τη βάση δοκιμών φυγοκεντριστή (Gallagher et al 2007, Conlee et al 2012) έχει βασιστεί σε μικρότερης έντασης διεγέρσεις (0.10-0.15g) συγκριτικά με τη μέγιστη τιμή ($PGA=0.35g$) που οδήγησε σε απαγορευτικές καθιζήσεις των 12cm. Συνεπώς το μέγεθος αυτών θέλει περαιτέρω διερεύνηση σε ό,τι αφορά στην εφαρμογή της παθητικής σταθεροποίησης στην πράξη σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας.

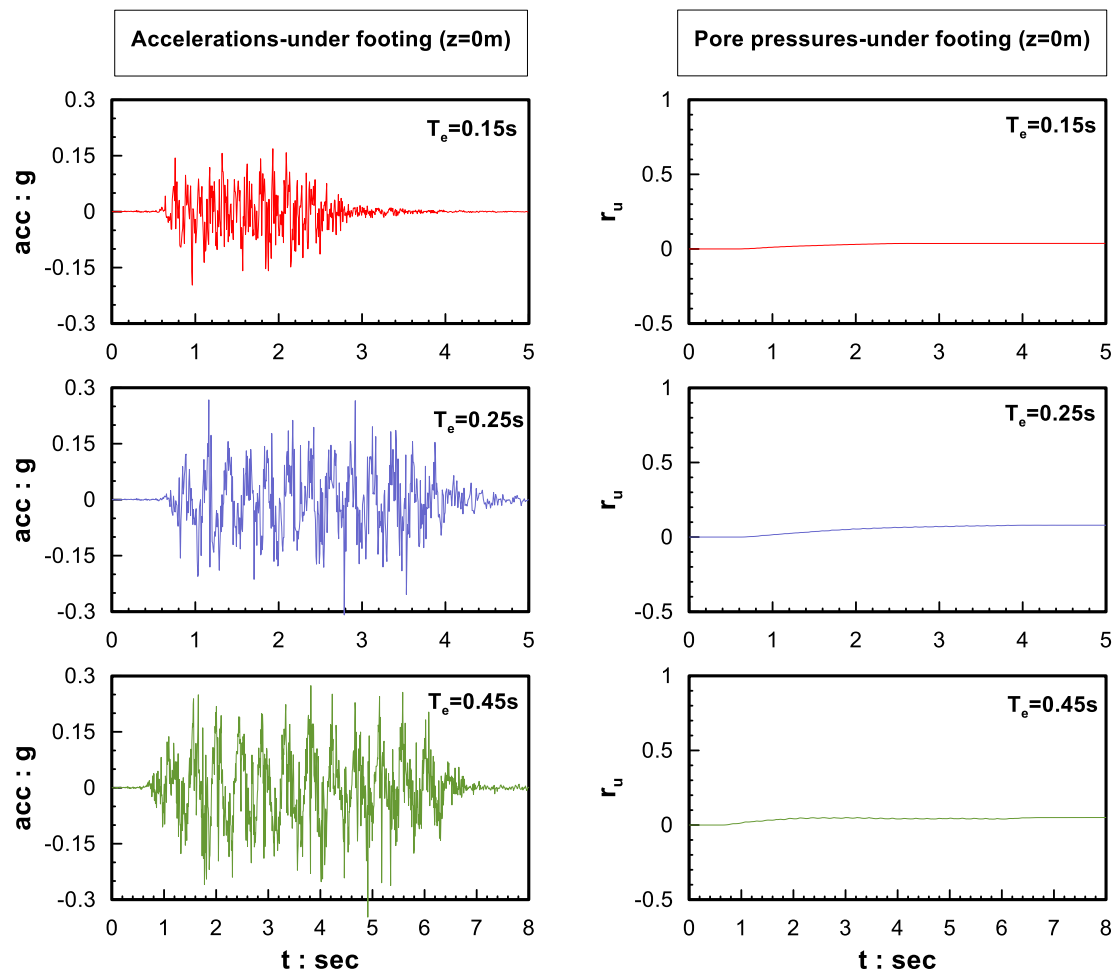
Στο Σχήμα 7.11 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου εδάφους-πεδίου για διαφορετικές τιμές δεσπόζουσας περιόδου $T_e=0.15sec$, $0.25sec$ και $0.45sec$, ενώ στο Σχήμα 7.12 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες καθιζήσεων του πεδίου επί σταθεροποιημένης στρώσης. Σε όρους επιταχύνσεων, το σταθεροποιημένο έδαφος εμφανίζει αύξηση της ενίσχυσης των επιταχύνσεων που φτάνουν στο πέδιλο, αυξανόμενης της περιόδου T_e της διέγερσης. Αυτή η αύξηση της ενίσχυσης σχετίζεται με την ιδιοπερίοδο του σταθεροποιημένου εδάφους και την εκτός φάσης ταλάντωση για $T_e=0.15sec$ συγκριτικά με τις πιο χαμηλόσυχνες διεγέρσεις. Οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u εξακολουθούν να έχουν σχεδόν μηδενικές τιμές, ανεξαρτήτως της περιόδου της διέγερσης.



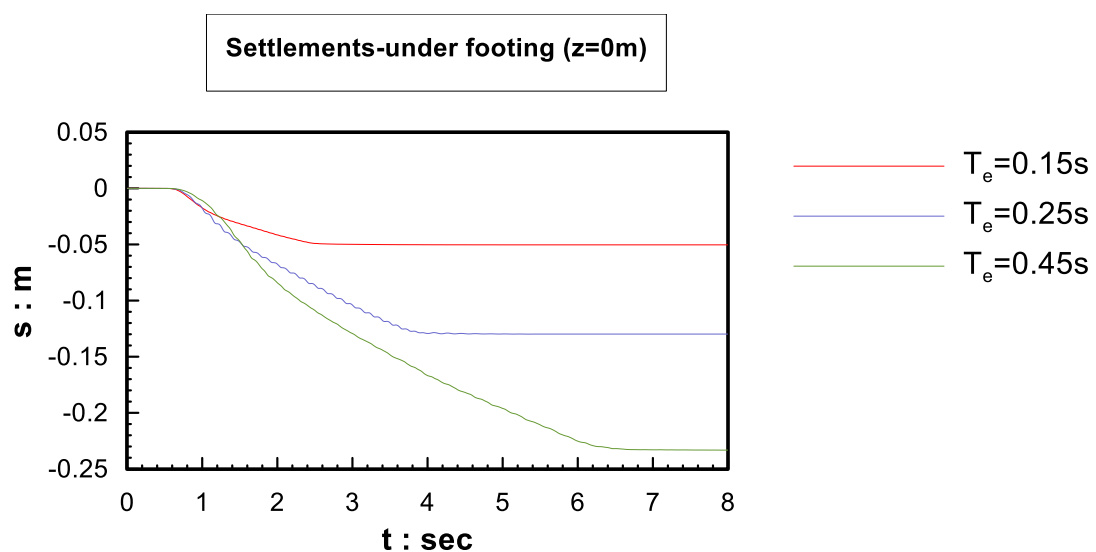
Σχήμα 7.9: Η επίδραση της έντασης της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).



Σχήμα 7.10: Η επίδραση της έντασης της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους κατιζήσεων.



Σχήμα 7.11: Η επίδραση της περιόδου της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).



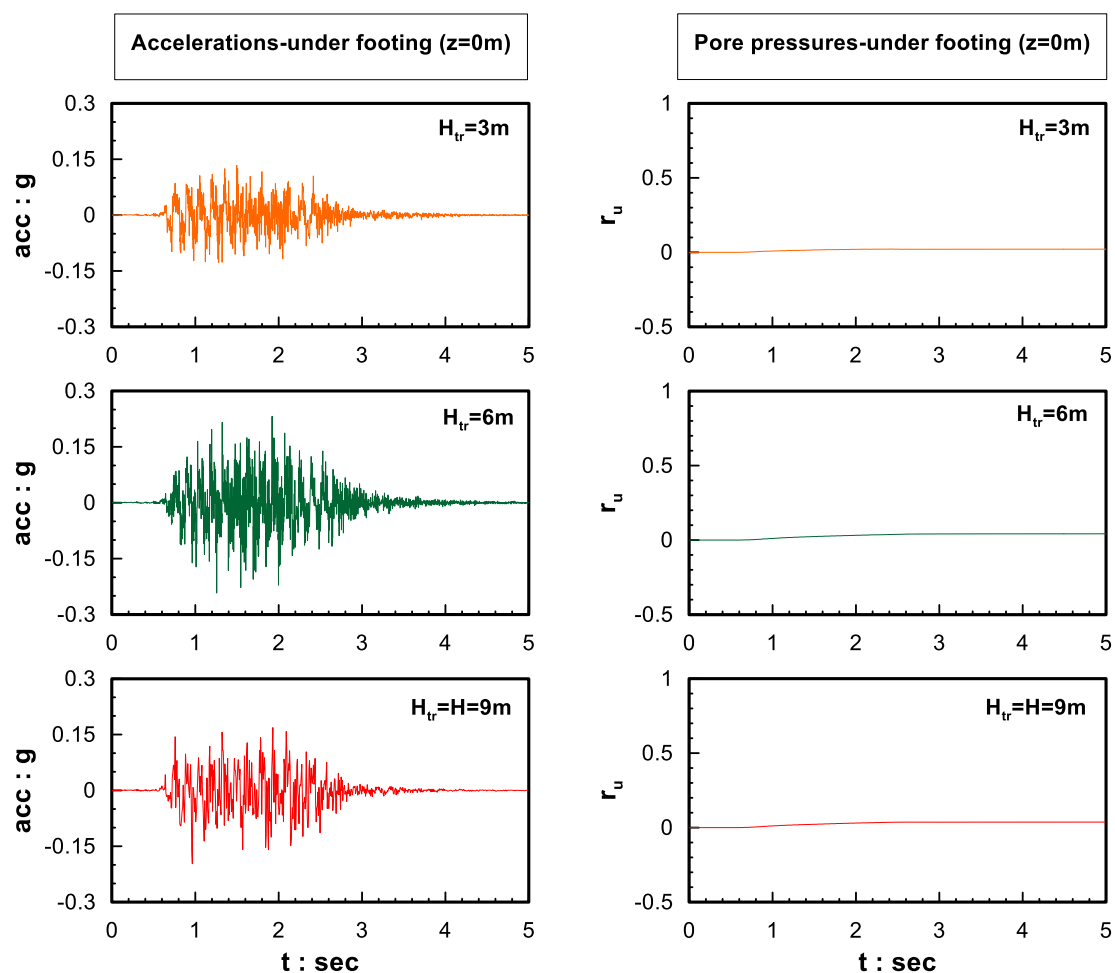
Σχήμα 7.12: Η επίδραση της περιόδου της διέγερσης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους κατιζήσεων.

Δεδομένου ότι η αύξηση της T_e οδηγεί σε μεγαλύτερες ταχύτητες, η αύξηση των καθιζήσεων είναι αναμενόμενη και ενισχύεται και από την αυξημένη ενίσχυση της ταλάντωσης λόγω συντονισμού με την εύκαμπτη σταθεροποιημένη στρώση $H=9m$. Αυτό εξηγεί ποιοτικά τη μεγάλη αύξηση των καθιζήσεων για χαμηλόσυχνες διεγέρσεις και οδηγεί ακόμη και για $T_e=0.25sec$ σε προβληματικές καθιζήσεις 13cm περίπου.

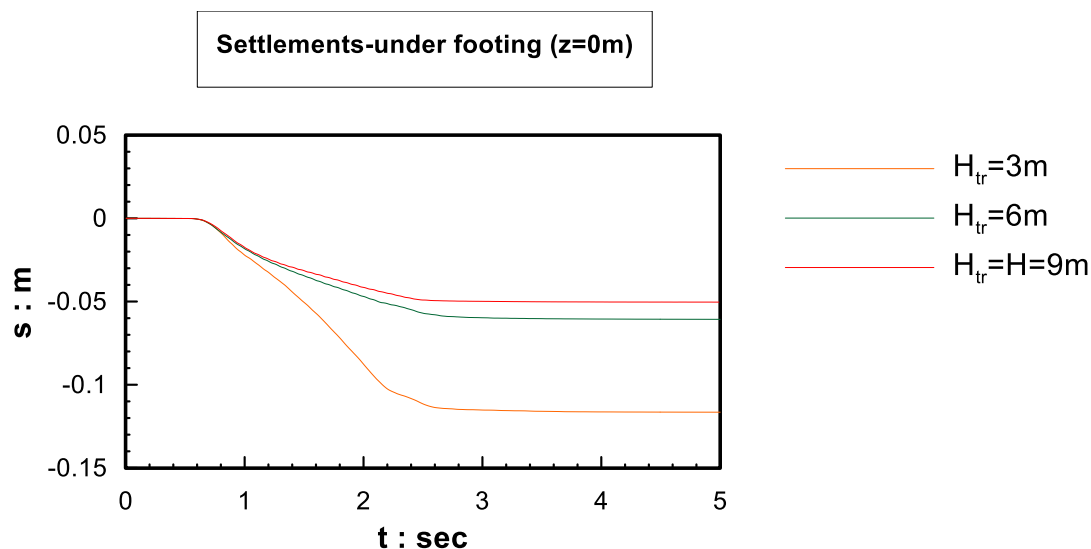
7.5 Επίδραση μερικής σταθεροποίησης και χαρακτηριστικών φυσικού εδάφους στην απόκριση επιφανειακών θεμελίων

Εδώ, εξετάστηκε η επίδραση της μερικής σταθεροποίησης κατά πάχος στη στρώση συνολικού πάχους 9m επί της οποίας επικάθεται το επιφανειακό θεμέλιο πλάτους $B_f=3m$. Εξετάστηκαν δύο περιπτώσεις μερικής σταθεροποίησης όπου η επιφανειακή υπόστρωση $H_{tr}=3m$ και 6m σταθεροποιείται, ενώ αφήνεται φυσική η υπολείπιμη υποκείμενη στρώση μέχρι τα 9m. Στο Σχήμα 7.13 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένους εδάφους-πεδίου για πάχη σταθεροποίησης $H_{tr}=3m$ και 6m υπερκείμενα της φυσικής υπόστρωσης άμμου Nevada και συγκρίνονται με την αντίστοιχη απόκριση ενός πλήρως σταθεροποιημένου εδάφους. Σε όρους επιταχύνσεων, η μερικώς σταθεροποιημένη στήλη με $H_{tr}=3m$ παρουσιάζει απομείωση των επιταχύνσεων στην επιφάνεια, ενώ η μερικώς σταθεροποιημένη στήλη με $H_{tr}=6m$ το αντίθετο. Η επίδραση της μερικής σταθεροποίησης δεν διαφαίνεται να είναι μονοτονική στις τιμές των επιταχύνσεων, καθώς για $H=H_{tr}=9m$ η επιτάχυνση στην κορυφή είναι πρακτικώς αντίστοιχη με εκείνη της βάσης ($PGA=0.15g$). Επισημαίνεται εδώ, ότι η απόκριση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης, διαμορφώνεται τόσο από την απόκριση της σταθεροποιημένης όσο και της υποκείμενης φυσικής στρώσης της. Αν η φυσική στρώση ρευστοποιείται και η σταθεροποιημένη στρώση ενισχύει τον κραδασμό, το τελικό αποτέλεσμα της ταλάντωσης στην κορυφή μπορεί να είναι είτε ενίσχυση είτε απομείωση ανάλογα με την ιδιοπερίοδο της διέγερσης και τα επιμέρους πάχη των σταθεροποιημένων και μη υποστρώσεων. Σε κάθε περίπτωση, οι χρονοϊστορίες του λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u (κάτω από το πέδιλο) εξακολουθούν να έχουν σχεδόν μηδενικές τιμές, ανεξαρτήτως της διαφοροποίησης του πάχους της σταθεροποίησης στη στήλη των 9m. Ωστόσο, σε όρους χρονοϊστοριών καθιζήσεων, είναι ευδιάκριτο στο Σχήμα 7.14 το κέρδος που προσφέρει η παθητική σταθεροποίηση, καθώς αύξηση του πάχους της σταθεροποίησης οδηγεί σε σημαντική μείωση των καθιζήσεων. Οι τελικές τιμές της καθιζήσης είναι αποδεκτές ως απόλυτες τιμές για την ολική και μερική σταθεροποίηση της στήλης κατά 6m, ενώ για την περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης της στήλης κατά 3m τα οφέλη της σταθεροποίησης δεν είναι

ευδιάκριτα, καθώς η τιμή της τελικής καθίζησης προσεγγίζει τα 12cm. Από μια άλλη οπτική προκύπτει ότι η σταθεροποίηση πάχους 3m δεν επαρκεί για πέδιλο πλάτους $B_f=3m$, ενώ η ολική σταθεροποίηση $H=H_{tr}=9m$ είναι μάλλον αχρείαστη, αφού και με $H_{tr}=6m$ οι καθιζήσεις μειώνονται πρακτικώς εξίσου.



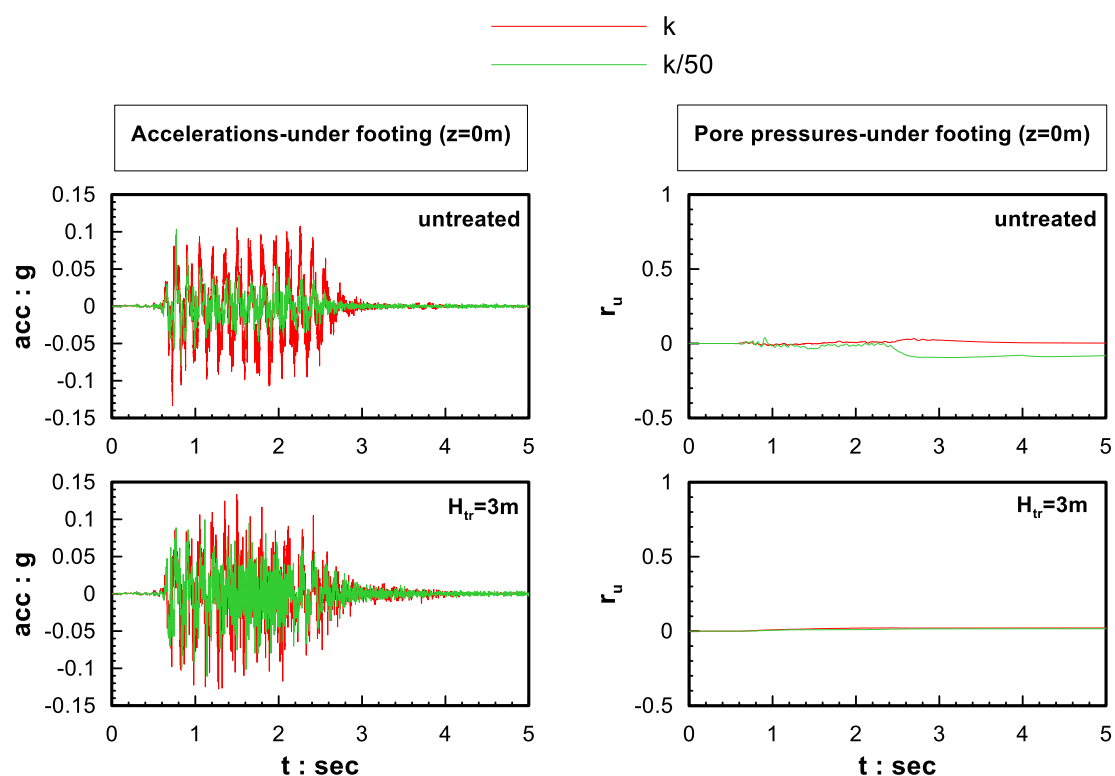
Σχήμα 7.13: Η επίδραση του πάχους της σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).



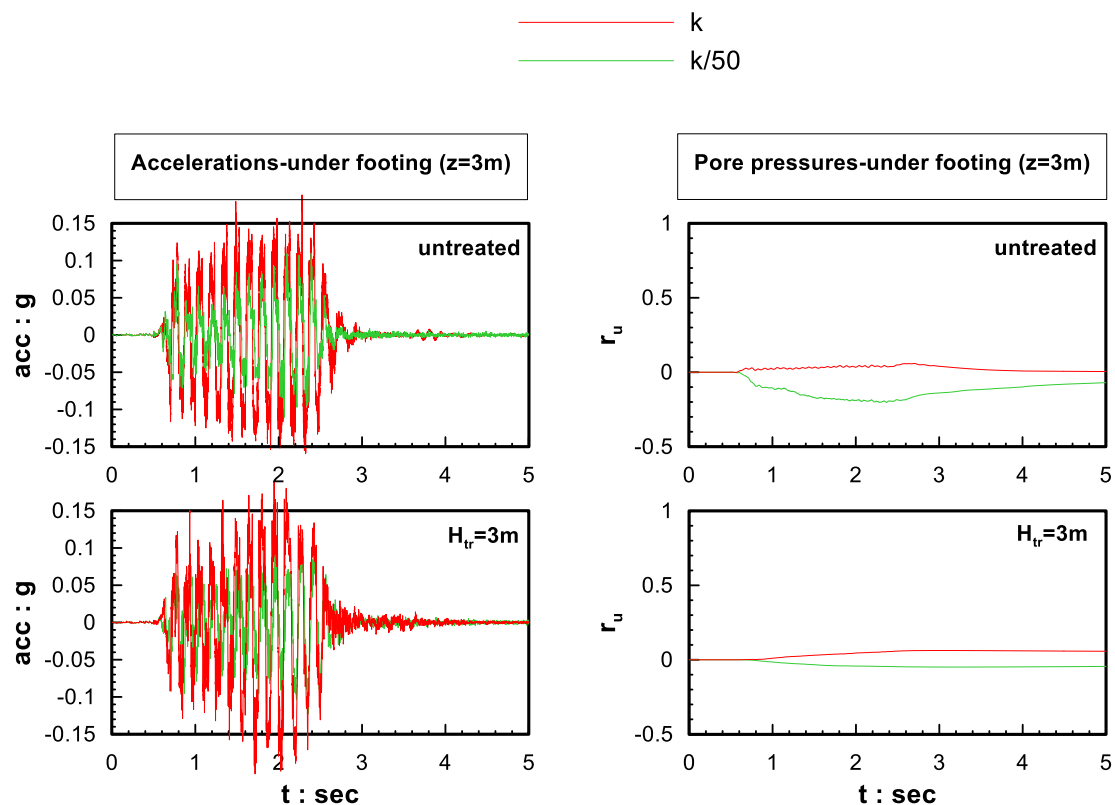
Σχήμα 7.14: Η επίδραση του πάχους σταθεροποίησης στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων.

Επιπλέον, διερευνήθηκε η επίδραση της διαπερατότητας του φυσικού εδάφους στη σεισμική απόκριση επιφανειακού πεδίου όταν δεν υπάρχει καθόλου σταθεροποίηση ($H_{tr}=0m$) και όταν υπάρχει περιορισμένου πάχους σταθεροποίηση ($H_{tr}=3m$). Συγκεκριμένα, έγινε σύγκριση για τιμές διαπερατότητας: την τιμή αναφοράς $k=3.31 \cdot 10^{-3}m/s$ που αντιστοιχεί σε χονδρόκοκκη άμμο, και μία μειωμένη κατά 50 φορές $k/50=6.62 \cdot 10^{-5}m/s$ που αντιστοιχεί σε λεπτόκοκκη ή ιλυώδη άμμο. Όπως είναι εμφανές στο Σχήμα 7.15 όπου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της σύγκρισης σε όρους χρονοϊστοριών επιταχύνσεων και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u , η μειωμένη διαπερατότητα ($k/50$) οδηγεί στην περίπτωση του φυσικού-μη σταθεροποιημένου εδάφους σε μεγαλύτερη απομείωση των επιταχύνσεων στη διεπιφάνεια πεδίου-εδάφους θεμελίωσης και δημιουργία υποπίεσης κάτω από το πέδιλο. Αντίθετα, για την περίπτωση του μερικώς σταθεροποιημένου κατά 3m εδάφους θεμελίωσης, η μείωση της διαπερατότητας κατά 50 φορές της υποκείμενης φυσικής στρώσης δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερα έντονη επίδραση, καθώς τόσο η απομείωση των επιταχύνσεων στην διεπιφάνεια πεδίου-εδάφους όσο και οι σχεδόν μηδενικές υπερπιέσεις πόρων δεν εμφανίζουν μεγάλες διαφοροποιήσεις για τις δύο τιμές της διαπερατότητας. Επίσης, στο Σχήμα 7.16 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ίδιας σύγκρισης σε όρους χρονοϊστοριών επιταχύνσεων και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u σε βάθος 3m κάτω από τη βάση του πεδίου. Από τη σύγκριση με τα αποτελέσματα στην επιφάνεια, προκύπτει ότι σε μεγαλύτερα βάθη, οι επιταχύνσεις δεν εμφανίζουν τόσο έντονη απομείωση σε σχέση με την επιτάχυνση βάσης, ενώ οι υπερπιέσεις πόρων, στην περίπτωση της μερικής σταθεροποιημένης στρώσης, αν και παρουσιάζουν πιο έντονη διαφοροποίηση από αυτή στην επιφάνεια, είναι και πάλι

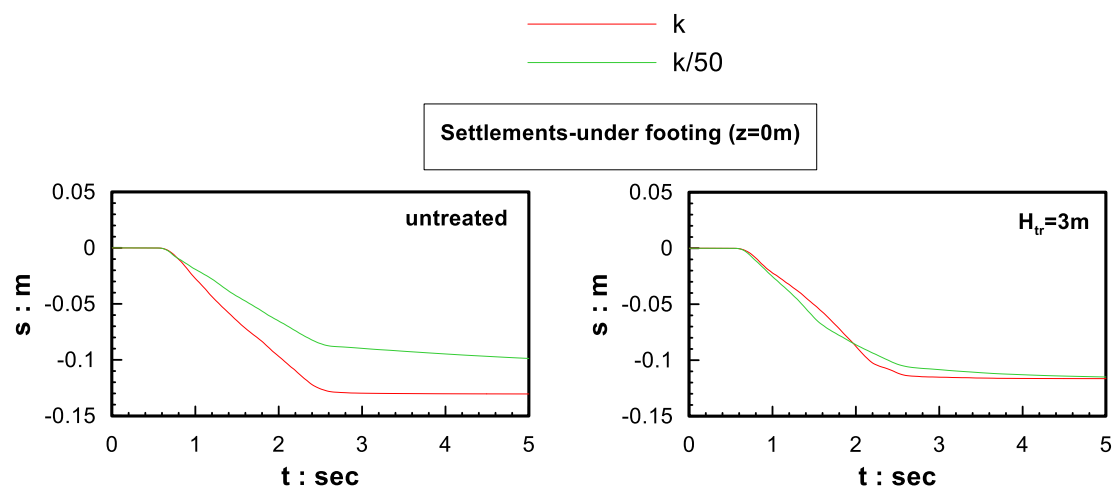
πρακτικώς μηδενικές. Σε όρους καθιζήσεων (Σχήμα 7.17), παρατηρείται μείωση των καθιζήσεων με τη μείωση της διαπερατότητας για το φυσικό έδαφος, όπως ήταν αναμενόμενο, αλλά πρακτικώς ταύτιση της χρονοϊστορίας καθιζήσεων για το μερικώς σταθεροποιημένο έδαφος θεμελίωσης ανεξαρτήτως της διαπερατότητας του εναπομείναντος φυσικού εδάφους. Διαφαίνεται λοιπόν ότι η τιμή της διαπερατότητας του φυσικού εδάφους στην περίπτωση της μερικής σταθεροποίησης δεν είναι καθοριστική παράμετρος για την εξέλιξη των καθιζήσεων, καθώς αυτές εξαρτώνται κυρίως από την απόκριση της σταθεροποιημένης στρώσης.



Σχήμα 7.15: Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (untreated) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη) στη βάση του πεδίου.



Σχήμα 7.16: Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (*untreated*) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη) σε βάθος 3m.

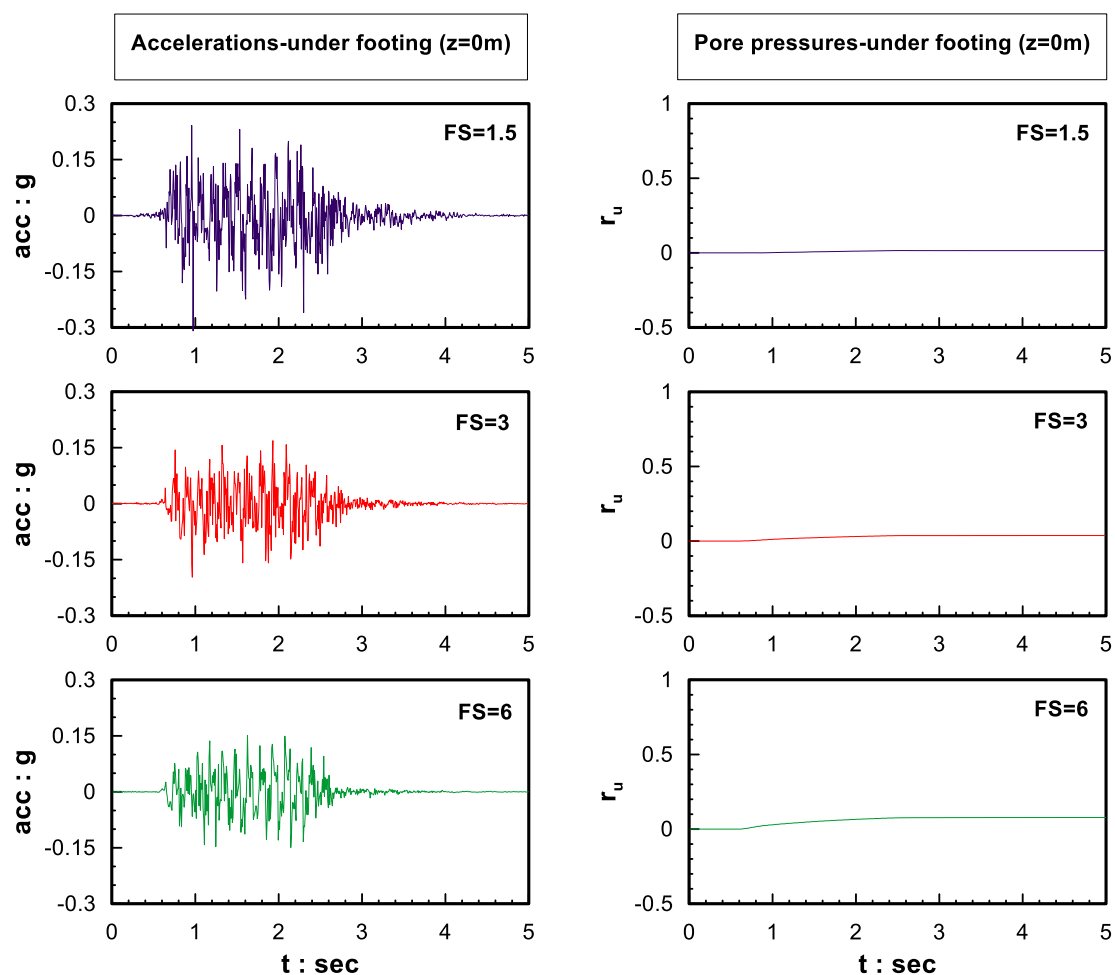


Σχήμα 7.17: Η επίδραση της διαπερατότητας στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί φυσικής (*untreated*) και μερικώς σταθεροποιημένης κατά 3m στρώσης ($H_{tr}=3m$) σε όρους επιταχύνσεων σε όρους καθιζήσεων στη βάση του πεδίου.

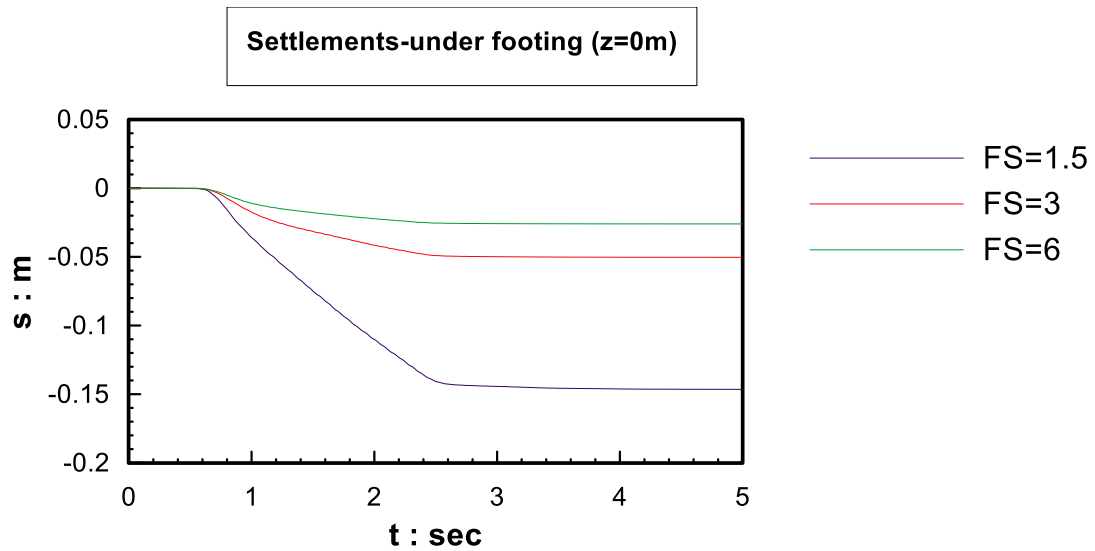
Επιπλέον, διερευνήθηκε η επίδραση του στατικού συντελεστή ασφαλείας FS στη σεισμική απόκριση του επιφανειακού θεμελίου επί σταθεροποιημένου εδάφους. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκαν οι τιμές φορτίου λειτουργίας $q=400\text{KPa}$ και 100KPa για τη δυναμική ανάλυση, οι οποίες αντιστοιχούν σε συντελεστή ασφαλείας $FS=1.5$ και 6 αντίστοιχα πέραν των τιμών αναφοράς ($q=200\text{KPa}$ και $FS=3$). Στο Σχήμα 7.18 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων και λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u στη διεπιφάνεια σταθεροποιημένου εδάφους-πεδίου για τις διαφορετικές τιμές του συντελεστή ασφαλείας FS, ενώ στο Σχήμα 7.19 συγκρίνονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες καθιζήσεων. Προκύπτει ότι η μείωση του συντελεστή ασφαλείας προκαλεί αύξηση της ενίσχυσης των επιταχύνσεων που φτάνουν στο πέδιλο. Επίσης, προκύπτει ότι η μείωση του συντελεστή ασφαλείας FS επιδρά αυξητικά στην ανάπτυξη καθιζήσεων, αυξάνοντας τόσο τον ρυθμό ανάπτυξής τους όσο και την τελική τιμή της καθίζησης. Αυτές οι επιδράσεις σχετίζονται με το γεγονός ότι όσο μικραίνει ο FS, τόσο αυξάνει το φορτίο λειτουργίας q και τόσο πιο κοντά βρίσκεται σε διατμητική αστοχία και μεγάλες καθιζήσεις, ακόμη και στατικά όχι μόνο δυναμικά. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι για $FS=6$, οι σεισμικές καθιζήσεις είναι πρακτικώς μηδενικές μετά τη σταθεροποίηση, ενώ η τιμή $FS=1.5$ παρουσιάζει προβληματική καθίζηση της τάξης των 16cm παράλληλη τη σταθεροποίηση. Η τόσο μεγάλη επίδραση του FS στις καθιζήσεις, δε σχετίζεται με υπερπιέσεις πόρων (που είναι πάντα πρακτικώς μηδενικές), αλλά σίγουρα ενισχύεται και από την ενίσχυση της ταλάντωσης, πέραν από την αύξηση της διατμητικής φόρτισης (ήδη από τις στατικές συνθήκες).

Τέλος, διερευνήθηκε η επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ του αρχικώς φυσικού εδάφους θεμελίωσης στη σεισμική απόκριση του επιφανειακού θεμελίου μετά τη σταθεροποίησή του. Επιλέχθηκαν (πέραν της τιμής $D_r=40\%$, για την οποία πραγματοποιήθηκαν όλες οι προαναφερθείσες αναλύσεις) η τιμή $D_r=20\%$ που αντιστοιχεί σε μία πολύ χαλαρή και $D_r=60\%$ που αντιστοιχεί σε μία πιο πυκνή άμμο Nevada. Οι νέες τιμές της στατικής φέρουσας ικανότητας υπολογίστηκαν από τις καμπύλες φορτίου-καθίζησης (όπως και στην περίπτωση της $D_r=40\%$ με displacement-controlled analysis) ίσες με 560KPa και 720KPa αντίστοιχα, ενώ ως φορτίο λειτουργίας ορίστηκε ως αυτό που οδηγεί σε συντελεστή ασφαλείας ίσο με $FS=3$ (δηλαδή διαφορετικό φορτίο ανά τιμή $D_r(\%)$). Η σύγκριση σε όρους επιταχύνσεων και σε όρους λόγου υπερπιέσεων πόρων r_u (Σχήμα 7.20) δεν καταδεικνύει ουσιώδη επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ στις επιταχύνσεις, καθώς δεν εμφανίζονται έντονες διαφοροποιήσεις στην απόκριση του σταθεροποιημένου εδάφους, ίσως μία μικρή απομείωση της κίνησης για την πολύ χαλαρή άμμο $D_r=20\%$. Ωστόσο, σε όρους καθιζήσεων (Σχήμα 7.21) παρουσιάζεται μειωτική επίδραση της αύξησης της σχετικής

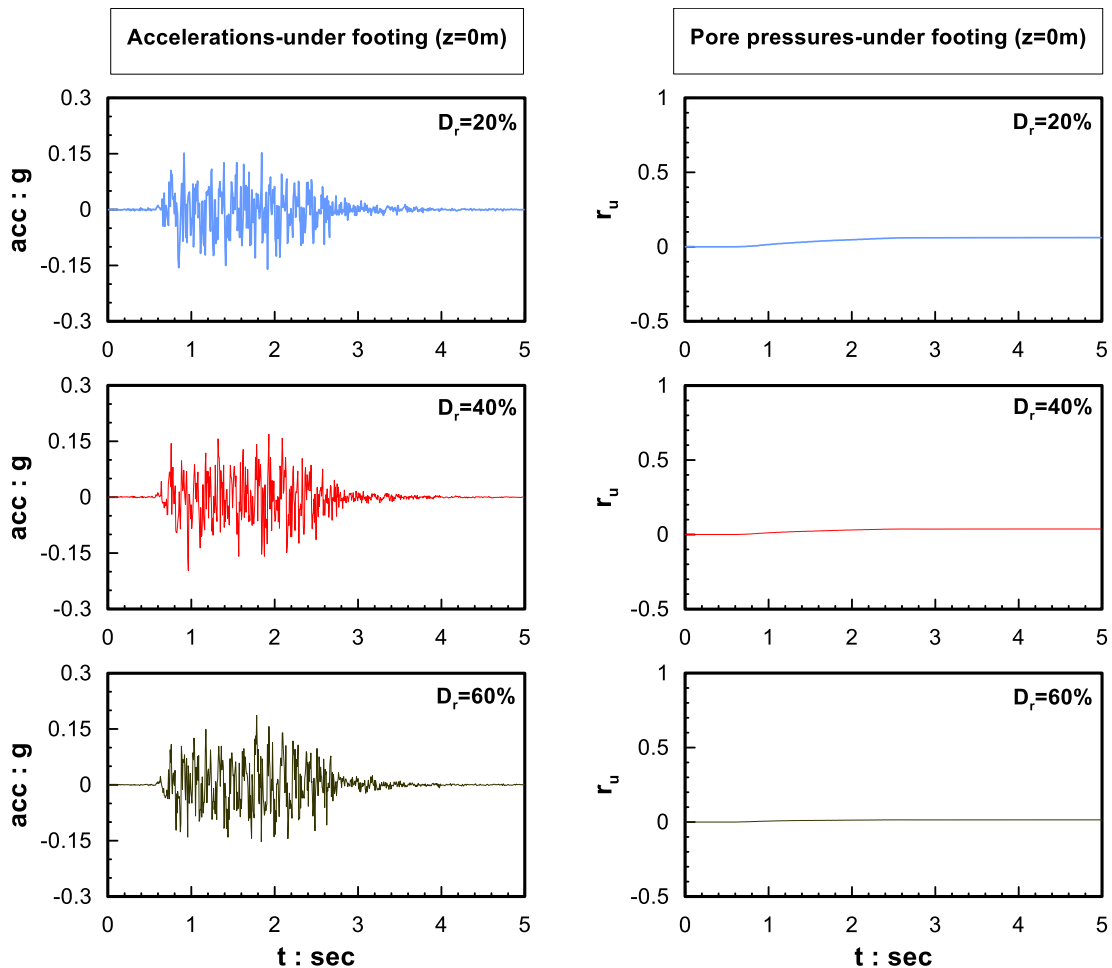
πυκνότητας $D_r(\%)$ του σταθεροποιημένου εδάφους θεμελίωσης στην ανάπτυξη καθιζήσεων, όπως ακριβώς θα αναμενόταν και για ένα φυσικό έδαφος. Μάλιστα, για τη μικρότερη τιμή της σχετικής πυκνότητας ($D_r=20\%$), η τελική καθίζηση είναι 10cm, τιμή που εν δυνάμει δυσχεραίνει την ομαλή λειτουργία της κατασκευής.



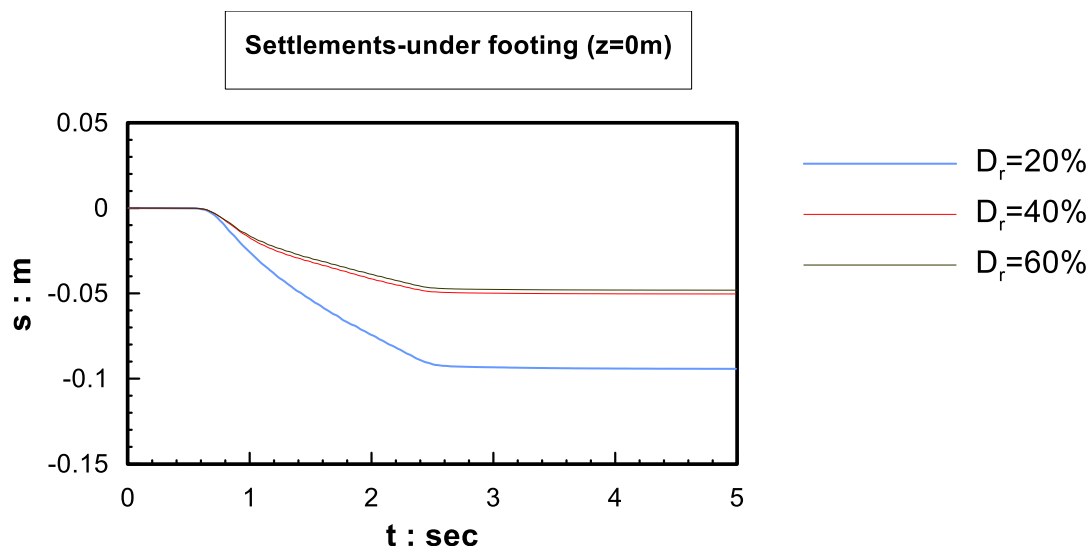
Σχήμα 7.18: Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας FS στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων του (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).



Σχήμα 7.19: Η επίδραση του συντελεστή ασφαλείας FS στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων.



Σχήμα 7.20: Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους επιταχύνσεων (αριστερή στήλη) και λόγου υπερπίεσεων πόρων r_u (δεξιά στήλη).



Σχήμα 7.21: Η επίδραση της σχετικής πυκνότητας $D_r(\%)$ στη σεισμική απόκριση επιφανειακού απειρομήκους θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης σε όρους καθιζήσεων.

Συνεπώς, όπως είναι εμφανές από τα αποτελέσματα των παράπανω αναλύσεων, οι κύριες παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος πέδιλου-σταθεροποιημένου εδάφους θεμελίωσης είναι η δεσπόζουσα περίοδος της διέγερσης T_e , η ένταση της διέγερσης PGA, καθώς και ο στατικός συντελεστής ασφαλείας FS.

Κεφάλαιο 8

Συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

8.1 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία κατοχυρώθηκε αρχικώς μια μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης της σεισμικής απόκρισης εδάφους σταθεροποιημένου με κολλοειδή πυριτία, τόσο σε επίπεδο εδαφικού στοιχείου όσο και σε προβλήματα συνοριακών τιμών. Η νέα μεθοδολογία χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της φασματικής ενίσχυσης της σεισμικής κίνησης μέσω σταθεροποιημένων στρώσεων, ώστε να διευκολυνθεί στο μέλλον ο σχεδιασμός κατασκευών επί σταθεροποιημένου εδάφους. Τέλος μελετήθηκε αριθμητικά η απόκριση του συστήματος άκαμπτου επιφανειακού πεδίου – σταθεροποιημένου εδάφους θεμελίωσης, καθώς και οι σημαντικότερες παράμετροι που επιδρούν σε αυτήν, ως ένα πρώτο βήμα προς την πρακτική εγγραφή της παθητικής σταθεροποίησης σε συνήθη έργα θεμελιωμένα επιφανειακά. Εδώ, παρουσιάζονται τα κυριότερα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από την εργασία αυτή.

Πιο συγκεκριμένα, με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία, η χρήση της κολλοειδούς πυριτίας ως υλικό σταθεροποίησης είναι δυνητικά εφαρμόσιμη, καθώς:

- Είναι περιβαλλοντικώς ασφαλές υλικό και χαρακτηρίζεται από σχετικά χαμηλό κόστος και τις κατάλληλες χημικές και ρεολογικές ιδιότητες (π.χ. χαμηλό ιξώδες κατά τη διήθηση, το οποίο αυξάνεται ραγδαία σε ελεγχόμενο χρόνο, δηλαδή όταν βρεθεί στην κατάλληλη θέση κάτω από την κατασκευή).
- Προσφέρει αυξημένη αντοχή έναντι ρευστοποίησης, καθώς το σταθεροποιημένο έδαφος εμφανίζει συστηματικά λιγότερο συστολική και πιο δύσμητη διατμητική συμπεριφορά σε σχέση με το φυσικό έδαφος σε όλες τις δοκιμές εδαφικού στοιχείου και φυσικής κλίμακας που έχουν πραγματοποιηθεί.

Δεν υπάρχει εξειδικευμένο καταστατικό προσομοίωμα για σταθεροποιημένα εδάφη στη βιβλιογραφία, πέραν μιας πρωτόλειας προσπάθειας των Kodaka et al (2005) που δεν έχει

διακριβωθεί με πειραματικά αποτελέσματα. Έτσι εδώ, δεν καταστρώθηκε τέτοιο προσομοίωμα αλλά έγινε προσπάθεια προσομοίωσης της μηχανικής απόκρισης του σταθεροποιημένου με κολλοειδή πυριτία εδάφους με "ευφυή" χρήση του καταστατικού προσομοιώματος για άμμους NTUA-SAND (Andrianopoulos et al, 2010). Η "ευφυής" χρήση συνίσταται σε διερεύνηση τριών (3) προσεγγίσεων: (α) η αύξηση της σταθεράς h_0 του πλαστικού μέτρου του προσομοιώματος για τον εδαφικό σκελετό της άμμου (που προσομοιώνει την πιο δύσμητη συμπεριφορά), (β) η μείωση της αδιάστατης θετικής παραμέτρου διαστολικότητας A_0 του προσομοιώματος (που προσομοιώνει τη λιγότερο συστολική συμπεριφορά), και (γ) η μείωση του μέτρου συμπιεστότητας $K=K_w/n$ του υγρού των πόρων συγκριτικά με την τιμή K_w του νερού αποτυπώνοντας την αυξημένη συμπιεστότητα της πυριτίας ως υγρό πόρων. Συγκρίσεις με εργαστηριακές δοκιμές εδαφικού στοιχείου υποδεικνύουν ότι και οι τρεις αυτές προσεγγίσεις μπορούν να θεωρηθούν κατάλληλες για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του σταθεροποιημένου εδαφικού στοιχείου.

Για να διερευνηθεί η ακρίβεια της αριθμητικής προσομοίωσης της μηχανικής συμπεριφοράς των σταθεροποιημένων εδαφών σε προβλήματα συνοριακών τιμών, ακολουθώντας τη λογική που εφαρμόστηκε στο εδαφικό στοιχείο, έγινε προσομοίωση μίας δυναμικής δοκιμής φυγοκέντρισης σταθεροποιημένης επίπεδης εδαφικής στρώσης υπό διέγερση βάσης, που αντιστοιχεί σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου (Gallagher et al, 2007). Προέκυψε ότι:

- Οι βέλτιστες για το εδαφικό στοιχείο αναβαθμονομημένες τιμές των h_0 , A_0 και K δεν αποδίδουν ποσοτικά τη σεισμική απόκριση της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης, εμφανίζοντας ενδείξεις ρευστοποίησης κοντά στην επιφάνεια και απομείωση της ταλάντωσης που δεν συμφωνεί με το πείραμα.
- Περαιτέρω ισόποση μεταβολή των παραπάνω τιμών απέδωσε αποτελεσματικότερα την σεισμική απόκριση της σταθεροποιημένης στήλης σε όρους επιταχύνσεων, αλλά μόνο η προσέγγιση της μείωσης του μέτρου συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K κατέστη ικανή να αποδώσει και τις μετρηθείσες καθιζήσεις.

Πέραν της αριθμητικής προσομοίωσης της μονοδιάστατης σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφών, εξετάστηκε περαιτέρω η ευφυής χρήση του NTUA-SAND για την προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση, δηλαδή ένα αμιγώς 2D πρόβλημα. Συγκεκριμένα προσομοιώθηκαν δύο δοκιμές φυγοκέντρισης σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση για διεγέρσεις μεσαίας έντασης (Conlee et al, 2012) και οδήγησε στα εξής συμπεράσματα:

- Και πάλι, οι βέλτιστες για το εδαφικό στοιχείο αναβαθμονομημένες τιμές των h_0 , A_0 και K δεν απέδωσαν ποσοτικά τη σεισμική συμπεριφορά της σταθεροποιημένης εδαφικής στρώσης υπό μικρή κλίση.
- Και πάλι, κυρίως η επιπλέον μεταβολή της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K φαίνεται ότι μπορεί να αποτελέσει ένα εν δυνάμει ενιαίο πλαίσιο για την προσομοίωση σταθεροποιημένων εδαφών με κολλοειδή πυριτία σε προβλήματα συνοριακών τιμών, θεωρώντας ότι η τιμή του K εξαρτάται μονοσήμαντα από την τιμή της συγκέντρωσης κολλοειδούς πυριτίας CS (%) κατά βάρος (για τιμές 5-10%).
- Η προσομοίωση με την προτεινόμενη μεθοδολογία αποδίδει αποτελεσματικά το γεγονός ότι το σταθεροποιημένο έδαφος δίνει σαφώς μικρότερες καθιζήσεις, αλλά και οριζόντιες μετακινήσεις συγκριτικά με φυσικό έδαφος ίδια πυκνότητας και ίδιας γεωμετρίας που υποβάλλεται στη διέγερση.

Στη συνέχεια, έγινε παραμετρική αριθμητική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφικών στρώσεων με χρήση της ως άνω βαθμονομημένης μεθοδολογίας απ' όπου προέκυψε:

- Αυξανόμενης της έντασης της διέγερσης αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της σταθεροποιημένης εδαφικής στήλης T_s , ενώ ο λόγος της μέγιστης επιτάχυνσης της κορυφής προς τη βάση της στήλης A_α μειώνεται, λόγω έντονης μη-γραμμικότητας που μπορεί να οδηγήσει και σε σχετική απομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης.
- Η σεισμική απόκριση της σταθεροποιημένης στήλης σε όρους φασματικών λόγων κορυφής προς βάση προσεγγίζει την απόκριση του φυσικού εδάφους υπό πλήρως στραγγιζόμενες συνθήκες, και μάλιστα για μικρής έντασης διεγέρσεις οι δύο αυτές περιπτώσεις ταυτίζονται, καθώς στο σταθεροποιημένο έδαφος αναπτύσσονται πρακτικώς μηδενικές υπερπιέσεις πόρων.
- Αυξανόμενου του πάχους της σταθεροποιημένης στρώσης αυξάνεται η ιδιοπερίοδος της δτρώσης T_s και ο λόγος A_α της μέγιστης επιτάχυνσης της κορυφής προς τη βάση της στήλης A_α καθορίζεται από τη σχέση της T_s συγκριτικά με τη δεσπόζουσα περίοδο T_e της διέγερσης όπως και στα φυσικά εδάφη.
- Στην περίπτωση της μερικώς σταθεροποιημένης στήλης, η σεισμική απόκριση καθορίζεται κυρίως από τη συμπεριφορά της υποκείμενης φυσικής στρώσης, η οποία έχει επαρκές πάχος και εφόσον ρευστοποιηθεί, οδηγεί σε έντονη αποείωση της ταλάντωσης

- Από τις παραπάνω παραμετρικές αναλύσεις εξήχθησαν στατιστικά πολυ-παραμετρικές για την φασματική ενίσχυση της επιτάχυνσης (κορυφή προς βάση), οι οποίες χρήζουν ως δεδομένα τη διέγερση (ενεργό επιτάχυνση, δεσπόζουσα περίοδο) και το πάχος της σταθεροποιημένης στρώσης.

Τέλος, επιχειρήθηκε η αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής απόκρισης απειρομήκους επιφανειακού θεμελίου επί σταθεροποιημένης στρώσης, καθώς και η διερεύνηση των κυριότερων παραμέτρων που επιδρούν σε αυτήν. Και πάλι οι αναλύσεις έγιναν, χρησιμοποιώντας τη βαθμονομημένη μεθολογία απ' όπου προέκυψε ότι:

- Κάτω από το πέδιλο, σε όρους επιταχύνσεων, διατηρούνται τα χαρακτηριστικά της διέγερσης τόσο για το φυσικό όσο και για το σταθεροποιημένο έδαφος, ενώ οι καθιζήσεις είναι σημαντικά μεγαλύτερες για τη φυσική άμμο συγκριτικά με τη σταθεροποιημένη άμμο. Οι καθιζήσεις αυτές προκύπτουν κατά τη διάρκεια της διέγερσης και δε συνδέονται με αποτόνωση των υπερπιέσεων πόρων.
- Αντιθέτως, σε μεγάλη απόσταση από το πέδιλο (ελεύθερο πεδίο), το σταθεροποιημένο έδαφος εμφανίζει συνήθως ενίσχυση της επιτάχυνσης (συγκριτικά με τη βάση), ενώ το φυσικό ρευστοποιείται, χωρίς να προκαλούνται καθιζήσεις.
- Αύξηση της μέγιστης επιτάχυνσης βάσης, της δεσπόζουσας περιόδου και του αριθμού των κύκλων οδηγεί σε αύξηση των καθιζήσεων του σταθεροποιημένου εδάφους, με τις δύο πρώτες να είναι οι πιο σημαντικές επιδράσεις.
- Η απόκριση μίας μερικώς σταθεροποιημένης στήλης διαμορφώνεται τόσο από την απόκριση της σταθεροποιημένης όσο και της υποκείμενης φυσικής ρευστοποιήσιμης στρώσης. Σε όρους καθιζήσεων ωστόσο, είναι ευδιάκριτο το κέρδος που προσφέρει η παθητική σταθεροποίηση, διότι αύξηση του πάχους της σταθεροποίησης οδηγεί σε σημαντική μείωση των καθιζήσεων. Σε κάθε περίπτωση, μια επιφανειακή σταθεροποίηση πάχους ίσου με το πάχος πεδίου δε δείχνει επαρκής, ενώ αντίθετα για πάχος διπλάσιο του πλάτους προκύπτει σχεδόν το πλήρες όφελος σε όρους καθιζήσεων. Πάντως, η διαπερατότητα της εναπομείνουσας φυσικής στρώσης κάτω από τη (μερικώς) σταθεροποιημένη στρώση, δεν φαίνεται να έχει ιδιαίτερα έντονη επίδραση στη σεισμική απόκριση της στήλης και του πεδίου.
- Η μείωση του στατικού συντελεστή ασφαλείας FS έναντι φέρουσας ικανότητας προκαλεί, όπως είναι αναμενόμενο, σημαντικά μεγάλη αύξηση τόσο στις τιμές των επιταχύνσεων όσο και των σεισμικών καθιζήσεων κάτω από το πέδιλο επί σταθεροποιημένου εδάφους, γεγονός που αποδεικνύει ότι όσο πιο κοντά είναι το έδαφος θεμελίωσης στην στατική αστοχία, τόσο εντονότερη θα είναι η καταπόνηση

του κατά τη διάρκεια μιας δυναμικής φόρτισης. Αντίστοιχα, αν ο στατικός συντελεστής ασφαλείας FS μένει σταθερός, αλλά η σχετική πυκνότητα D_r του φυσικού εδάφους είναι μικρότερη, τόσο μεγαλύτερες προκύπτουν οι σεισμικές καθιζήσεις του σταθεροποιημένου εδάφους.

8.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η παθητική σταθεροποίηση εδαφών με κολλοειδή πυριτία αποτελεί μια σχετικά νέα μέθοδο βελτίωσης εδαφών, αντικείμενο και συνεπώς υπάρχουν ακόμα πολλά ζητήματα προς διερεύνηση. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας έγινε μια προσπάθεια κατοχύρωσης μιας μεθοδολογίας αριθμητικής προσομοίωσης των σταθεροποιημένων εδαφών, η οποία βασίστηκε στα αποτελέσματα των περιορισμένων σε αριθμό δοκιμών της βιβλιογραφίας, και συνεπώς προτείνεται προς χρήση με τους περιορισμούς που έχουν οι δοκιμές στις οποίες στηρίχθηκε.

Συγκεκριμένα, η μεθοδολογία για την προσομοίωση της σταθεροποιημένης άμμου (μέσω της μείωσης της συμπιεστότητας του υγρού των πόρων K), προέκυψε από συγκρίσεις με δοκιμές φυγοκέντρησης για μικρής και μεσαίας έντασης διεγέρσεις, καθώς δεν ήταν διαθέσιμες στη βιβλιογραφία αξιόπιστες πειραματικές μετρήσεις για ισχυρές διεγέρσεις. Από αριθμητικές αναλύσεις που έγιναν, με χρήση της παραπάνω μεθοδολογίας για την προσομοίωση του σταθεροποιημένου εδάφους, για μεγάλης έντασης διεγέρσεις η σταθεροποιημένη στήλη φαίνεται να έχει έντονα ελαστοπλαστική συμπεριφορά που συνοδεύεται από απομείωση των επιταχύνσεων στην κορυφή της και μεγάλες καθιζήσεις στην περίπτωση επιφανειακού θεμελίου. Κρίνεται συνεπώς σκόπιμο, να πραγματοποιηθεί μια δοκιμή φυγοκέντρησης για ισχυρή διέγερση, ώστε να επιβεβαιώσει ή όχι την μη επιθυμητή απόκριση των σταθεροποιημένων εδαφών. Η μόνη σχετικά έντονη διέγερση επί σταθεροποιημένων εδαφών είναι οι εκρήξεις στο πείραμα πεδίου της Gallagher et al (2007) όπου οι καθιζήσεις ελεύθερου πεδίου είναι μεν μισές του φυσικού εδάφους, αλλά σε απόλυτο μέγεθος παραμένουν μεγάλες.

Επιπλέον, στα πλαίσια της εργασίας αυτής, εξετάστηκε ξεχωριστά η αποτελεσματικότητα κάθε μιας από τις τρεις προσεγγίσεις για την προσομοίωση σταθεροποιημένου εδάφους: (α) μείωση διαστολικότητας A_0 προσομοιώματος NTUA-SAND, (β) αύξηση πλαστικού μέτρου h_0 προσομοιώματος NTUA-SAND, και (γ) μείωση μέτρου συμπίεσης K του υγρού των πόρων μεμονωμένα. Ενδιαφέρον θα παρουσίαζε μία νέα προσπάθεια αριθμητικής προσομοίωσης, βασισμένη σε έναν συνδυασμό των παραπάνω προσεγγίσεων, η οποία θα μπορούσε ενδεχομένως να αποδώσει αποτελεσματικότερα τη συμπεριφορά του σταθεροποιημένου

εδάφους. Επισημαίνεται εδώ, ότι όλες οι προσπάθειες αριθμητικής προσομοίωσης σταθεροποιημένης άμμου που έχουν γίνει ως τώρα, βασίστηκαν στην τροποποίηση υπάρχοντος καταστατικού προσομοιώματος, ελλείπει κάποιου στοχευμένου για το νέο γεωϋλικό (σταθεροποιημένο έδαφος). Φυσικά, η δημιουργία ενός εξειδικευμένου καταστατικού προσομοιώματος για σταθεροποιημένα εδάφη, θα αποτελούσε τη βέλτιστη λύση για την πρόβλεψη της απόκρισης σταθεροποιημένων εδαφών, και άρα ένα πιο αξιόπιστο εργαλείο για την πρακτική εφαρμογή της συγκεκριμένης μεθόδου βελτίωσης.

Ένα ακόμα ζήτημα που χρειάζεται περαιτέρω διερεύνηση είναι η πραγματική τιμή του μέτρου συμπίεσης K της κολλοειδούς πυριτίας και η πιθανή συσχέτιση αυτής με το ποσοστό πυριτίας CS (%), κατά βάρος, καθώς αυτά δεν έχουν ακόμα τεκμηριωθεί από αξιόπιστα πειραματικά δεδομένα. Η διεξαγωγή ενός τέτοιου πειράματος εκφεύγει του γνωστικού πεδίου του Πολιτικού Μηχανικού, και συνεπώς απαιτεί την συμβολή επιστημόνων που εξειδικεύονται στη μελέτη των μηχανικών χαρακτηριστικών μαλακών υλικών (π.χ Χημικοί Μηχανικοί, Μηχανικοί Υλικών).

Εφόσον η παθητική σταθεροποίηση αποσκοπεί κυρίως στη βελτίωση εδαφών σε θέσεις υφιστάμενων κατασκευών, η διεξοδική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης σταθεροποιημένου εδάφους θεμελίωσης κρίνεται αποφασιστικής σημασίας. Για το σκοπό αυτό, προτείνεται η διεύρυνση της αριθμητικής προσομοίωσης πεδίου επί σταθεροποιημένου εδάφους για άλλα πλάτη πεδίου (πέραν των 3m, εδώ) και επίσης για περιορισμένα πλάτη σταθεροποίησης (και όχι μόνο ως προς το πάχος, εδώ).

Βιβλιογραφία

Ανδριανόπουλος Κ. Ι. (2006). Αριθμητική Προσομοίωση Στατικών και Δυναμικών Φορτίσεων σε Ελαστοπλαστικά Εδάφη, *Διδακτορική διατριβή*, Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.

Παπαδημητρίου Α. Γ. (1999). Ελαστοπλαστική προσομοίωση της μονοτονικής και δυναμικής συμπεριφοράς εδαφών, *Διδακτορική διατριβή*, Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π.

Adachi and Oka (1993)., An elasto-viscoplastic constitutive model for soft rock with strain softening, *Proceedings of International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils and Soft Rocks*, p. 327-333

Agapoulaki, G.I, Papadimitriou, A.G. (2015). Numerical analysis of the seismic response of sand passively stabilized against liquefaction, *In Proceedings: XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edinburgh

Agapoulaki, G.I, Papadimitriou, A.G. (2015). Rheological properties of colloidal silica as a means for designing passive stabilization of liquefiable soils, *In Proceedings: XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Edinburgh

Andrianopoulos, K.I., Papadimitriou, A.G., Bouckovalas, G.D. (2010a). Bounding surface plasticity model for the seismic liquefaction analysis of geostuctures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, p. 895-911

Andrianopoulos, K.I., Papadimitriou, A.G., Bouckovalas, G.D. (2010b). Explicit integration of bounding surface model for the analysis of earthquake soil liquefaction. *Intern. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, p. 1586-1614

Arulanandan K. & Scott R. F. (eds) (1994). Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems, *Proc. Int. Conf., Davis, CA, 17-20 October, Vol. I, II*.

Arulanandan K., Sybico J. Jr. (1992). Post liquefaction settlement of sands, *Proc. of the Wroth Memorial Symp.*, Oxford Univ., England

Arulmoli K., Muraleetharan K. K., Hossain M. M., Fruth L. S. (1992). VELACS: VERification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies; Laboratory Testing – Soil Data Report, Research Report, *The Earth Technology Corporation*

Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, *J. Appl. Phys.*, 12, p. 155-164

Biot, M.A. (1955). Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid, *J. Appl. Phys.*, 26, p. 182-185.

Biot, M.A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid, part I: low frequency range", *J. Acoust. Soc. Am.*, 28, p. 168-178.

Bouckovalas and Papadimitriou (2003). Multi-variable relations for soil effects on seismic ground motion, *Earthquake EngngStruct. Dyn.*32: p. 1867–1896

Chaloulos et al (2013). Pile response in submerged lateral spreads: Common pitfalls of numerical and physical modeling techniques, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 55, p. 275-287

Conlee et al (2012). Centrifuge Modeling for Liquefaction Mitigation Using Colloidal Silica Stabilizer, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 138, No. 11, ©ASCE, ISSN 1090-0241/2012/11 p. 1334–1345

Conlee, CT (2010). Dynamic Properties of Colloidal Silica Soils using Centrifuge Model Tests and a Full-Scale Field Test. *PhD Thesis*, Drexel University

Diaz-Rodriguez, J. A., Antonio-Izarraras, V.M., Bandini, P., Lopez- Molina, J.A., (2008). Cyclic strength of a natural liquefiable sand stabilized with colloidal silica grout. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, p. 1345-1355

DuPont. (1997). Ludox Colloidal Silica: Properties, Uses, Storage, and Handling. *product information*.

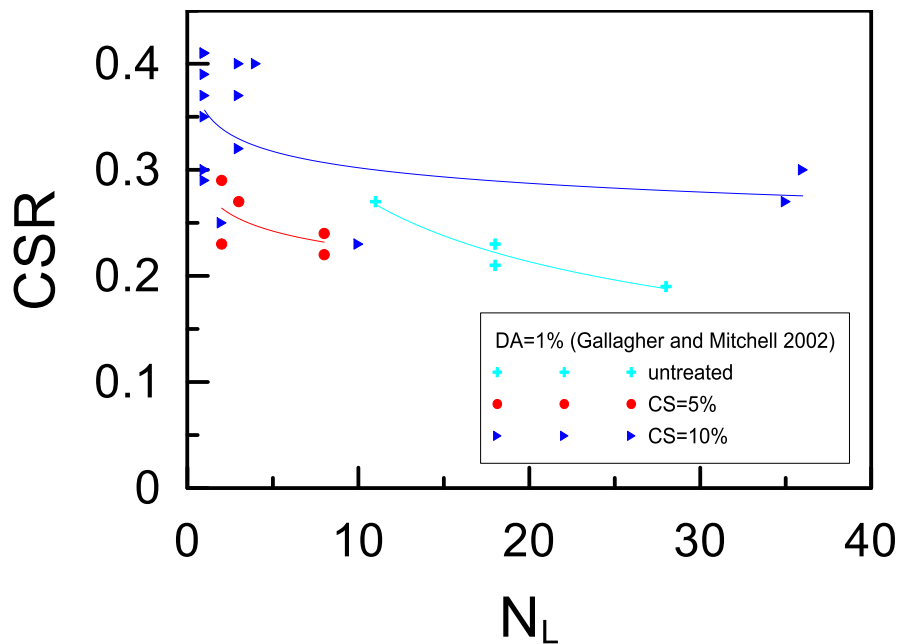
Gallagher, P. M., Lin Y. (2009). Colloidal silica transport through liquefiable porous media, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11): p. 1702-1712

Gallagher, P.M. (2000). Passive site remediation for mitigation of liquefaction risk. *Ph.D. dissertation*, Virginia Polytechnic Institute and State University

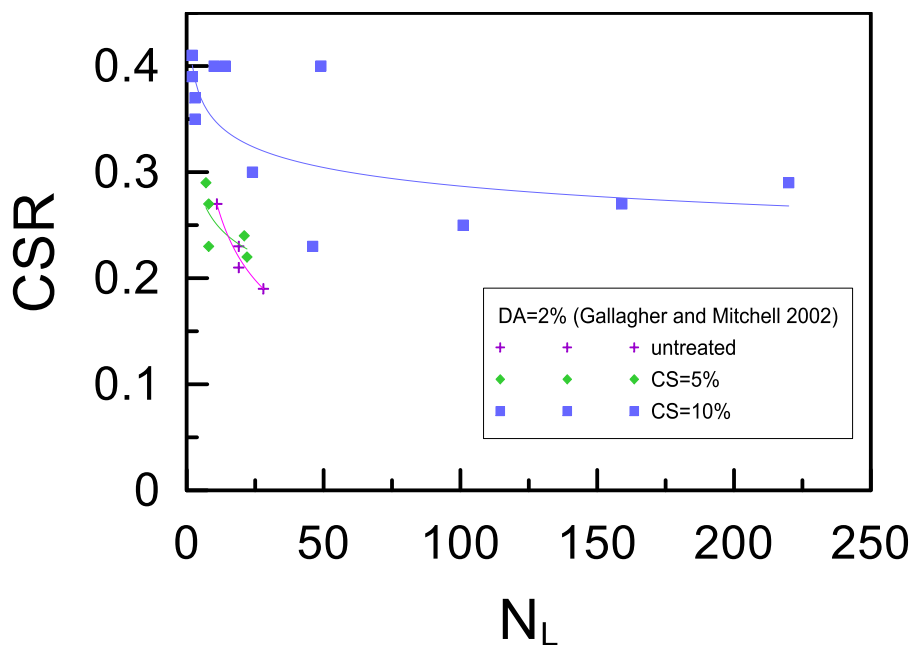
- Gallagher, P.M., Conlee, C.T., Rollins, K.M., (2007a). Full-scale field testing of colloidal silica grouting for mitigation of liquefaction risk. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133, p. 186-196
- Gallagher, P.M., Mitchell J.K. (2002). Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of loose sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22, p. 1017- 1026
- Gallagher, P.M., Pamuk, A., Abdoun. T., (2007b). Stabilization of liquefiable soils using colloidal silica grout. *Journal of Material in Civil Engineering*, 19, p. 33-40
- Gallagher, PM, Lin Y. (2005). Column testing to determine colloidal silica transport mechanisms, *Geotechnical Special Publication*, (130-142), p. 1821-1830
- Itasca (2005). Fast Lagrangian Analysis of Continua, Itasca consulting group inc., Minneapolis, Minnesota
- Jurinak, J.J., Summers, L.E. and Bennett, K.E. (1989). Oilfield application of colloidal silica gel. *Society of Petroleum Engineers International Symposium on Oil Field Chemistry*, Houston, TX, February 8-10.
- Koch, A. J. (2002). Model testing of passive site stabilization, Master Thesis, Drexel University, Philadelphia, PA.
- Kodaka, T., Oka, F., Ohno, Y., Takyu, T., Yamasaki, N. (2005). Modelling of cyclic deformation and strength characteristics of silica treated sand. *In Proceedings, 1st Japan – US Workshop on Testing, Modelling, and Simulation (GSP 143)*
- Liao, H. J., Huang, C. C., and Chao, B. S. (2003). Liquefaction resistance of a colloid silica grouted sand. *Grouting and ground treatment: Proc. 3rd Int. Conf.*, ASCE, Reston, Va., p.1305–1313.
- Liu L. & Dobry R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123 (6), pp. 557-567
- Manjari M. T. and Arulanandan K. (1993). Numerical predictions for Model No. 1, *Proceedings of Int. Conf. on Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems*, Davis, CA, 17-20 October, Vol. I, pp. 179-185
- Minkoff, S., Stone, C., Bryant, S., Peszynska, M., & Wheeler, M. (2003). Coupled fluid flow and geomechanical deformation modeling, *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 38, 37–56.

- Noll, M. R., Bartlett, C. and Dochat, T. M. (1992). In situ permeability reduction and chemical fixation using colloidal silica, *Proceedings of the 6th National Outdoor Action Conference*, National Ground Water Association, Las Vegas, NV, p. 443-457.
- Oka et al (1999). A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol. 49, No5, 661-680
- Otterstedt, J.-E., Greenwood, P. (2005). Some important, fairly new uses of colloidal silica/silica soil. Chapter 57 in *Colloidal Silica: Fundamentals and Applications* (eds by Bergna H., Roberts W.O.), Taylor and Francis CRC
- Pamuk, A., Gallagher, P.M., Zimmie, T. (2007). Remediation of pile foundations against lateral spreading by passive site stabilization technique. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 27, 864-874
- Papadimitriou A. G., Bouckovalas G. D. (2002). Plasticity Model for Sand under Small and Large Cyclic Strains: A multiaxial formulation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 22, pp. 191-204
- Papadimitriou A. G., Bouckovalas G. D., Dafalias Y. F. (2001). Plasticity Model for Sand under Small and Large Cyclic Strains, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127 (11), pp. 973-983
- Persoff et al (1996). Evaluation Tests for Colloidal Silica to be Used for Grouting at Savannah River Site, South Carolina, *ASTM Journal of Testing and Evaluation*.
- Persoff, P., Apps, J., Moridis, G. and Whang, J.M. (1999). Effect of dilution and contaminants on strength and hydraulic conductivity of sand grouted with colloidal silica gel. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 6., pp. 461-469.
- Popescu R. & J. Prevost (1994). Numerical class "A" predictions for Models Nos. 1,2 ,3,4a, 4b, 6, 7, 11 & 12, *Proceedings of Int. Conf. on Verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction problems*, Davis, CA, 17-20 October, Vol. I, pp. 1105-1207
- Ramberg W., Osgood W. R. (1943). Description of stress-strain curve by three parameters, *Technical Note 902*, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D. C.
- Rendulic, L. (1936). Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen, *Der Bauingenieur*, 17, 559-564.
- Roscoe K. H., Burland J. B. (1968). On the generalized stress – strain behaviour of "wet" clay, in *Engineering Plasticity* (eds. Hayman J., Leckie F. A.), Cambridge University Press, pp. 535-609.

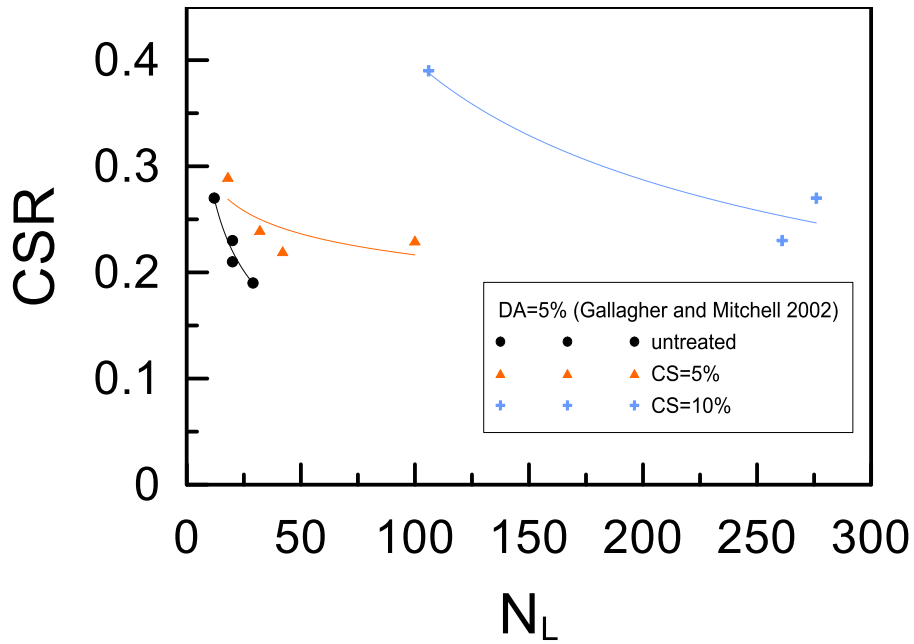
- Roscoe K. H., Schofield A. N., Thurairajah A. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical, *Geotechnique*, 13, pp. 211-240.
- Schofield A. N. and Wroth C. P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*, London: McGraw Hill
- Shahir H, Pak A, Taiebat M, Jeremić B.(2012). Evaluation of variation of permeability in liquefiable soil under earthquake loading. *Computers and Geotechnics* 2012;40:74–88.
- Spencer, L.M., Rix, G.J., Gallagher, P.M. (2008). Colloidal silica gel and sand mixture dynamic properties. *In Proceedings, Geotechnical, Earthquake Engineering and Soil Dynamics (GSP 181)*
- Taboada, V.M. (1995). Centrifuge modeling of earthquake induced lateral spreading in sand using a laminar box. *Ph.D. thesis*, Rensselaer Polytechnic Institute
- Taiebat et al (2007). Study of pore pressure variation during liquefaction using two constitutive models for sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(1)
- Terzaghi (1943). *Theoretical soil mechanics*, J. Wiley and Sons, inc.
- Towhata I. (2007). Developments of Soil Improvement Technologies for Mitigation of Liquefaction Risk, *Earthquake Geotechnical Engineering , Proceedings of 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures*, p.355-382
- Towhata I. (2008). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Springer Series in Geomechanics and Geoengineering, (eds. W. Wu, R. Iborja), p. 697
- Whang, J.M. (1995). Section 9 – Chemical-based barrier materials. *Assessment of Barrier Containment Technologies for Environmental Remediation Applications*, R. R. Rumer and J.K. Mitchell, eds., NTIS, Springfield, VA, p. 211-247



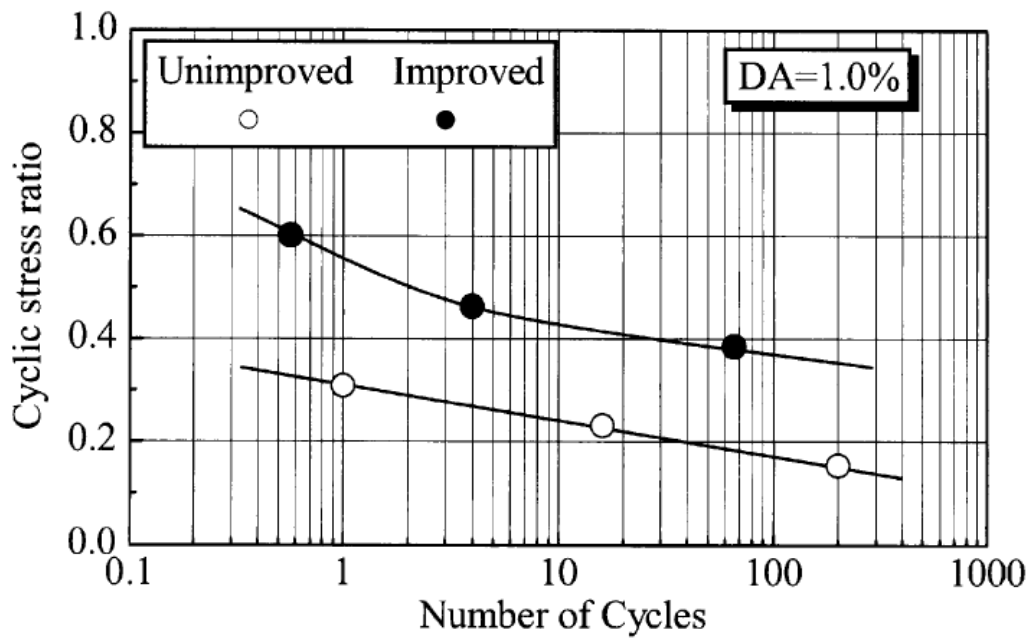
Σχήμα Α.1: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR που απαιτείται για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L για $DA=1\%$ (Gallagher and Mitchell 2002)



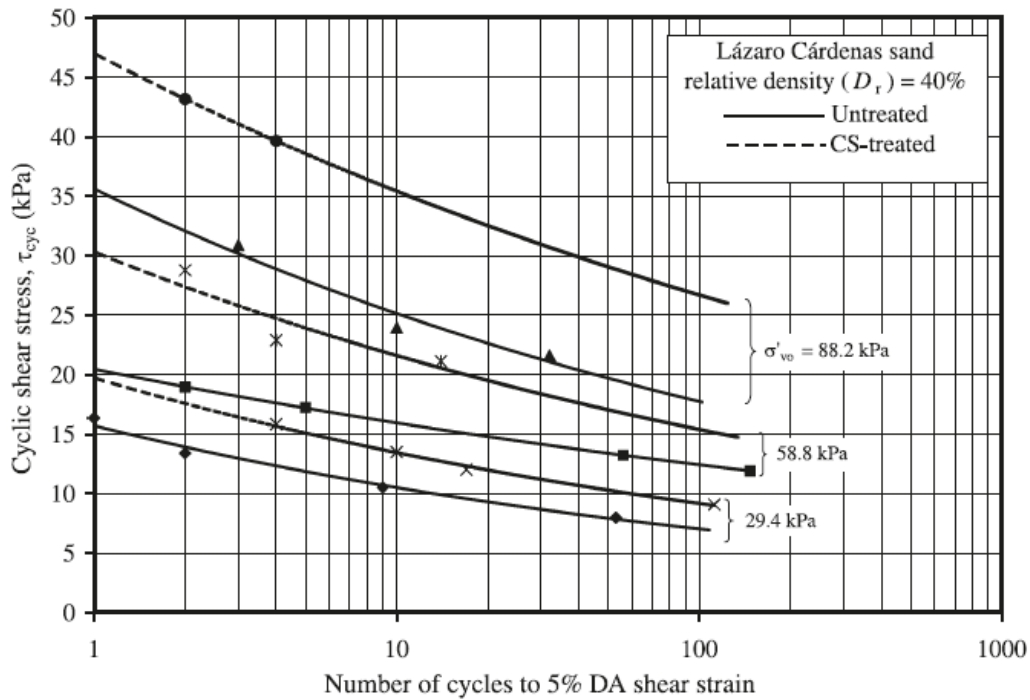
Σχήμα Α.2: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR που απαιτείται για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L για $DA=2\%$ (Gallagher and Mitchell 2002)



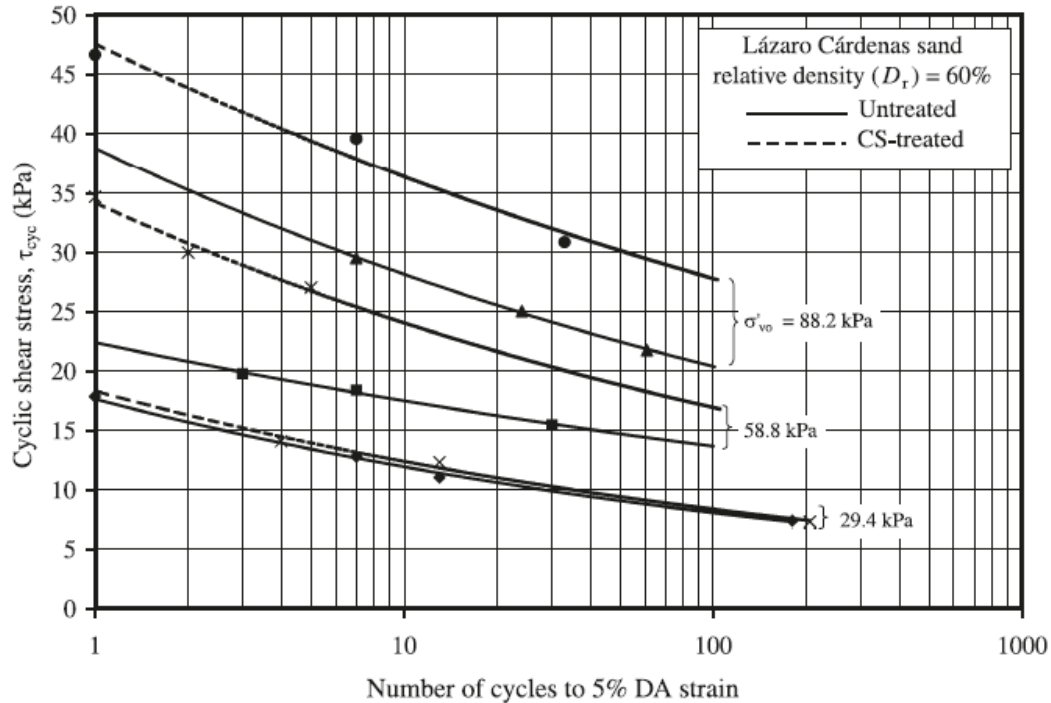
Σχήμα Α.3: Η επίδραση της κολλοειδούς πυριτίας στο λόγο ανακυκλικών τάσεων CSR που απαιτείται για ρευστοποίηση για δεδομένο αριθμό κύκλων N_L για $DA=5\%$ (Gallagher and Mitchell 2002)



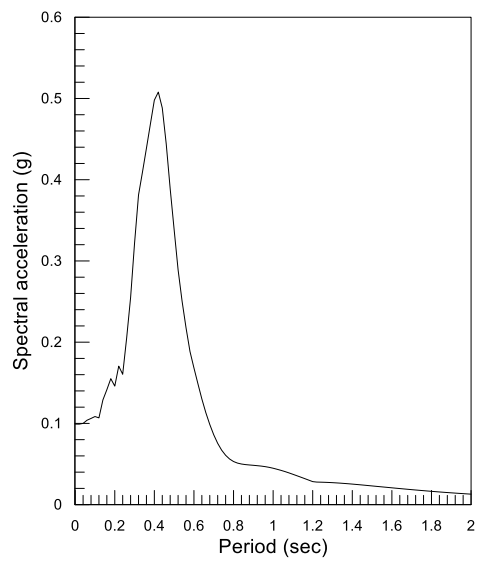
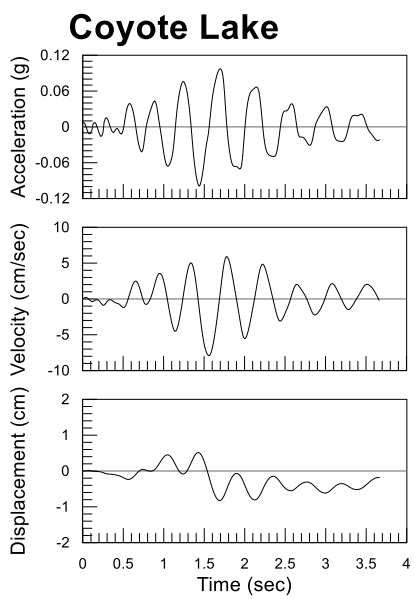
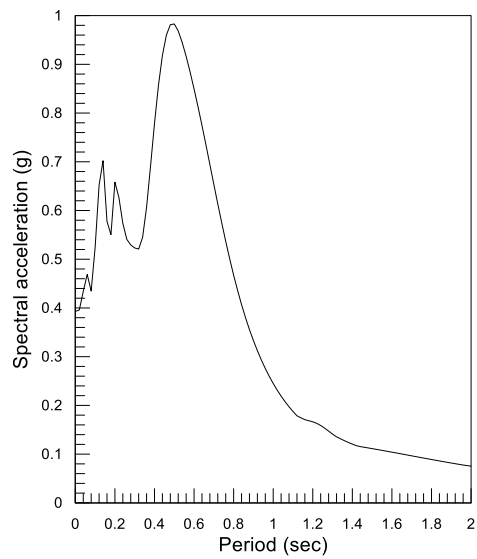
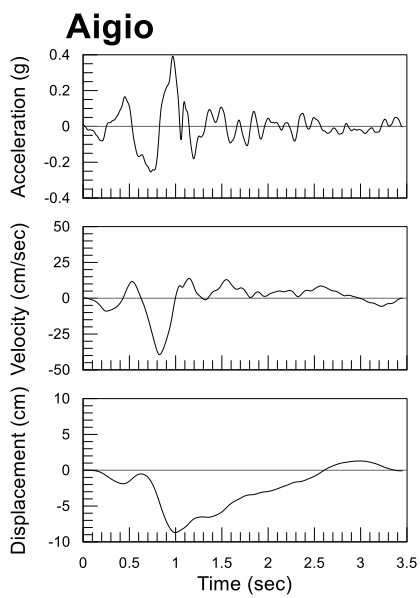
Σχήμα Α.4: Καμπύλες αντοχής σε ρευστοποίηση για φυσικό έδαφος και για σταθεροποιημένο με $CS=4\%$, $DA=1\%$ (Kodaka et al 2005)



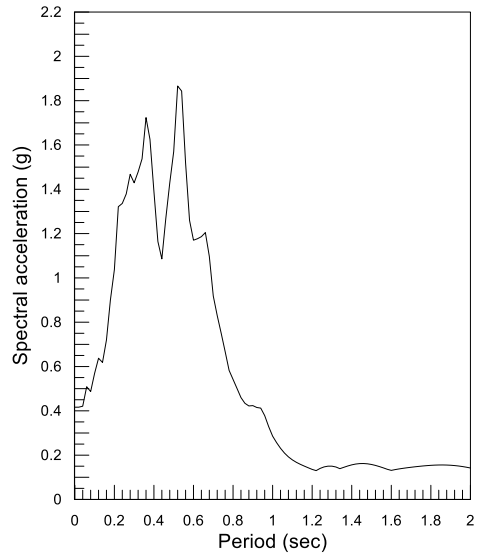
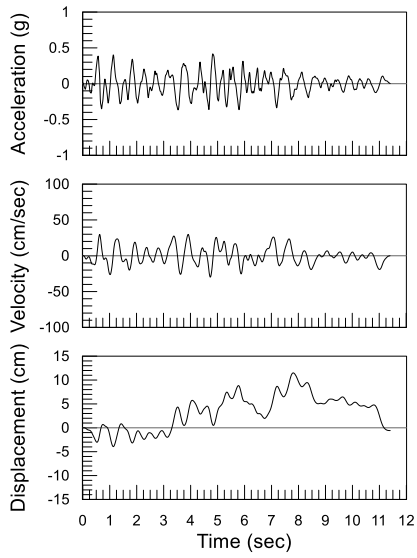
Σχήμα Α.5: Σύγκριση αντοχής σε ρευστοποίηση φυσικού εδάφους και σταθεροποιημένου εδάφους με CS=14.5% για κατακόρυφες ενεργές τάσεις $\sigma'_{v0}=29.4\text{kPa}$, $\sigma'_{v0}=58.8\text{kPa}$ $\sigma'_{v0}=88.2\text{kPa}$ DA=5% και σχετική πυκνότητα $D_r=40\%$ (Diaz-Rodriguez et all 2008)



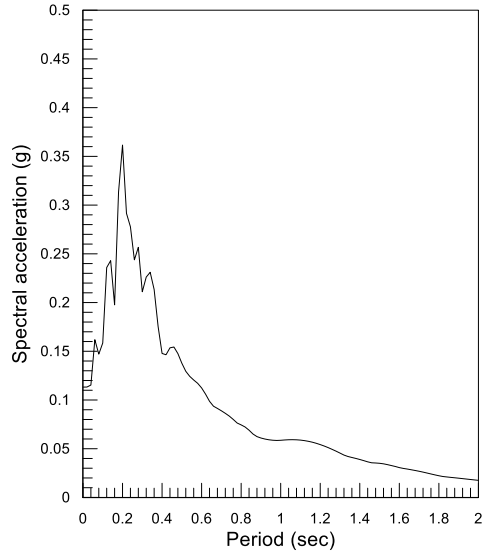
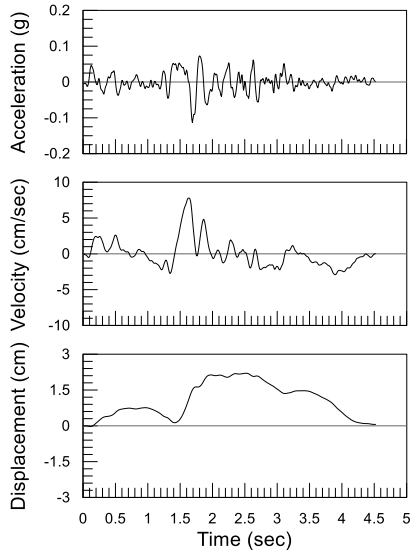
Σχήμα Α.6: Σύγκριση αντοχής σε ρευστοποίηση φυσικού εδάφους και σταθεροποιημένου εδάφους με CS=14.5% για κατακόρυφες ενεργές τάσεις $\sigma'_{v0}=29.4\text{kPa}$, $\sigma'_{v0}=58.8\text{kPa}$ $\sigma'_{v0}=88.2\text{kPa}$ DA=5% και σχετική πυκνότητα $D_r=60\%$ (Diaz-Rodriguez et all 2008)



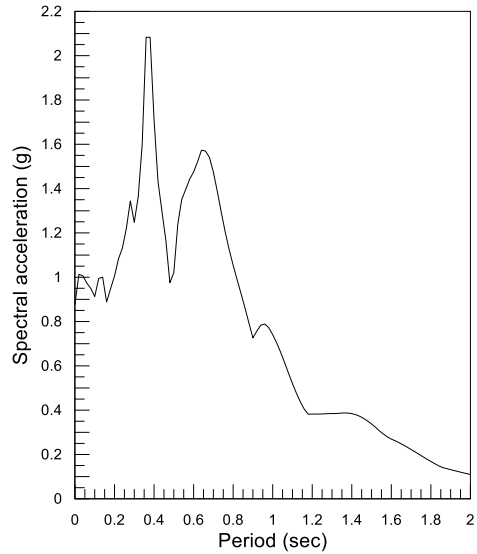
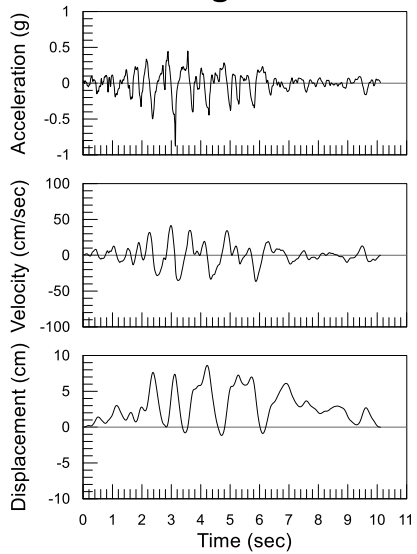
Lefkada



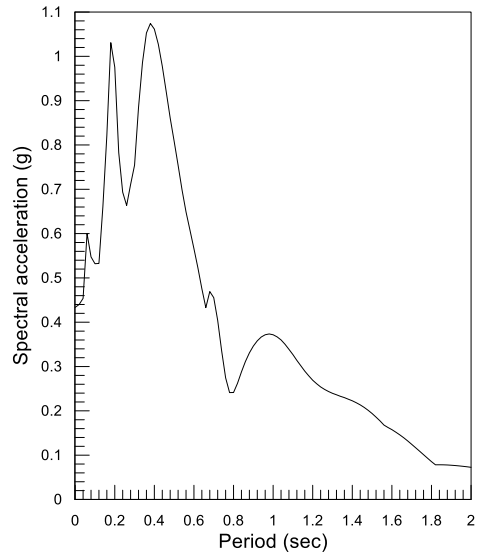
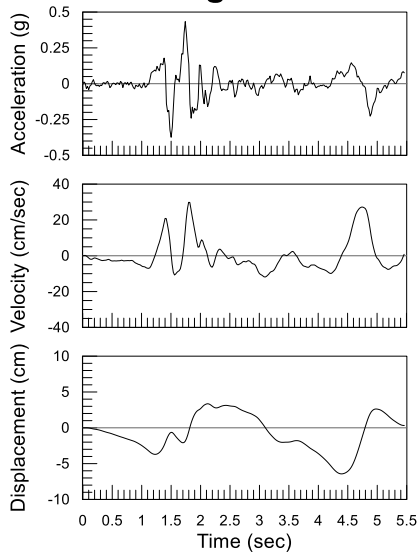
Loma Prieta



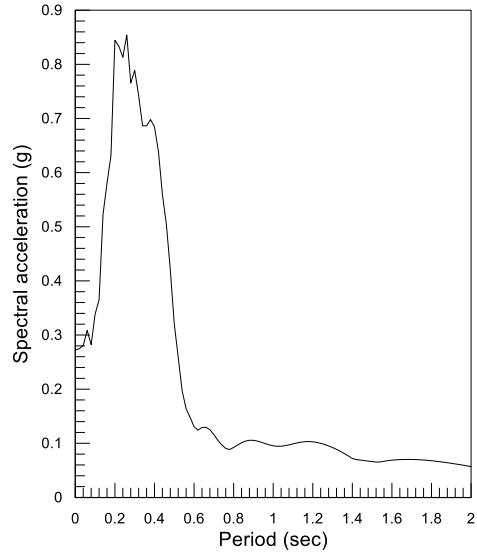
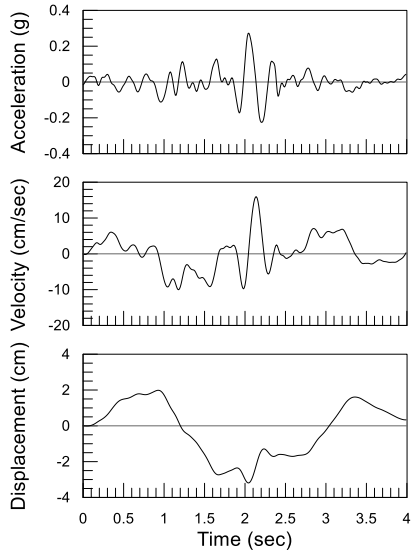
Northridge



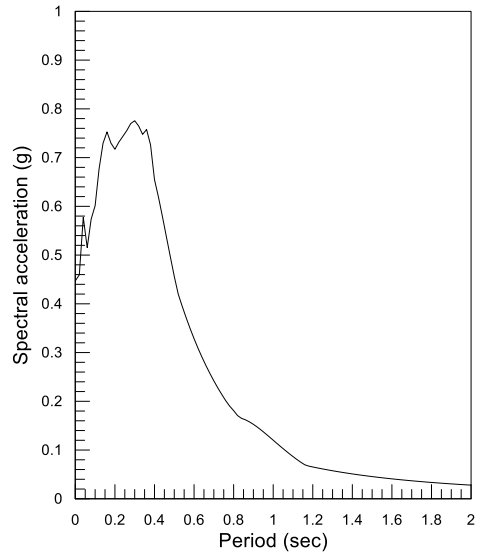
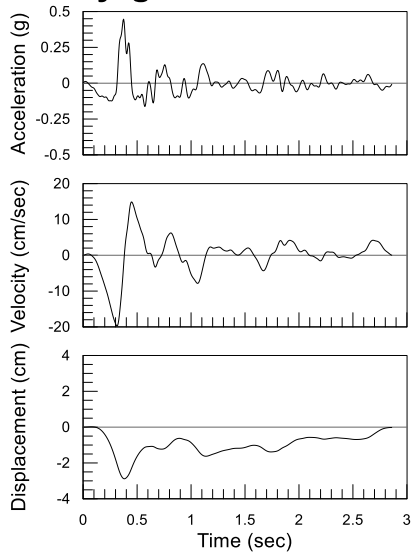
Northridge 265



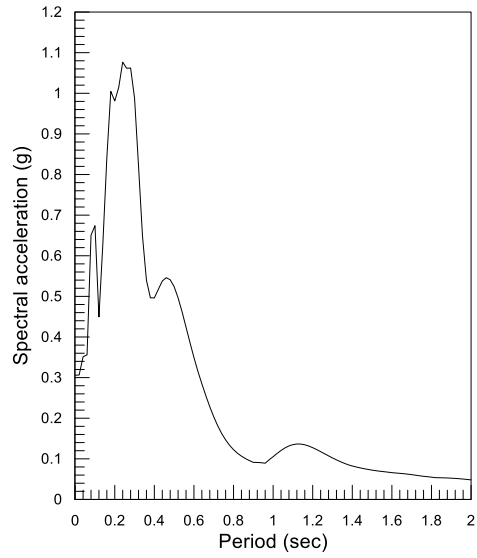
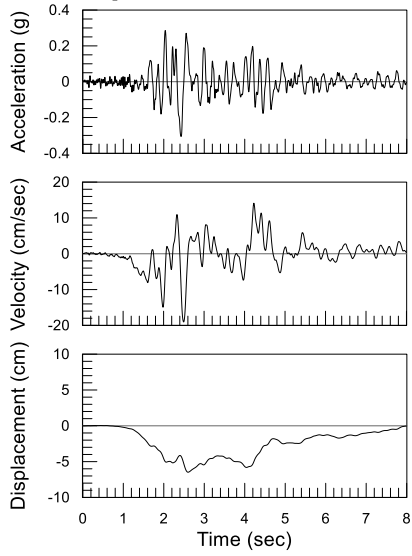
Parkfield



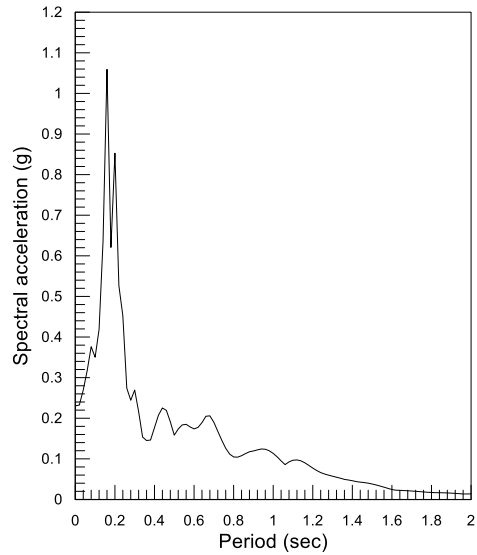
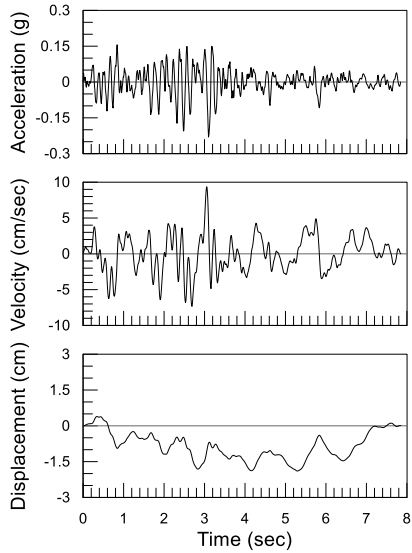
Pyrgos



Sepolia



Kefalonia



Kobe

