



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ

ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

**ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΤΗΝ ΑΝΑΤΡΟΠΗ ΤΟΥ ΚΤΙΡΙΟΥ TERVELER ΣΤΟΝ
ΣΕΙΣΜΟ ΤΟΥ 1999 ΣΤΗΝ ΤΟΥΡΚΙΑ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΧΑΡΑΛΑΜΠΟΣ ΜΕΛΙΓΚΟΥΝΑΚΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ: ΝΙΚΟΛΑΟΣ ΓΕΡΟΛΥΜΟΣ, ΑΝΑΠΛ. ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	4
Αφιέρωση	4
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	5
ABSTRACT	5
Στάδια διπλωματικής εργασίας.....	5
ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	6
1 ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ – ΟΡΙΣΜΟΙ -ΧΑΡΑΚΗΡΙΣΤΙΚΑ	7
1.1 Σεισμικά κύματα.....	7
1.1.1 Μέγεθος σεισμού Mw	8
1.2 Ρευστοποίηση.....	8
1.2.1 Μηχανισμός έναρξης ρευστοποίησης	8
1.2.2 Διαδικασία ρευστοποίησης	9
1.3 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης	11
1.3.1 Γεωλογική ηλικία εδαφικών σχηματισμών	11
1.3.2 Γεωμορφολογικά κριτήρια.....	12
1.3.3 Υδροφόρος ορίζοντας.....	12
1.3.4 Σχετική πυκνότητα	13
1.3.5 Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών	14
1.4 Θεμελιώδεις Αρχές της Ρευστοποίησης	15
1.4.1 Μονοτονική φόρτιση κορεσμένων άμμων	16
1.4.2 Στραγγιζόμενες συνθήκες (drained conditions)	17
1.4.3 Αστράγγιστες συνθήκες (undrained conditions)	17
1.4.4 Κρίσιμη κατάσταση (critical-state line)	17
1.4.5 Φάση μετασχηματισμού (transformation phase, PT)	18
1.5 Ανακυκλιζόμενη φόρτιση κορεσμένων άμμων	19
1.5.1 Στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης	19
1.5.2 Αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης.....	19
1.6 Αποτελέσματα εμφάνισης ρευστοποίησης.....	22
1.6.1 Εδαφικές αστοχίες	22

1.6.2	Αστοχίες κατασκευών-υποδομών	22
2	ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΗΣΗΣ ΚΩΝΟΥ	24
2.1.1	Χρήση δοκιμής διείσδυσης κώνου	25
3	ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΜΕΛΕΤΗΣ.....	26
3.1.1	Η πόλη του Ανταπαζάρι.....	26
3.1.2	Στοιχεία υπεδάφους.....	26
3.1.3	Βορειοανατολικό ρήγμα	27
3.1.4	Χαρακτηριστικά σεισμού kocaeli.....	28
3.1.5	Καταγραφή επιταχύνσεων	28
3.2	ΑΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΟΥ	28
3.3	Κτίρια ενδιαφέροντος	31
4	ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ	33
4.1	Μέθοδοι υπολογισμών	33
4.1.1	Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών (Π.Δ)	33
4.1.2	Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων (Π.Σ)	33
4.2	Καταστατικά προσομοιώματα	34
4.2.1	Καταστατικό προσομοίωμα PM4Sand	34
4.2.2	Καταστατικό προσομοίωμα HSsmall.....	35
4.3	Πρόγραμμα Plaxis.....	35
5	ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ	36
5.1	Εδαφικό προφίλ	36
5.2	Δημιουργία μοντέλου	39
6	ΠΟΡΕΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ	48
7	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ.....	50
7.1	Ανάλυση δύο κτιρίων	50
7.1.1	Καθιζήσεις και στροφή κτιρίων	50
7.1.2	Επιταχύνσεις	53
7.1.3	πιέσεις πόρων	56
7.1.4	Διαδρομές τάσεων.....	57
7.2	Ανάλυση με ένα κτίριο	59
7.3	Σχολιασμός αποτελεσμάτων	61
8	ΠΗΓΕΣ	62

Ευχαριστίες

Εδώ, στο τέλος της φοιτητικής μου ζωής, θα ήταν τουλάχιστον αχαριστία εκ μέρους μου να μην εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στους ανθρώπους που με βοήθησαν, με δίδαξαν και με διαμορφώσαν ως άνθρωπο και μηχανικό. Επομένως οφείλω ένα ευχαριστώ στους καθηγητές μου, τόσο αυτούς που ήταν αυστηροί όσο και εκείνους που έδειξαν επιείκεια, με εξέχοντα τον εμπνευστή της παρούσας διπλωματικής εργασίας Νικόλαο Γερόλυμο που με εμπιστεύτηκε και με καθοδήγησε σε κάθε βήμα της. Ακόμα ,με κίνδυνο να ξεχάσω κάποιους αδικώντας τους, θα ήθελα να αναφέρω τους φίλους και συνάδελφους, Κωνσταντίνο Τσιβόλα, Βασίλη Αποστολόπουλο, Ερρίκο Μαρκάτο, Παναγιώτα Λαλά και Λεωνίδα Χατζηδάκη, σας ευχαριστώ όλους από καρδιάς και ελπίζω να σας ανταποδώσω στον καθένα ξεχωριστά τα δέοντα .

Αφιέρωση

Την διπλωματική μου εργασία την αφιερώνω στους γονείς μου Βαγγέλη και Ελένη που με την αγάπη τους με οδήγησαν στην εισαγωγή στην τριτοβάθμια εκπαίδευση και με την υπομονή και την στήριξη τους με βοήθησαν να αποφοιτήσω.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Διπλωματική Εργασία εκπονήθηκε στον τομέα Γεωτεχνικής Μηχανικής του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών της Σχολής του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Αντικείμενο της εργασίας είναι η μελέτη, η ανάλυση και η προσομοίωση του φαινομένου της εδαφικής ρευστοποίησης κατά τη διάρκεια του σεισμού Kocaeli στις 17 Αυγούστου 1999 στην πόλη Adapazari (Ανταπαζάρι) της Τουρκίας. Επομένως αναλύεται λεπτομερώς ο μηχανισμός γένεσης του σεισμικού φαινομένου της ρευστοποίησης καθώς και τα αποτελέσματα που προκαλεί στο φυσικό και δομημένο περιβάλλον. Παρουσιάζονται οι προσομοιώσεις από το εδαφικό προφίλ με την χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων πλάξις (plaxis) και των καταστατικών προσομοιωμάτων PM4Sand και Hardeningsoilsmall (hssmall), προκειμένου να υπολογιστούν οι δυναμικές καθιζήσεις που προκλήθηκαν λόγω της ρευστοποίησης εδαφικών σχηματισμών υπό σεισμική φόρτιση. Τέλος γίνεται η συγκριτική ανάλυση και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων υπολογισμού της ρευστοποίησης σε αντιπαράθεση με τα πραγματικά γεγονότα .

ABSTRACT

The present Diploma Thesis was prepared in the Department of Geotechnical Engineering of the Department of Civil Engineering of the School of the National Technical University of Athens. The object of the work is the study, analysis and simulation of the phenomenon of soil liquefaction during the Kocaeli earthquake on August 17, 1999 in the city of adapazari (Antapazari) in Turkey. Therefore, the mechanism of generation of the seismic phenomenon of liquefaction as well as the effects it causes in the natural and structured environment are analyzed in detail. Simulations from four different geological profiles using finite point software are presented plaxis elements and the statutory simulations PM4Sand and Hardeningsoilsmall (hssmall) in order to calculate the dynamic subsidence caused by the liquefaction of soil formations under seismic loading. Finally, the comparative analysis and evaluation of the results of the calculation of liquidation in opposition to real facts is done.

Στάδια διπλωματικής εργασίας.

Για να γίνουν κατανοητά τα αποτελέσματα και οι διαδικασίες που ακολουθηθήκαν είναι απαραίτητο στο πρώτο στάδιο να δοθούν οι κύριοι ορισμοί για τα φαινόμενα και τα μεγέθη που θα μελετηθούν και γίνεται παρουσίαση των γεγονότων και των συνθήκων που επικρατούσαν κατά την διάρκεια του συμβάντος που θα προσομοιωθεί. Ακολούθως αναλύονται τα εργαλεία που χρησιμοποιήθηκαν και αιτιολογείται η επιλογή τους ενώ στην συνέχεια δίδονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την δημιουργία του μοντέλου. Τέλος γίνεται η παρουσίαση και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων.

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Οι εδαφικές αστοχίες στο Adarazarı από τον σεισμό Kocaeli, αν και αποτελούν ένα αρκετά μελετημένο έως και τετριμμένο θέμα στις τάξεις των μηχανικών, δεν παύουν να χάνουν το ενδιαφέρον τους και να δίδουν τροφή για μελέτη, στα πλαίσια της προσπάθειας για καλύτερη κατανόηση πολύπλοκων φυσικών φαινομένων. Υπήρξαν διαφωνίες μεταξύ των ερευνητών σχετικά με το κατά πόσον τα χαλαρά ελαστικά εδάφη σε βάθος δυο έως πέντε μέτρων κάτω από την επιφάνεια του εδάφους ρευστοποιήθηκαν ή όχι. Οι Bray et al (2004) παρουσίασαν έμμεση απόδειξη ότι έχει συμβεί ρευστοποίηση. Σύμφωνα με τα λεγόμενα τους τα εδάφη στο Adarazarı περιέχουν μια σημαντική ποσότητα σωματιδίων μεγέθους ιλύος, η οποία όμως ρευστοποιείται. Ομοίως, ο Pekcan et al (2004) υποστήριξαν την εμφάνιση ρευστοποίησης βάσει κυκλικών τριαξονικών δοκιμών. Από την άλλη πλευρά, άλλοι ερευνητές έχουν υποστηρίξει επίσης με βάση ξανά κυκλικές τριαξονικές δοκιμές ότι δεν πραγματοποιήθηκε ρευστοποίηση. Σε αυτή την εργασία σκιαγραφούμε την περίπτωση δυο κτιρίων τα οποία ανατράπηκαν σε αντίθετη κατεύθυνση και συγκρουστήκαν με γειτονικά κτίρια (βλέπε Εικ. 1). Το εδαφικό προφίλ, που βασίζετε σε μια δοκιμή CPT, που πραγματοποιήθηκε μπροστά από το κτίριο ενδιαφέροντος, αποκαλύπτει την παρουσία ενός αριθμού εναλλασσόμενου ιλυώδους άμμου και στρώματα αργίλου, από την επιφάνεια έως και βάθος τουλάχιστον 15 m με τιμές αντίστασης σημείου $q_c \approx (0,4 - 5,0)$ MPa (Gazetas 2001). Οι μετρήσεις Seismo-cone αποκάλυψαν τις ταχύτητες κυμάτων κατά Vs λιγότερες από 60 m / s για βάθη έως 15 m, ενδεικτικά εξαιρετικά μαλακών στρωμάτων εδάφους (EERI 2001, Bray et al 2001, Erken 2001).



εικόνα:1 κτίριο terveler 1999

1 ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΔΑΦΩΝ – ΟΡΙΣΜΟΙ -ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

Το πρόβλημα της ρευστοποίησης είναι πολύ σημαντικό στη γεωτεχνική σεισμική μηχανική και στη μηχανική γενικότερα, όχι μόνο λόγω των θεαματικών και σοβαρότατων ζημιών που μπορεί να προκαλέσει, αλλά και διότι αποτελεί ένα έξοχο αντικείμενο κατανόησης και εμπάθυνας της συμπεριφοράς ενός σύνθετου υλικού όπως είναι το έδαφος.

1.1 Σεισμικά κύματα

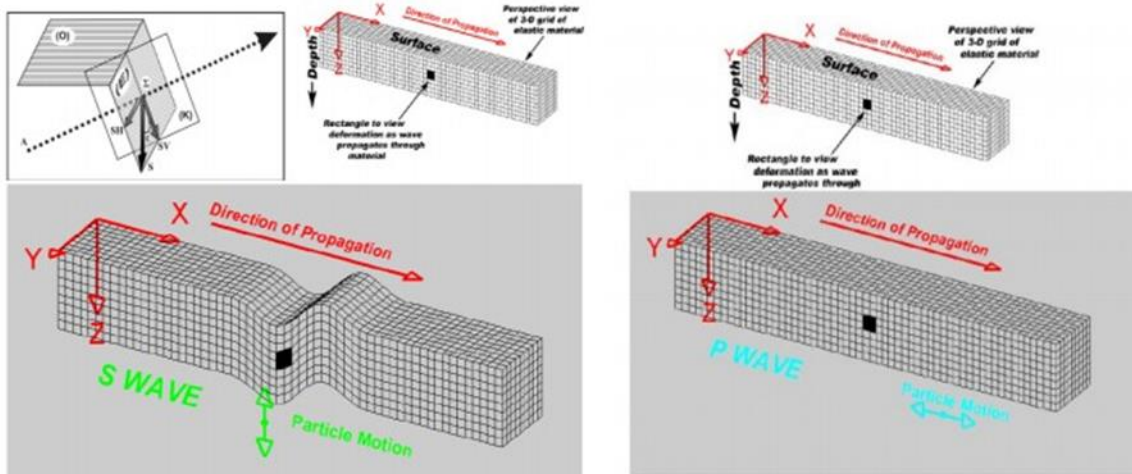
Για τις περισσότερες απλές γεωτεχνικές σεισμικές μελέτες, το μέγεθος της ανακυκλιζόμενης εδαφικής κίνησης αποτυπώνεται στον δείκτη της μέγιστης οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης στην ελεύθερη επιφάνεια, γνωστό και ως a_{max} ή PGA. Από την στιγμή που είναι αδύνατη η πρόβλεψη ενός χαοτικού φαινομένου όπως οι σεισμοί, η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης πρέπει να βασίζεται σε προηγούμενους σεισμούς ή μελέτες σεισμικών ρηγμάτων. Τα σεισμικά κύματα αποτελούνται από τα πρωτεύοντα (compressional) P-waves και τα (shear) δευτερεύοντα S-waves. Τα πρωτεύοντα σεισμικά κύματα κινούνται στην διεύθυνση διάδοσης του σεισμού ενώ τα δευτερεύοντα κύματα κινούνται κατακόρυφα στην διάδοση των πρωτευόντων.

Οι τύποι υπολογισμού των πρωτευόντων και δευτερευόντων κυμάτων είναι οι εξής :

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}}$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Λόγω της μεγάλης ανομοιογένειας του εδάφους, τα κύματα αυτά υφίστανται μεταβολές λόγω των διαφορετικών υλικών και της μεταβολής της απόσβεσης στο έδαφος. Έτσι, το πλάτος των διατμητικών κυμάτων μειώνεται σε σχέση με την απόσταση ακόμα και αν η συνολική ενέργεια παραμένει σταθερή. Επιπρόσθετα, η απόσβεση επηρεάζει τα διαδιδόμενα διατμητικά κύματα, δηλαδή ένα μέρος της ελαστικής ενέργειας χάνεται λόγω της θερμότητας.



Εικόνα1. 2 : διάδοση σεισμικών κυμάτων στο έδαφος

1.1.1 Μέγεθος σεισμού M_w

Η επίδραση ενός σεισμού μπορεί να αποτυπωθεί με δύο διαφορετικές έννοιες, το μέγεθος και την ένταση. Το μέγεθος αποτυπώνει την ενέργεια που απελευθερώνεται από την σεισμική πηγή ενώ η ένταση μετράει την σφοδρότητα της δόνησης που προκαλεί ένας σεισμός σε μια συγκεκριμένη περιοχή. Στην συγκεκριμένη εργασία δεν θα αναπτυχθούν περαιτέρω αυτές οι έννοιες παρά μόνο στην δυναμική ανάλυση όπου θα αναλυθεί το σεισμικό κύμα που καταγράφηκε στα επιταχυνσιογραφήματα στις επιμέρους διευθύνσεις και θα φιλτραριστεί το σήμα εφόσον αυτό απαιτηθεί με την βοήθεια ενός συντελεστή μεγέθους (scale factor)

1.2 Ρευστοποίηση

Για το φαινόμενο της ρευστοποίησης έχουν αναπτυχθεί διάφοροι ορισμοί από πολλούς επιστήμονες της γεωτεχνικής μηχανικής. Η ρευστοποίηση όπως ορίστηκε από τον Youd (1973), είναι η μεταβολή ενός κορεσμένου, μη-στερεοποιημένου κοκκώδους υλικού από την στερεή, στην ρευστή κατάσταση, ως συνέπεια της αύξησης της πίεσης των πόρων η οποία μειώνει την ενεργό αντοχή του υλικού. Η απώλεια αντοχής μπορεί να οδηγήσει σε μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις και αστοχίες σε υφιστάμενες κατασκευές. Στην συνέχεια ακολουθεί μια πιο ολοκληρωμένη περιγραφή της ρευστοποίησης, όσο αφορά τον μηχανισμό πρόκλησης, την διαδικασία της ρευστοποίησης αλλά και τις βασικές αρχές του φαινομένου.

1.2.1 Μηχανισμός έναρξης ρευστοποίησης

Η αύξηση της πίεσης των πόρων μη συνεκτικών κορεσμένων εδαφικών σχηματισμών η οποία προκαλείται από δυναμικού τύπου δονήσεις (σεισμικές ταλαντώσεις, κλπ.) - υπό

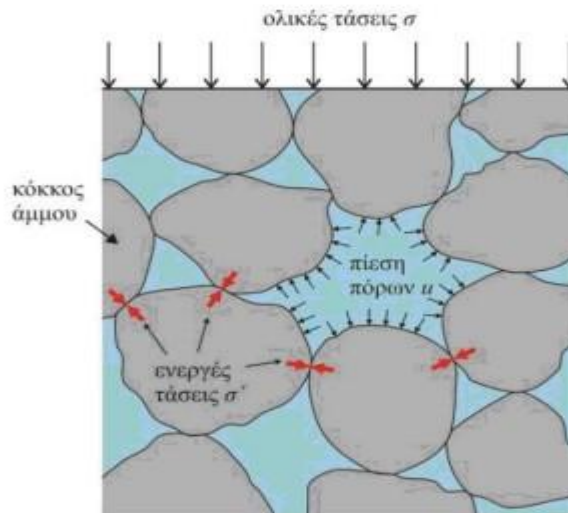
αστράγγιστες συνθήκες - μπορεί να επιφέρει τη μείωση έως και την απώλεια της διατμητικής αντοχής του υλικού δημιουργώντας το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η διαδικασία αυτή παρατηρείται κυρίως σε ομοιόμορφα, χαλαρά, λεπτά έως μεσοκοκκώδη ιζήματα. Ο όρος που χρησιμοποιείται για την περιγραφή αυτής της κατάστασης είναι ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών. Στην πραγματικότητα με τον γενικό όρο της ρευστοποίησης περιγράφονται δύο αρκετά διακριτές καταστάσεις οι οποίες διακρίνονται, με βάση το μηχανισμό γένεσης, σε δύο γενικές κατηγορίες: την εδαφική ροή (flow failure) και την ανακυκλιζόμενη κινητικότητα (cyclic mobility)

1.2.2 Διαδικασία ρευστοποίησης

Όταν ένας χαλαρός κοκκώδης εδαφικός σχηματισμός υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη δόνηση, όπως στην περίπτωση ενός σεισμού, τότε επιδεικνύει τάση συμπίκνωσης, δηλαδή μεταβολής του όγκου. Συγκεκριμένα, οι κόκκοι από τους οποίους αποτελείται το εδαφικό υλικό μετακινούνται έχοντας ως στόχο τη μείωση των μεταξύ τους κενών. Όμως, η παρουσία νερού σε αυτά τα κενά, στην περίπτωση κορεσμένων χαλαρών εδαφών σε αστράγγιστες συνθήκες, εμποδίζει αυτήν τη μετατόπιση. Αυτή η πίεση που μεταφέρεται στο νερό των πόρων, λόγω των αστράγγιστων συνθηκών δε μπορεί να εκτονωθεί με συνέπεια την απότομη αύξηση της πίεσης των πόρων u . Η συνεχιζόμενη αύξηση της u αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους έως και την πλήρη απώλεια αυτής, σύμφωνα με το νόμο του Coulomb:

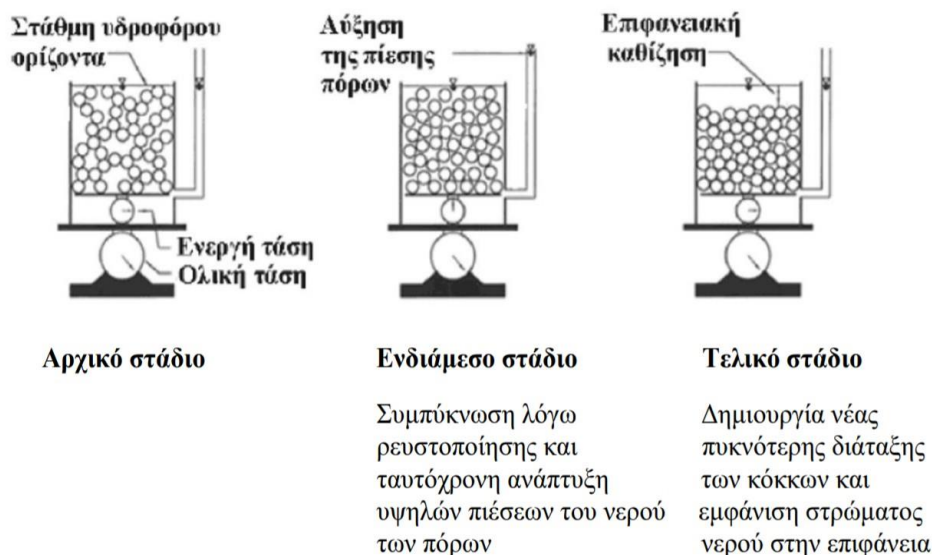
$$\tau = \sigma' \nu \tan \phi'$$

όπου $\sigma' \nu = \sigma - u$, σ : τάση, $\sigma' \nu$: ενεργή τάση, ϕ' : ενεργός γωνία τριβής και u : πίεση των πόρων. Ο όρος της συνοχής c δεν υπάρχει διότι αναφερόμαστε σε μη συνεκτικά εδάφη. Στο στάδιο αυτό, το οποίο ονομάζεται ολική ρευστοποίηση, η πίεση του νερού των πόρων, το οποίο δεν έχει απεγκλωβιστεί από το εδαφικό στρώμα, ανταποκρίνεται στην πίεση που ασκούν τα υπερκείμενα στρώματα διατηρώντας τον όγκο του σχηματισμού. Παράλληλα οι δυνάμεις σύνδεσης μεταξύ των κόκκων - ο δομικός ιστός του εδάφους - έχει καταρρεύσει με αποτέλεσμα αυτό να συμπεριφέρεται πλέον ως ρευστό.



Εικόνα:1.3 ενεργές τάσεις εδάφους

Η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων, στη συνέχεια θα προκαλέσει την αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και την ταυτόχρονη μείωση του όγκου του. Η ποσότητα του νερού που παρέμεινε εγκλωβισμένη στο ίζημα θα διοχετευτεί προς την επιφάνεια λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης παρασέρνοντας εδαφικό υλικό. Η διάρκεια αυτής της ροής προς την επιφάνεια εξαρτάται από το χρόνο που χρειάζεται για να αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία στην εδαφική στήλη. Έτσι, είναι σύνηθες φαινόμενο η συνέχιση αυτής της ροής και μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης. Η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων, στη συνέχεια θα προκαλέσει την αύξηση της πυκνότητας του εδάφους και την ταυτόχρονη μείωση του όγκου του. Η ποσότητα του νερού που παρέμεινε εγκλωβισμένη στο ίζημα θα διοχετευτεί προς την επιφάνεια λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης παρασέρνοντας εδαφικό υλικό. Η διάρκεια αυτής της ροής προς την επιφάνεια εξαρτάται από το χρόνο που χρειάζεται για να αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία στην εδαφική στήλη. Έτσι, είναι σύνηθες φαινόμενο η συνέχιση αυτής της ροής και μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης.



εικόνα:1.4

Διαδικασία ρευστοποίησης (Obermeier et al., 2005)

1.3 Προϋποθέσεις πρόκλησης ρευστοποίησης

Η εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης ενός εδαφικού σχηματισμού αποτελεί ένα από τα αντικείμενα των γεωτεχνικών μελετών, οι οποίες πραγματοποιούνται στο πλαίσιο εξέτασης της σεισμικής διακινδύνευσης μιας συγκεκριμένης θέσης. Προκειμένου να θεωρηθεί ένα έδαφος εν δυνάμει ρευστοποιήσιμο θα πρέπει να πληροί ορισμένες προϋποθέσεις, η εξέταση των οποίων είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθεί πριν την τελική εκτίμηση της πιθανότητας ρευστοποίησης του συγκεκριμένου εδαφικού σχηματισμού. Από τα αποτελέσματα αυτής της προκαταρκτικής εξέτασης της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών θα προκύψει η αναγκαιότητα ή όχι της περαιτέρω μελέτης της επικινδυνότητας ρευστοποίησης αυτών. Ως επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού ορίζεται η ικανότητα του εδάφους να ρευστοποιείται κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες. Από τη μελέτη ιστορικών περιστατικών εμφάνισης ρευστοποίησης - στα οποία έγινε συσχετισμός κυρίως των γεωλογικών, υδρογεωλογικών και φυσικών χαρακτηριστικών των ρευστοποιηθέντων εδαφικών υλικών - ορίστηκαν τα κριτήρια επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση ενός εδαφικού σχηματισμού τα οποία παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια.

1.3.1 Γεωλογική ηλικία εδαφικών σχηματισμών

Η γεωλογική ηλικία καθώς και το περιβάλλον απόθεσης του εδαφικού σχηματισμού αποτελούν βασικά κριτήρια για την ταξινόμηση του εξεταζόμενου εδάφους ως επιδεκτικού προς ρευστοποίηση. Κορεσμένες, χαλαρές και ψαθυρές αποθέσεις παρουσιάζουν το μεγαλύτερο βαθμό επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση. Επειδή η πυκνότητα και ο βαθμός συγκόλλησης των εδαφών αυξάνονται με την πάροδο του χρόνου, η αύξηση της αντοχής

έναντι ρευστοποίησης των σχηματισμών θα είναι ανάλογη της ηλικίας τους. Κατά συνέπεια, νεότερες αποθέσεις παρουσιάζουν μεγαλύτερη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση από παλαιότερες. Εδαφικοί σχηματισμοί ηλικίας Άνω Ολόκαινου είναι περισσότερο επιδεκτικοί προς ρευστοποίηση από σχηματισμούς του Ολοκαινού, ενώ ρευστοποίηση εδαφών Πλειστοκαινικής ηλικίας έχει προκληθεί σε συγκεκριμένες περιπτώσεις. Τέλος, δεν έχουν παρατηρηθεί σύγχρονα φαινόμενα ρευστοποίησης σε ιζήματα προ-Πλειστοκαινού.

1.3.2 Γεωμορφολογικά κριτήρια

Σημαντικό ρόλο στην επιδεκτικότητα ρευστοποίησης ενός σχηματισμού παίζει επίσης το περιβάλλον απόθεσής του. Όταν οι συνθήκες επιτρέπουν την απόθεση ενός ομοιόμορφου ταξινομημένου σχηματισμού σε χαλαρή κατάσταση τότε αυτό συνεπάγεται την υψηλή επιδεκτικότητα της απόθεσης. Έτσι, ποτάμιες, κολλούβιες και αιολικές αποθέσεις είναι επιδεκτικές προς ρευστοποίηση όταν βρίσκονται σε κορεσμένο στάδιο. Φαινόμενα ρευστοποίησης έχουν παρατηρηθεί σε σχηματισμούς αλλουβιακών ριπιδίων, σε αλλουβιακές πεδιάδες και σε δελταϊκές αποθέσεις με μικρότερη όμως συχνότητα. Ειδική αναφορά πρέπει να γίνει στις ανθρωπογενείς αποθέσεις, όπως επιχώσεις και φίλτρα φραγμάτων, στις οποίες δεν έχει πραγματοποιηθεί συμπύκνωση μετά την τοποθέτησή τους και οι οποίες σε περίπτωση κορεσμού συγκαταλέγονται στα εδάφη με μεγάλη επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση.

Πίνακας1.1: Ταξινόμηση εδαφών με βάση γεωμορφολογικά κριτήρια (Iwasaki, 1986 στο Μιχαλάκη κ.ά, 2015)

Κατηγορία	Γεωμορφολογικές ενότητες	Δυναμικό ρευστοποίησης
A	Πρόσφατος ποτάμιος βυθός, παλιός ποτάμιος βυθός, βάλτος	Υψηλή πιθανότητα ρευστοποίησης
B	Ριπίδια, ποτάμιες προσχώσεις, πλημμυρικές πεδιάδες	Πιθανότητα ρευστοποίησης
Γ	Λόφοι, βουνά	Μη ρευστοποιήσιμα

1.3.3 Υδροφόρος ορίζοντας

Όπως έχει αναφερθεί στο κεφάλαιο της διαδικασίας ρευστοποίησης, απαραίτητη και αναγκαία προϋπόθεση για τη ρευστοποίηση ενός εδάφους είναι να βρίσκεται σε κορεσμένη κατάσταση, δηλαδή να βρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οπότε η στάθμη του υδροφόρου επηρεάζει την επιδεκτικότητά προς ρευστοποίησή του. Καθώς η αντοχή έναντι ρευστοποίησης ενός στρώματος σε μια στρωματογραφική στήλη αυξάνεται όταν αυξάνεται η πίεση των υπερκείμενων (γεωστατική τάση) και η ηλικία του - δηλαδή είναι ανάλογη του βάθους αφού και οι δύο παράγοντες αυξάνονται με αυτό - τότε θα αυξάνεται και με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Συνεπώς, όσο πιο χαμηλή είναι η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα τόσο μεγαλύτερη αντίσταση θα προβάλλει το συγκεκριμένο εδαφικό

στρώμα σε ενδεχόμενη πιθανότητα ρευστοποίησης. Αποτελέσματα γεωτεχνικών ερευνών σε θέσεις εμφάνισης ρευστοποίησης έδειξαν ότι τα περισσότερα περιστατικά παρουσιάστηκαν σε περιοχές όπου η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρισκόταν έως 3m βάθος από την επιφάνεια, μερικές εμφανίσεις συνδέονται με βάθος στάθμης υδροφόρου έως τα 10 m, ενώ ελάχιστες είναι οι περιπτώσεις ρευστοποίησης σε θέσεις όπου η υδροστατική στάθμη βρισκόταν σε βάθη μεγαλύτερα των 15m. Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζεται η σχέση της επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση εδαφών με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα.

Πίνακας:1.2 Επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση εδαφικών σχηματισμών ανάλογα με το βάθος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα (Youd, 1998 στο Μιχαλάκη κ.ά, 2015)

Βάθος στάθμης υδροφόρου ορίζοντα από την επιφάνεια	Επιδεκτικότητα προς ρευστοποίηση
0 έως 3 μέτρα	Πολύ υψηλή
3 έως 6 μέτρα	Υψηλή
6 έως 10 μέτρα	Μέτρια
10 έως 15 μέτρα	Χαμηλή
Μεγαλύτερη των 15 μέτρων	Πολύ χαμηλή

1.3.4 Σχετική πυκνότητα

Εδαφικοί σχηματισμοί παρόμοιας κοκκομετρικής σύστασης είναι δυνατό να επιδεικνύουν διαφορετική συμπεριφορά ως προς τη δυνατότητα ρευστοποίησής τους, ανάλογα με την τιμή της σχετικής τους πυκνότητας. Όσο πιο χαλαρή είναι η διάταξη των κόκκων ενός εδάφους τόσο η τιμή του δείκτη πόρων είναι μεγαλύτερη και αντίστοιχα η τιμή της σχετικής πυκνότητας του DR (%) είναι μικρότερη.

Η τιμή της DR υπολογίζεται με τη βοήθεια της σχέσης:

$$DR = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$$

όπου e είναι ο πραγματικός δείκτης πόρων της άμμου, e_{max} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στην ελάχιστη συμβατική πυκνότητα (π.χ. με απλή απόθεση του υλικού) και e_{min} είναι ο δείκτης πόρων που αντιστοιχεί στη μέγιστη συμβατική πυκνότητα (π.χ. μετά από συμπύκνωση). Σύμφωνα με τους Terzaghi & Peck (1967), στα αμμώδη εδάφη η σχετική πυκνότητα συνδέεται με τον αριθμό κρούσεων NSPT της επί τόπου δοκιμής τυποποιημένης διείδυσης SPT, όπως φαίνεται στον πίνακα που ακολουθεί

Αριθμός κρούσεων N	Χαρακτηρισμός	Σχετική πυκνότητα D _r (%)
0-4	Πολύ χαλαρό	0-15
4-10	Χαλαρό	15-35
10-30	Ενδιάμεσό	35-65
30-50	Πυκνό	65-85
>50	Πολύ πυκνό	85-100

Πίνακας:1.3

1.3.5 Κοκκομετρική σύσταση και φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών

Τα πρώτα συμπεράσματα από τις αρχικές μελέτες του φαινομένου της ρευστοποίησης χαρακτηρίζαν ως επιδεκτικούς προς ρευστοποίηση τους εδαφικούς σχηματισμούς οι οποίοι αποτελούνταν μόνο από καθαρή άμμο. Τα χονδρόκοκκα εδάφη θεωρούνταν πολύ διαπερατά ώστε να διατηρήσουν την απαιτούμενη υπερπίεση του νερού των πόρων μέχρις ότου να προκληθεί ρευστοποίηση. Ιστορικά περιστατικά, όμως, ρευστοποίησης αδρόκοκκων εδαφικών σχηματισμών οδήγησαν στην επαναδιατύπωση των παραπάνω συμπερασμάτων ως προς την πιθανότητα ρευστοποίησης αυτών, η οποία αποδείχθηκε τελικά αυξημένη. Η πρώτη προσπάθεια συσχέτισης φυσικών χαρακτηριστικών αργίλων και ιλύων, πραγματοποιήθηκαν στην Κίνα από τον Wang (1979). Σύμφωνα με τα «Κινέζικα Κριτήρια» τα αργιλικά εδάφη πρέπει να θεωρούνται μη ρευστοποιήσιμα, ενώ για τον χαρακτηρισμό ενός εδάφους επιδεκτικό προς ρευστοποίηση θα πρέπει να πληρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Ποσοστό λεπτόκοκκων (<0,005mm) (FC) < 15%
- Όριο Υδαρότητας (LL) < 35%
- Περιεχόμενη υγρασία (w) > 0,9 x Όριο Υδαρότητας

Ο Koester (1992) πρότεινε τη μείωση της τιμής του LL από 35% σε 31%. Τέλος οι Andrews & Martin (2000) τροποποίησαν τις προηγούμενες θεωρίες και το πλαίσιο στο οποίο κατέληξαν για το χαρακτηρισμό ενός λεπτόκοκκου εδαφικού σχηματισμού ως επιδεκτικού προς ρευστοποίηση παρουσιάζεται στον παρακάτω πίνακα.

Ποσοστό κόκκων μεγέθους αργίλου	Όριο υδαρότητας LL<32	Όριο υδαρότητας LL>32
<10%	Επιδεκτικό	Περεταίρω διερεύνηση κρίνεται απαραίτητη
>10%	Περεταίρω διερεύνηση κρίνεται απαραίτητη	Μη επιδεκτικό

Πίνακας:1.4 Κριτήρια επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση ιλυωδών και αργιλωδών άμμων (τροποποιημένο από Andrews & Martin,

2000, στο Μιχαλάκη κ.ά., 2015)

Γενικά, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, διακρίνονται τρεις κατηγορίες επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα.

Δείκτης πλαστικότητας (PI)	Όριο υδαρότητας (LL)	Περιεχόμενη υγρασία	Χαρακτηρισμός	Ζώνη
<12	<37	>80%LL	Εν δύναμη ρευστοποιήσιμο	A
<20	<37	>85%LL	Επιδεκτικά προς ρευστοποίηση	B
			Μη επιδεκτικά προς ρευστοποίηση	C

Πίνακας:1.5 Κατηγορίες επιδεκτικότητας προς ρευστοποίηση των εδαφικών σχηματισμών (Seed et al, 2003, στο Μιχαλάκη κ.ά.,2015

Στην περιοχή της ζώνης B ταξινομούνται εδάφη, στην πλειοψηφία τους άργιλοι χαμηλής πλαστικότητας CL, με μερικές εξαιρέσεις λύων χαμηλής πλαστικότητας ML και μπορεί να προκαλέσουν εκτεταμένες ζημιές λόγω μείωσης της αντοχής τους κατά τη διάρκεια σεισμικών ανακυκλιζόμενων διατμητικών φορτίσεων. Τα κριτήρια τα οποία χρησιμοποιούνται για την αναγνώριση τέτοιων εδαφών (Youd, 1998) είναι τα παρακάτω:

- Τιμή ευαισθησίας (St) μεγαλύτερη του 4
- Όριο Υδαρότητας (LL) μικρότερο του 40
- Περιεχόμενη υγρασία (w) μεγαλύτερη του 90% του LL
- Διορθωμένος αριθμός κρούσεων δοκιμής SPT (N1)60 μικρότερος του 5

1.4 Θεμελιώδεις Αρχές της Ρευστοποίησης

Στην παράγραφο αυτή επιχειρείται μια σύντομη και περιεκτική περιγραφή των θεμελιωδών αρχών και απόψεων που αφορούν το σύνθετο θέμα της ρευστοποίησης. Καταρχήν αναπτύσσεται το θέμα της συμπεριφοράς κορεσμένων άμμων σε μονοτονική φόρτιση υπό στραγγισμένες και αστράγγιστες συνθήκες. Κρίθηκε απαραίτητο προκειμένου να κατανοηθεί το θεμελιώδες κεφάλαιο της κρίσιμης κατάστασης. Η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης (critical state) αποτελεί έναν από τους ακρογωνιαίους λίθους της εδαφομηχανικής και κατ'επέκταση της εδαφοδυναμικής. Με την μελέτη της κρίσιμης κατάστασης αναδεικνύεται η καθοριστική σημασία μιας σειράς παραγόντων, όπως είναι η σχετική πυκνότητα D_r , η ενεργός πλευρική τάση, η προϊστορία των τάσεων, η διαδικασία εναπόθεσης αλλά και

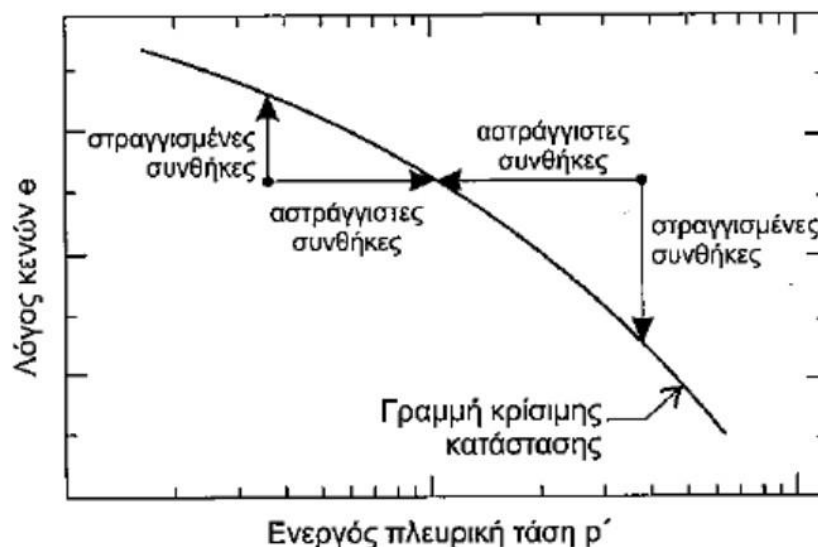
αρκετοί άλλοι παράγοντες που αναφέρονται στις καταστατικές σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων του εδάφους, τόσο σε στατικές όσο και σε ανακυκλιζόμενες συνθήκες φόρτισης.

Στη συνέχεια το ίδιο θέμα αναπτύσσεται από την σκοπιά της ανακυκλιζόμενης δυναμικής φόρτισης. Ακολουθώς επειδή το θέμα της διατμητικής αντοχής συνδέεται άρρηκτα με τις παραμορφώσεις και ειδικά μάλιστα με τις μεγάλες παραμορφώσεις ($10\% > \epsilon_a > 3\%$), είναι απαραίτητο να εξετασθεί το κατά πόσον η μονοτονική και η ανακυκλιζόμενη φόρτιση καταλήγουν στις ίδιες τιμές οριακών τάσεων, δηλαδή αντοχής, στις μεγάλες αυτές παραμορφώσεις. Το θέμα αυτό είναι πολύ σοβαρό διότι καθορίζει την αντοχή του εδάφους.

1.4.1 Μονοτονική φόρτιση κορεσμένων άμμων

Η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης (Schofield and Wroth, 1968) προσέφερε στην εδαφομηχανική τις βάσεις για την κατανόηση πολλών σύνθετων γεωτεχνικών προβλημάτων. Αναφέρεται στις συνθήκες εκείνες που η άμμος μπορεί να βρίσκεται σε καθεστώς συνεχούς διάτμησης χωρίς περαιτέρω μεταβολή του όγκου ή των τάσεων. Ορίζεται σε ορθοκανονικό σύστημα συντεταγμένων από μία γραμμή κρίσιμης κατάστασης (Critical State Line, CSL) η οποία προσδιορίζει όλους τους πιθανούς συνδυασμούς μεταξύ μιας παραμέτρου κατάστασης, όπως είναι ο λόγος κενών e και μιας παραμέτρου φόρτισης όπως είναι η μέση ενεργός τάση p' στη κρίσιμη κατάσταση μετά το πέρασμα του σεισμού και τις πιθανές αστοχίες που θα προκληθούν.

Διάγραμμα 1.1: Γραμμή κρίσιμης κατάστασης



1.4.2 Στραγγιζόμενες συνθήκες (drained conditions)

Όταν η κορεσμένη άμμος βρίσκεται σε πολύ πυκνή κατάσταση κατά την στραγγιζόμενη φόρτιση οι κόκκοι αδυνατούν να συμπυκνωθούν περισσότερο και κατά συνέπεια το έδαφος διαστέλλεται και γίνεται πιο χαλαρό. Αυτό όμως ισχύει μόνο σε μικρά βάθη, ή αντίστοιχα σε μικρές τάσεις στερεοποίησης ($\sigma'_{3c} < 100 \text{ kPa}$). Σε μεγαλύτερες τάσεις, ή αντίστοιχως βάθη, τα δείγματα συμπυκνώνονται, κυρίως ως συνέπεια της μερικής θραύσης των κόκκων. Όταν η άμμος βρίσκεται σε χαλαρή κατάσταση, η διασταλτική συμπεριφορά του δοκιμίου περιορίζεται σε πολύ μικρές τάσεις στερεοποίησης, ενώ σε όλο το υπόλοιπο εύρος τάσεων στερεοποίησης το έδαφος βρίσκεται σε συνθήκες μείωσης όγκου (συμπύκνωση). Αξίζει να σημειωθεί ότι όταν το έδαφος πλησιάζει στην κρίσιμη κατάσταση, καταλήγει στην ίδια περίπου τιμή του λόγου κύριων ενεργών τάσεων, ανεξάρτητα από την σχετική πυκνότητα του δείγματος.

1.4.3 Αστράγγιστες συνθήκες (undrained conditions)

Όταν η κορεσμένη άμμος βρίσκεται σε χαλαρή έως μέτρια κατάσταση και φορτίζεται μονοτονικά υπό αστράγγιστες συνθήκες οι παραμορφώσεις όγκου είναι πρακτικά μηδενικές λόγω των αστράγγιστων συνθηκών και επομένως σύμφωνα με την θεωρία της κρίσιμης κατάστασης ο δείκτης κενών παραμένει σταθερός.

1.4.4 Κρίσιμη κατάσταση (critical-state line)

Όταν ένα εδαφικό δείγμα βρίσκεται σε μικρό βάθος και σε πολύ χαλαρή κατάσταση, παρουσιάζει μια προϊούσα μαλακή συμπεριφορά μετά την κορυφαία τιμή (post-peak softening) και στην συνέχεια επανέρχεται σε μια κρατυνόμενη συμπεριφορά (strain hardening) όσο πλησιάζει στην κρίσιμη κατάσταση.

Στην συνέχεια παρατηρείται αρχικά μια μεταβολή όγκου (p' αυξανόμενη), με συνακόλουθη αύξηση της πίεσης των πόρων Δu . Όταν οι παραμορφώσεις ξεπερνούν το 10-15%, πλησιάζουν δηλαδή την κρίσιμη κατάσταση, τότε το έδαφος εισέρχεται σε διασταλτική συμπεριφορά, με αποτέλεσμα η πίεση των πόρων να μειώνεται και η p' να αυξάνεται με την αύξηση των παραμορφώσεων.

Με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας που συνεπάγεται με την αύξηση και του εύρους των τάσεων στερεοποίησης $\sigma'_{3c}=100-300 \text{ kPa}$, παρατηρείται ότι για μικρές τάσεις στερεοποίησης η συμπεριφορά του εδάφους είναι κρατυνόμενου τύπου, ενώ για μεγαλύτερες τάσεις εμφανίζονται φαινόμενα μαλάκυνσης (softening) με σχετική μείωση της μέσης ενεργού τάσης.

Όπως και στην χαλαρή κατάσταση το έδαφος καταλήγει στην ίδια κρίσιμη κατάσταση, μόνο που στην τωρινή κατάσταση η αντοχή στην κρίσιμη κατάσταση είναι σημαντικά μεγαλύτερη. Για περαιτέρω αύξηση της σχετικής πυκνότητας το έδαφος ακολουθεί, σε όλες τις τάσεις στερεοποίησης, συμπεριφορά κρατυνόμενου τύπου. Και πάλι το εδαφικό δείγμα καταλήγει στην ίδια κρίσιμη κατάσταση και στο ίδιο πάνω κάτω σημείο επί της γραμμής της κρίσιμης

κατάστασης. Η αντοχή στο σημείο αυτό εκφράζεται με μια ίδια τιμή για τη γωνία τριβής στην κρίσιμη κατάσταση, η οποία είναι ανεξάρτητη της σχετικής πυκνότητας.

1.4.5 Φάση μετασχηματισμού (transformation phase, PT)

Η μετάβαση από μια κρατυνόμενου τύπου συμπεριφορά σε μία διασταλτική συμπεριφορά ορίζεται ως φάση μετασχηματισμού (transformation phase, PT) (Ishihara et al, 1975). Αντιστοιχεί στα σημεία P και Q των δοκιμών που παρουσιάζονται στο παρακάτω σχήμα ενώ το σημείο R αντιστοιχεί στην κρίσιμη κατάσταση. Τα σημεία αυτά αντιστοιχούν στην μικρότερη τιμή της αντοχής για την αντίστοιχη τάση στερεοποίησης. Τα σημεία P και Q σε ένα διάγραμμα $e-p'$ βρίσκονται εκτός της γραμμής της κρίσιμης κατάστασης. Ορίζουν μια νέα γραμμή ισοδύναμης κρίσιμης κατάστασης. Η αντοχή στην ισοδύναμη αυτή κρίσιμη κατάσταση μπορεί να είναι μικρότερη από την κανονική κρίσιμη κατάσταση, όπως διαπιστώνεται και από το σχήμα που ακολουθεί.



Διάγραμμα 1.2: Ισοδύναμη κρίσιμη κατάσταση και μεταβατική φάση μεταξύ συμπεριφοράς κρατυνόμενου και διασταλτικού τύπου, σε τριαξονική φόρτιση πολύ χαλαρής κορεσμένης άμμου Toyoura (Ishihara, 1993 στο Πιτιλάκης, 2010)

Κατά την φάση μετασχηματισμού η μεταβολή του όγκου του εδάφους που έχει ρευστοποιηθεί αλλάζει από την φάση συστολής στην φάση διαστολής. Περιγράφεται συνήθως σε διαγράμματα $q-p'$ (εκτροπική τάση με μέση ενεργό τάση) ή $e-p'$ (λόγος κενών με μέση ενεργό τάση) με μία νέα επιφάνεια με μικρότερη κλίση ως προς την αντίστοιχη της κρίσιμης κατάστασης. Η διαδικασία εμφανίζεται τόσο σε χαλαρά όσο και σε πυκνά εδάφη. Η συστολή παρατηρείται σε μικρές τιμές του λόγου τάσεων, ενώ η διασταλτική συμπεριφορά σε υψηλές τιμές. Η διαδικασία της φάσης μετασχηματισμού καθίσταται πολύ σημαντική καθώς το έδαφος πλησιάζει την κατάσταση αρχικής ρευστοποίησης και έχει καθοριστικό ρόλο στο μέγεθος των μόνιμων παραμορφώσεων που εμφανίζονται στο έδαφος που ρευστοποιείται.

Η θεωρία της κρίσιμης κατάστασης βασίζεται στην λογική τριαξονικής φόρτισης αξονικής συμπίεσης. Όταν όμως η φόρτιση επιβάλλεται σε διαφορετικές διευθύνσεις από την

κατακόρυφη ($\alpha=0^\circ$), τότε η διατμητική αντοχή σε μεγάλες παραμορφώσεις μπορεί να είναι έως και κατά 50% μικρότερη (πχ για $\alpha=90^\circ$) της κλασικής δοκιμής αξονικής συμπίεσης. Το σπουδαιότερο δε είναι ότι δεν παρατηρείται η σταθεροποίηση σε μεγάλες παραμορφώσεις σε μια κρίσιμη κατάσταση μηδενικής μεταβολής όγκου. Τίθεται επομένως σε μερική αμφισβήτηση η ενιαία βάση της θεωρίας της κρίσιμης κατάστασης (Vaid and Eliadorani, 1998). Από τι φαίνεται θα πρέπει να βελτιωθεί με τη συνεκτίμηση της επιρροής διαφόρων παραγόντων όπως είναι η αρχική κατάσταση, η διαδρομή φόρτισης, η δομή και το ιστορικό των τάσεων στερεοποίησης. Η αρχή της κρίσιμης κατάστασης είναι χρήσιμη στην κατανόηση των διαφόρων φαινομένων που αναφέρονται ως ρευστοποίηση, δηλαδή της εδαφικής ροής και της ανακυκλιζόμενης κινητικότητας.

1.5 Ανακυκλιζόμενη φόρτιση κορεσμένων άμμων

1.5.1 Στραγγιζόμενες συνθήκες φόρτισης

Η επιβολή ανακυκλιζόμενης φόρτισης σε στραγγιζόμενες συνθήκες προκαλεί σταδιακή συμπίκνωση στο έδαφος, μείωση του λόγου κενών, αύξηση της σχετικής πυκνότητας και φυσικά καθιζήσεις στην επιφάνεια. Το μέγεθος των συσσωρευμένων παραμορφώσεων όγκου εξαρτάται από το μέγεθος των επιβαλλόμενων δυναμικών παραμορφώσεων, την ταχύτητα, τον αριθμό κύκλων φόρτισης, την αρχική πυκνότητα, την διαφορά μεταξύ του μέγιστου και ελάχιστου λόγου κενών, την ενεργό τάση στερεοποίησης και το βαθμό στερεοποίησης (Seed et al, 1971: Duku et al, 2008).

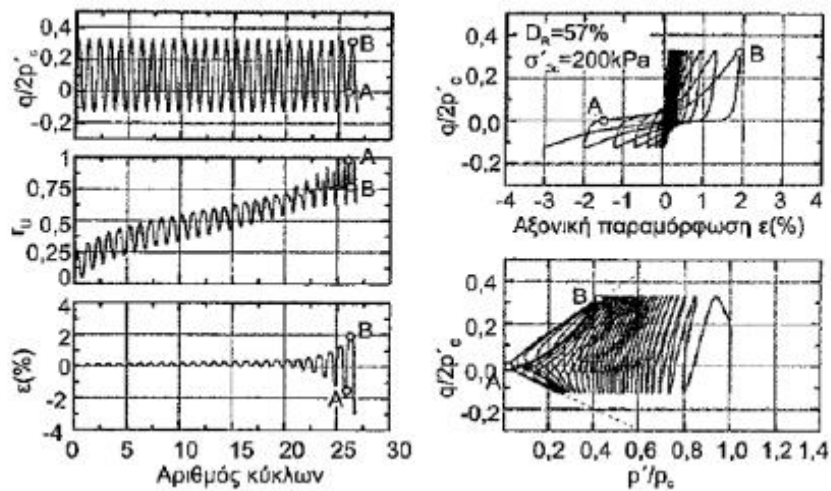
1.5.2 Αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης

Κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση υπό αστράγγιστες συνθήκες αντί να πραγματοποιηθεί αναδιάταξη των κόκκων σε πυκνότερη δομή, οι ορθές τάσεις μεταφέρονται στο νερό των πόρων με αποτέλεσμα την αύξηση της πίεσης των πόρων και την μείωση της ενεργού τάσης, ενώ οι ολικές τάσεις παραμένουν αναλλοίωτες. Στο σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μιας τριαξονικής δοκιμής υπό αστράγγιστες συνθήκες, σε μετρίως πυκνό δείγμα άμμου, το οποίο έχει στερεοποιηθεί ανισότροπα. Η φόρτιση είναι ομοιόμορφη και ημιτονοειδής με σταθερό πλάτος. Η αύξηση της πίεσης των πόρων Δu καταγράφεται εμφανώς μέσω του κανονικοποιημένου συντελεστή r_u που ορίζεται ως ο λόγος της υπερπίεσης του νερού των πόρων:

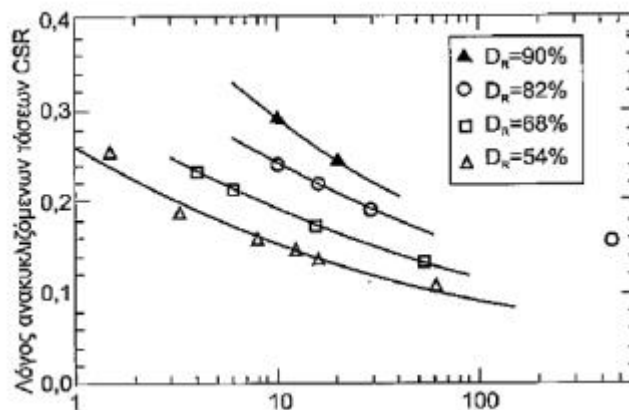
$$r_u = \Delta u / \sigma'_{3c}$$

Η μέγιστη τιμή του λόγου r_u είναι προφανώς 1.0 ή 100%. Όταν συμβεί αυτό, τότε η κατάσταση ονομάζεται αρχική ρευστοποίηση. Στην κατάσταση αυτή η δυσμησία (ή ακαμψία) του εδάφους μειώνεται δραματικά έως και μηδενίζεται. Αυτό συμβαίνει στο σημείο A για το οποίο παρατηρείται ότι η μέση ενεργός τάση τείνει να μηδενιστεί. Μετά το σημείο A οι αξονικές παραμορφώσεις που ακολουθούσαν μια σχετικά ήπια αυξητική πορεία, αυξάνονται ραγδαία εντός ολίγων κύκλων φόρτισης. Η περίεργη μορφή των βρόχων φόρτισης που είναι της μορφής ανάστροφου S δικαιολογείται απολύτως από το γεγονός ότι το έδαφος, ενώ βρίσκεται ήδη σε μεγάλες παραμορφώσεις, περνά στιγμιαία από μια

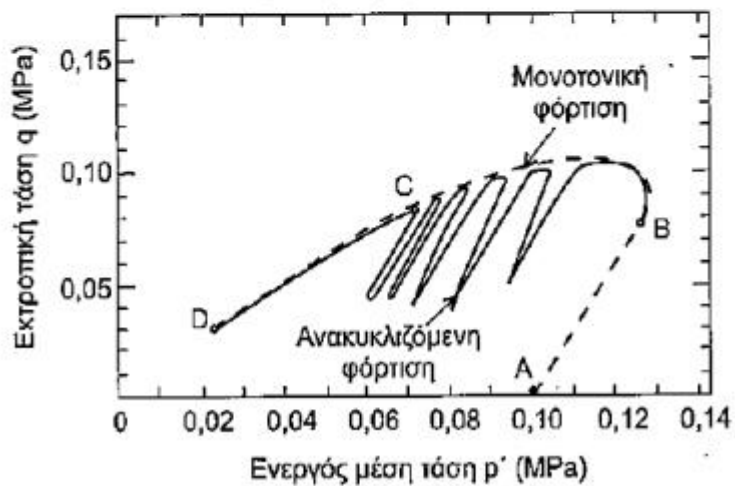
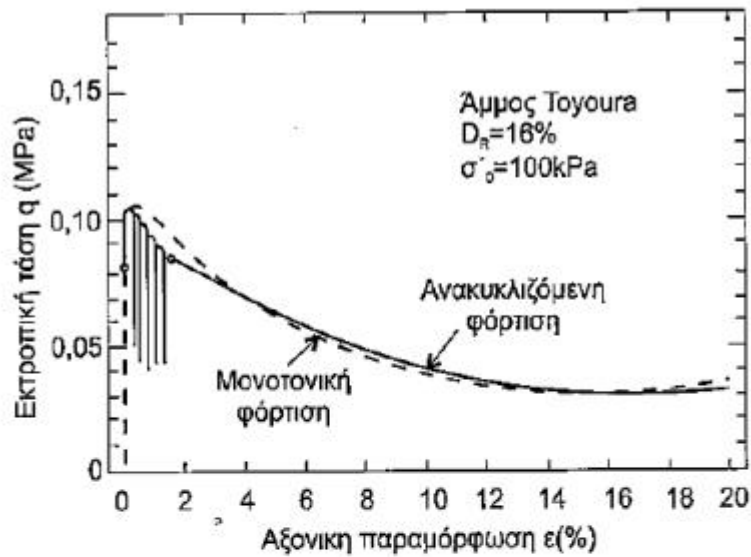
κατάσταση διαστολής (κλάδος φόρτισης) σε μία κατάσταση συμπίεσης (κλάδος αποφόρτισης).



Με την αρχική ρευστοποίηση που αναφέρθηκε παραπάνω σχετίζονται και οι καμπύλες ρευστοποίησης (liquefaction curves), που χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της αντοχής ρευστοποίησης από εργαστηριακά πειράματα σε ανακυκλιζόμενη τριαξονική φόρτιση ή απλή διάτμηση. Περιγράφουν γραφικά την σχέση μεταξύ του λόγου των ανακυκλιζόμενων τάσεων (λόγος αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων προς την ενεργό ορθή τάση), με τον αριθμό των ισοδύναμων ομοιόμορφων κύκλων φόρτισης προκειμένου να επιτευχθεί η αρχική ρευστοποίηση.



Στο σημείο αυτό πρέπει να διερευνηθεί σε ποιόν βαθμό κατά την ανακυκλιζόμενη φόρτιση, υπό αστράγγιστες πάντοτε συνθήκες, το έδαφος ακολουθεί διαφορετική συμπεριφορά από την μονοτονική, για την οποία έγινε μια συστηματική ανάλυση της συμπεριφοράς της κορεσμένης άμμου, με την βοήθεια της θεωρίας της κρίσιμης κατάστασης και της διαδρομής τάσεων. Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται συγκριτικά αποτελέσματα μονοτονικής και ανακυκλιζόμενης φόρτισης μιας πολύ χαλαρής άμμου, σε δύο διαφορετικές τάσεις στερεοποίησης.



Και στις δύο περιπτώσεις τα δείγματα υποβάλλονται σε μια αρχική φόρτιση σε συνθήκες στράγγισης (μετάβαση από το σημείο Α στο σημείο Β). Στη συνέχεια υποβάλλονται αρχικά σε μία ανακυκλιζόμενη φόρτιση (μετάβαση από το σημείο Β στο C) και ακολούθως σε μια μονοτονική φόρτιση μέχρι την επίτευξη παραμορφώσεων της τάξεως του 20% (σημείο D), ή απλά σε μία μονοτονική φόρτιση (μετάβαση από το σημείο Β στο D). Παρατηρείται ότι ανεξάρτητα από την τάση στερεοποίησης, η συμπεριφορά των δύο τύπων φόρτισης είναι σχεδόν πανομοιότυπη σε ότι αφορά την κρίσιμη κατάσταση και την αντοχή. Το γεγονός αυτό έχει κεφαλαιώδη σημασία διότι ουσιαστικά αποδεικνύει ότι για την κατανόηση της συμπεριφοράς και την εκτίμηση της αντοχής σε ανακυκλιζόμενες συνθήκες φόρτισης, αρκεί να μελετηθεί το ίδιο έδαφος υπό τις ίδιες συνθήκες σε μονοτονική φόρτιση. Επομένως η περιγραφή που προηγήθηκε για το φαινόμενο της ρευστοποίησης βασιζόμενη στην μονοτονική φόρτιση, ισχύει απολύτως και για την περίπτωση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης

1.6 Αποτελέσματα εμφάνισης ρευστοποίησης

Οι αστοχίες λόγω ρευστοποίησης χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τις εδαφικές διαρρήξεις και τις αστοχίες κατασκευών-υποδομών

1.6.1 Εδαφικές αστοχίες

Κρατήρες άμμου: Η αύξηση της πίεσης των πόρων οδηγεί στην δημιουργία κρατήρων άμμου και αναβλύζουσας λάσπης με νερό

Επιφανειακή καθίζηση του εδάφους: Η αύξηση της πίεσης των πόρων, και στη συνέχεια η μετά το πέρας του σεισμού σταδιακή εκτόνωση της, προκαλεί στερεοποίηση του εδάφους, με συνέπεια την συνολική μείωση του όγκου, που τελικά εκδηλώνεται ως καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους. Στην περίπτωση πασσαλοθεμελιώσεων αναπτύσσονται σημαντικές αρνητικές τριβές

Πλευρική εξάπλωση του εδάφους: (με τη μορφή μόνιμων πλευρικών μετακινήσεων) Εμφανίζεται στην περίπτωση που υπάρχει αρχική διατμητική τάση, δηλαδή ακόμη και σε ήπια πρηνή. Οι επιπτώσεις στις επιφανειακές θεμελιώσεις και στις θεμελιώσεις με πασσάλους είναι σημαντικότερες όπως επίσης και σε υπόγειες κατασκευές και αγωγούς. Πρόκειται για μια φόρτιση επί των θεμελιώσεων τύπου καταναγκασμένων παραμορφώσεων

Ισχυρή ταλάντωση του εδάφους: Όταν το έδαφος που ρευστοποιείται περιβάλλεται από εδάφη που δεν έχουν ρευστοποιηθεί, ταλαντώνεται όπως ένα ρευστό σε μία δεξαμενή. Λόγω δε της μείωσης της ενεργού τάσης, το έδαφος γίνεται <<μαλακότερο>>, οπότε αλλάζουν τα χαρακτηριστικά της σεισμικής απόκρισης, με αποτέλεσμα την αύξηση του πλάτους ταλάντωσης και την επιμήκυνση της περιόδου. Η ιδιοπερίοδος δηλαδή μιας ρευστοποιημένης εδαφικής απόθεσης είναι μεγαλύτερη για όσο διάστημα διαρκεί το φαινόμενο, και μέχρι την πλήρη εκτόνωση της υπερβάλλουσας πίεσης των πόρων, η οποία μπορεί να κρατήσει από λίγες ώρες μέχρι αρκετές μέρες

Ρευστοποίηση ροής σε πρηνή: Το πρηνές ουσιαστικά αποσυντίθεται και με την μορφή λασποροής κυλά προς τα κατόντη με ταχύτητα που εξαρτάται από την κλίση και την μάζα που βρίσκεται σε κίνηση

1.6.2 Αστοχίες κατασκευών-υποδομών

Απώλεια ή μείωση της φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων: Η μείωση της ενεργού τάσης επιφέρει την μείωση ή ακόμα και τον πλήρη μηδενισμό της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης. Οι κατασκευές βυθίζονται και ανατρέπονται ακόμη και στην περίπτωση μικρής κατασκευαστικής εκκεντρότητας, ή διαφοροποίησης του βαθμού ρευστοποίησης στο έδαφος θεμελίωσης λόγω πιθανής ανομοιογένειας. Τυπικές περιπτώσεις απώλειας της φέρουσας ικανότητας των επιφανειακών θεμελιώσεων είναι η πασίγνωστη εικόνα των κεκλιμένων κτιρίων στην Niigata (1964) της Ιαπωνίας και στο Adapazarı (1999) στην Τουρκία. Αξίζει να αναφερθεί ότι παρόλο που ο σκελετός των κτηρίων

παρέμεινε άθικτος από την σεισμική καταπόνηση τα κτήρια ανατράπηκαν και στις δύο περιπτώσεις λόγω απώλειας φέρουσας ικανότητας.

Μείωση ή και πλήρης απώλεια της πλευρικής αντίστασης σε βαθιές θεμελιώσεις: Η πλευρική τριβή σε πασσαλοθεμελιώσεις που διασχίζουν ρευστοποιηθέντα εδαφικά στρώματα μειώνεται ή ακόμα και μηδενίζεται, με αποτέλεσμα τη συνολική μείωση της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων. Επιπλέον, επειδή τα ρευστοποιήσιμα εδάφη είναι κατά κανόνα κοντά στην επιφάνεια, μειώνεται δραματικά η πλευρική αντίσταση και ικανότητα των επιφανειακών στρώσεων στην παραλαβή των οριζόντιων φορτίων, με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται σημαντικές καμπτικές ροπές και τέμνουσες στη ζώνη διαχωρισμού του ρευστοποιηθέντος εδάφους με το υποκείμενο.

Αύξηση των ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης και κρηπιδότοιχους: Εάν το έδαφος πίσω από τοίχους αντιστήριξης ή κρηπιδότοιχους ρευστοποιηθεί, τότε αυξάνεται η οριζόντια ώθηση που ασκεί το έδαφος με πιθανό αποτέλεσμα την εμφάνιση μεγάλων οριζοντίων μετακινήσεων και στροφών στον τοίχο

Αύξηση των φορτίων άνωσης σε υπόγειες κατασκευές: Στην περίπτωση που το φαινόμενο βάρος είναι μικρότερο από την άνωση που αναπτύσσεται λόγω της

υπερβάλλουσας αύξησης της πίεσης των πόρων υπόγειες κατασκευές όπως αγωγοί, υπόγειες σήραγγες, υπόγειες δεξαμενές, ακόμη και θεμελιώσεις ελαφρών κτηρίων, είναι δυνατόν να υποστούν σημαντικές μετακινήσεις προς την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους. Σε ορισμένες περιπτώσεις ενδέχεται να αναδυθούν στην ελεύθερη επιφάνεια. Όταν το φαινόμενο αυτό συνδυάζεται με την καθίζηση του εδάφους και την μείωση της φέρουσας ικανότητας του ίδιου του ρευστοποιηθέντος εδάφους, υπάρχει εξαιρετικά μεγάλος κίνδυνος για δυσμενείς επιπτώσεις στις κατασκευές αυτές αλλά και μεγάλες ανθρώπινες απώλειες

Σε αυτό το σημείο είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι οι ζημιές στις κατασκευές λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης συνήθως εμφανίζονται κατά το πέρας ή και αμέσως μετά από το τέλος της σεισμικής φόρτισης. Επίσης αξίζει να τονισθεί ότι συχνά οι επιφανειακές στρώσεις του εδάφους δεν είναι πλήρως κορεσμένες. Εάν δε και το πάχος τους είναι σημαντικό, αυτό και μόνο το γεγονός είναι ικανό να αποτρέψει την εμφάνιση στην επιφάνεια των φαινομένων που συζητήθηκαν. Φυσικά τα υποκείμενα κορεσμένα στρώματα μπορούν κάλλιστα να ρευστοποιηθούν. Τέλος έχει πολύ μεγάλη σημασία η έκταση της ρευστοποιήσιμης περιοχής. Ανομοιόμορφες και ανομοιογενείς εδαφικές αποθέσεις που περικλείουν τους φακούς ρευστοποιήσιμων εδαφών, είναι πολύ λιγότερο επικίνδυνες από ομοιογενείς και ομοιόμορφες αποθέσεις που εκτείνονται σε μεγάλη έκταση.

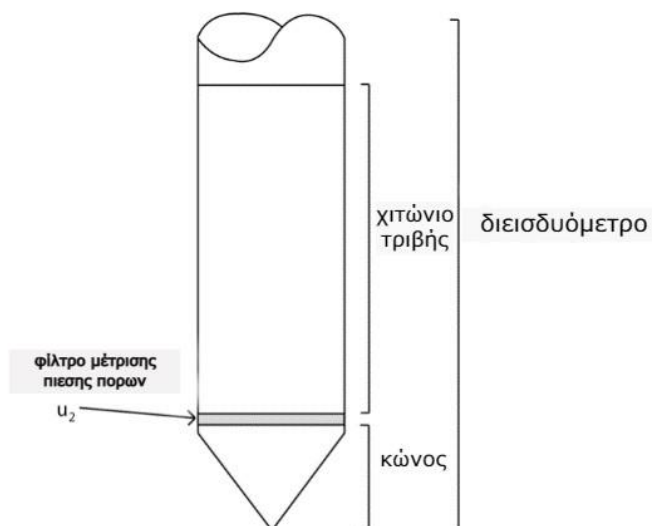
2 ΔΟΚΙΜΗ ΔΙΕΙΣΔΗΣΗΣ ΚΩΝΟΥ

Η δοκιμή διείσδυσης κώνου (cone penetration test) ευρέως γνωστή ως CPT και οι βελτιωμένες εκδοχές της (δηλ. Πιεζοκονική CPTu και σεισμική-SCPT) έχουν εκτεταμένες εφαρμογές σε ένα ευρύ φάσμα εδαφών. Αν και η CPT περιορίζεται κυρίως σε πιο ήπια εδάφη, με την χρήση σύγχρονου εξοπλισμού ώθησης και πιο ισχυρούς κώνους, η CPT μπορεί να εκτελεστεί σε δύσκαμπτα έως πολύ δύσκαμπτα εδάφη, και σε ορισμένες περιπτώσεις μαλακό βράχο.



Εικόνα:2.1 κώνοι διείσδυσης(2 cm², 10 cm², 15 cm², 40 cm²)

Στη δοκιμή διείσδυσης κώνου (CPT), ένας κώνος στο τέλος μιας σειράς ράβδων ωθούνται στο έδαφος με σταθερό ρυθμό και γίνονται συνεχείς μετρήσεις από την αντίσταση στη διείσδυση του κώνου και ενός επιφανειακού χιτωνίου. Το σχήμα 2 απεικονίζει την κύρια ορολογία σχετικά με τα διεισδυόμετρα κώνου. Η συνολική δύναμη που δρα στον κώνο, Q_c , διαιρούμενη με την προβαλλόμενη περιοχή του ο κώνου, A_c , παράγει την αντίσταση του κώνου, q_c . Η συνολική δύναμη που δρα στην μανίκι τριβής, F_s , διαιρούμενο με την επιφάνεια του χιτωνίου τριβής, όπως, παράγει την τριβή μανικιού, f_s . Κατά την διείσδυση καταμετράται και η πίεση των εδαφικών πόρων, από τον αντίστοιχο μηχανισμό στη θέση u_2 , όπως φαίνεται στην εικόνα 2.2.



Εικόνα:2.2: ορολογία επιμέρους τμημάτων κώνου διείσδυσης

2.1.1 Χρήση δοκιμής διείσδυσης κώνου

Η κύρια εφαρμογή του CPT είναι για την διάκριση του τύπου των στρωμάτων του εδάφους και την δημιουργία εδαφικών προφίλ. Τυπικά, η αντίσταση του κώνου, (q_t) είναι υψηλή σε άμμο και χαμηλή σε άργιλο, και ο λόγος τριβής ($R_f = f_s/q_t$) είναι χαμηλός σε άμμο και υψηλός σε αργίλους. Το CPT δεν μπορεί να παρέχει ακριβείς προβλέψεις για τον τύπο του εδάφους με βάση τα φυσικά του χαρακτηριστικά, όπως η κατανομή μεγέθους κόκκων, αλλά παρέχουν έναν οδηγό για το μηχανικά χαρακτηριστικά (αντοχή και ακαμψία) του εδάφους. Τα δεδομένα CPT παρέχουν έναν επαναλαμβανόμενο δείκτη του αθροίσματος συμπεριφοράς του εδάφους στην άμεση περιοχή του καθετήρα. Ως εκ τούτου, Η πρόβλεψη του τύπου εδάφους με βάση το CPT αναφέρεται ως τύπος συμπεριφοράς εδάφους γνωστός ως SBT (soil behavior type).

3 ΦΑΙΝΟΜΕΝΟ ΜΕΛΕΤΗΣ

3.1.1 Η πόλη του Ανταπαζάρι

Το Ανταπαζάρι, του οποίου το όνομα σημαίνει νησί – αγορά, φιλοξενεί περισσότερους από 180.000 κάτοικους και είναι μια σημαντική βιομηχανική και γεωργική πόλη στη βορειοδυτική Τουρκία. Τόσο νέες κατασκευές όσο και παλαιότερες υπάρχουν στην πόλη. Η πόλη έχει αναπτυχθεί πυκνά στις περισσότερες περιοχές, με κτίρια οπλισμένου σκυροδέματος που είχαν από 3 έως 6 ορόφους και κτίρια κατασκευασμένα από ξύλο και τούβλα με 1 έως 2 ορόφους. Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα συνήθως είχαν θεμελίωση επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα σε βάθος περίπου 1 με 1,5 μέτρα.

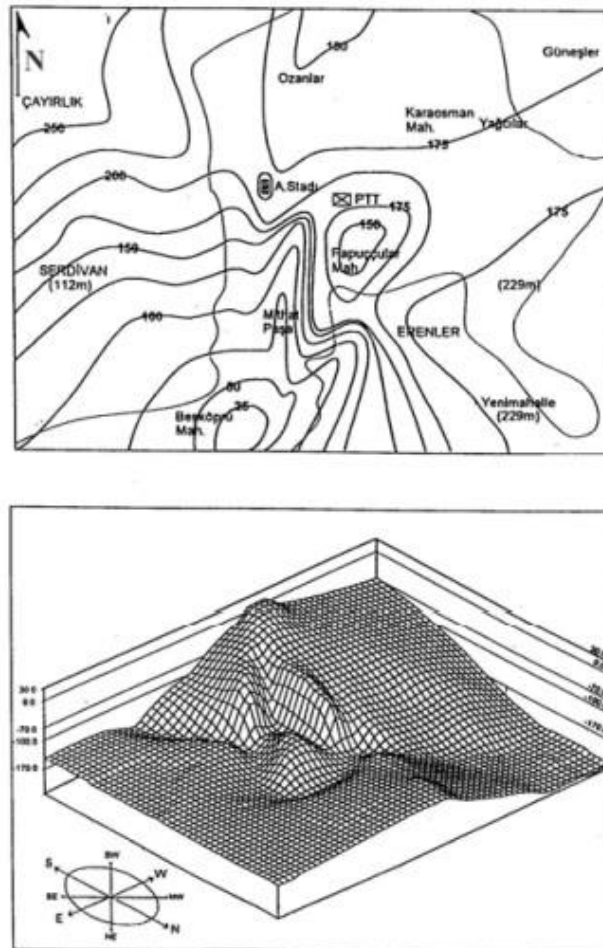


εικόνα 3.1: Θέση πόλης ανταπαζάρι από google maps

3.1.2 Στοιχεία υπεδάφους

Η πόλη αναπτύχθηκε πάνω σε μια έκταση που παλαιότερα ήταν έλος. Οι γεωλογικές συνθήκες που επικρατούσαν στην πεδιάδα του Ανταπαζάρι και της ευρύτερης περιοχής, υποδηλώνουν ότι στο κέντρο της πόλης είχαν αναπτυχθεί, κατά την διάρκεια του παρελθόντος, υδρολογικά ιζήματα. Ο ποταμός Sakarya είναι ο κύριος ποταμός στην περιοχή ο οποίος εκτείνεται ανατολικά της πόλης προς τη Μαύρη Θάλασσα και ρέει από νότο προς βορρά ενώ μεγάλη επιρροή στο υπέδαφος έχει και ο ποταμός Cark που αποτελεί παραπόταμο ο οποίος διακλαδίζεται από τον Σακάρια περνώντας νοτιοδυτικά της πόλης. Ένα μεγάλο μέρος της πεδιάδας του Ανταπαζάρι αποτελείται από κοιτάσματα που περιέχουν χαλκία και ιλυώδη άμμο που φέρνουν τα ποτάμια. Γενικά στην περιοχή, υπάρχει εναλλαγή στρώσεων ιλύος και αργίλου στο υπέδαφος που ακολουθούνται από στρώματα χαλικιών και άμμου. Κυρίως το έδαφος αποτελείται από χαλικώδη και ιλυώδη άμμο σε διαφορετικές πυκνότητες και περιέχει χαμηλής πλαστικότητας ιλύ, αλλά και άργιλο σε ορισμένα σημεία (Onalp et al. 2000). Το βάθος του πετρώματος είναι περίπου 1100 μ κάτω

από το κέντρο της πόλης (Komazawa et al. 2002 · Hitoshi et al. 2002). Η στάθμη των υπόγειων υδάτων είναι συνήθως 1 έως 2 μέτρα κάτω στην επιφάνεια του εδάφους και εμφανίζει εποχιακές διακυμάνσεις. Το πάχος των περισσότερων στρώσεων είναι σπάνια αρκετά μέτρα. Τα κορυφαία 5 μέτρα κυριαρχούνται από μίγματα ιλύος ενώ άργιλοι και άμμοι εμφανίζονται σε πολύ λεπτές στρώσεις.



εικόνα 3.2: τρισδιάστατη προσομοίωση του ανάγλυφου του εδάφους

3.1.3 Βορειοανατολικό ρήγμα

Η σεισμοτεκτονική δομή που απειλεί το Ανταπαζάρι και τις γειτονικές του περιοχές είναι το σύστημα ρηγμάτων της Βόρειας Ανατολίας. Το Βορειοανατολικό ρήγμα, γνωστό ως NAF (North Anatolian failure) έχει μήκος 1200 χιλιόμετρα και βρίσκεται περίπου 8 χιλιόμετρα νότια του Ανταπαζάρι. Το Ανταπαζάρι έχει εκτεθεί σε αρκετούς μεγάλους σεισμούς τα τελευταία 100 χρόνια. Το 1943, 1967 και το 1999 είναι τα πιο μεγάλα σεισμικά συμβάντα που έλαβαν χώρα στην περιοχή. Ο σεισμός Kocaeli στις 17 Αυγούστου Το 1999 ήταν ο πιο καταστροφικός.

3.1.4 Χαρακτηριστικά σεισμού kocaeli

Ο σεισμός Kocaeli ο οποίος σημειώθηκε στις 17 Αυγούστου του 1999, στην περιοχή υψηλότατου σεισμικού κινδύνου, ήταν αποτέλεσμα της ραγδαίας διεύρυνσης του βορειοανατολικού ρήγματος. Επηρέασε μια πολύ μεγάλη περιοχή κατά μήκος των ακτών της θάλασσας Μαρμαρά φέρνοντας καταστροφή στο πιο ανεπτυγμένο και βιομηχανοποιημένο τμήμα της χώρας. Ο σεισμός προκάλεσε την εκτεταμένη κατάρρευση σχετικά νεόδμητων για την εποχή κτιρίων, κυρίως κατοικιών, κατασκευασμένα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο Kocaeli σημειώθηκε στις 3.01 π.μ. τοπική ώρα. Το επίκεντρό του είχε συντεταγμένες 40.702 N και 29.987 E, περίπου 11 χιλιόμετρα νοτιοανατολικά της πόλης του Izmit και είχε εστιακό βάθος 17 χιλιομέτρων. Αυτή η θέση δείχνει ότι ο σεισμός συνέβη στο βορειότερο σκέλος του ρήγματος της Ανατολίας και προκάλεσε μια πλευρική ολίσθηση στο ρήγμα. Το σχετικό του μέγεθος έχει υπολογιστεί σε M.W. 7,4 της κλίμακας Richter.

3.1.5 Καταγραφή επιταχύνσεων

Με την χρήση μονοδιάστατης ανάλυση διάδοσης κύματος στην διεύθυνση Ανατολή-Δύση, ο σταθμός της Sakarya κατέγραψε το επιταχυνσιογράφημα (σε μαλακό βράχο, στο λοφώδες νοτιοανατολικό προάστιο της πόλης) με τιμές επιτάχυνσης μεταξύ 0,20 g - 0,30 g, με πολλούς σημαντικούς κύκλους κίνησης και αρκετές περιόδους άνω των 2 δευτερολέπτων, μέγιστη ταχύτητα 81 εκατοστά ανά δευτερόλεπτο και 220 εκατοστά μετατόπιση. Ο σταθμός απέτυχε να κάνει μετρήσεις στην διεύθυνση Βοράς – Νότος πιθανόν λόγω βλάβης η οποία προήλθε από τον σεισμό.

3.2 ΑΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΣΕΙΣΜΟΥ

Η Πόλη του Ανταπαζάρι υπέστη το μεγαλύτερο επίπεδο σοβαρών ζημιών στα κτίρια της και είχε τις περισσότερες απώλειες ζώων από οποιαδήποτε πόλη που επηρεάστηκε από τον σεισμό Kocaeli. Σύμφωνα με τα στοιχεία της Τουρκικής Ομοσπονδιακής Κυβέρνησης, 5.078 κτίρια, το 27% του συνολικού αριθμού των κτιρίων της πόλης είτε υπέστησαν σοβαρές ζημιές είτε καταστράφηκαν ολοσχερώς. Ο επίσημος αριθμός των απωλειών ζωής στο Ανταπαζάρι ήταν 2.627, αν και ο πραγματικός αριθμός ήταν πιθανώς αρκετά υψηλότερος. Η αστοχία του εδάφους στο Ανταπαζάρι ήταν οφθαλμοφανής μετά τον σεισμό. Εκατοντάδες κτίρια βρέθηκαν να έχουν πάρει αρκετά μεγάλη κλίση προς το έδαφος ενώ άλλα οριζοντιώθηκαν εντελώς. Επιπλέον, πολλά από αυτά τα κτίρια είχαν και δομική ζημία. Υπολογίζεται ότι το 20% των κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και το 56% των ξύλινων κατασκευών υπέστησαν σοβαρές ζημιές ή καταστράφηκαν ολοσχερώς. Έγιναν ταχείες έρευνες ζημίας σε τέσσερις ζώνες σε όλη την πόλη. Συνολικά 719 κατασκευές ερευνήθηκαν στο Ανταπαζάρι, το οποίο είναι περίπου το 4% του συνόλου των κτιρίων. Ο βαθμός δομικής βλάβης σε ένα κτίριο περιεγράφηκε χρησιμοποιώντας ένα σύστημα που πρότειναν οι Coburn και Spence, όπου σε κάθε κτίριο εκχωρείται ένας Δείκτης δομικών ζημιών που κυμαίνεται από D0 (χωρίς παρατηρούμενη ζημία) έως D5 (πλήρης κατάρρευση του κτιρίου). Για τον απολογισμό

πληροφοριών για την κάθετη μετατόπιση ή διείδυση των κτιρίων σε σχέση με το παρακείμενο έδαφος, κλίση και πλευρική κίνηση μετά τον σεισμό ερευνητές, χρησιμοποιώντας τον δείκτη αστοχίας εδάφους που περιγράφεται στο Πίνακας 3.1 όπου σε κάθε περιοχή δίδεται ένας δείκτης από GF0 δεν αντιστοιχεί σε καμία παρατηρήσιμη βλάβη εδάφους έως GF3 που σημαίνει σημαντική διείδυση κτιρίων στο έδαφος, πάνω από 25 εκατοστά ή 3 μοίρες στροφή. Μεταγενέστερες έρευνες σε διάφορες περιοχές επέτρεψαν την συσχέτιση μεταξύ βλάβης του εδάφους και ζημιών σε κτίριο. Αυτό ήταν εφικτό αφού το ύψος των κατασκευών ήταν αρκετά ομοιογενές κατά μήκος των γραμμών. Ορισμένες περιοχές με σοβαρή βλάβη στο έδαφος είχαν επίσης σημαντικές δομικές ζημιές, ενώ άλλες είχαν μόνο μέτρια δομική βλάβη. Ωστόσο, δεν υπήρχαν ευρείες περιοχές με σοβαρές αστοχίες στο έδαφος και μόνο ελαφρές δομικές ζημιές. Τα συγκεντρωτικά δεδομένα υποδεικνύουν ότι η σοβαρότητα στις δομικές βλάβες γενικά αυξάνονται με το επίπεδο των αστοχιών του εδάφους.

Συνολικά ερευνήθηκαν 196 κτίρια κατά μήκος των τεσσάρων γραμμών που φαίνονται στο σχήμα 3.1. Από αυτές τις 196 δομές, 134 (68%) είναι κτίρια 3-5 ορόφων, 43 (22%) είναι 1-2 ορόφων κτίρια και τα υπόλοιπα 19 (10%) είναι εξώροφα κτίρια. Συνολικά 48 κτίρια, ή το 25% του συνόλου αναφέρεται ότι έχουν δείκτες δομικών ζημιών είτε D4 (μερική κατάρρευση) ή D5 (κατάρρευση). Από τα 48 κτίρια που υπέστη μερική ή ολική κατάρρευση, 34 δομές (71%) είναι 3-5 ορόφους, 11 (23%) είναι κτίρια 1-2 ορόφων, και τα υπόλοιπα 3 (6%) είναι εξώροφα κτίρια. Ως εκ τούτου, δεν υπάρχει εμφανής επίδραση στον αριθμό των ορόφων (ή ύψος κτιρίου) σχετικά με το ποσοστό κατάρρευσης των κτιρίων

GF0	Καμία παρατήρηση εδαφικής αστοχίας	Καμία κατακόρυφη μετακίνηση, στροφή ή οριζόντια μετατόπιση
GF1	Μικρή εδαφική αστοχία	Κατακόρυφη μετακίνηση έως 10 εκ, στροφή κτιρίων άνω των τριών ορόφων έως 1 μοίρα, καμία οριζόντια μετακίνηση
GF2	Μέτρια εδαφική αστοχία	Κατακόρυφη μετακίνηση από 10 έως 25 εκ, στροφή από 1 έως 3 μοίρες, μικρή οριζόντια μετακίνηση έως 10εκ
GF3	Σοβαρή εδαφική αστοχία	Κατακόρυφη μετακίνηση άνω των 25εκ, στροφή άνω των 3 μοιρών, οριζόντια μετακίνηση άνω των 25εκ

πίνακας 3.1: δείκτης βλάβης από οπτική επισκόπηση

σχήμα3.1: γραμμές έρευνας

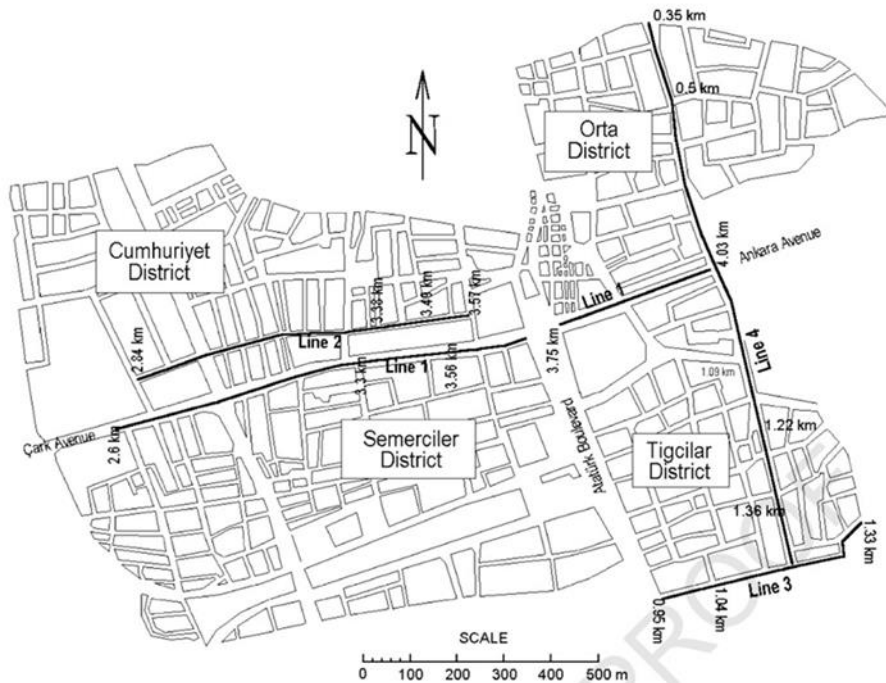
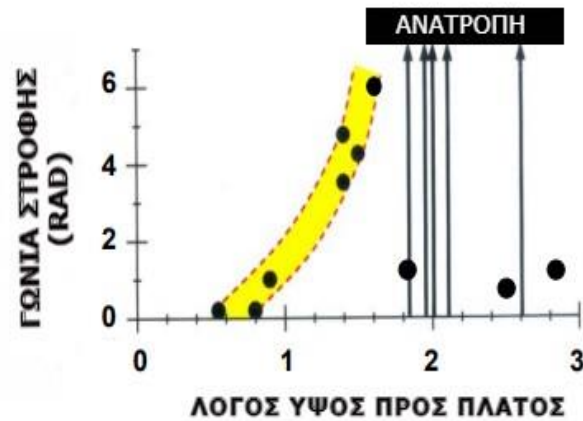


Fig. 1. Map of four downtown districts in Adapazari and location of survey lines.

Αντίστροφα, από τα 48 κτίρια που υπέστησαν μέτρια έως σημαντική αστοχία εδάφους (GF2 και GF3, βλέπε πίνακα 3.1), οι 37 δομές (77%) είναι κτίρια 3-5 ορόφων, 3 (6%) είναι 1-2 ορόφων και τα υπόλοιπα 8 (17%) είναι κτίρια 6 ορόφων. Ως εκ τούτου, εκείνα που είχαν από 3 έως 6 ορόφους είχαν στατιστικά πολύ περισσότερες αστοχίες εδάφους από ότι εκείνα με 1 έως 2 ορόφους. Επιπλέον, σημείωσαν ερευνητές μετά το σεισμό ότι η αστοχία του εδάφους ήταν λιγότερο διαδεδομένη σε ανοιχτά πεδία μακριά από κτίρια. Συνεπώς η εδαφική αστοχία φαίνεται να είναι πιο διαδεδομένη κοντά σε ψηλότερα κτίρια, υποδηλώνοντας ότι το ύψος ή το βάρος ενός κτιρίου συνέβαλε στην σοβαρότητα αστοχίας του εδάφους.

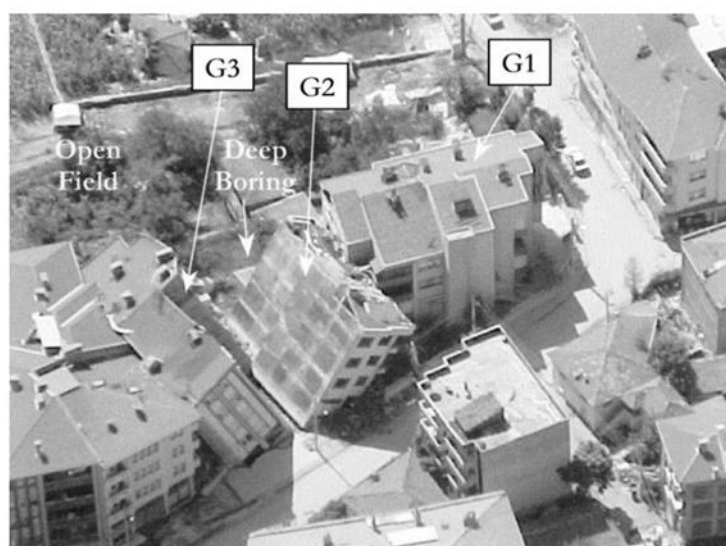
Μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζει μελέτη που συσχετίζει την ανατροπή των κτιρίων όχι με το ύψος τους αυτό καθαυτό αλλά με τον λόγο διαστάσεων ύψος προς πλάτος (H / B). Σύμφωνα με (Gazetas 2004) κτίρια που είχαν ύψος τουλάχιστον διπλάσιο του πλάτους τους πήραν μεγάλη κλίση ή ανατράπηκαν εντελώς, εφόσον αυτά ήταν πλευρικά ελεύθερα από άλλα κτίρια στη μία πλευρά τους. Κατασκευές με μεγάλη βάση και μικρό ύψος ή απομονωμένα κτίρια υπέστησαν μόνο μικρή περιστροφή. Οι παρατηρήσεις συνοψίζονται στο γράφημα 1, το οποίο δείχνει τη γωνία της μόνιμης κλίσης ως μοναδική συνάρτηση του λόγου H / B . Αν και αυτό το διάγραμμα αναφέρεται κυρίως στην περιοχή Tıgçılar, είναι ενδεικτικό για τις επικρατούσες συνθήκες εδάφους και το είδος της σεισμικής δόνησης. Τα περισσότερα κτίρια με $H / B > 1,8$ ανατράπηκαν, ενώ κτίρια με $H / B < 0,8$ ουσιαστικά υπέστησαν μόνο κατακόρυφη καθίζηση, χωρίς ορατή κλίση.

(Σημειώστε ότι αρκετοί άλλοι ερευνητές [Yasuda et al 2001, Yoshida et al 2001] έχουν επιχειρήσει να συσχετίσουν την περιστροφή κτιρίου με πολλές άλλες παραμέτρους, αλλά με περιορισμένη επιτυχία).



3.3 Κτίρια ενδιαφέροντος

Η ομάδα των κτιρίων που μελετήθηκε φαίνεται στο Σχήμα 14 και βρίσκεται στην Περιοχή Yenigu“n, με συντεταγμένες (B40.77450 ° A30.40896 °). Τα δυο κτίρια G2 και G3, αντίστοιχα βίωσαν αστοχίες φέρουσας ικανότητας λόγω υπερβολικής κλίσης. Αυτά τα κτίρια σήμερα έχουν κατεδαφιστεί.



Το κτήριο ακανόνιστου σχήματος G1 έχει μήκος 22,2 m, πλάτος 14,1 m, και ύψος 11,2 μ., με λόγο ύψους-πλάτους 0,8. Αυτό το κτήριο παρουσίασε κάθετη κίνηση περίπου 10 cm και σχεδόν αμελητέα στροφή. Η κύρια ζημιά που υπέστη ήταν αυτή που του προκλήθηκε από την πρόσκρουση του με το κτήριο G2.

Αντίθετα τα άλλα δύο κτίρια τα οποία είχαν 4 και 5 ορόφους αντίστοιχα όπως είναι φανερό πήραν πολύ μεγάλη κλίση. Σύμφωνα με τα πολεοδομικά σχέδια, το κτήριο G3 είχε μήκος 21,7 μέτρα, με το πλάτος του να κυμαίνεται μεταξύ 8,6 και 6,2 μέτρα. Η οικοδομή είχε ύψος 14 μέτρα, άρα ο μέγιστος λόγος ύψος προς πλάτος ήταν 2,3. Για το κτήριο G2 δεν βρέθηκαν επίσημα στοιχεία. Η θεμελίωση αυτών των κτιρίων αποτελείτο από πέδιλα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 25 έως 30 εκατοστών σε βάθος 1-1,2 μέτρα τα οποία ενώνονταν με δοκούς.

4 ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ

4.1 Μέθοδοι υπολογισμών

Οι συνήθεις υπολογιστικές μέθοδοι σήμερα, χωρίζονται σε δύο κατηγορίες, τις απλές υπολογιστικές μεθόδους και τις αριθμητικές μεθόδους. Οι απλές υπολογιστικές μέθοδοι προέκυψαν από την κωδικοποίηση σε μορφή λογισμικού χρονοβόρων κατά κανόνα αναλυτικών, εμπειρικών ή και προσεγγιστικών λύσεων οι οποίες αναπτύχθηκαν αρχικά για εφαρμογή χωρίς κατ' ανάγκη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Συνήθως με την μέθοδο αυτή αναλύουμε απλά προβλήματα όπως η οριακή ισορροπία ενός πρανού ή μίας θεμελίωσης. Στον αντίποδα, οι αριθμητικές μέθοδοι αποτελούν προσεγγιστικούς αλγορίθμους επίλυσης διαφορικών εξισώσεων που διέπουν διάφορα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες αριθμητικές μέθοδοι είναι αυτές των Πεπερασμένων Στοιχείων (Π.Σ) και των Πεπερασμένων Διαφορών (Π.Δ) πάνω στις οποίες βασίζονται τα ευρέως γνωστά λογισμικά Opensees (University of Berkley), Plaxis (PlaxisBV) και FLAC (Itasca Consulting Inc) αντίστοιχα. Βασική αρχή των μεθόδων αυτών είναι η διακριτοποίηση, η πιο απλά η υποδιαίρεση ενός εκτενούς προβλήματος σε πολύ μικρότερες ισοδύναμες μονάδες εντός των οποίων η γενική λύση μπορεί να πάρει προσεγγιστικά μία αρκετά απλή μορφή με μικρή επίπτωση στην ακρίβεια των υπολογισμών.

4.1.1 Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών (Π.Δ)

Η μέθοδος πεπερασμένων διαφορών αποτελούσε την μοναδική αριθμητική μέθοδο που εφαρμοζόταν για την επίλυση γεωτεχνικών προβλημάτων. Σήμερα, αν και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει μεγαλύτερη διάδοση, υπάρχουν ορισμένα είδη προβλημάτων στα οποία η μέθοδος πεπερασμένων διαφορών έχει το προβάδισμα, κυρίως όταν η μεταβλητή του χρόνου αποτελεί κύριο παράγοντα της επίλυσης (π.χ. στερεοποίηση, διάδοση σεισμικών κυμάτων κ.α.) Σύμφωνα με την συγκεκριμένη μέθοδο, η διακριτοποίηση έγκειται στην αντικατάσταση των παραγώγων στην διαφορική εξίσωση που διέπει ένα φυσικό πρόβλημα με τον μέσο ρυθμό μεταβολής της άγνωστης συνάρτησης σε ένα μικρό αλλά πεπερασμένου μεγέθους βήμα των μεταβλητών. Η αντικατάσταση αυτή έχει ως αποτέλεσμα μία Διαφορική Εξίσωση να μετατρέπεται σε μια Εξίσωση Πεπερασμένων Διαφορών.

4.1.2 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων (Π.Σ)

Σε αντίθεση με την μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται σε ένα μαθηματικό υπόβαθρο το οποίο δεν ήταν απόλυτα ώριμο κατά την εμφάνιση της μεθόδου, αλλά αναπτύχθηκε παράλληλα με την μέθοδο αυτή καθαυτή. Αρχικά, γίνεται η διαίρεση του συνεχούς μέσου σε ένα ισοδύναμο σύστημα από πεπερασμένα στοιχεία τα οποία συνδέονται μεταξύ τους σε συγκεκριμένα μόνο σημεία, τους κόμβους. Τα πεπερασμένα στοιχεία μπορούν να είναι σε μία, δύο ή και τρεις διαστάσεις σε πιο σύνθετα προβλήματα. Κάθε στοιχείο αναλύεται πρώτα στο τοπικό σύστημα

συντεταγμένων του και στην συνέχεια όλα τα στοιχεία συνδέονται σε ένα καθολικό σύστημα συντεταγμένων. Ακολουθεί η επιλογή της συνάρτησης παρεμβολής όπου επιλέγεται ο αριθμός των κόμβων που θα ενώσουν το κάθε στοιχείο με τα διπλανά του. Στην συνέχεια πραγματοποιείται η μετατροπή της διαφορικής εξίσωσης που διέπει το πρόβλημα σε ένα σύστημα γραμμικών εξισώσεων στο επίπεδο του κάθε πεπερασμένου στοιχείου, το οποίο είναι και το πιο βασικό βήμα της μεθόδου. Έπειτα γίνεται η κατάστρωση των εξισώσεων σε καθολικό επίπεδο και η επίλυση των κύριων και δευτερογενών αποτελεσμάτων.

4.2 Καταστατικά προσομοιώματα

Για την προσομοίωση του φαινομένου της ρευστοποίησης σε περιβάλλον πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιούνται καταστατικοί νόμοι που περιγράφουν την συμπεριφορά του εδάφους όπως αυτή αποτυπώνεται σε εργαστηριακές δοκιμές, όσον αφορά την σχέση τάσεων-παραμορφώσεων.

4.2.1 Καταστατικό προσομοίωμα PM4Sand

Στην παρούσα εργασία θεωρήθηκε το PM4Sand ως το καταλληλότερο καταστατικό μοντέλο για την εκτίμηση του δυναμικού ρευστοποίησης, κυρίως λόγω του μικρού αριθμού των παραμέτρων που χρειάζονται βαθμονόμηση, γεγονός που αποτελεί συγκριτικό πλεονέκτημα του μοντέλου, ιδίως σε περιπτώσεις όπου δεν είναι διαθέσιμος μεγάλος αριθμός διαφορετικών επιτόπου και εργαστηριακών γεωτεχνικών δοκιμών. Επιπρόσθετα, αξίζει να τονιστεί ότι το μοντέλο ανταποκρίνεται ικανοποιητικά σε περιπτώσεις όπου υπάρχουν μεγάλες διατμητικές παραμορφώσεις (>3%), αποφεύγοντας το κλείδωμα σε μία συγκεκριμένη τιμή για τους υπόλοιπους κύκλους όπως συμβαίνει με άλλα καταστατικά μοντέλα. Το μοντέλο αυτό βασίζεται στην θεώρηση των ενεργών τάσεων, θεωρώντας την ανάπτυξη υπερπίεσης στο νερό των πόρων λόγω της ανακυκλιζόμενης φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Όπως αναπτύχθηκε και προηγουμένως το PM4Sand υπολογίζει τις ελαστικές και πλαστικές παραμορφώσεις οι οποίες εκφράζονται με όρους ογκομετρικής και εκτροπικής παραμόρφωσης. Οι ελαστικές παραμορφώσεις δημιουργούνται από τις τάσεις που ασκούνται στο έδαφος και περιορίζονται από τον δείκτη διάτμησης και δυσκαμψίας του υλικού (G & K), ενώ οι πλαστικές παραμορφώσεις δημιουργούνται από τον δείκτη φόρτισης ($Loading\ index\ L$) και περιορίζονται από την διασταλτικότητα ($Dilatancy\ D$) και τον κανονικοποιημένο συντελεστή (n) που περιγράφει την απόσταση του εδάφους από την κατάσταση αστοχίας. Οι αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, οδηγούν σε ανάπτυξη υπερπίεσης του νερού των πόρων, η οποία υπολογίζεται από τις ογκομετρικές παραμορφώσεις μειώνοντας έτσι τις ενεργές τάσεις του εδάφους

Το μοντέλο αυτό βασίζεται στην θεωρία της κρίσιμης κατάστασης και στο περιβάλλον ελεγχόμενων τάσεων που αναπτύχθηκε από τους Dafalias&Manzari (2004), αποτελεί δηλαδή

μα συνέχεια του προηγούμενου μοντέλου. Οι προσθήκες στο μοντέλο όπως περιγράφονται από τους καθηγητές Boulanger & Ziotopoulou(2015) είναι οι εμπειρικές καμπύλες απόσβεσης που εισάγονται όπως και η καλύτερη προσομοίωση της σχέσης τάσεων με τις ογκομετρικές μεταβολές αλλά και η αλλαγή των υλικών κατά την διάρκεια της ρευστοποίησης. Το κύριο μειονέκτημα του καταστατικού μοντέλου είναι η απουσία τρίτης διάστασης η οποία περιορίζει αρκετά το εύρος των πιθανών εφαρμογών όπως επίσης κάνει αδύνατη την χρήση δεδομένων από τριατομικές δοκιμές όσο αναφορά την βαθμονόμηση. Τέλος, για την προσομοίωση της απλής δοκιμής διάτμησης χρησιμοποιείται ένα απλό τετράκομβο στοιχείο, συμβατό με το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται (FEM), το οποίο φορτίζεται με ελεγχόμενη παραμόρφωση.

4.2.2 Καταστατικό προσομοίωμα HSsmall

Το HS small επιλέχθηκε για τα μη ρευστοποιούμενα εδαφικά υλικά της προσομοίωσης και είναι μια τροποποίηση του μοντέλου hardening soil που οφείλεται στην αυξημένη ακαμψία των εδαφών σε μικρά στελέχη. Σε χαμηλά επίπεδα παραμόρφωσης, τα περισσότερα εδάφη παρουσιάζουν μεγαλύτερη ακαμψία από ό, τι στα επίπεδα μηχανικής παραμόρφωσης, και αυτή η ακαμψία ποικίλλει μη γραμμικά με την καταπόνηση. Υπάρχουν δύο επιπλέον παράμετροι υλικού, δηλαδή G_{0ref} και $\gamma_{0.7}$. Το G_{0ref} είναι το μέτρο διάτμησης μικρής τάσης και το $\gamma_{0.7}$ είναι το επίπεδο παραμόρφωσης στο οποίο το συντελεστή διάτμησης έχει μειωθεί στο 70% περίπου του συντελεστή διάτμησης μικρής παραμόρφωσης. Ελλείψει εργαστηριακών και επιτόπιων δοκιμών, υπάρχουν ορισμένοι συσχετισμοί στη βιβλιογραφία για αμμώδη εδάφη χρησιμοποιώντας σχετική πυκνότητα (Brinkgreve et al).

4.3 Πρόγραμμα Plaxis

Όσον αφορά το πρόγραμμα Plaxis πρέπει να σημειωθεί πως πρόκειται για ένα πρόγραμμα που έχει αναπτυχθεί ειδικά για την ανάλυση της παραμόρφωσης, της σταθερότητας και της ροής στη γεωτεχνική μηχανική. Μάλιστα, οι βελτιωμένες εγκαταστάσεις εξόδου παρέχουν μια λεπτομερή παρουσίαση των υπολογιστικών αποτελεσμάτων.

5 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑΣ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Σε αυτό το κεφάλαιο θα δοθούν συνοπτικά οι μεθοδολογίες και όλα τα απαραίτητα βήματα που διατελέστηκαν για να δημιουργηθεί το προσομοίωμα.

5.1 Εδαφικό προφίλ

Το πρώτο βήμα για την δόμηση ενός γεωτεχνικού μοντέλου είναι η δημιουργία του εδαφικού προφίλ, δηλαδή του διαχωρισμού του εδάφους σε ομοιογενείς ζώνες με γνωστά χαρακτηριστικά και ιδιότητες. Για να γίνει αυτό χρησιμοποιήσαμε τα στοιχεία μια δοκιμή διείδυσης κώνου (CPT) η οποία έγινε, στην περιοχή που βρίσκονταν τα μελετούμενα κτίρια, μετά τον σεισμό.

Τα μεγέθη τα οποία μετρήθηκαν από τις δοκιμές ήταν τα (q_c , f_s , s , u , R_f , q_t) τα οποία αναλύονται στον πίνακα 5.1

πίνακας 5.1: μετρούμενα μεγέθη δοκιμής cpt

q_c	Η δύναμη που ενεργεί στον κώνο, Q_c , διαιρούμενη διά της προβλεπόμενης περιοχής του Κώνου, A_c .	$q_c = Q_c / A_c$
f_s	Η δύναμη τριβής που δρα στον μανδύα τριβής, F_s , διαιρούμενη διά του επιφάνεια του, A_s .	$f_s = F_s / A_s$
u	Κανονικοποιημένη πίεση πόρων	$U = (u_t - u_0) / (u_i - u_0)$
R_f	Αναλογία τριβής	$R_f = (f_s/q_t) \times 100\%$
q_t	Διορθωμένη αντίσταση κώνου	$q_t = q_c + u^2(1-a)$

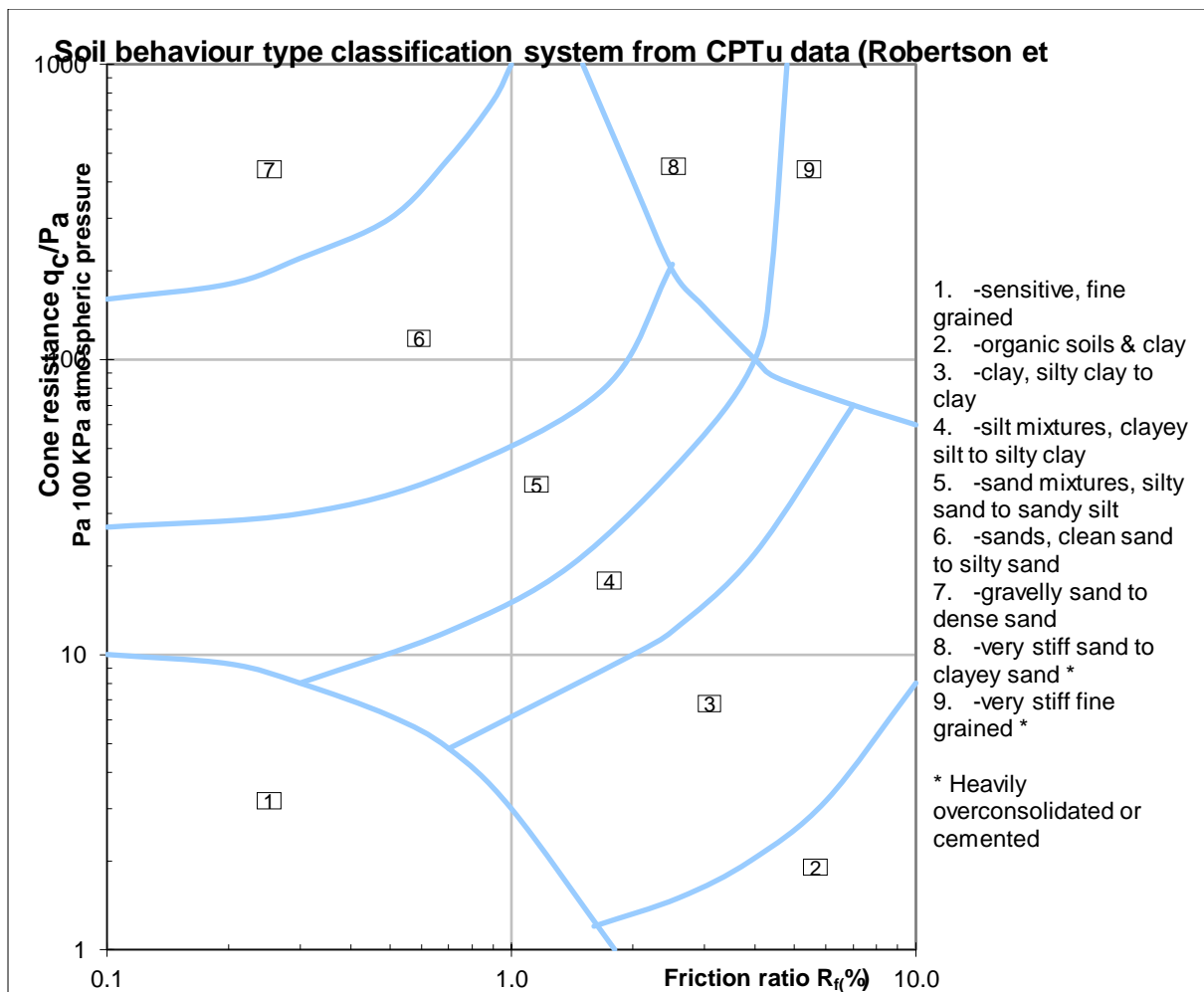
(όπου: u_t είναι η πίεση των πόρων κατά το χρόνο t σε δοκιμή διάχυσης, και u_0 είναι η αρχική πίεση των πόρων κατά την έναρξη της δοκιμής διάχυσης).

Η συγκεκριμένη δοκιμή cpt έγινε στις 21 Ιουνίου του 2000 στην οδό Hasircilar, της περιοχής Yenigözü με συντεταγμένες $40.77450^\circ N$ και $30.40896^\circ E$. και είχε 25 μέτρα βάθος. Η δοκιμή αυτή μας έδωσε τιμές για τα μεγέθη που προαναφερθήκαν παίρνοντας μετρήσεις κάθε 2 εκατοστά.

Για τον χαρακτηρισμό του κάθε εδαφικού υλικού αποφασίστηκε να γίνει χρήση της μεθοδολογίας Robertson et al 1986 η οποία ορίζει ένα σημείο στον πίνακα 5.1 για κάθε σημείο που έγινε μέτρηση. Οι συντεταγμένες του κάθε σημείου ορίζονται ως εξής:

Τεταμένες: τιμή R_f (%) σημείου

Τετμημένες: λόγος q_c/P_a (όπου P_a ατμοσφαιρική πίεση)

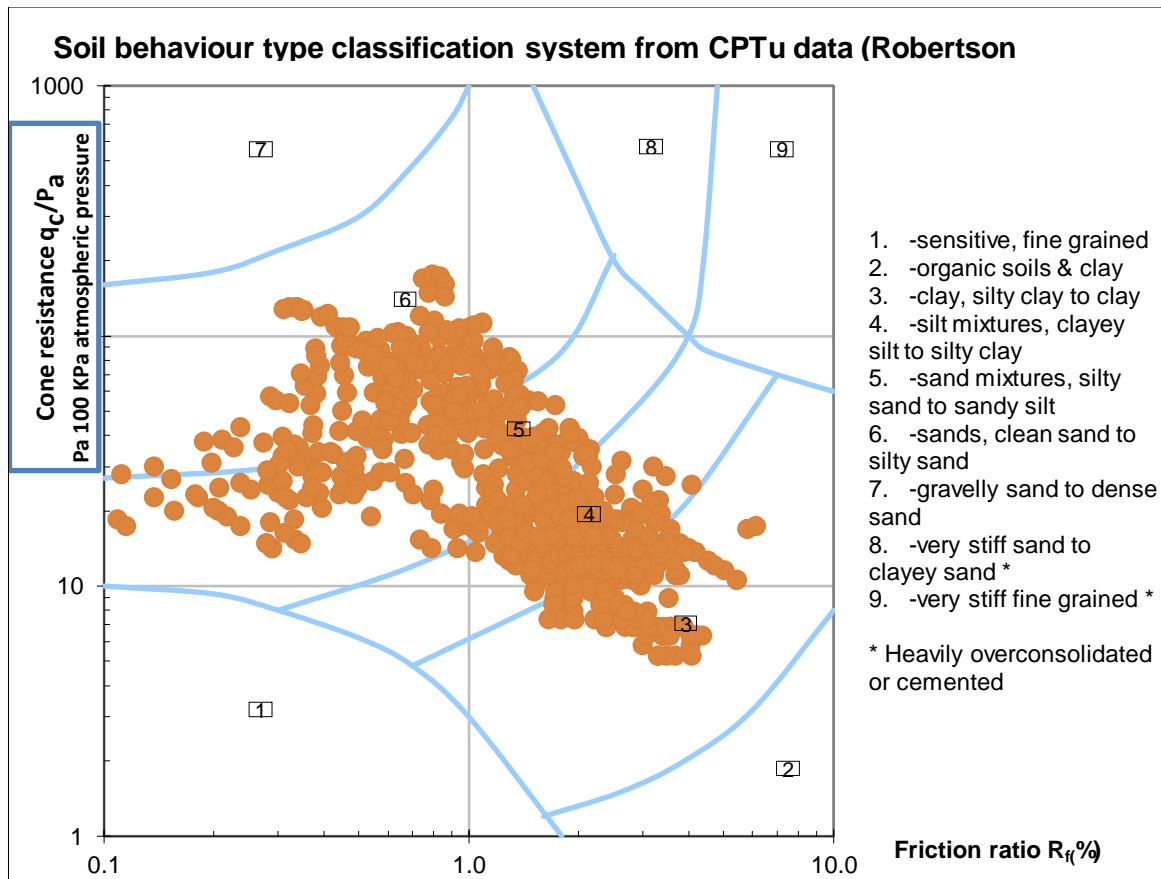


Διάγραμμα 5.1: Επικαιροποιημένος πίνακας Robertson 2010

Το κάθε σημείο αναλόγως, εντός ποιας από τις οκτώ ζώνες βρίσκεται μπορεί να πάρει και τον αντίστοιχο χαρακτηρισμό .

Συγκεκριμένα, εντός της ζώνης 1 εντάσσονται ευαίσθητα, λεπτόκοκκα εδάφη, στην 2 οργανικά εδάφη και άργιλος, στην 3 αργιλικά εδάφη και ιλυώδης άργιλος, στην περιοχή 4 του διαγράμματος ανήκουν μίγματα αργιλίου(ιλυώδης άργιλος και αργιλώδης ιλύ),στην 5 μίγματα άμμου(ιλυώδης άμμος και αμμώδης ιλύ),ζώνη 6 αντιστοιχούν άμμοι(καθαρή άμμος και ιλυώδης άμμος) στην 7 χαλικώδης άμμος και πυκνή άμμος, ενώ στην 8 πολύ άκαμπτη άμμος έως αργιλώδης άμμος, τέλος στην ζώνη 9 πολύ άκαμπτο λεπτόκοκκο εδαφικό υλικό.

Παρακάτω παρατίθεται η διασπορά των μετρήσεων στο διάγραμμα Robertson 2010.



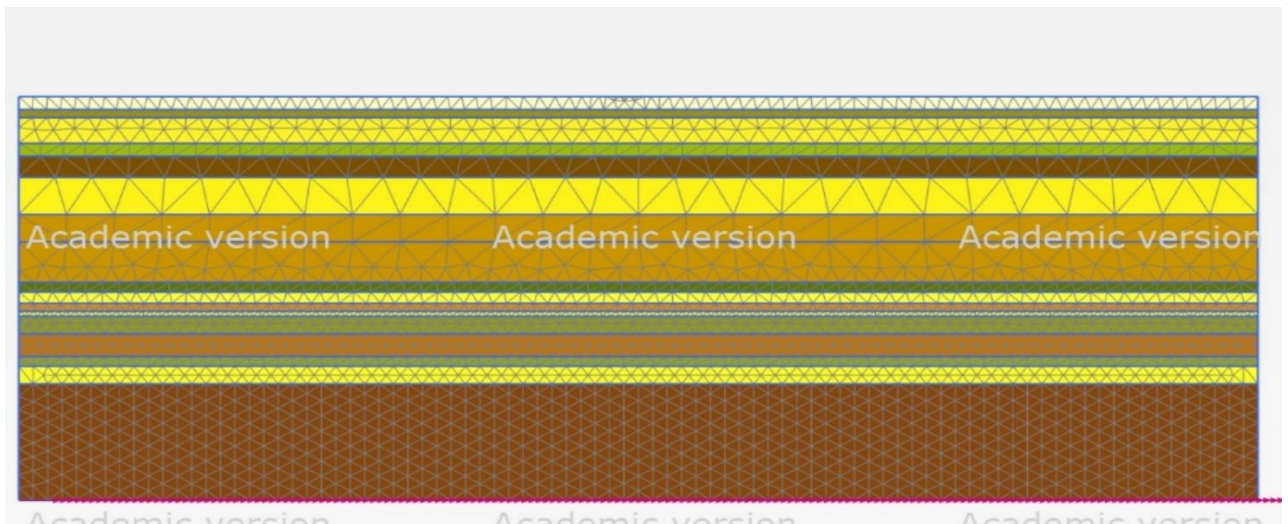
Διάγραμμα 5.2: δασπορά μετρήσεων δοκιμής cpt

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε, όπως ήταν αναμενόμενο, ότι στην περιοχή μελέτης υπάρχουν εδαφικοί σχηματισμοί που ανήκουν στις ζώνες από 3 έως 6, δηλαδή το έδαφος αποτελείται από εναλλασσόμενες στρώσεις άμμου, αργίλου και ιλυώδους άμμου.

Με βάση τα παραπάνω, τα 25 μέτρα από τα οποία έχουμε μετρήσεις χωρίστηκαν σε 16 ομοιογενείς στρώσεις και δημιουργήθηκε το εδαφικό προφίλ όπως φαίνεται στην εικόνα 5.1 και περιγράφεται στον πίνακα 5.2

πίνακας 5.2: αναλυτική στρωματογραφία μοντέλου

ΒΑΘΟΣ(m)	ΥΛΙΚΟ	ΒΑΘΟΣ(m)	ΥΛΙΚΟ
0,00 - 0,80	ΧΑΛΙΚΕΣ	13,8 - 14,3	ΑΡΓΙΛΟΣ
0,80 - 2,30	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ	14,3 - 14,6	ΑΜΜΟΣ
2,30 - 3,90	ΑΜΜΟΣ	14,6 - 15,7	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ
3,90 - 4,70	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ	15,7 - 17,1	ΑΡΓΙΛΟΣ
4,70 - 6,00	ΑΡΓΙΛΟΣ	17,1 - 17,7	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ
6,00 - 8,30	ΑΜΜΟΣ	17,7 - 18,8	ΑΜΜΟΣ
8,30 - 12,5	ΑΡΓΙΛΟΣ	18,8 - 26,0	ΑΡΓΙΛΟΣ
12,5 - 13,1	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ		
13,1 - 13,8	ΑΡΓΙΛΟΣ		



Εικόνα 5.1: εδαφικό προφίλ με βάση δοκιμή crt στο πρόγραμμα rlxaxis

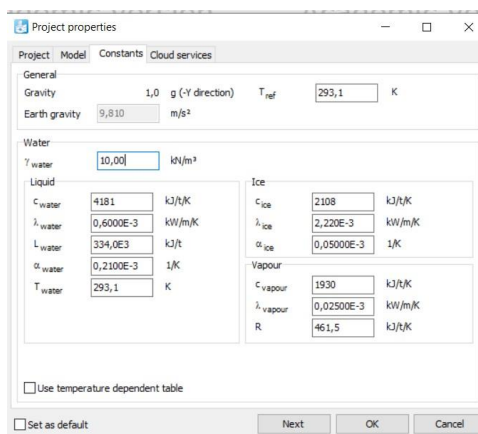
ΧΡΩΜΑ	ΥΛΙΚΟ
ΚΙΤΡΙΝΟ	ΑΜΜΟΣ
ΠΡΑΣΙΝΟ	ΙΛΩΔΗΣ ΑΜΜΟΣ
ΚΑΦΕ	ΑΡΓΙΛΟΣ

Πρέπει να διευκρινιστεί ότι υπάρχουν πολύ μικρές, κάτω των 30 εκατοστών, ζώνες εντός των εικονιζόμενων, οι οποίες θεωρήθηκε ότι δεν επηρεάζουν ουσιαστικά την συμπεριφορά του εδάφους και έχουν ενσωματωθεί στην άνωθεν στρωματογραφία.

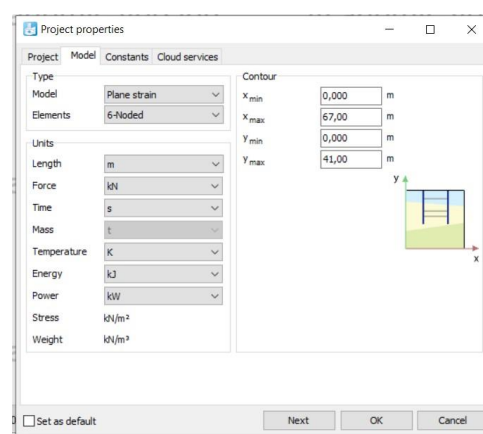
5.2 Δημιουργία μοντέλου

Σε αυτό το τμήμα του κεφαλαίου θα παρουσιαστούν όλες οι απαραίτητες ενέργειες που έγιναν στο περιβάλλον εργασίας του rlxaxis για να δημιουργηθούν τα μοντέλα προσομοίωσης των οποίων τα αποτελέσματα θα παρουσιαστούν στο επόμενο κεφάλαιο.

Ξεκινώντας την περιήγηση στο πρόγραμμα πρέπει να ορίσουμε τις βασικές παραμέτρους του μοντέλου, αυτό γίνεται από το menu [project properties](#) όπως φαίνεται στις εικόνες.



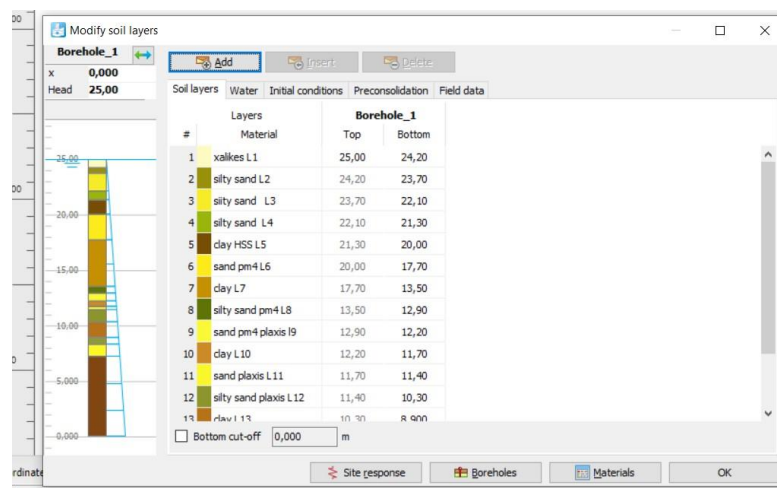
Εικόνα 4.2:



Εικόνα 4.3

Είναι εμφανές ότι μπορούμε να εισάγουμε μονάδες μέτρησης μεγεθών, να ορίσουμε την επιτάχυνση βαρύτητα στα $9,81\text{m/s}^2$, το ειδικό βάρος του νερού στα 10KN/m^3 , τον αριθμό κόμβων των πεπερασμένων στοιχείων (6 κόμβοι), να δώσουμε το συνολικό πλάτος του μοντέλου 67m αλλά και το συνολικό ύψος 41m . Το ύψος πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το αέρισμα του βάθους του εδαφικού προφίλ και του ύψους του κτιρίου ενώ το πλάτος των 67m θεωρείται αρκετό για να μην επηρεάσει τα αποτελέσματα το γεγονός ότι τα πλευρικά όρια του μοντέλου είναι ακλόνητα, πέρα από την σεισμική τους μετατόπιση, αλλά και μη υδατοπερατά.

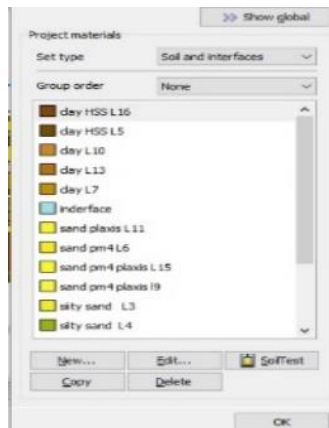
Μετά μέσω της επιλογής (borehole) στο μενού soil από το οποίο εισάγονται οι πληροφορίες για το εδαφικό προφίλ μπορούμε να προσδιορίσουμε τα πάχη των διαφορετικών στρώσεων όπως αυτές προκύπτουν από τον πίνακα 4.3 αλλά και να τοποθετήσουμε την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η διαδικασία είναι αρκετά εύκολη αφού με την επιλογή (add) προστίθεται νέα στρώση για την οποία το μόνο που έχουμε να κάνουμε είναι να εισάγουμε το βάθος της στάθμης έδρασης και της στάθμης κορυφής.



Εικόνα 4.4

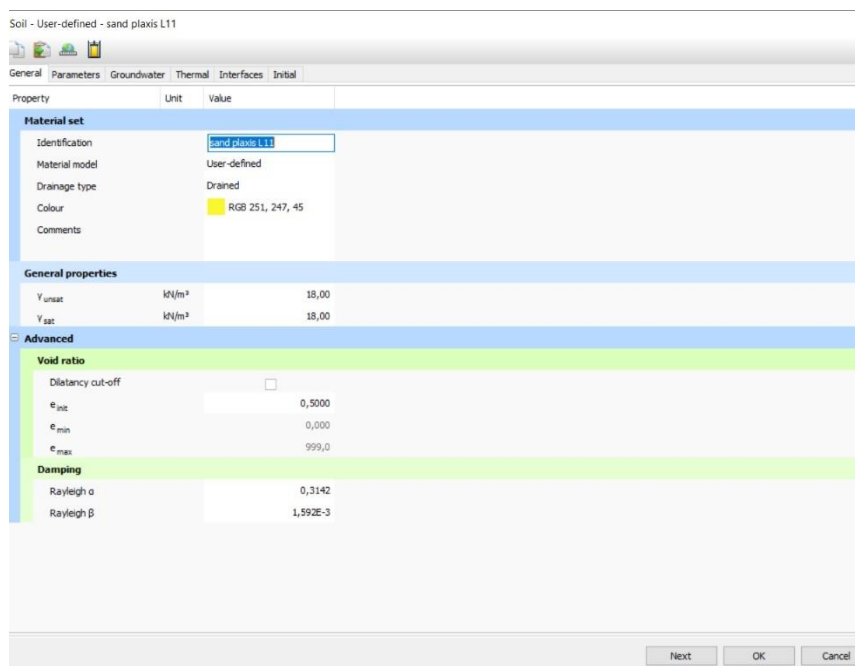
Αριστερά και πάνω του παραθύρου μπορεί να τοποθετηθεί το ύψος της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα στα 25m δεδομένου ότι το θέλουμε στην επιφάνεια του εδάφους και για το μοντέλο το η βάση του υπεδάφους βρίσκεται στην στάθμη 0.

Το επόμενο βήμα είναι να δημιουργήσουμε τα εδαφικά υλικά που θα εισάγουμε στις εδαφικές στρώσεις. Αυτό γίνεται από το μενού material όπου στον φάκελο soils and interfaces τα 16 διαφορετικά εδαφικά υλικά ένα για κάθε στρώση. Από αυτά, τα 5 ήταν άμμοι, 5 άργιλοι, 5 λυώδης άμμοι, και 1 το οποίο αντιστοιχεί στην επιφανειακή στρώση και χαρακτηρίστηκε ως χαλικώδες έδαφος.



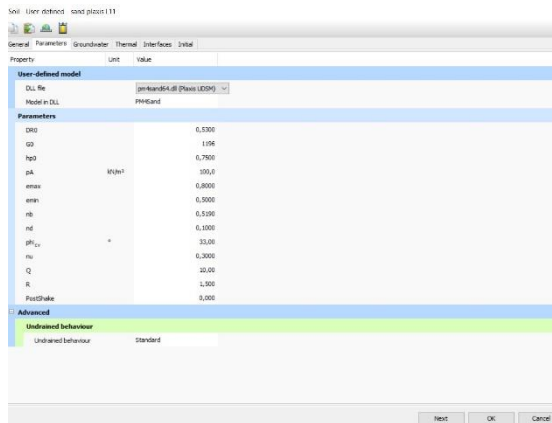
Εικόνα 4.5

Όπως ειπώθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο για τα ρευστοποιήσιμα υλικά, δηλαδή τους άμμους και τους ιλυώδης άμμους, θα επιλεγεί το καταστατικό προσομοίωμα PM4sand, ενώ για τις αργίλους το HSsmall. Η επιλογή του καταστατικού προσομοιώματος γίνεται στην καρτέλα (**general**) όπου εισάγουμε ακόμα το ειδικό βάρος αλλά και την σεισμική αποσβέση στην κατηγορία Damping αλλά και τις συνθήκες στράγγισης κάθε υλικού, στραγγιζόμενες για τα αμμώδη και αστράγγιστες για τα αργιλικά(undrainedB).

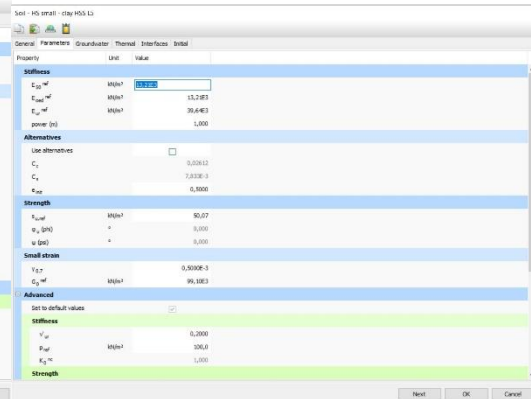


Εικόνα 4.6

Στην επόμενη καρτέλα (**parameters**) τοποθετούνται οι παράμετροι του κάθε προσομοιώματος



Εικόνα 4.6



Εικόνα 4.7

Για τους αργίλους οι παράμετροι που χρειαστήκαν να εισαχθούν φαίνονται στον παρακάτω πίνακα σύμφωνα με (P. Misirlis, M. Anthi, N. Gerolymos, G. Gazetas 2019)

Parameter	Description	Value
$E_{50}^{ref} / E_{oed}^{ref}$	<i>Reference secant stiffness / Reference tangent stiffness for primary oedometer loading</i>	1
$E_{ur}^{ref} / E_{oed}^{ref}$	<i>Unloading—reloading stiffness / Reference tangent stiffness for primary oedometer loading</i>	3
$G_{0}^{ref} / E_{50}^{ref}$	<i>Reference maximum shear modulus / Reference secant stiffness</i>	7,5
$\gamma_{0,7}$	<i>Threshold shear strain</i>	5x10-4
Φ	<i>Internal friction angle (o)</i>	0
Ψ	<i>Dilation angle (o)</i>	Su
C	<i>Cohesion (kPa)</i>	1
K_0	<i>Coefficient of earth pressure at rest</i>	1
M	<i>Power for stress dependent stiffness</i>	1
R_f	<i>Failure ratio</i>	0,9
p_a	<i>Reference stress (kPa)</i>	100

πίνακας 5.3

Ενώ για το καταστατικό προσομοίωμα pm4sand ακολουθούμε το (M. Anthi & N. Gerolymos 2019)

Parameter	Value
Dr_0	Input
G_0	$14504 * Dr_0^3$
$H\rho_0$	0,75
p_a	100
e_{max}	0,8
e_{min}	0,5
n_b	$0,26 * Dr_0^{-0,18}$
n_d	0,1
φ_{cv}	33
n_u	0,3
Q	10
R	1,5
post_{shake}	0

πίνακας 5.4

Από τα παραπάνω είναι φανερό ότι για όλα τα εδαφικά υλικά οι μόνοι παράμετροι που πρέπει να είναι γνωστοί είναι το Dr_0 , S_u και G_{ref0} και όλες οι υπόλοιπες παράμετροι είναι γνωστοί ή προκύπτουν από τα τρία αυτά μεγέθη. Η πορεία των υπολογισμών όλων των απαραίτητων μεγεθών θα παρουσιαστεί στο επόμενο κεφάλαιο.

Από το ίδιο μενού στον φάκελο plates μπορούν να δημιουργηθούν τα υλικά από τα οποία θα σχηματιστούν τα δύο κτίρια. Επιλέχθηκαν δυο διαφορετικά υλικά ένα για τα υποστυλώματα και ένα για τις πλάκες. Για τα υλικά αυτά που προσομοιώνουν σιδηροπαγές σκυρόδεμα επιλεκτικάν οι παρακάτω παράμετροι.

Mechanical Thermal

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		plate c
Comments		
Colour		RGB 55, 121, 242
Material type		Elastic
Properties		
Isotropic		<input checked="" type="checkbox"/>
EA ₁	kN/m	1,370E6
EA ₂	kN/m	1,370E6
EI	kN m ² /m	16,00E3
d	m	0,3744
w	kN/m/m	1,600
ν (nu)		0,000
Rayleigh α		0,3142
Rayleigh β		1,592E-3
Prevent punching		<input type="checkbox"/>

Next OK Cancel

Εικόνα 4.8

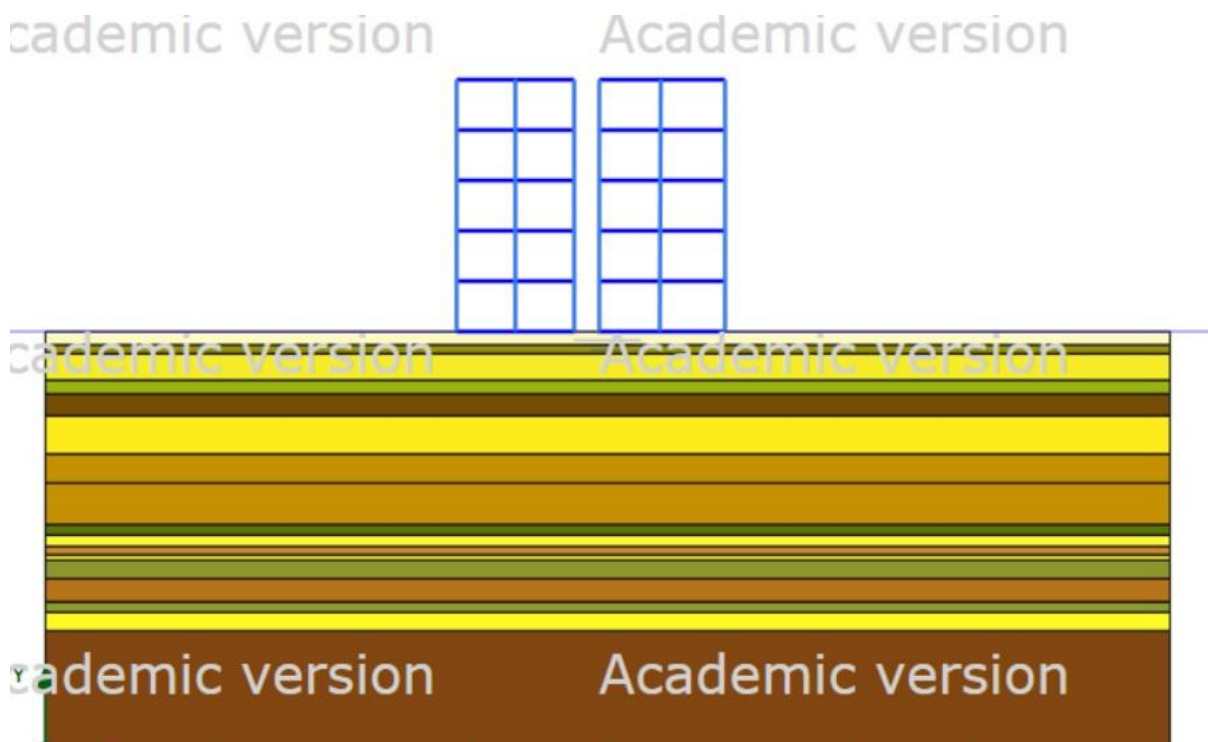
Mechanical Thermal

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		plate d
Comments		
Colour		RGB 0, 0, 255
Material type		Elastic
Properties		
Isotropic		<input checked="" type="checkbox"/>
EA ₁	kN/m	7,500E6
EA ₂	kN/m	7,500E6
EI	kN m ² /m	39,00E3
d	m	0,2498
w	kN/m/m	10,00
ν (nu)		0,3000
Rayleigh α		0,3142
Rayleigh β		1,592E-3
Prevent punching		<input type="checkbox"/>

OK Cancel

Εικόνα 4.9

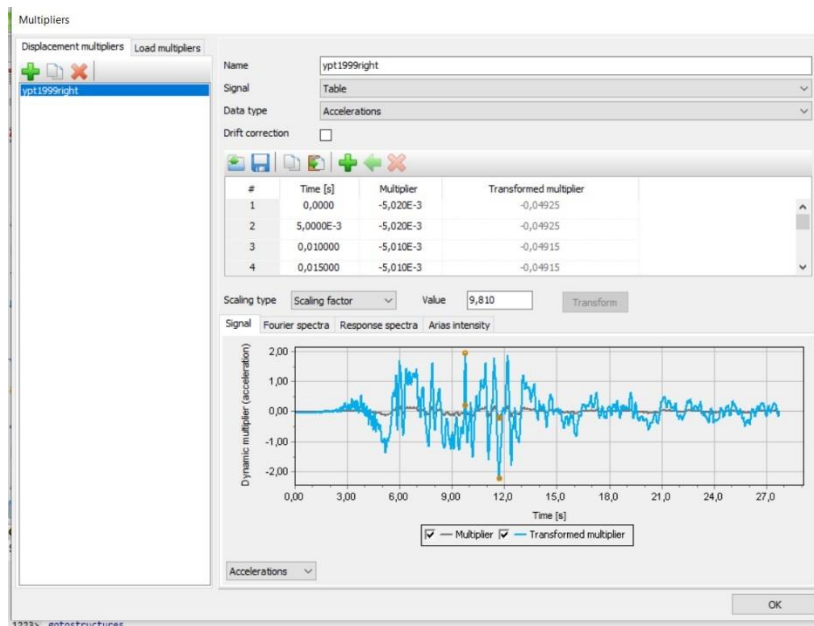
Η διαδικασία δημιουργίας τους είναι αρκετά εύκολη στο περιβάλλον του Plaxis. Από το μενού **structures** με την επιλογή **plates** μας δίδεται η δυνατότητα να σχεδιάσουμε τα δύο κτίρια χαράζοντας 3 κατακόρυφα στοιχεία ύψους 15 μέτρων για κάθε κτίριο τα οποία συνδέουμε με 6 οριζόντια στοιχεία μήκους 7 για κάθε κτίριο όπως φαίνεται στην εικόνα



Εικόνα 4.10

Σε κάθε στοιχείο (plate) πρέπει να ανατεθεί ένα υλικό από εκείνα που έχουμε δημιουργήσει στον φάκελο **plates**. Έτσι επιλέγοντας κάθε στοιχείο και πατώντας **set material** ορίζουμε ως υλικό για τα κατακόρυφα στοιχεία αυτό των υποστυλωμάτων και στα οριζόντια αυτό των πλακών.

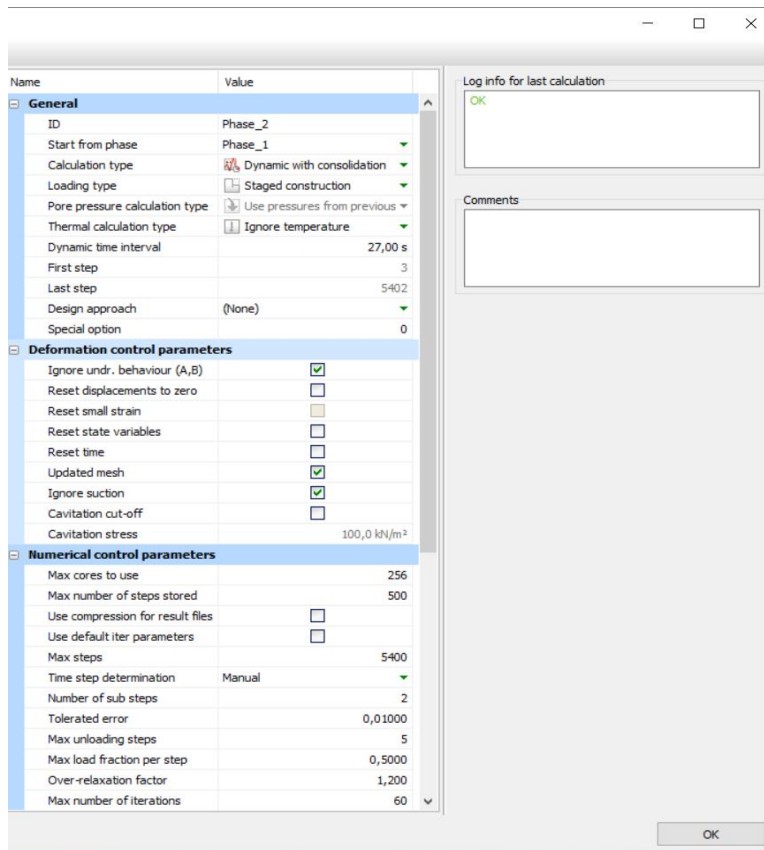
Έχοντας πια ολοκληρώσει την δημιουργία του εδαφικού προφίλ και των δομικών στοιχείων απομένει η εισαγωγή του επιταχυνσιογραφήματος ώστε να μπορέσει το Plaxis να κάνει την δυναμική ανάλυση. Πατώντας τη επιλογή **structures** και ανοίγοντάς το παράθυρο του **show dynamic multipliers** μπορούμε να επιλέξουμε το αρχείο που περιέχει τις επιταχύνσεις κατά την διάρκεια του σεισμού 27s μετρημένες ανά 0,005s



Εικόνα 4.11

Τέλος πρέπει να δώσουμε τις εντολές για την αλληλουχία των υπολογισμών που θα κάνει το λογισμικό. Πηγαίνοντας στην τελευταία καρτέλα **staged construction** χωρίζουμε την ανάλυση σε τρία στάδια, το αρχικό (initial phase) στο οποίο ενεργοποιούμε μόνο τον εδαφικό ιστό για να υπολογίσει το πρόγραμμα τις γεωστατικές τάσεις, το στάδιο 1 (phase 1) στο οποίο προσθέτουμε τα κτίρια για να καταγράφουν οι αρχικές καθιζήσεις και το τελικό στάδιο (phase 3) στο οποίο ενεργοποιούμε την σεισμική δόνηση για να γίνει η δυναμική ανάλυση.

Για την δυναμική ανάλυση πρέπει να δώσουμε ακόμα κάποια στοιχεία για να πάρουμε σαφή αποτελέσματα. Αυτό είναι εφικτό από το παράθυρο **edit phase** στο οποίο αρχικά θα επιλέξουμε το **dynamic with consolidation** στον τύπο υπολογισμών calculation type για να υπολογίζεται η απομείωση της πίεσης πόρων, ακόμα πρέπει να ορίσουμε το χρόνο διάρκειας της ανάλυσης στα 27 δευτερόλεπτα στο **dynamic time interval** και να χωρίσουμε την ανάλυση σε 5400 υποεπίπεδα.



Εικόνα 4.12

6 ΠΟΡΕΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

Από τα παραπάνω είναι φανερό ότι για όλα τα εδαφικά υλικά οι μόνοι παράμετροι που πρέπει να υπολογιστούν είναι το D_{r0} , S_u και G^{ref}_0 και όλες οι υπόλοιπες παράμετροι είναι γνωστοί ή προκύπτουν από τα τρία αυτά μεγέθη.

Τα αρχικά δεδομένα τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για τα προαναφερθέντα μεγέθη είναι μετρήσεις της δοκιμής διείδυσης κώνου και το ειδικό βάρος (γ) του εδάφους το οποίο θεωρήθηκε κοινό για όλο τον εδαφικό σκελετό και ίσο με 18 kn/m^3 .

Το πρώτο βήμα είναι ο υπολογισμός του δείκτη Συμπεριφοράς εδάφους I_c με χρήση της επαναληπτικής μεθόδου (P. K. Robertson and K.L. Cabal 2015)

Ξεκινώντας τοποθετούμε $n=1$ στην σχέση $C_n=(P_a/\sigma'_{vo})^n$ το οποίο θα χρησιμοποιήσουμε για τον υπολογισμό του $Q_{tn}=[(q_t-\sigma_v)/P_a]*C_n$.

Ακολούθως πρέπει να υπολογιστεί το $F_r=100*F_s/(q_t-\sigma_v)$.

Και με αυτά υπολογίζουμε έναν αρχικό δείκτη εδάφους I_c με βάση την σχέση

$$I_c=[(3,47-\log(Q_{tn}))^2+(\log(f_r))^2]^{0,5}$$

Τώρα μπορούμε να προσδιορίσουμε νέο συντελεστή (n) με τον ακόλουθο τύπο.

$$n=0,381*I_c+0,05*(\sigma'_{vo}/P_a)-0,15$$

Τέλος με το νέο (n) επαναλαμβάνουμε την ίδια πορεία υπολογισμών έως ότου δύο διαδοχικές τιμές του I_c έχουν διαφορά $\Delta n < 0,1$ τότε η τελευταία τιμή του I_c γίνεται αποδεκτή.

Έτσι ένας δείκτης εδάφους I_c έχει υπολογιστεί για κάθε μέτρηση ανά 2 εκατοστά που μας έχει δώσει η δοκιμή διείδυσης κώνου (c_{pt}) και θα αποτελέσει έναν οδηγό για το ποιές τιμές θα υπολογίσουμε παρακάτω αλλά και το πως θα τις υπολογίσουμε.

Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή (S_u) έχει νόημα να υπολογιστεί για τιμές του I_c μεγαλύτερες του 2,6 με την χρήση της ακόλουθης σχέσης

$$S_u=(q_t-\sigma_v)/N_{kt}$$

(Όπου το N_{kt} παίρνει τιμές από 10 έως 18 και χρησιμοποιήθηκε η μέση τιμή $N_{kt}=14$)

Εν συνεχεία για την σχετική πυκνότητα (D_r) εάν ο δείκτης I_c έχει τιμή μεγαλύτερη του 2,6 τότε η σχετική πυκνότητα ισούται με μονάδα. Διαφορετικά προκύπτει από τον παρακάτω τύπο

$$D_r=(Q_{tn}/350)^{0,5}$$

Υπενθυμίζουμε ότι το Q_{tn} έχει υπολογιστεί προηγουμένως για τον προσδιορισμό του I_c και ότι η σχετική πυκνότητα (D_r) μπορεί να πάρει μέγιστη τιμή την μονάδα.

Και τέλος G_o προκύπτει από την σχετική πυκνότητα σύμφωνα με την σχέση

$$G_o = 1450 * D_r^{0,3}$$

Ακόμα για όλα τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητο να υπολογιστεί η υδατοπερατότητα (k). Με κριτήριο την τιμή του δείκτη I_c διακρίνουμε δύο περιπτώσεις

$$\text{Για } 1.0 < I_c \leq 3.27 \quad k = 10^{(0,952 - 3,4I_c)} \text{ m/s}$$

$$\text{Και για } 3.27 < I_c < 4.0 \quad k = 10^{(-4,52 - 1,37I_c)} \text{ m/s}$$

(Η τελική τιμή που εισάγεται για κάθε μεταβλητή στο εκάστοτε καταστατικό προσομοίωμα είναι η μέση τιμή των επιμέρους τιμών που αποτελούν την κάθε ζώνη)

7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

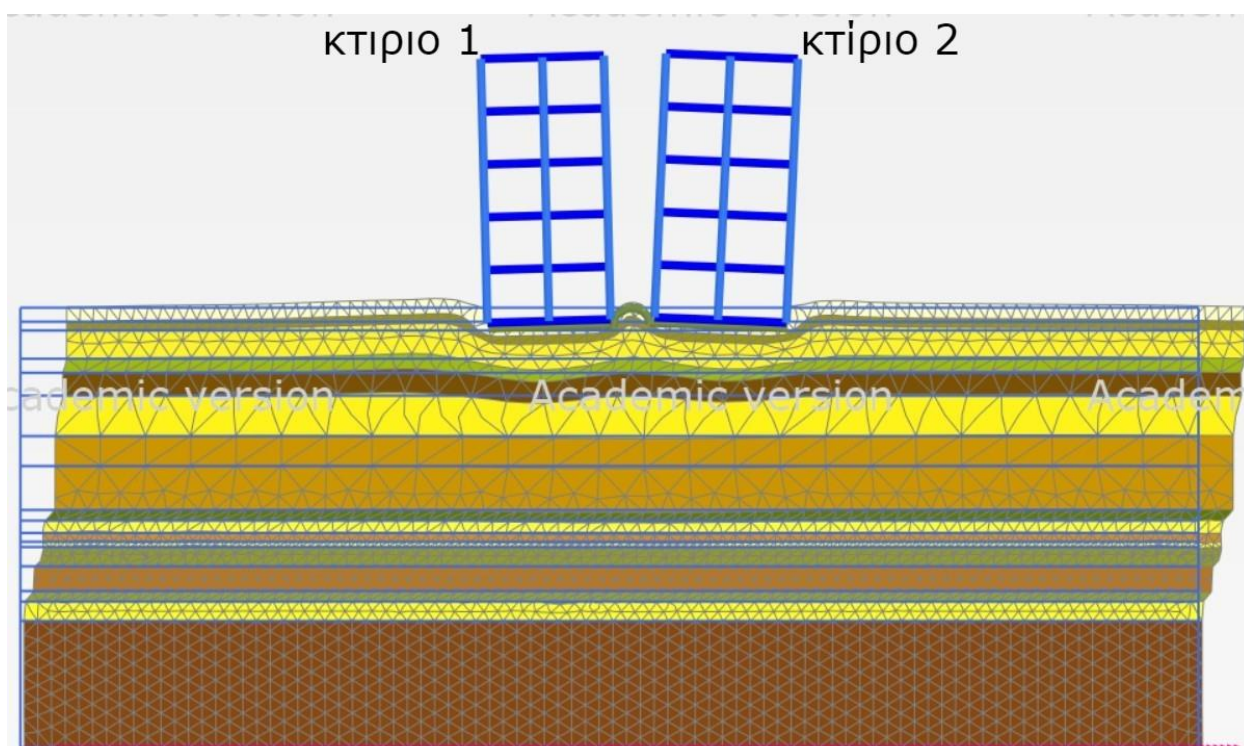
Σε αυτό το κεφάλαιο θα γίνει παρουσίαση και ο σχολιασμός των αποτελεσμάτων της ανάλυσης.

7.1 Ανάλυση δύο κτιρίων

7.1.1 Καθιζήσεις και στροφή κτιρίων

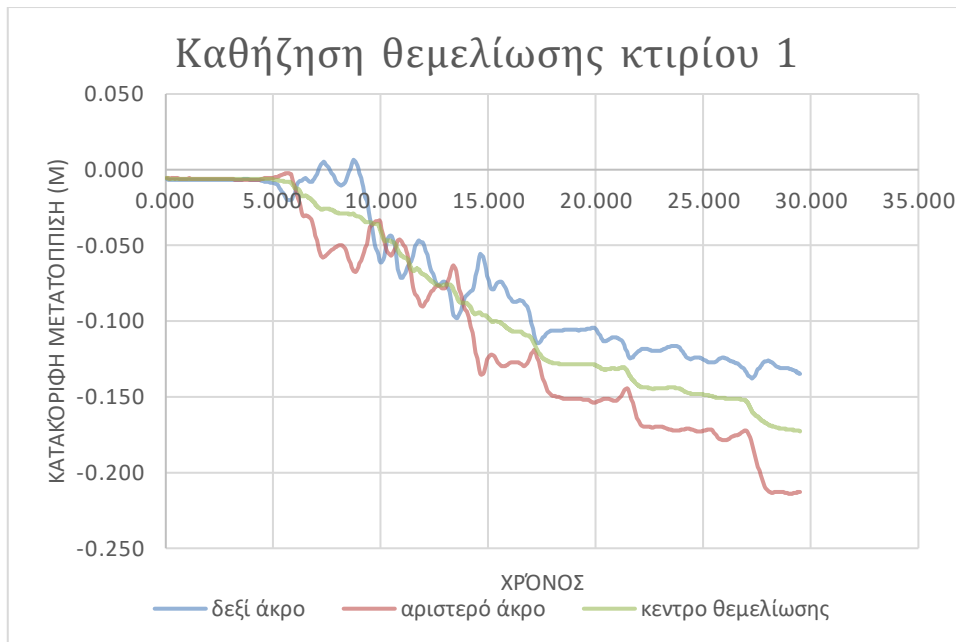
Από την εφαρμογή εξόδου αποτελεσμάτων μπορούμε να πάρουμε όλες τις πληροφορίες για την ανάλυση που διεξήχθη.

Αρχικά βλέπουμε τον παραμορφωμένο κানাβο, στον οποίο είναι εμφανείς οι κλίσεις που έχουν πάρει τα δύο κτίρια μετά το πέρας του σεισμού.



Εικόνα:7.1

Η πορεία της κατακόρυφης μετατόπισης των θεμελιώσεων πιο αναλυτικά παρατίθεται στα διαγράμματα 7.1 και 7.2.



γράφημα 7.1

Όπως είναι λογικό η καθίζηση στο μέσο της θεμελίωσης είναι η μέση τιμή των άκρων της, ενώ παρατηρούμε ότι το αριστερό άκρο έχει μεγαλύτερη τελική καθίζηση (0,213m) από το δεξί (0,135m) και για την συντριπτική πλειοψηφία του χρόνου βρίσκεται χαμηλότερα. Αντίστοιχη εικόνα έχει και το γράφημα το κατακόρυφών μετατοπίσεων του δεύτερου κτιρίου με την κλίση του κτιρίου να είναι αντίρροπη και το δεξί άκρο να καθιζάνει κατά 0.179m και το αριστερό 0,145m

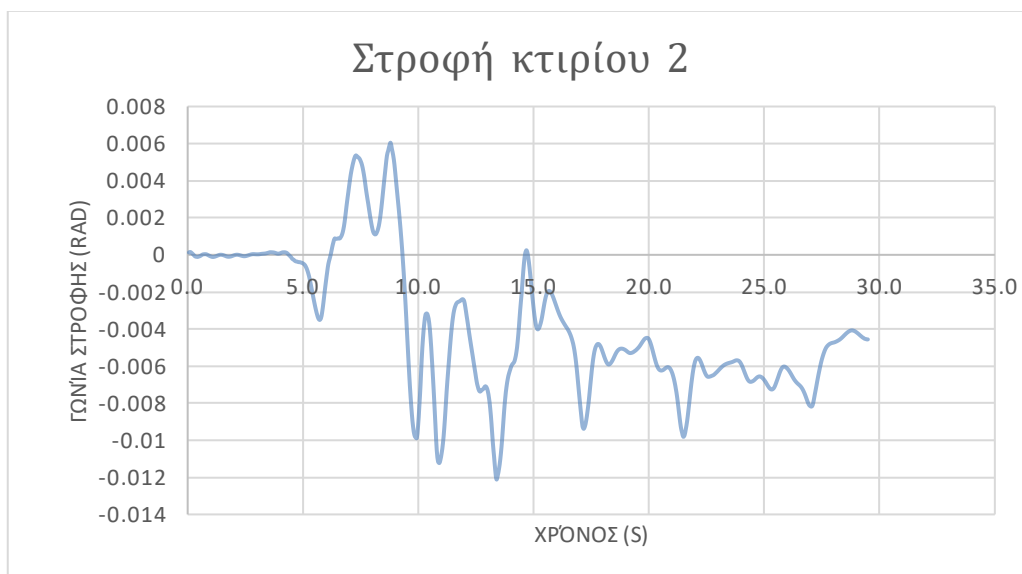


γράφημα 7.2

Από τα παραπάνω είναι εύκολο να δημιουργηθούν οι χρονοϊστορίες των κλίσεων του κάθε κτιρίου.



γράφημα 7.3



γράφημα 7.4

Η διαφορά προσήμου ανάμεσα στις στροφές των κτιρίων δηλώνει την αντίθετη κατεύθυνση τους, ενώ είναι εμφανές ότι μέχρι το δέκατο τέταρτο δευτερόλεπτο η στροφή και των δύο είναι ομόρροπη.

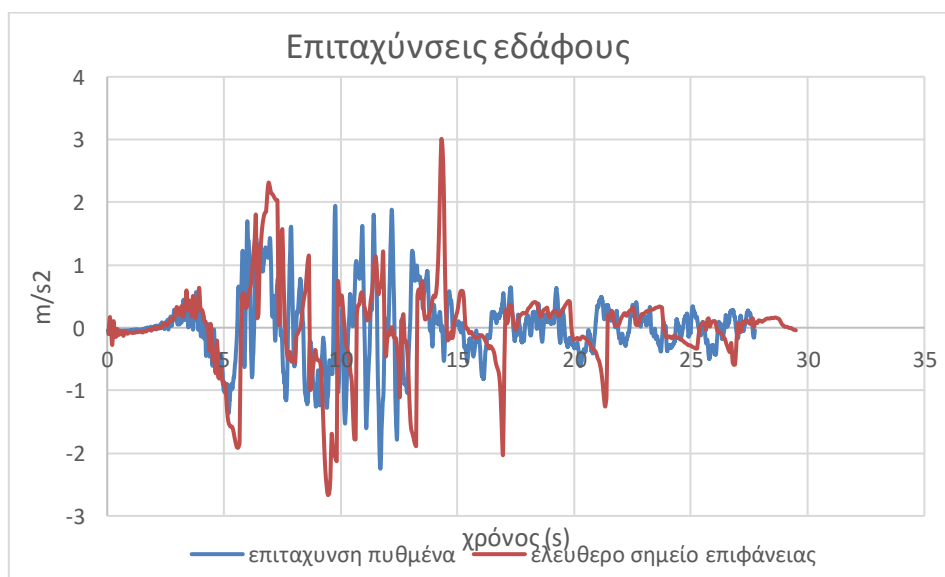
7.1.2 Επιταχύνσεις

Από την εξέλιξη των επιταχύνσεων μπορούμε να καταλάβουμε ότι για την αντίρροπη στροφή των κτιρίων ευθύνονται αποκλειστικά οι διαφορικές καθιζήσεις των θεμελιώσεων τους αφού τα δύο διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται.



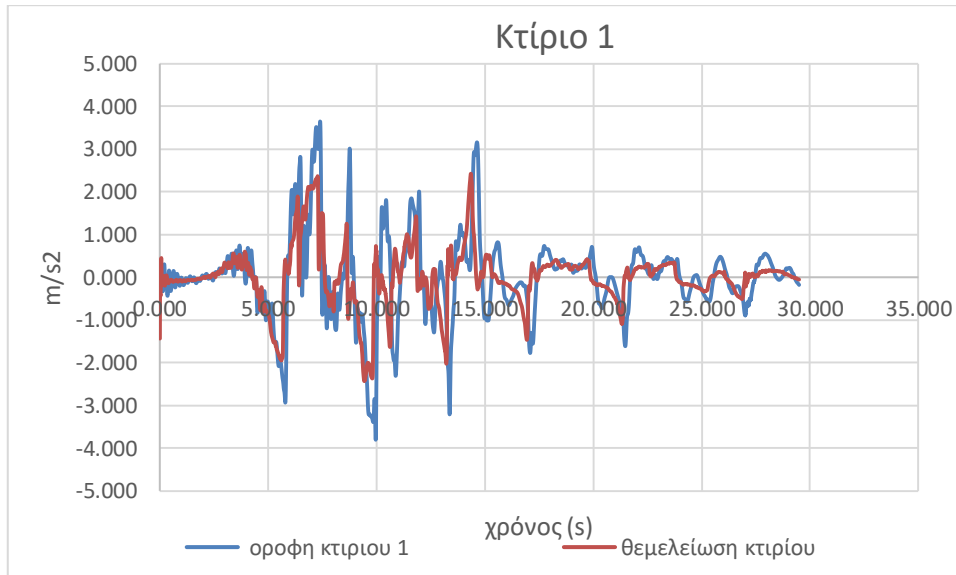
γράφημα 7.5

Από το επόμενο γράφημα το οποίο απεικονίζει την πορεία των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους, σε ένα σημείο αριστερά των κτιρίων και την σεισμική διέγερση που εφαρμόστηκε στην βάση του μοντέλου παρατηρούμε ότι οι επιταχύνσεις στην επιφάνεια ήταν αισθητά πιο έντονες.

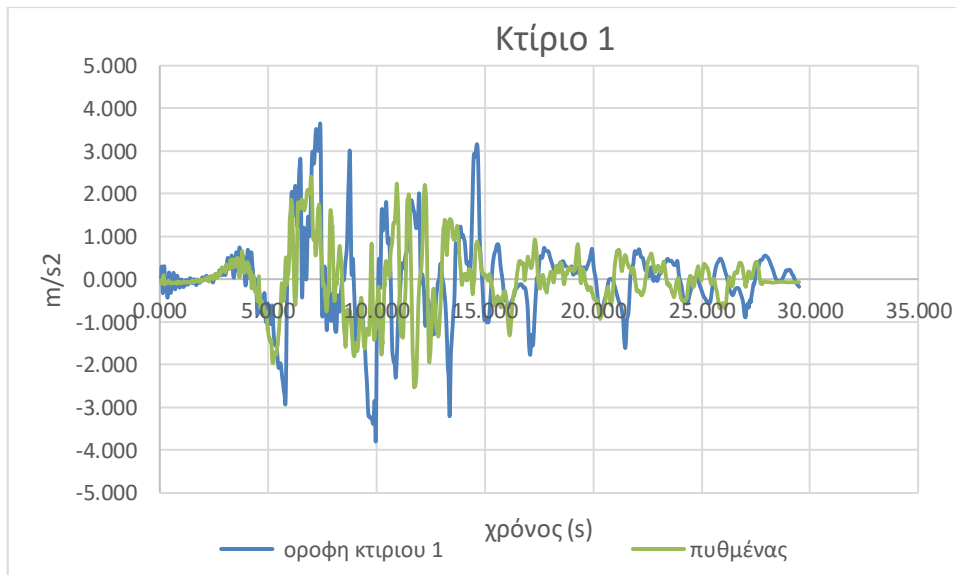


γράφημα 7.6

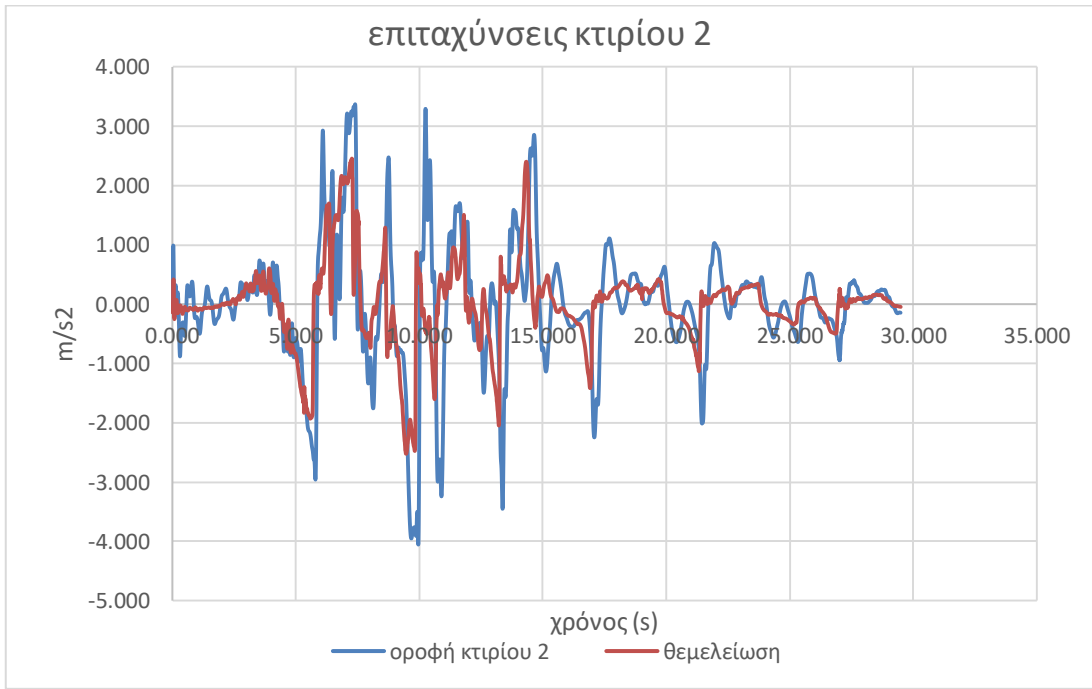
Παρακάτω παρατίθενται οι ποριές των επιταχύνσεων της οροφής του κάθε κτιρίου σε σχέση με αυτές των θεμελιώσεων τους αλλά και του πυθμένα του μοντέλου.



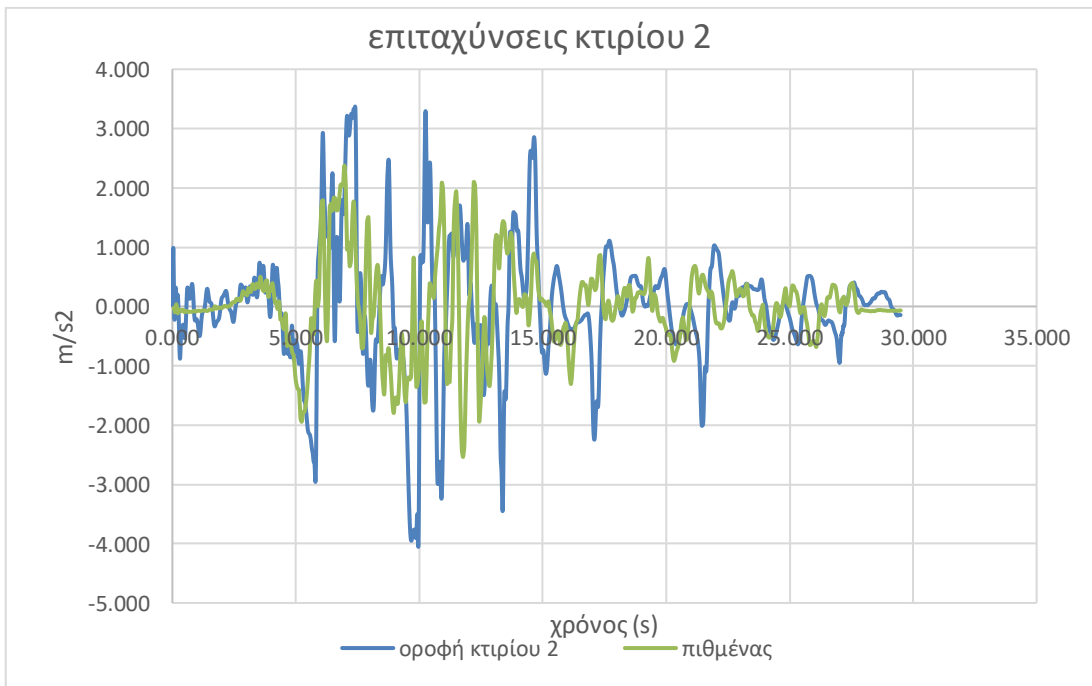
γράφημα 7.7



γράφημα 7.8



γράφημα 7.9

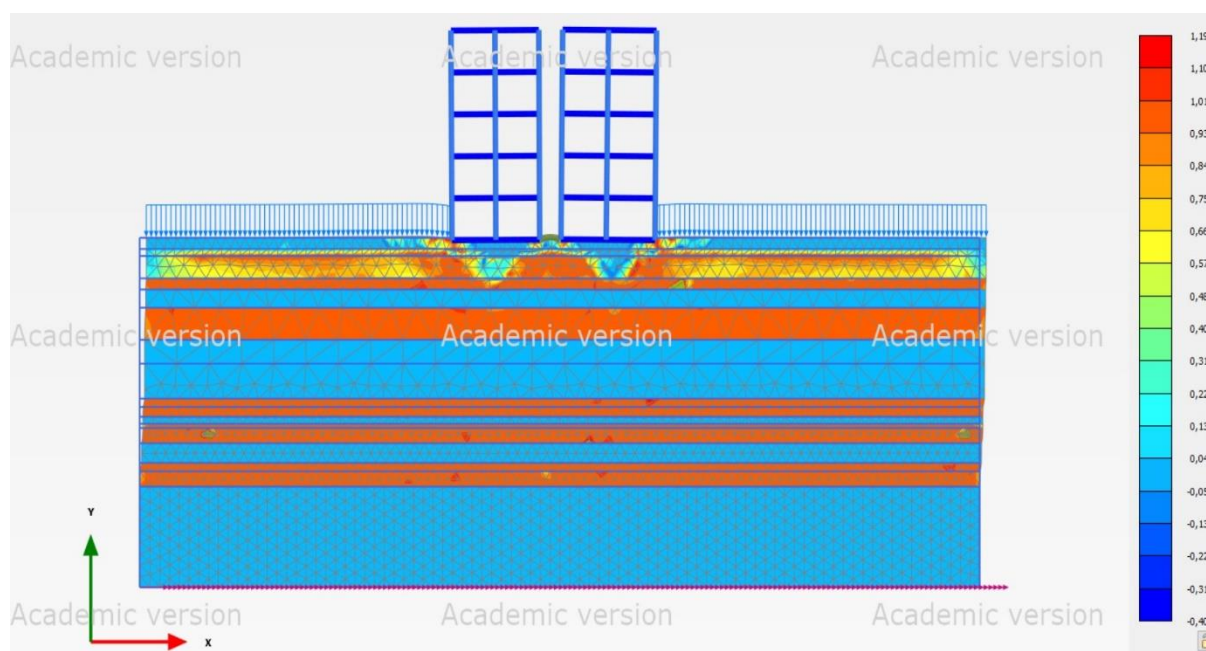


γράφημα 7.10

7.1.3 πιέσεις πόρων

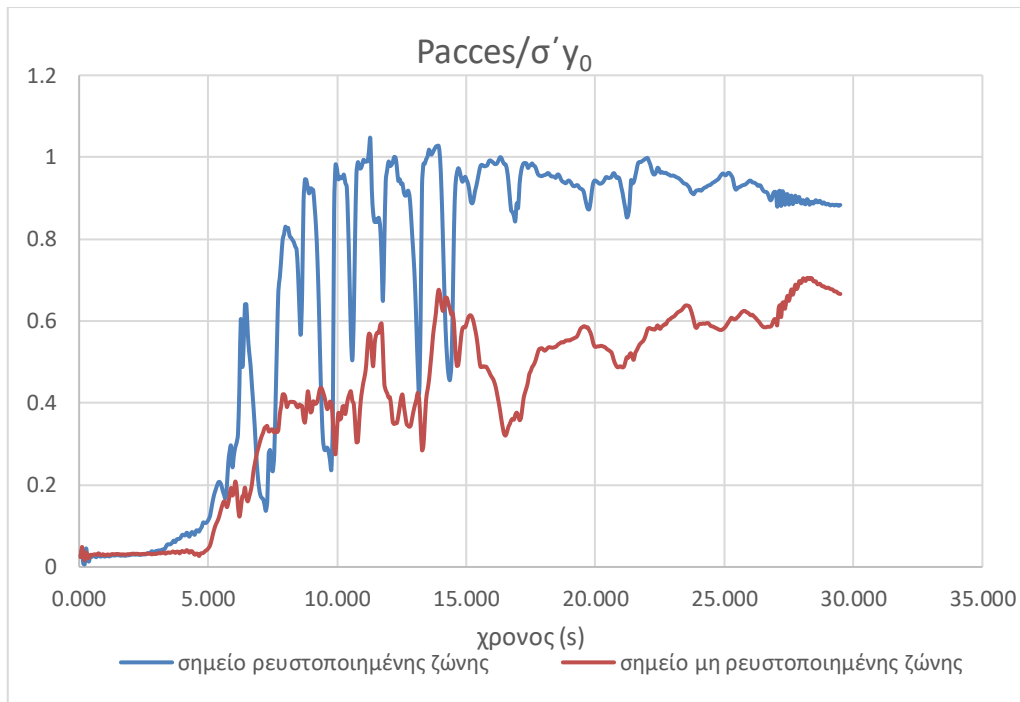
Για να δούμε ποιες στρώσεις ρευστοποιήθηκαν πρέπει να δούμε την εξέλιξη της πίεσης πόρων κατά την διάρκεια της της σεισμικής δόνησης.

Στην εικόνα 7.2 φαίνεται η τιμή του δείκτη ru, \max των μέγιστων τιμών του, όπως ορίστηκε στο κεφάλαιο 1 $ru = \Delta u / \sigma'_{3c}$



Εικόνα:7.2

Όπως φαίνεται στην εικόνα, στις ζώνες στις οποίες το χρώμα τείνει στο κόκκινο η πίεση πόρων έχει εξισωθεί με την ενεργό τάση ή την έχει οριακά ξεπεράσει. Αυτές οι ζώνες είναι από κορεσμένα αμμώδη υλικά και ρευστοποιήθηκαν υπό την επίδραση της ανακυκλιζόμενης φόρτισης. Κάτω από το κέντρο των κτιρίων η ενεργός τάση λόγω της επίδρασης του βάρους των κτισμάτων ήταν αυξημένη και η πίεση πόρων δεν κατάφερε να την προσεγγίσει.

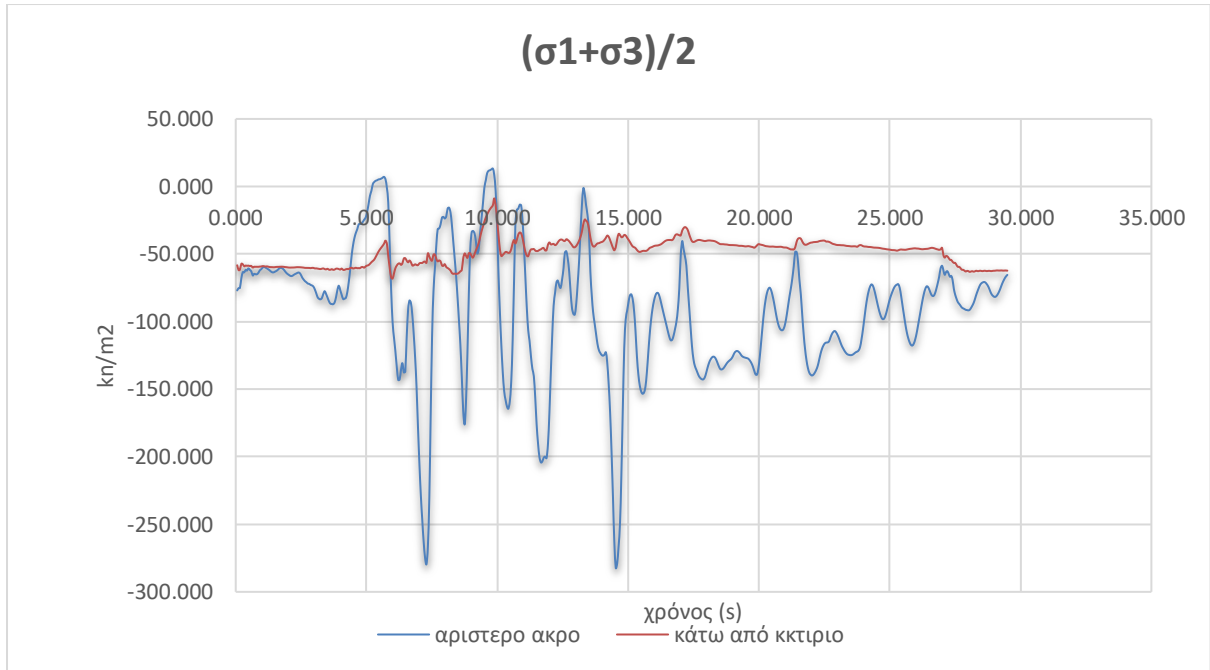


γράφημα 7.11

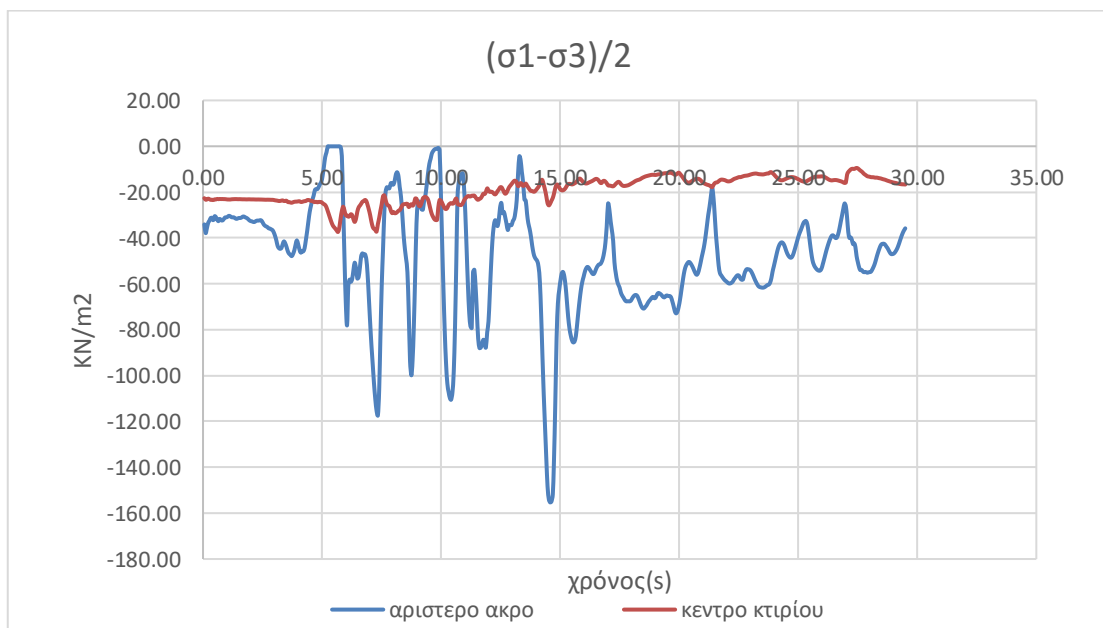
Όπως φαίνεται στο παραπάνω γράφημά, η πίεση πόρων σε ένα σημείο, εντός μιας ρευστοποιημένης ζώνης, αυξάνεται και προσεγγίζει την αρχική ενεργό κατακόρυφη τάση ενώ σε σημείο εντός μη ρευστοποιημένης ζώνης οριακά φτάνει το 70%.

7.1.4 Διαδρομές τάσεων

Αρκετά μεγάλο ενδιαφέρον έχουν τα διαγράμματα των τασικών οδεύσεων, λόγο των μεγάλων αποκλίσεων που εμφανίζουν ανάμεσα στα σημεία εντός ρευστοποιημένων ζωνών και μη. Επιλεχθήκαν να παρουσιαστούν δυο σημεία πολύ κοντά στην θεμελίωση του κτιρίου 1. Το ένα στην ρευστοποιημένη περιοχή κάτω από το δεξί άκρο και ένα κάτω από το κέντρο του κτιρίου.



γράφημα 7.12

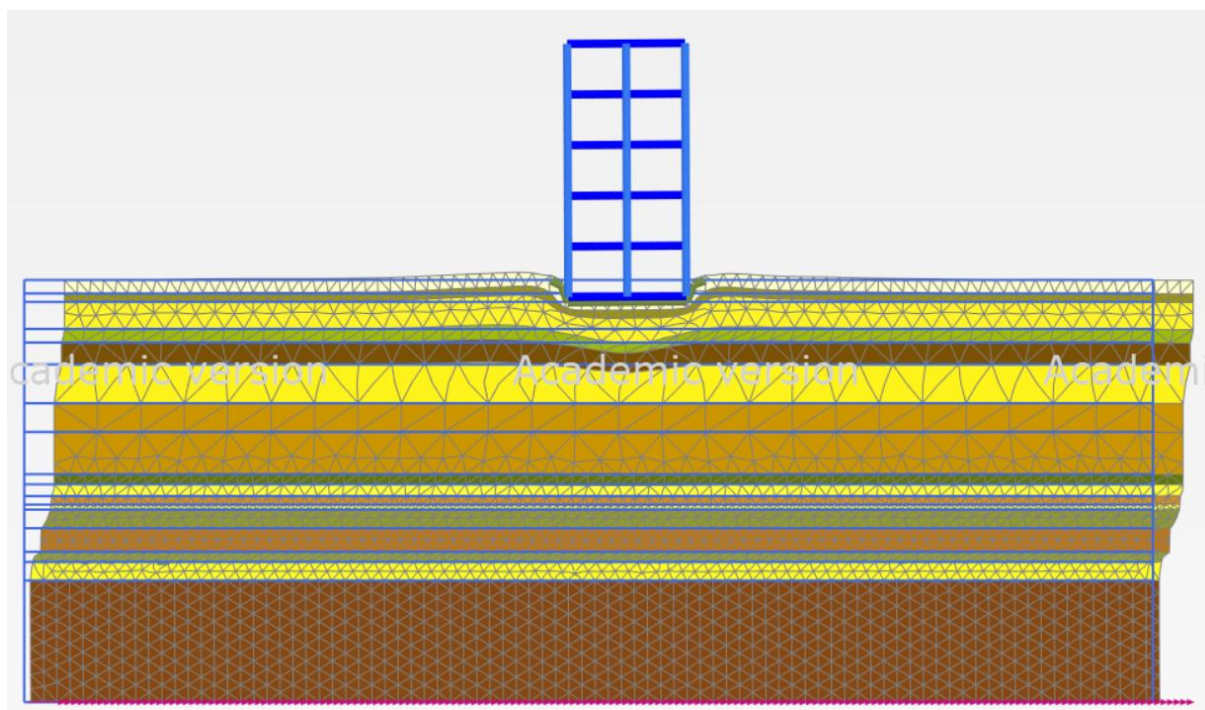


γράφημα 7.13

7.2 Ανάλυση με ένα κτίριο

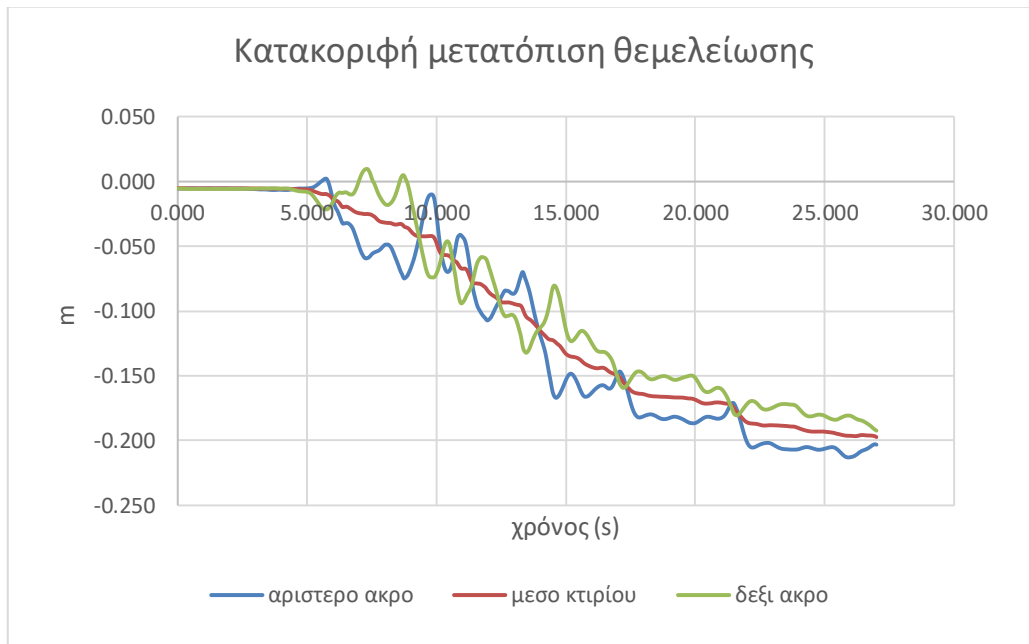
Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 3 κτίρια που ήταν πλευρικά ελευθέρα είχαν σημαντικά καλύτερες επιδόσεις κατά τη διάρκεια του εξεταζόμενου σεισμικού γεγονότος. Έτσι θεωρήθηκε σκόπιμο να επαναληφθεί η ανάλυση και να εξεταστεί το υποθετικό σενάριο του τι θα συνέβαινε εάν το κτίριο Terveleg δεν είχε άλλο κτίσμα σε κοντινή απόσταση.

Τα αποτελέσματα μας δείχνουν ότι όντως η συνύπαρξη των δύο γειτονικών κατασκευών ήταν πολύ δυσμενής και είχε αρκετά μεγάλη επιρροή στη στροφή και την καθίζηση του κτιρίου.

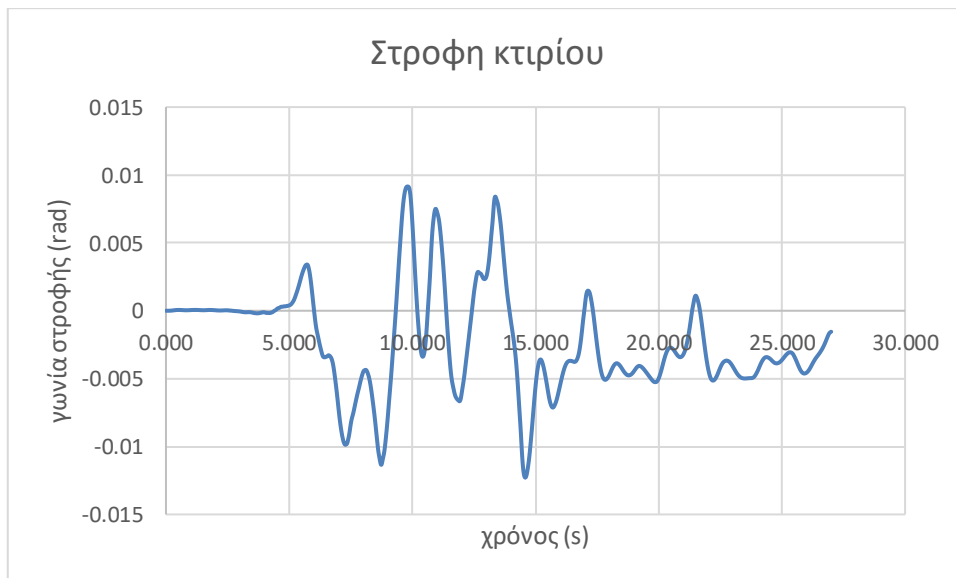


Εικόνα:7.3

Η μικρότερη τελική στροφή είναι εμφανής από την απεικόνιση στις εικόνας 7.3 αλλά γίνεται ξεκάθαρη από τα γραφήματα καθιζήσεων και στροφής που ακολουθούν.



γράφημα 7.14



γράφημα 7.15

Η συνολική καθίζηση παραμένει περίπου στα 0,2 μέτρα, όμως η στροφή είναι σημαντικά μικρότερη

7.3 Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Η δυναμική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε κατάφερε να προσομοιώσει σε αρκετά μεγάλο βαθμό το φυσικό φαινόμενο που μελετήθηκε καθώς προσεγγίστηκαν πολύ οι τελικές καθιζήσεις των κτιρίων. Το γεγονός ότι η τελική στρόφη στην πραγματικότητα ήταν αρκετά μεγαλύτερη, αφού τα κτίρια ανετράπησαν μπορεί να αποδοθεί σε μεταγενέστερα των 27 δευτερολέπτων της προσομοίωσης, δευτερογενή φαινόμενα καθώς στο πέρας της και τα δύο κτίρια έχουν πάρει αρκετή κλίση για να δημιουργηθούν δευτερογενείς ροπές και εδράζονται σε ρευστοποιημένο έδαφος του οποίου η υπερπίεση πόρων δεν έχει εκτονωθεί.

Η ανατροπή πολυάριθμων κτιρίων στο Ανταπαζάρι είναι ένα πολυπαραγοντικό φαινόμενο. Αρχικά η φύση του προφίλ του εδάφους και ειδικά η κορυφή των 4 μέτρων κάτω από τη βάση θεμελίωσης ήταν πολύ μαλακά ρευστοποιήσιμα εδάφη με πολύ υψηλό υδροφόρο ορίζοντα. Η σεισμική διέγερση, η οποία παρήγαγε ισχυρή υψηλή περίοδο ανακίνησης στη βάση του κτιρίου, παρά το φαινόμενο «φιλτραρίσματος» από τις εξαιρετικά μαλακές στρώσεις του εδάφους σε συνδυασμό με την παρουσία ενός εξίσου ψηλού κτιρίου μόνο στη μία πλευρά επέφεραν την ανατροπή. Αυτό το γειτονικό κτίριο δεν "επέτρεψε" την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας προς την κατεύθυνσή του. Μια τέτοια υπέρβαση (κάτω από κυκλικές συνθήκες φόρτισης) θα ήταν πολύ επωφελής, αντιστρέφοντας την ανελαστική περιστροφή προς την αντίθετη κατεύθυνση.

8 ΠΗΓΕΣ

Γκαζέτας Γ., Μπουκοβάλας Γ., Καββαδάς Μ., Γερόλυμος Ν. (2009). Υπολογιστική Γεωτεχνική. Εργαστήριο Εδαφομηχανικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα

Anthi, Maria & Gerolymos, Nikos. (2019). A calibration procedure for sand plasticity modeling in earthquake engineering: application to TA-GER, UBCSAND and PM4SAND.

Engineering Units. (2015). www.greggdrilling.com

Gazetas, Anastasopoulos. (2007) 1999 Kocaeli Depreminde Adapazari'ndaki Yapilarin Devrilmeleri, Overturning Of Buildings In Adapazari During The 1999 Kocaeli Earthquake.

Gazetas, George; Apostolou, Marios; and Anastasopoulos, John, "Seismic Bearing Capacity Failure and Overturning of 'Terveler' Building in Adapazari, 1999" (2004). International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 8. <https://scholarsmine.mst.edu/icchge/5icchge/session00f/8>

George; Apostolou, M. ;, & Anastasopoulos, J. (1999). Building In Adapazari ; Part of the Geotechnical Engineering Commons Recommended Citation Recommended Citation Gazetas (Vol. 8). <https://scholarsmine.mst.edu/icchgehttps://scholarsmine.mst.edu/icchge/5icchge/session00f/8>

Kurnaz, T. F. (2017). EVALUATION OF THE SOIL CHARACTERISTICS AND LIQUEFACTION RISK IN KAZIMPASA, ADAPAZARI (TURKEY), CASE STUDY. Turkish Journal of Engineering, 1(1), 18–24. <https://doi.org/10.31127/tuje.316665>

Misirlis, Panagiotis & Anthi, Maria & Gerolymos, Nikos. (2019). Pile—soil kinematic interaction considering soil nonlinearity and group effects.

Mollamahmutoglu, M., Kayabali, K., Beyaz, T., & Kolay, E. (2003). Liquefaction-related building damage in Adapazari during the Turkey earthquake of August 17, 1999. *Engineering Geology*, 67(3–4), 297–307. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(02\)00190-4](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(02)00190-4)

PLAXIS The PM4Sand model 2018. (2018). www.plaxis.nl

Sancio, R. B., Bray, J. D., Riemer, M. F., & Durgunoglu, T. (2003). An assessment of the liquefaction susceptibility of Adapazari silt.

Sancio, R. B., Bray, J. D., Stewart, J. P., Youd, T. L., Durgunog˘ludurgunog˘lu, H. T., Nalp, A. O. ˘, Seed, R. B., Christensen, C., Baturay, M. B., & Karadayılar, T. (2002). Correlation between ground failure and soil conditions in Adapazari, Turkey. <http://peer.berkeley.edu/turkey/adapazari>

UC Berkeley Previously Published Works Title Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey. (2004). <https://doi.org/10.1061/ASCE1090-02412004130:7673>

Boulanger R.W. and Ziotopoulou K. (2015). PM4Sand (Version 3): A Sand Plasticity Model For Earthquake Engineering. Report No. UCD/CGM-15/01 Center For Geotechnical Modeling, Applications Department of Civil & Environmental Engineering, College of Engineering, University of California At Davis

Boulanger R. and Idriss I. (2014). CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures; Report No. UCD/CGM-14/01; Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California: Davis, CA, USA.

Boulanger R.W. and Idriss I.M (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.132 (11):1413-1424
Boulanger R.W and S. P. Truman (1996). Void redistribution in sand under post-earthquake loading. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33(5): 829-834

Bray J.D., & Sancio R.B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of finegrained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 132 (9): 1165–1177.

Bray J.D., Sancio R.B., Durgunoglu H.T., Onalp A., Seed R.B., Stewart J.P., Youd T.L., Baturay M.B., Cetin K.O., Christensen C., Karadayilar T. & Emrem C., 2001b. Ground failure in Adapazari, Turkey. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, TC4 satellite conference on "Lessons learned from recent strong earthquakes". Istanbul, Turkey

Youd T. (1973). Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands in Evaluation of Relative Density and its Role in Geotechnical Projects Involving Cohesionless Soils, ed. E. Selig and R. Ladd (West Conshohocken, PA: ASTM International, 98-112. <https://doi.org/10.1520/STP37866S>