

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ



## Πτυχιακή εργασία

ΠΙΘΑΝΟΛΟΓΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ  
ΒΑΘΕΙΩΝ ΘΕΜΕΛΕΙΩΣΕΩΝ  
ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΣΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΜΕ  
ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΤΥΧΑΙΩΝ ΠΕΔΙΩΝ

Ελένη Ξυσιτή

Λεμεσός 2016



ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΚΥΠΡΟΥ  
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ  
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ  
ΓΕΩΠΛΗΡΟΦΟΡΙΚΗΣ

## **Πτυχιακή εργασία**

ΠΙΘΑΝΟΛΟΓΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ  
ΒΑΘΕΙΩΝ ΘΕΜΕΛΕΙΩΣΕΩΝ  
ΜΕ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ  
ΣΕ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΜΕ  
ΤΗ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΤΥΧΑΙΩΝ ΠΕΔΙΩΝ

ΕΛΕΝΗ ΞΥΨΙΤΗ

Επιβλέπων καθηγητής  
Δρ. Λύσανδρος Παντελίδης

Λεμεσός 2016

## **Πνευματικά δικαιώματα**

Copyright © Ξυψιτή Ελένη, 2016

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Η έγκριση της πτυχιακής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Γεωπληροφορικής του Τεχνολογικού Πανεπιστημίου Κύπρου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον επιβλέποντα μου Επίκουρο Καθηγητή Δρ. Λύσανδρο Παντελίδη, για τις γνώσεις που μου μετέδωσε αλλά και για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μου πρόσφερε κατά την εκπόνηση της πτυχιακής μου εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου για την αμερόληπτη υποστήριξη της.

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Οι σύγχρονοι γεωτεχνικοί κώδικες σχεδιασμού πασσάλων επικεντρώνονται στους παράγοντες σχεδιασμού οριακής και λειτουργικής αντοχής. Για αρκετές δεκαετίες οι μηχανικοί χρησιμοποιούσαν τον Δανέζικο κώδικα σχεδιασμού, ωστόσο σήμερα οι χώρες της Ευρωπαϊκής Ένωσης εφαρμόζουν τους Ευρωκώδικες. Οι γεωτεχνικοί παράγοντες για τις επιτρεπόμενες τάσεις σχεδιασμού δεν έχουν ακόμα καθοριστεί με σαφήνεια στους γεωτεχνικούς κώδικες σχεδιασμού, και είναι απαραίτητη η έρευνα για αξιοπιστία γεωτεχνικών συστημάτων προκειμένου να καθοριστούν. Στην παρούσα πτυχιακή εργασία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μελέτης για επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας του εδάφους στην οριακή και λειτουργική κατάσταση των βαθιών θεμελιώσεων.

Αρχικά πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις πεδίου στην περιοχή Πεντακώμου με τη χρήση της συσκευής DPL (Dynamic Probing Light) με μέτρηση της διείσδυσης (mm) ανα 10 κτύπους και μέτρηση των κτύπων ανα 10cm διείσδυσης για τον καθορισμό του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ), όπως επίσης και με χρήση του δυναμόκλειδου για τον προσδιορισμό της αντίστασης του εδάφους σε τριβή. Από τα αποτελέσματα των δοκιμών δείχθηκε η ύπαρξη έντονης εδαφικής ετερογένειας. Επιπρόσθετα έγιναν επιλύσεις με τη μέθοδο Random Finite Element Method (RFEM) μέσω του λογισμικού *pile1d* για τον προσδιορισμό της αντοχής σε λειτουργικότητα και της οριακής αντοχής του πασσάλου. Η μέθοδος RFEM συνδυάζει πεπερασμένα στοιχεία με τη μέθοδο τυχαίων πεδίων και μέσω του λογισμικού γίνεται η επίλυση της πιο κρίσιμης αποδεκτής κατάστασης. Με τις επιλύσεις που πραγματοποιήθηκαν διερευνήθηκε η επιρροή του μήκους συσχέτισης ( $\theta$ ) τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία πασσάλου. Τέλος, έγινε καθορισμός της αντοχής πασσάλου σε οριακή και λειτουργική κατάσταση για το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) από τα αποτελέσματα του πεδίου έρευνας.

# ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iv
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ .....	v
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	vii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ .....	ix
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	xi
1   Επιλογή τύπου θεμελιώσεως.....	1
1.1   Βασικές απαιτήσεις θεμελίωσης .....	1
1.2   Βάθος θεμελίωσης .....	1
2   Θεμελιώσεις με πασσάλους .....	3
2.1   Γενικά .....	3
2.2   Τύποι πασσάλων.....	3
2.3   Μεμονωμένοι πάσσαλοι .....	4
2.3.1   Καθιζήσεις μεμονωμένων πασσάλων.....	4
2.3.2   Οριζόντια φορτία επι μεμονωμένων πασσάλων.....	4
2.4   Ομάδες πασσάλων .....	4
2.5   Κεκλιμένοι πάσσαλοι .....	5
3   Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους .....	6
3.1   Πηγές και είδη αβεβαιότητας .....	6
3.2   Ποσοτικοποίηση αβεβαιοτήτων .....	7
3.3   Εγγενής μεταβλητότητα .....	8
3.3.1   Πυκνότητα – Υγρασία .....	8
3.3.2   Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας.....	9
3.3.3   Παραμέτροι αντοχής.....	9

4	Μεταβλητότητα στις ιδιότητες από μετρήσεις πεδίου .....	11
4.1	Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης - Standard Penetration Test (SPT) .....	11
4.2	Δοκιμή διείσδυσης κώνου – Cone Penetration Test (CPT).....	12
4.3	Δοκιμή Dynamic Probing Light (DPL) .....	14
5	Πιθανολογική ανάλυση βαθιών θεμελιώσεων .....	15
5.1	Η μέθοδος Random Finite-Element Method (RFEM) .....	15
5.2	Σύγχρονος γεωτεχνικός σχεδιασμός βαθιών θεμελιώσεων.....	15
5.3	Το μοντέλο πασσάλου με τυχαία πεπερασμένα στοιχεία.....	16
5.4	Προσομοίωση Monte Carlo.....	18
6	Επιλύσεις με Λογισμικό Πεπερασμένων Στοιχείων .....	21
7	Έρευνα Πεδίου .....	27
7.1	Επιλογή πεδίου .....	27
7.2	Μετρήσεις DPL .....	27
7.2.1	Δοκιμή DPL.....	27
7.2.2	Αποτελέσματα μετρήσεων .....	29
8	Καθορισμός της αντοχής πασσάλου σε οριακή και λειτουργική κατάσταση για το μήκος συσχέτισης του πεδίου.....	33
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	34
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	36
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....	38



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1: Τιμές COV για διάφορες ιδιότητες του εδάφους.....	7
Πίνακας 2: Τιμές COV για την περιεκτικότητα σε υγρασία, τη μονάδα του βάρους και τη σχετική πυκνότητα .....	8
Πίνακας 3: Τιμές COV για αντίστοιχους δείκτες πλαστικότητας.....	9
Πίνακας 4: Τιμές COV για τις παραμέτρους αντοχής του εδάφους.....	10
Πίνακας 5: Οριακή αντοχή και Αντοχή λειτουργικότητας του πασσάλου σε σχέση με το μήκος συσχέτισης.....	21
Πίνακας 6: Μετρήσεις DPL – Θέση 1.....	38
Πίνακας 7 : Μετρήσεις DPL – Θέση 2.....	39
Πίνακας 8 : Μετρήσεις DPL – Θέση 3.....	40
Πίνακας 9 : Μετρήσεις DPL – Θέση 4.....	41
Πίνακας 10 : Μετρήσεις DPL – Θέση 5.....	42
Πίνακας 11 : Μετρήσεις DPL – Θέση 6.....	43
Πίνακας 12 : Μετρήσεις ροπών.....	44
Πίνακας 13 : Μετρήσεις ροπών.....	45
Πίνακας 14: Τιμές μήκους χωρικής συσχέτισης πεδίου.....	46
Πίνακας 15: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για $\theta=0,1m$ και $\theta=0,5m$ .....	47
Πίνακας 16: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για $\theta=1m$ και $\theta=5m$ .....	48
Πίνακας 17: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για $\theta=10m$ και $\theta=50m$ .....	49
Πίνακας 18: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για $\theta=100m$ .....	50

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1: Διαστάσεις πρότυπου δειγματολήπτη Terzaghi.....	12
Εικόνα 2: Απλός Ολλανδικός κώνος.....	13
Εικόνα 3: Ολλανδικός κώνος με μαδύα τριβής.....	13
Εικόνα 4: Μεταλλικός κώνος δοκιμής DPL.....	14
Εικόνα 5: Πεπερασμένη αναπαράσταση στοιχείων συστήματος πασσάλου-έδαφος (Gordon A. Fenton and D.V. Griffiths).....	17
Εικόνα 6: Περιοχή πεδίου έρευνας - Πεντάκωμο .....	27
Εικόνα 7: Θέσεις μετρήσεων στο πεδίο .....	28
Εικόνα 8: Δοκιμή DPL .....	28
Εικόνα 9: Μέτρηση ροπής με δυναμόκλειδο .....	28

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ

Διάγραμμα 1: Πηγές αβεβαιότητας σε γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους (Whitman, 1996).	6
Διάγραμμα 2: Διγραμμική φόρτιση (F) σε σχέση με την μετατόπιση ( $\delta$ ) των ελατηρίων εδάφους (Gordon A. Fenton and D.V. Griffiths) .....	16
Διάγραμμα 3: Λογαριθμοκανονική κατανομή της λειτουργικής κατάστασης του πασσάλου για $\theta=1m$ ( $\alpha$ ) $COV=0.2$ και ( $\beta$ ) $COV=0.5$ .....	18
Διάγραμμα 4: Λογαριθμοκανονική κατανομή της οριακής κατάστασης του πασσάλου για ( $\alpha$ ) $COV=0.2$ με $\theta=10m$ και ( $\beta$ ) $COV=0.5$ με $\theta=0,1m$ .....	19
Διάγραμμα 5: Μέση τιμή ( $m_{lnQ}$ ) και Τυπική απόκλιση ( $S_{lnQ}$ ) φορτίου στη λειτουργική κατάσταση .....	19
Διάγραμμα 6: Μέση τιμή ( $m_{lnQ}$ ) και Τυπική απόκλιση ( $S_{lnQ}$ ) φορτίου στην οριακή κατάσταση .....	20
Διάγραμμα 7: Σχέση μήκους συσχέτισης με την αντοχή λειτουργικότητας πασσάλου.....	22
Διάγραμμα 8: Σχέση μήκους συσχέτισης με την οριακή αντοχή πασσάλου .....	22
Διάγραμμα 9: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=0,5m$ .....	23
Διάγραμμα 10: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=0,1m$ .....	23
Διάγραμμα 11: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=5m$ .....	24
Διάγραμμα 12: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=1m$ .....	24
Διάγραμμα 13: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=10m$ .....	25
Διάγραμμα 14: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=50m$ .....	25
Διάγραμμα 15: Αποτελέσματα λογισμικού για $\theta=100m$ .....	26
Διάγραμμα 16: Διείσδυση ανα 10 κτύπους – Συνολικό βάθος .....	29
Διάγραμμα 17: Ροπή ανα 10 κτύπους – Συνολικό βάθος.....	29
Διάγραμμα 18: Κτύποι ανα 10cm –Συνολικό βάθος.....	30
Διάγραμμα 19: Ροπή ανα 10cm – Συνολικό βάθος.....	30
Διάγραμμα 20: Μήκος χωρικής συσχέτισης ανα σριθμό κτύπων .....	32

Διάγραμμα 21: Μήκος χωρικής συσχέτισης ανα διάστημα διείσδυσης L ..... 32

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η έντονη ανάπτυξη των αστικών περιοχών που παρατηρείται στη σημερινή εποχή σε συνδυασμό με τη ραγδαία ανάπτυξη του πληθυσμού επιβάλλουν αναπόφευκτα την οικοδόμηση όλο και περισσότερων τεχνικών έργων, όπως κτήρια, γέφυρες, λιμάνια. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με το ότι κάθε επιτυχής σχεδιασμός ενός τεχνικού έργου οφείλει να εγγυάται την ασφάλεια του υπό την επίδραση του μέγιστου επιβαλλόμενου φορτίου και συγχρόνως να διασφαλίζει την κατασκευή έναντι υπερβολικών μετακινήσεων, καταδεικνύει τη σπουδαιότητα που αποκτά η διενέργεια μιας σωστής και αξιόπιστης μελέτης των κατασκευών, ειδικότερα της θεμελίωσης, η οποία αποτελεί τη βάση πάνω στην οποία αυτές εδράζονται.

Οι θεμελιώσεις συνιστούν αναπόσπαστο τμήμα των γεωτεχνικών κατασκευών στις οποίες η επίδραση στο περιβάλλον συναρτάται ουσιαστικά με τις ιδιότητες της γεωμάζας με την οποία βρίσκονται σε επαφή. Ο κλάδος Γεωτεχνικής Μηχανικής στην επιστήμη του Πολιτικού Μηχανικού ασχολείται με την επιρροή του εδάφους στον σχεδιασμό, την κατασκευή και τη λειτουργία ενός τεχνικού έργου.

Αν δεν υπήρχαν οικονομικοί περιορισμοί, θα μπορούσαν να γίνουν απεριόριστες γεωτρήσεις ώστε να υπάρχουν επαρκή δείγματα για εργαστηριακές μετρήσεις των τυποποιημένων ιδιοτήτων του εδάφους, όπως η συμπίεστικότητα και η διατμητική αντοχή. Έτσι θα υπήρχαν οι πληροφορίες για να γίνει ένα σωστός σχεδιασμός. Στην πραγματικότητα όμως ένας Μηχανικός πρέπει να ασχοληθεί με πολύ περιορισμένα στοιχεία έρευνας από πεδίο, και η προσέγγιση των αβεβαιοτήτων στον γεωτεχνικό σχεδιασμό γίνεται με τη χρήση χαρακτηριστικών τιμών των ιδιοτήτων του εδάφους σε συνδυασμό με ένα συντελεστή ασφαλείας.

Τα τελευταία χρόνια υπήρξε μια αξιοσημείωτη αύξηση του ενδιαφέροντος για τη χρήση πιθανοκρατικών μεθόδων που εφαρμόζονται στη γεωτεχνική μηχανική. Έτσι οι Fenton and Griffiths (1992) επινόησαν την μέθοδο Random Finite Element Method όπου γίνεται εφαρμογή πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την ανάπτυξη μιας μεθοδολογίας για ανάλυση κατασκευών με στοχαστικά μεταβλητές ιδιότητες και υποβάλλονται σε τυχαία φορτία. Η μέθοδος αυτή για την διακριτοποίηση των τυχαίων πεδίων χρησιμοποιείται για να διερευνηθεί η τυχαία συμπεριφορά του εδάφους.

Η παρούσα πτυχιακή μελέτη αποτελείται από οκτώ κεφάλαια. Στο πρώτο παρουσιάζονται τα κριτήρια επιλογής τύπου θεμελίωσης. Το δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται στις βαθιές θεμελιώσεις με πασσάλους. Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η ποσοτικοποίηση των αβεβαιοτήτων στις ιδιότητες του εδάφους ενώ στο τέταρτο κεφάλαιο φαίνονται οι δοκιμές πεδίου για τον προσδιορισμό της μεταβλητότητας των ιδιοτήτων αυτών. Το πέμπτο κεφάλαιο αναφέρεται στην πιθανολογική ανάλυση βαθιών θεμελιώσεων. Οι επιλύσεις που έγιναν με το λογισμικό τυχαίων πεπερασμένων στοιχείων (*pile1D*) καθώς και οι μετρήσεις πεδίου παρουσιάζονται στα κεφάλαια έξι και επτά αντίστοιχα. Τέλος, στο κεφάλαιο οκτώ φαίνεται ο καθορισμός της αντοχής πασσάλου σε οριακή και λειτουργική κατάσταση για το μήκος συσχέτισης του πεδίου.

# 1 Επιλογή τύπου θεμελιώσεως

Η θεμελίωση συνιστά την απαρχή των κατασκευαστικών εργασιών κάθε δομικού έργου. Βασικό ρόλο αποτελεί η μεταφορά των φορτίων της ανωδομής στη γεωμάζα στην οποία εδράζεται και η οποία την περιβάλλει, κατά τέτοιον τρόπο ώστε να μην προκαλείται υπερφόρτιση στο έδαφος.

## 1.1 Βασικές απαιτήσεις θεμελίωσης

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις περιλαμβάνουν τους ειδικότερους τύπους των μεμονωμένων πεδίων και των κοινών πεδίων δύο υποστυλωμάτων, τις πεδילוδοκούς και τα πλέγματα πεδילוδοκών και τις γενικές κοιτοστρώσεις.

Οι βαθιές θεμελιώσεις γίνονται κατά κανόνα με πασσάλους, ως ειδικότεροι δε τύποι πασσάλων είναι οι προκατασκευασμένοι και οι επι τόπου εγχυόμενοι.

1. Πρέπει να υπάρχει ασφάλεια έναντι θραύσεως του εδάφους θεμελιώσεως, υπό τον κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας
2. Οι κατακόρυφες παραμορφώσεις πρέπει να περιορίζονται μέσα στα ανεκτά όρια αναλόγως του είδους και της λειτουργίας του έργου
3. Πρέπει να υπάρχει στατική επάρκεια των στοιχείων θεμελιώσεως ως δομικά στοιχεία

## 1.2 Βάθος θεμελίωσης

Παράγοντες που επηρεάζουν το βάθος θεμελίωσης:

1. Ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας

Η αντοχή του εδάφους και η φέρουσα ικανότητα του αυξάνεται με το βάθος (Craig, W. 1995), άρα ο εκάστοτε αποδεχτός συντελεστής ασφαλείας έναντι θραύσεως του εδάφους μπορεί να επιτευχθεί με σχετικά οικονομικό τρόπο με μοναδική αλλαγή την αύξηση του βάθους.

## 2. Μείωση των καθιζήσεων

Σε περιπτώσεις αύξησης του μέτρου συμπίεστικότητας με το βάθος μειώνονται οι αναμενόμενες τιμές απολύτων καθιζήσεων, αν η έδραση των θεμελιώσεων γίνεται βαθύτερα.

## 3. Παρουσία φυτικών γαιών ή οργανικών εδαφικών στρώσεων

Γίνεται θεμελίωση σε βάθος μεγαλύτερο από το αντίστοιχο πάχος των φυτικών γαιών, το οποίο συνήθως φτάνει μέχρι 1m. Αν υπάρχουν οργανικές στρώσεις σε μεγαλύτερο βάθος θα πρέπει να απομακρύνονται και να αντικαθίστανται με στρώση συμπυκνωμένου αμμοχάλικου.

## 4. Παγοπληξία των θεμελιώσεων

Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους επηρεάζεται άμεσα από τη θερμοκρασία της ατμόσφαιρας και σε περιπτώσεις που η θερμοκρασία φτάσει κάτω των 0° C προκαλούνται μετακινήσεις προς τα πάνω λόγω πήξης του ύδατος των πόρων ενώ κατά την τήξη προς τα κάτω.

## 5. Διογκούμενα εδάφη

Οι μεταβολές του όγκου του εδάφους είναι δυνατόν να προκαλέσουν σημαντικές μετακινήσεις της θεμελιώσεως και έτσι να επέλθουν ζημιές ακόμη και καταστροφή της ανωδομής.

## 6. Στάθμη υπογείων υδάτων

Σε περιπτώσεις θεμελιώσεως κάτω της στάθμης της εν ξηρώ εκσκαφής απαιτούνται μέτρα στεγανοποίησεως των υπογείων χώρων ή και ενδεχομένως κατασκευή στεγανολεκάνης για την ανάληψη των υδροστατικών πιέσεων.

## 7. Άλλοι παράγοντες

Σημαντικοί παράγοντες είναι οικονομικοί, κατασκευαστικοί καθώς και οι λειτουργικές απαιτήσεις



## 2 Θεμελιώσεις με πασσάλους

### 2.1 Γενικά

Ως γνωστόν οι αβαθείς και βαθιές θεμελιώσεις διαφοροποιούνται βάσει του θεωρητικού μηχανισμού της διατμητικής αστοχίας του εδάφους. Οι πάσσαλοι αποτελούν τον συνηθέστερο τρόπο βαθιάς θεμελίωσης.

Ο πάσσαλος είναι ένα μεμονωμένο στοιχείο βαθιάς θεμελίωσης με σχετικά μικρή διάμετρο (συνήθως από 0,30m έως 1,50m) το οποίο μεταφέρει φορτία της ανωδομής στο έδαφος με ασφάλεια έναντι θραύσεως αλλά και υπερβολικών παραμορφώσεων.

Ως στοιχεία θεμελιώσεων οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται συνήθως σε αποθέσεις μαλακών ή χαλαρών εδαφών μεγάλου πάχους, για μεταβίβαση στο έδαφος υψηλών φορτίων με ταυτόχρονο περιορισμό των καθιζήσεων, για ανάληψη υψηλών φορτίων με τρόπο που να μην επηρεάζουν υπάρχουσες κατασκευές με επιφανειακή θεμελίωση.

Σημαντικό ρόλο στην κατανόηση του συστήματος πάσσαλος- έδαφος είναι η Φέρουσα Ικανότητα του πασσάλου η οποία και εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως το υλικό, η μορφή και ο τρόπος κατασκευής του καθώς και το είδος του περιβάλλοντος εδάφους.

### 2.2 Τύποι πασσάλων

Οι πάσσαλοι εντάσσονται γενικώς σε διάφορες κατηγορίες βάση τριών κριτηρίων: (Αναγνωστόπουλος, Α. Γ., 2011)

1. Υλικό κατασκευής: ξύλινοι, χαλύβδινοι, ή κατασκευασμένοι από σκυρόδεμα
2. Μέθοδος εγκατάστασης: εμπηγνύομενοι δι' εκτοπίσεως, έγχυτοι δι' εκσκαφής του εδαφικού υλικού
3. Μηχανισμός μεταφοράς φορτίου στο έδαφος: αιωρούμενοι πλευρικής τριβής , εδραζόμενοι αντίστασης αιχμής

## **2.3 Μεμονωμένοι πάσσαλοι**

### **2.3.1 Καθιζήσεις μεμονωμένων πασσάλων**

Η εκτίμηση καθιζήσεων στην περίπτωση των βαθιών θεμελιώσεων έχει σημαντικές διαφορές από τις επιφανειακές θεμελιώσεις οι οποίες προέρχονται τόσο από τον τρόπο διαταράξεως του περιβάλλοντος εδάφους όσο και από τον διαφορετικό τρόπο μεταδόσεως των φορτίων από τον πάσσαλο στο έδαφος.

Ο ακριβής τρόπος μεταδόσεως των φορτίων από τον πάσσαλο στο έδαφος δεν είναι απόλυτα γνωστός καθώς επίσης και το μέγεθος της μεταβολής της εντατικής καταστάσεως του εδάφους μετά την τοποθέτηση του πασσάλου.

Επιπλέον, σε μια ομάδα πασσάλων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη επίσης και η αλληλεπίδραση μεταξύ τους.

Οι συνήθεις μέθοδοι επίλυσης που χρησιμοποιούνται στη διεθνή πρακτική βασίζονται:

- (α) σε εμπειρικές συσχετίσεις
- (β) σε ημιεμπειρικές συσχετίσεις βασιζόμενες στη συμπίεστικότητα του εδάφους
- (γ) στη θεωρία της ελαστικότητας

### **2.3.2 Οριζόντια φορτία επι μεμονωμένων πασσάλων**

Επιβάλλονται οριζόντιες φορτίσεις δυο κατηγοριών: (Κωστόπουλος, Σ. Δ., 2008)

1. Οριζόντιες δυνάμεις στην κορυφή των πασσάλων (π.χ. σεισμικές δυνάμεις)
2. Οριζόντιες φορτίσεις κατά το μήκος της παράπλευρης επιφάνειας πασσάλων (π.χ. πασσάλου ενισχύσεως ευστάθειας πρανών, περιπτώσεις πασσαλότοιχων)

Οι κατακόρυφοι πάσσαλοι δέχονται τις οριζόντιες δυνάμεις με σύγχρονη κάμψη και πλευρική μετατόπιση. Έτσι ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας πασσάλου πρέπει να περιλαμβάνει τη φέρουσα ικανότητα του περιβάλλοντος εδάφους, τον έλεγχο της αντοχής του πασσάλου ως φέρον στοιχείο και τον έλεγχο μετατοπίσεως της κεφαλής του πασσάλου.

## **2.4 Ομάδες πασσάλων**

Η δράση μιας ομάδας πασσάλων εκτός από τη μετάδοση των φορτίων σε βαθύτερα στρώματα συντελεί και στη βελτίωση του περιβάλλοντος εδάφους. Η συμβολή ενός

πασσάλου στη φέρουσα ικανότητα της ομάδας επηρεάζεται από την ύπαρξη των γειτονικών πασσάλων με αποτέλεσμα το οριακό εδαφικό φορτίο της ομάδας να μην αντιστοιχεί στο άθροισμα των φορτίων των μεμονωμένων πασσάλων. Συνεπώς δεν θεωρείται πάντα βέλτιστη μια λύση ομάδας με μεγάλο αριθμό πασσάλων.

Εκτός από το είδος και την ποιότητα του περιβάλλοντος εδάφους και τον τρόπο κατασκευής των πασσάλων, ο τρόπος συνδέσεως επηρεάζει σημαντικά τη συμπεριφορά μια ομάδας πασσάλων. Οι δύο βασικοί τύποι σύνδεσης είναι α) ομάδες ελευθέρων πασσάλων, όπου ο κεφαλόδεσμος δεν εδράζεται στο έδαφος και β) ομάδες πασσάλων στις οποίες εδράζεται ο κεφαλόδεσμος επι του εδάφους.

## **2.5 Κεκλιμένοι πάσσαλοι**

Οι κεκλιμένοι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται συχνά όταν απαιτείται πρόσθετη εγκάρσια δυσκαμψία για την παραλαβή οριζόντιων φορτίων. Παρόλα αυτά, η χρήση τους θεωρείτο μέχρι πρότινος επιβλαβής, και πολλοί κανονισμοί ακόμα και σήμερα συνιστούν την αποφυγή της χρήσης τους. Πρόσφατα όμως, η μελέτη ιστορικών περιστατικών έδειξε ότι η χρήση καταλλήλως κεκλιμένων πασσάλων μπορεί να είναι ευεργετική τόσο για την σεισμική συμπεριφορά της ανωδομής, όσο και των ιδίων των πασσάλων.

Μετά από αναλύσεις που έγιναν σε σύστημα πασσάλου- κεφαλόδεσμου εξάχθηκαν ενδιαφέροντα συμπεράσματα (Γκαζέτας Γ., 2008) , όπως ότι:

(α) υπάρχει μείωση των μετακινήσεων στους κεκλιμένους πασσάλους κατά την σεισμική φόρτιση. Έτσι, οι οριζόντιες μετατοπίσεις μειώνονται σημαντικά με την αύξηση της γωνίας κλίσης του πασσάλου, ταυτόχρονα όμως αυξάνεται η στροφή του κεφαλόδεσμου.

(β) η σύνδεση πασσάλου – κεφαλόδεσμου επηρεάζει σημαντικά την συμπεριφορά της θεμελίωσης. Η άρθρωση στην κεφαλή έχει ως αποτέλεσμα την μικρότερη καταπόνηση του πασσάλου αλλά ταυτόχρονα οδηγεί σε μεγαλύτερη μετατόπιση και στροφή του κεφαλόδεσμου.

(γ) Οι κεκλιμένοι πασσάλοι αναπτύσσουν μεγαλύτερη αξονική δύναμη από τους κατακόρυφους λόγω της οριζόντιας ταλάντωσης του εδάφους, και τα αξονικά φορτία αυξάνονται με την αύξηση της γωνίας κλίσης του πασσάλου.

### 3 Αβεβαιότητα στις ιδιότητες του εδάφους

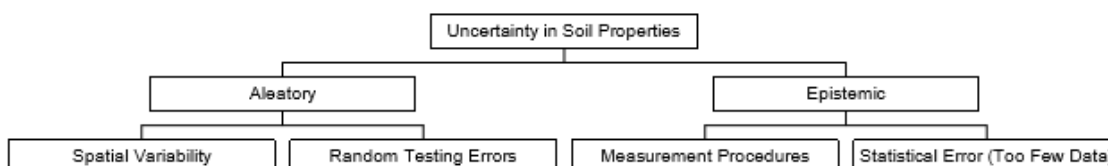
Πολύ σημαντικό ρόλο σε μια γεωτεχνική μελέτη ενός τεχνικού έργου έχουν οι ιδιότητες του εδάφους στο οποίο εδράζονται οι θεμελιώσεις. Τα περισσότερα εδάφη είναι φυσικά διαμορφωμένα σε διαδοχικές στρώσεις και επομένως οι φυσικές ιδιότητες τους ποικίλουν από σημείο σε σημείο. Αυτή η διακύμανση μπορεί να υπάρχει ακόμα και σε ένα φαινομενικά ομοιογενές έδαφος. Η μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους είναι σημαντική στις αβεβαιότητες μιας γεωτεχνικής ανάλυσης. Αποτελέσματα από εργαστηριακές εξετάσεις δείχνουν ότι οι περισσότερες ιδιότητες μπορούν να θεωρηθούν τυχαίες μεταβλητές σύμφωνα με την πρότυπη κανονική συνάρτηση κατανομής (Lumb, 1996 και Tan et al., 1993).

#### 3.1 Πηγές και είδη αβεβαιότητας

Η ανάλυση αβεβαιότητας είναι μια προσέγγιση που χρησιμοποιείται για να εξεταστεί η μεταβλητότητα κάποιων δεδομένων και να εκτιμηθεί η συχνότητα με την οποία μπορεί να ξεπεραστούν. Αν και δεν έχει εφαρμοστεί ευρέως στην γεωτεχνική μηχανική, η προσέγγιση αυτή προσφέρει διορατικότητα για υπάρχοντα ετερογενή εδάφη.

Ένα μέρος αυτής της αβεβαιότητας μπορεί να οφείλεται στη δυσκολία για λήψη ακριβείς μετρήσεων και κάποιες μπορεί να είναι λόγω της αβεβαιότητας στις εξισώσεις και στην κατανόηση των συστημάτων που εμπλέκονται. Γενικά οι αβεβαιότητες στις γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τυχαίες και επιστημονικές αβεβαιότητες (Lacasse et al. 1996).

Η τυχαία αβεβαιότητα αντιπροσωπεύει την φυσική τυχαιότητα ενός συστήματος και είναι μια συνάρτηση της χωρικής μεταβλητότητας. Οι επιστημονικές αβεβαιότητες προκύπτουν από την έλλειψη πληροφόρησης του χρήστη, συστηματικό σφάλμα και λάθη κατά της μετρήσεις και τους υπολογισμούς. Το ανθρώπινο λάθος θα μπορούσε να θεωρηθεί μια τρίτη πηγή αβεβαιότητας, ωστόσο είναι δύσκολο να απομονωθούν οι επιπτώσεις του, έτσι περιλαμβάνεται στα στοιχεία των τυχαίων αβεβαιοτήτων.



Διάγραμμα 1: Πηγές αβεβαιότητας σε γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους (Whitman, 1996)

### 3.2 Ποσοτικοποίηση αβεβαιότητων

Λόγω των πιο πάνω πηγών οι ιδιότητες του εδάφους ορίζονται ως τυχαίες μεταβλητές που περιγράφονται από την μέση τιμή ( $\mu$ ), την τυπική απόκλιση ( $\sigma$ ), τον συντελεστή διασποράς (COV) και μια συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF).

Σε πιθανολογική ανάλυση, το μοντέλο αβεβαιότητας συχνά αντιπροσωπεύεται από κανονική ή λογαριθμική κατανομή. Είναι δύσκολο να αξιολογηθεί αλλά μπορεί να συσχετιστεί με ανάλογα μοντέλα ντετερμινιστικού υπολογισμού, με γνωματεύσεις ειδικών και με αντίστοιχες μελέτες.

Οι Lacasse και Nadim (1996) μετά από μελέτη της διαθέσιμης βιβλιογραφίας και εργαστηριακών αποτελεσμάτων, εισηγήθηκαν τιμές συντελεστή διακύμανσης καθώς και την κατανομή που ακολουθούν οι διάφορες ιδιότητες του εδάφους. Στον Πίνακα 1 πιο κάτω παρουσιάζονται αυτές οι τιμές.

**Πίνακας 1: Τιμές COV για διάφορες ιδιότητες του εδάφους**

Πηγή: Lacasse και Nadim (1996)

Soil property	Soil type	Prob.distr. function	Mean	COV
Cone resistance	Sand	LN	*	*
	Clay	N/LN		
Undrained shear strength, $S_u^{**}$	Clay (triax)	LN		5 - 20%
	Clay (index su)	LN	*	10 - 35%
	Clayey silt	N		10 - 30%
Ratio $s_u / \sigma'_{vo}$	Clay	N/LN	*	5 - 15%
Plastic limit	Clay	N	0.13-0.23	3 - 20%
Liquid limit	Clay	N	0.30-0.80	3 - 20%
Submerged unit weight	All soils	N	5-11 (kN/m <sup>3</sup> )	0 - 10%
Friction angle	Sand	N	*	2 - 5%
Void ratio, porosity, initial void ratio	All soils	N	*	7 - 30%
Overconsolidation ratio	Clay	N/LN	*	10 - 35%

N/LN Normal and lognormal distribution

\*Values are site- and soil type-dependent

\*\*Undrained shear strength is anisotropic and depends on the type of stresses imposed. The coefficient of variation for good quality tests (consolidated triaxial compression/ extension, direct simple shear, true triaxial, plane strain) is expected to be 5-20%. For extension tests, because of generally fewer data available and at times more difficult testing conditions, the coefficient of variation may be higher.

### 3.3 Εγγενής μεταβλητότητα

#### 3.3.1 Πυκνότητα – Υγρασία

Η πυκνότητα του εδάφους είναι σημαντική για τον προσδιορισμό της αντοχής του, όταν σε αυτό εδράζονται κατασκευές και συνήθως καθορίζεται με μέτρηση του βάρους και του όγκου δειγμάτων εδάφους στο εργαστήριο.

Οι Lacasse και Nadim (1996), εισηγούνται η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) της πυκνότητας για όλα τα είδη εδαφών να ακολουθεί κανονική κατανομή. Στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διακύμανσης (COV) για την περιεχόμενη υγρασία ( $w_n$ ), συνολικό ειδικό βάρος ( $\gamma$ ), ειδικό ξηρό βάρος ( $\gamma_d$ ), φαινόμενο ειδικό βάρος μερικώς κορεσμένο ( $\gamma_b$ ), σχετική πυκνότητα ( $D_r$ ), ειδική βαρύτητα ( $G_s$ ) και βαθμός κορεσμού ( $S$ ).

**Πίνακας 2: Τιμές COV για την περιεκτικότητα σε υγρασία, τη μονάδα του βάρους και τη σχετική πυκνότητα**

Πηγή: Jones et al., 2002

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$w_n$ (%)	Fine-grained	40	17 – 439	252	13 – 105	29	7 – 46	18	1
	Silty clay	*	*	*	*	*	20	*	3
	clay	*	*	*	*	*	13	*	
	*	18	*	*	*	*	*	17.7	4
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Fine-grained	6	5 – 3200	564	14 – 20	17.5	3 – 20	9	1
	*	*	*	*	*	*	3	*	3
$\gamma$	*	12	*	*	*	*	*	7.1	4
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Fine-grained	8	4 – 315	122	13 – 18	15.7	2 – 13	7	1
$\gamma_b$ (kN/m <sup>3</sup> )	All soils	*	*	*	5 – 11	*	0 – 10	*	2
$D_r^{(a)}$ (%)	Sand	5	*	*	30 – 70	50	11 – 36	19	1
$D_r^{(b)}$ (%)	Sand	5	*	*	30 – 70	50	49 – 74	61	
$G_s$	*	*	*	*	*	*	2	*	3
$S$	*	*	*	*	*	*	10	*	3

\*Not reported.

(a) Total variability for direct method of determination.

(b) Total variability for indirect determination using SPT

values. Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

### 3.3.2 Χαρακτηριστικά Πλαστικότητας

Τα χαρακτηριστικά της πλαστικότητας είναι σημαντικά για την ταξινόμηση των εδαφών και τον καθορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς τους. Ο δείκτης πλαστικότητας καθορίζεται εργαστηριακά μέσω των ορίων Atterberg τα οποία και χαρακτηρίζονται από το όριο υδαρότητας (LL), το όριο πλαστικότητας (PL) και το όριο συρρίκνωσης (SL).

Σύμφωνα με τους Lacasse και Nadim (1996) τα όρια Atterberg ακολουθούν κανονική κατανομή. Στον Πίνακα 3 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διασποράς (COV) για το όριο υδαρότητας (LL), το όριο πλαστικότητας (PL), τον δείκτη πλαστικότητας (PI) και τον δείκτη υδαρότητας (LI).

Πίνακας 3: Τιμές COV για αντίστοιχους δείκτες πλαστικότητας

Πηγή: Jones et al., 2002

Property (%)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
LL	Fine-grained	38	15 – 299	129	27 – 89	51	7 – 39	18	1
	Clay	*	*	*	30 – 80	*	3 – 20	*	2
	*	28	*	*	*	*	*	11.3	4
PL	Fine-grained	23	32 – 299	201	14 – 27	22	6 – 34	16	1
	Clay	*	*	*	13 – 23	*	3 – 20	*	2
	*	27	*	*	*	*	*	11.3	4
PI	Fine-grained	33	15 – 299	120	12 – 44	25	9 – 57	29	1
LI	Clay, silt	2	32 – 118	75	*	0.094	60 – 88	74	1

\* Not reported.

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.

### 3.3.3 Παραμέτροι αντοχής

Οι παράμετροι αντοχής του εδάφους είναι ίσως οι πιο σημαντικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται στην γεωτεχνική μηχανική. Οι περισσότερες μεθοδολογίες γεωτεχνικού σχεδιασμού στηρίζονται στην αντοχή των εδαφών ως πρωταρχικό και κυριότερο παράγοντα. Η αναγνώριση των αβεβαιοτήτων στις ιδιότητες της αντοχής του εδάφους είναι πολύ σημαντική καθώς μπορεί να επέλθουν αστοχίες και κατ' επέκταση σοβαρά οικονομικά προβλήματα.

Οι Lacasse και Nadim (1996) και Wolff (1996) εισηγούνται όπως η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) για την γωνία τριβής ( $\phi$ ), να ακολουθεί κανονική κατανομή σε άμμους. Επίσης εισηγούνται η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) για αστράγγιστη διατμητική αντοχή ( $s_u$ ) για ιλυώδες εδάφη να ακολουθεί λογαριθμοκανονική κατανομή ενώ για αργιλικά εδάφη να ακολουθεί κανονική κατανομή. Ακόμη προτείνουν όπως η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) για τον λόγο αστράγγιστης διατμητικής αντοχής  $s_u/\sigma'_{v0}$  να ακολουθείται κανονική είτε λογαριθμοκανονική κατανομή για αργιλώδη εδάφη.

Στον Πίνακα 4 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή διακύμανσης (COV) για την διατμητική αντοχή ( $s_u$ ) και την γωνία τριβής ( $\phi$ ) για διάφορους τύπους εδαφών.

**Πίνακας 4: Τιμές COV για τις παραμέτρους αντοχής του εδάφους**

Πηγή: Jones et al., 2002

Property (units)	Soil Type	No. of Data Groups	No. of Tests Per Group		Property Value		Property COV (%)		Note
			Range	Mean	Range	Mean	Range	Mean	
$\phi(^{\circ})$	Sand	7	29 – 136	62	35 – 41	37.6	5 – 11	9	
	Clay, silt	12	5 – 51	16	9 – 33	15.3	10 – 56	21	1
	Clay, silt	9	*	*	17 – 41	33.3	4 – 12	9	
*		20	*	*	*	*	*	12.6	4
$\tan \phi$	Clay, silt	4	*	*	0.24 – 0.69	0.509	6 – 46	20	1
$\tan \phi$	Clay, silt	3	*	*	*	0.615	6 – 46	23	
$\tan \phi$	Sand	13	6 – 111	45	0.65 – 0.92	0.744	5 – 14	9	1
	*	7	*	*	*	*	*	11.3	4
$\phi(^{\circ})$	Sand	*	*	*	*	*	2 – 5	*	2
$\phi(^{\circ})$	Gravel	*	*	*	*	*	7	*	
	Sand	*	*	*	*	*	12	*	3
$S_u^{(a)}$ (kPa)	Fine-grained	38	2 – 538	101	6 – 412	100	6 – 56	33	
$S_u^{(b)}$ (kPa)	Clay, Silt	13	14 – 82	33	15 – 363	276	11 – 49	22	1
$S_u^{(c)}$ (kPa)	Clay	10	12 – 86	47	130 – 713	405	18 – 42	32	
$S_u^{(d)}$ (kPa)	Clay	42	24 – 124	48	8 – 638	112	6 – 80	32	
		38	*	*	*	*	*	33.8	3
$S_u^{(e)}$ (kPa)	Clay	*	*	*	*	*	5 – 20	*	
$S_u^{(f)}$ (kPa)	Clay	*	*	*	*	*	10 – 35	*	2
$S_u^{(g)}$ (kPa)	Clay, silt	*	*	*	*	*	10 – 30	*	
$c^{(a)}$ (kPa)	*	*	*	*	*	*	40	*	3
$S_u/\sigma'_{v0}$	Clay	*	*	*	*	*	5 – 15	*	2

\* Not reported.

(a) Unconfined compression test, (b) Unconsolidated-undrained triaxial compression test, (c) Consolidated isotropic undrained triaxial compression test, (d) laboratory test not reported, (e) Triaxial test, (f) Index  $s_u$ , (g) No specification on how the parameter was defined

Notes:

(1) Phoon and Kulhawy (1999).

(2) Lacasse and Nadim (1996). No comments made on whether measurement variability was included.

(3) Harr (1987). No comments made on whether measurement variability was included.

(4) Kulhawy (1992). No comments made on whether measurement variability was included.



## 4 Μεταβλητότητα στις ιδιότητες από μετρήσεις πεδίου

Η εκτέλεση των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων εκτός από τη διερεύνηση της στρωματογραφίας του υπεδάφους έχει σαν κύριο σκοπό τη δειγματοληψία των γεωλογικών σχηματισμών, για την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών προσδιορισμού των φυσικών και μηχανικών παραμέτρων τους. Συγκεκριμένα, στους εδαφικούς σχηματισμούς ο σχεδιασμός θεμελιώσεων απαιτεί την εκτίμηση των παραμέτρων διατμητικής αντοχής και παραμορφωσιμότητας του εδάφους, που γίνεται με την εκτέλεση των αντίστοιχων εργαστηριακών δοκιμών σε αδιατάρακτα εδαφικά δείγματα. Αυτά λαμβάνονται με κατάλληλους ειδικούς δειγματολήπτες κατά την εκτέλεση των δειγματοληπτικών γεωτρήσεων.

Υπάρχουν όμως περιπτώσεις που η αδιατάρακτη δειγματοληψία είναι αδύνατη (π.χ. κοκκώση εδάφη) ή τα θεωρητικά αδιατάρακτα δείγματα, λόγω της φύσης του εδάφους ή της διαδικασίας λήψης τους, δεν είναι κατάλληλα και αντιπροσωπευτικά για εργαστηριακή έρευνα, με προφανές αποτέλεσμα την αδυναμία προσδιορισμού των παραμέτρων της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με την εκτέλεση επιτόπου δοκιμών.

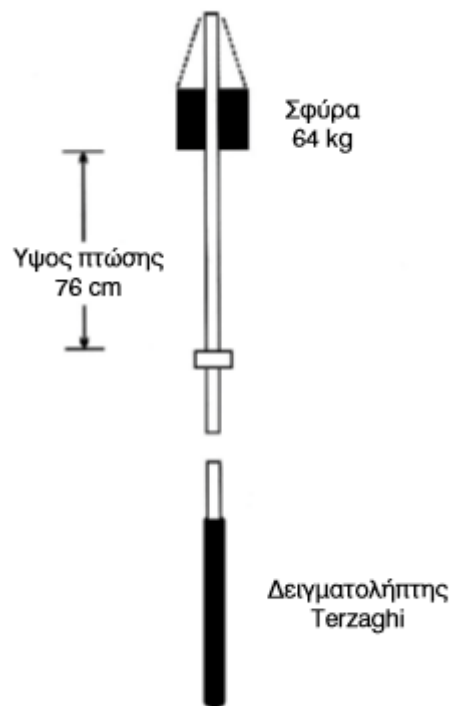
Η βασική φιλοσοφία των επιτόπου δοκιμών είναι η μέτρηση και καταγραφή της αντίδρασης του εδάφους από την επιβολή σε αυτό άμεσων φορτίσεων. Η επιλογή της πιο κατάλληλης κατά περίπτωση επιτόπου δοκιμής εξαρτάται κυρίως από τους παράγοντες που επιδρούν στην αποτελεσματικότητα κάθε δοκιμής, σε συνάρτηση πάντα με το είδος του εδάφους.

### 4.1 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης - Standard Penetration Test (SPT)

Η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης είναι μια επιτόπου μέθοδος στο πεδίο η οποία έχει ως στόχο να προσδιορίσει τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους βάση μιας γεώτρησης με διείσδυση ενός κυλινδρικού δειγματολείπτη και την ανάκτηση αδιατάραχτων δειγμάτων. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί κυρίως για την αξιολόγηση της αντοχής και της παραμόρφωσης κυρίως ψαθυρών εδαφών, αλλά και για τα περισσότερα εδάφη.

Η δοκιμή γίνεται με τον πρότυπο δειγματολήπτη Terzaghi με σφύρα 64 Kg που αφήνεται να πέσει ελεύθερα στον δειγματολείπτη από ύψος 760mm και καταγράφεται ο αριθμός των

χτυπημάτων που είναι αναγκαία για την επίτευξη διείσδυσης 300mm, ο οποίος ισοδυναμεί με την αντίσταση του εδάφους.



Εικόνα 1: Διαστάσεις πρότυπου δειγματολήπτη Terzaghi

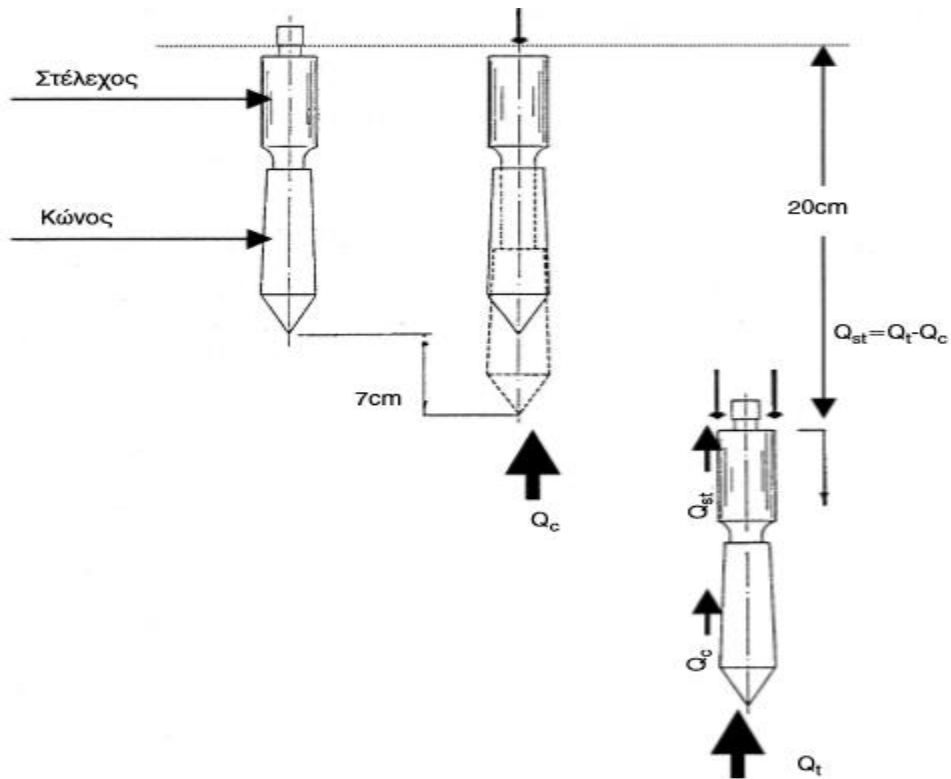
## 4.2 Δοκιμή διείσδυσης κώνου – Cone Penetration Test (CPT)

Η δοκιμή διείσδυσης κώνου είναι η δεύτερη πιο συχνά εφαρμόσιμη δοκιμή μετά την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης. Η μέθοδος αυτή όπως και η προηγούμενη εφαρμόζεται για τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του εδάφους.

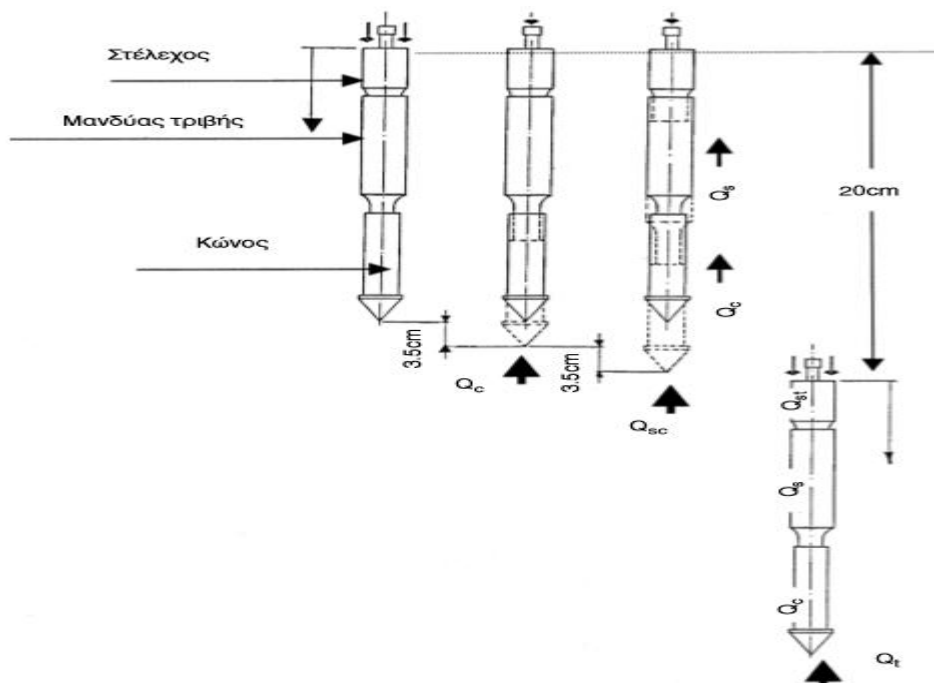
Κατά την εκτέλεση της δοκιμής στατικής πενετρομέτρησης ένας τυποποιημένος μεταλλικός κώνος και ένα κυλινδρικό στέλεχος προωθούνται με τη βοήθεια υδραυλικού συστήματος μαζί ή χωριστά στο έδαφος με σταθερή ταχύτητα. Ο κώνος και το στέλεχος τριβής που αποτελούν το κάτω άκρο του πενετρομέτρου συνδέονται μέσω αλληλοσυνδεόμενων στελεχών μήκους 1m το καθένα, με το χειριστήριο το οποίο βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους. Στο χειριστήριο υπάρχουν μανόμετρα που μετρούν τις αντιστάσεις που δέχεται κατά τη διείσδυση το σύστημα κώνος – στέλεχος τριβής με το βάθος καθώς επίσης και άλλες παραμέτρους. Τα σύγχρονα πενετρόμετρα έχουν τη δυνατότητα αυτόματης καταγραφής μέσω καλωδιώσεων που διέρχονται εσωτερικά των στελεχών, όλων των παραπάνω

παραμέτρων από ενσωματωμένους, στο σύστημα κώνος – στέλεχος τριβής, ηλεκτρονικούς αισθητήρες.

Η εκτέλεση της δοκιμής μπορεί να γίνει με τα δύο κύρια είδη μηχανικού κώνου, τον απλό Ολλανδικό κώνο με δύο στάδια και τον Ολλανδικό κώνο με μανδύα τριβής Begemann που γίνεται σε τρία διαδοχικά στάδια.



Εικόνα 2: Απλός Ολλανδικός κώνος

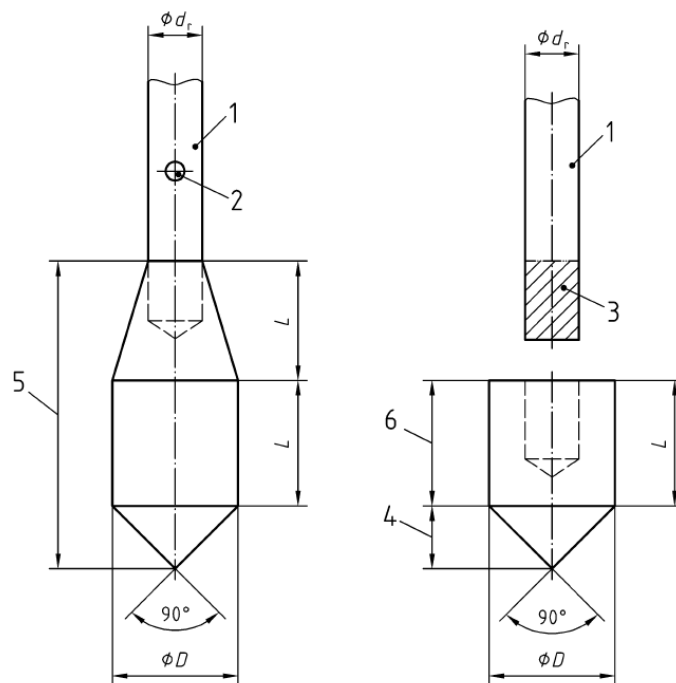


Εικόνα 3: Ολλανδικός κώνος με μανδύα τριβής

### 4.3 Δοκιμή Dynamic Probing Light (DPL)

Η δοκιμή DPL είναι μια επιτόπου δοκιμή δυναμικής διείσδυσης όπου κατά την εκτέλεση της ένας μεταλλικός κώνος με  $90^\circ$  γωνία και προέκταση ραβδών 1m οδηγείται κατακόρυφα εντός του εδάφους με ελεύθερη πτώση ειδικής σφύρας 10 kg και καταγράφεται ο αριθμός των κτυπημάτων που χρειάζονται για διείσδυση του κώνου αυτού ανα 10 cm, όπου σύμφωνα με το πρότυπο πρέπει να κυμαίνεται από 3 μέχρι 50 κτυπήματα. Σε περιπτώσεις πέραν αυτού του εύρους η αντίσταση διείσδυσης θεωρείται χαμηλή. Ακόμη, κάθε 1m διείσδυσης καταγράφεται η μέγιστη ροπή που απαιτείται για να περιστραφεί η ράβδος με δυναμόκλειδο το οποίο μπορεί να πάρει μετρήσεις από 5 Nm μέχρι 200 Nm.

Οι παράγοντες που επηρεάζουν τη δοκιμή είναι ο τύπος του εδάφους και τα χαρακτηριστικά του, δηλαδή αν είναι χονδρόκοκκα ή λεπτόκοκκα εδάφη. Επίσης επιρροή στις μετρήσεις μπορεί να υπάρξει από τις συνθήκες των υπόγειων υδάτων η οποία φαίνεται στον αριθμό των κτύπων.



Εικόνα 4: Μεταλλικός κώνος δοκιμής DPL

## **5 Πιθανολογική ανάλυση βαθιών θεμελιώσεων**

### **5.1 Η μέθοδος Random Finite-Element Method (RFEM)**

Το 1992 οι Fenton & Griffiths δημιούργησαν μια πιθανολογική μέθοδο γεωτεχνικής ανάλυσης στην οποία συνδυάστηκαν η μέθοδος των τυχαίων πεδίων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων γνωστή ως Random Finite Element Method (RFEM). Η RFEM χρησιμοποιείται για να διερευνηθεί η τυχαία συμπεριφορά του εδάφους για διάφορα κλασσικά γεωτεχνικά προβλήματα.

Η Random Finite-Element Method (RFEM) είναι μια μέθοδος που συνδυάζει ανάλυση ελαστοπλαστικού τύπου με πεπερασμένα στοιχεία με τη θεωρία των τυχαίων πεδίων. Τα τυχαία πεδία παράγονται χρησιμοποιώντας την μέθοδο LAS (Local Average Subdivision).

Η μέθοδος RFEM επιτρέπει σε ένα τυχαίο πεδίο που αποτελείται από μια ή περισσότερες μεταβλητές να προσαρμοστεί πάνω σε κάρναβο πεπερασμένων στοιχείων. Έτσι σε κάθε τυχαίο πεδίο, η τιμή που αποδίδεται στα στοιχεία του κάρναβου είναι η τιμή της μεταβλητής.

Το λογισμικό RFEM μπορεί να υπολογίσει τις τιμές της δυσκαμψίας και της αντοχής ενός πασσάλου προσομειώνοντας το με ελατήρια, όπως επίσης και τις μέσες τιμές της οριακής αντοχής και αντοχής λειτουργικότητας του στην πιο κρίσιμη αλλά αποδεκτή κατάσταση.

### **5.2 Σύγχρονος γεωτεχνικός σχεδιασμός βαθιών θεμελιώσεων**

Η αντίσταση, ή φέρουσα ικανότητα, ενός πασσάλου προκύπτει ως συνδυασμός της πλευρικής τριβής, όπου το φορτίο μεταδίδεται στο έδαφος μέσω της τριβής κατά μήκος των πλευρών του, και της άκρης του πασσάλου, όπου το φορτίο μεταδίδεται στο έδαφος μέσω της κορυφής του. Όταν εφαρμόζεται φορτίο, προκαλείται τόσο παραμόρφωση του ίδιου του πασσάλου όσο και παραμόρφωση του περιβάλλοντος εδάφους.

Θεωρείται ότι το περιβάλλον έδαφος είναι συνδεδεμένο απόλυτα με τον άξονα του πασσάλου μέσω τριβής ή/και προσκόλλησης, έτσι ώστε κάθε μετατόπιση του πασσάλου να αντιστοιχεί σε μια ισοδύναμη μετατόπιση του εδάφους.

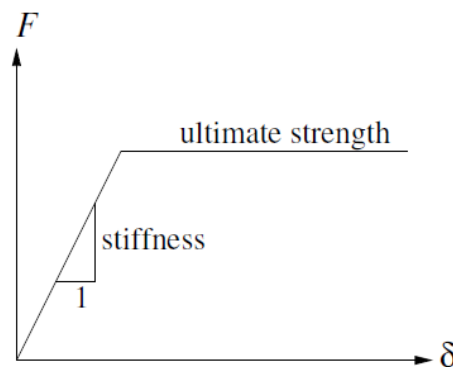
Ελαστική φύση του εδάφους συνεπάγεται μετατόπιση από μια δύναμη η οποία είναι ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους και του μεγέθους της μετατόπισης. Έτσι, αρχικά η

στήριξη που προσδίδεται στον πάσσαλο από το έδαφος εξαρτάται από τις ελαστικές ιδιότητες του περιβάλλοντος εδάφους.

Ο σχεδιασμός ενός πασσάλου περιλαμβάνει τον έλεγχο του σχεδιασμού τόσο σε λειτουργική κατάσταση όσο και σε οριακή κατάσταση.

### 5.3 Το μοντέλο πασσάλου με τυχαία πεπερασμένα στοιχεία

Ο πάσσαλος χωρίζεται σε μια σειρά από ελατήρια και κάθε στοιχείο έχει τη δική του επιφάνεια εγκάρσιας διατομής,  $A$  και μέτρο ελαστικότητας,  $E_p$ , το οποίο ποικίλει τυχαία κατά μήκος του. Η δυσκαμψία που προσδίδεται είναι ο γεωμετρικός μέσος όρος του  $AE_p$ .



Διάγραμμα 2: Διγραμμική φόρτιση ( $F$ ) σε σχέση με την μετατόπιση ( $\delta$ ) των ελατηρίων εδάφους (Gordon A. Fenton and D.V. Griffiths)

Όπως φαίνεται στο Διάγραμμα 2, το ελατήριο εδάφους χαρακτηρίζεται από την αρχική του δυσκαμψία,  $S_i$  (stiffness) και την τελική του αντοχή  $U_i$  (ultimate strength).

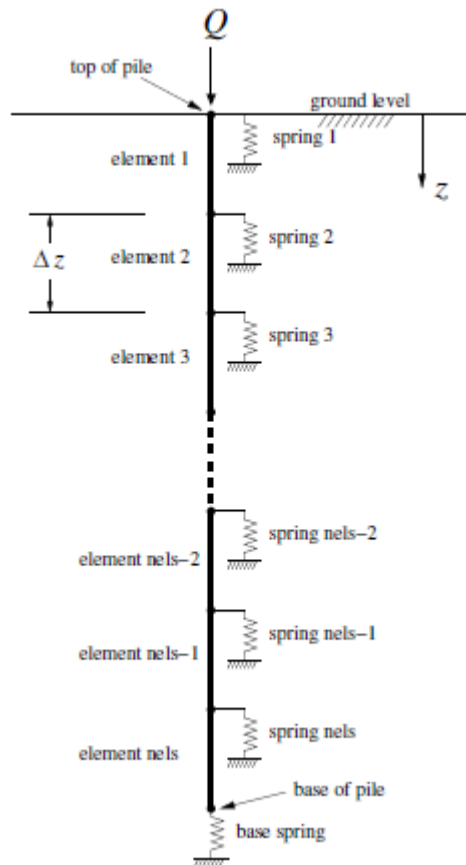
Ο προσδιορισμός αυτών των παραμέτρων από το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους της γωνίας τριβής, και των ιδιοτήτων συνοχής του γίνεται αν υποθέσουμε ότι αυτές οι ιδιότητες ποικίλουν μόνο με το βάθος, όπου θα έχει την πιο κάτω μορφή:

$$U(z) = p [ac_u(z) + \sigma_n(z) \tan\psi(z)]$$

Το λογισμικό *pile1d* προβάλλει μια σειρά στοιχείων πασσάλου που ενώνονται με κόμβους οι οποίοι είναι συνδεδεμένοι με ελατήρια, και τρεις ανεξάρτητες 1D τυχαίες διεργασίες όπου:

- $S(z)$  και  $U(z)$  είναι η ακαμψία και η αντοχή του ελατηρίου που συνεισφέρεται από το έδαφος ανα μονάδα μήκους, κατα μήκος του πασσάλου
- $E_p(z)$  το μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου

Γίνεται η παραδοχή ότι το μέτρο ελαστικότητας είναι μια 1D μόνιμη λογαριθμοκανινική κατανομή η οποία χαρακτηρίζεται από τη μέση δυσκαμψία του πασσάλου,  $\mu_{AEp}$ , από την τυπική απόκλιση,  $\sigma_{AEp}$ , και το μήκος συσχέτισης  $\theta_{ln Ep}$ .

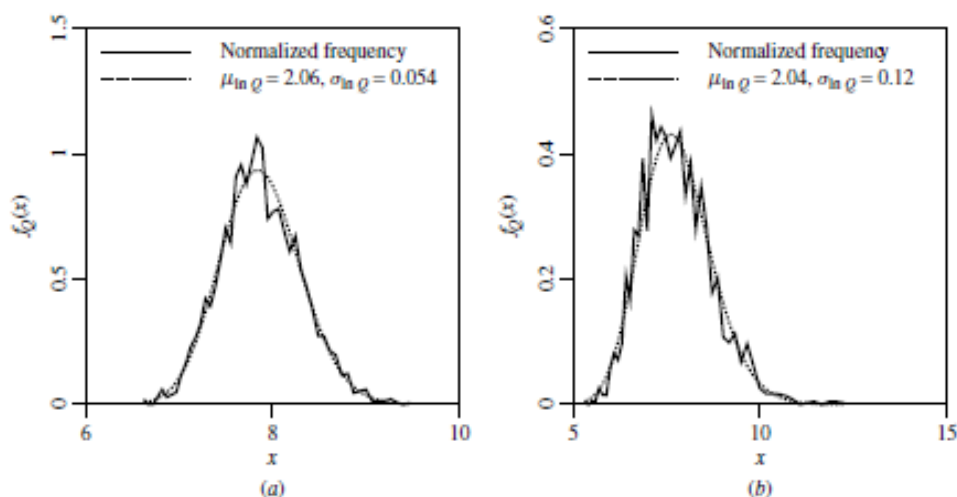


**Εικόνα 5: Πεπερασμένη αναπαράσταση στοιχείων συστήματος πασσάλου-έδαφος (Gordon A. Fenton and D.V. Griffiths)**

## 5.4 Προσομοίωση Monte Carlo

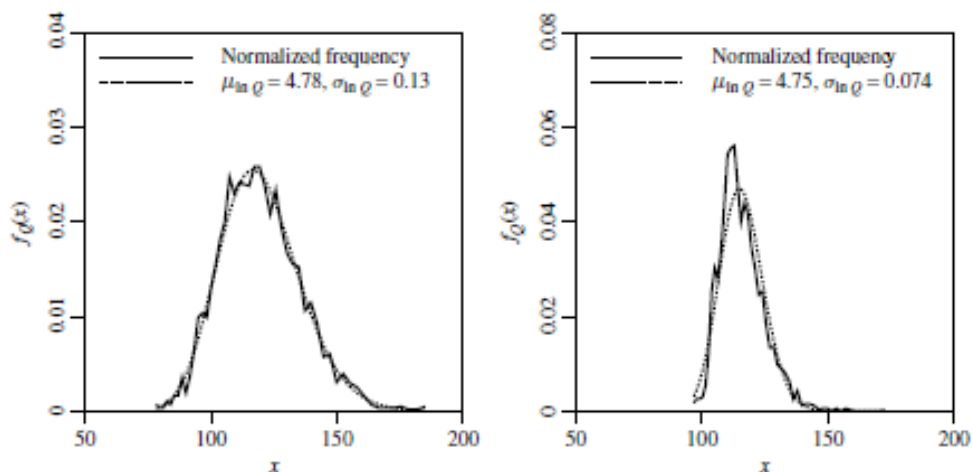
Στην προσομοίωση Monte Carlo οι συντελεστές διακύμανσης της ακαμψίας και αντοχής του ελατηρίου θεωρούνται ίσοι και κυμαίνονται από 0,1 έως 0,5. Τα μήκη συσχέτισης,  $\theta_{\text{ind}}$ ,  $\theta_{\text{ln}}$ , και  $\theta_{\text{ln}}$  είναι επίσης ίσα μεταξύ τους και αναφέρονται ως μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ), ενώ κυμαίνονται από 0,1 m έως 100,0 m. Το μήκος χωρικής συσχέτισης όμως μπορεί να πάρει τιμές μέχρι και άπειρο όπου θεωρείται ότι υπάρχει πλήρη ομοιογένεια. Οι παράμετροι ακαμψίας και αντοχής ελατηρίου θεωρούνται ότι είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους, καθώς επίσης και ανεξάρτητο του πασσάλου το μέτρο ελαστικότητας.

Αρχικά προσδιορίζεται η φύση της κατανομής της οριακής και λειτουργικής κατάστασης πασσάλου. Το Διάγραμμα 3(α) παρουσιάζει μια από τις καλύτερες καταστάσεις ενώ το Διάγραμμα 3(β) μια από τις χειρότερες της λογαριθμοκανονικής κατανομής της λειτουργικής κατάστασης για μήκος χωρικής συσχέτισης ίσο με 1m και συντελεστή διακύμανσης (COV) 0,2 και 0,5 αντίστοιχα. Στο Διάγραμμα 3(β) μπορεί να γίνει η υπόθεση ότι οι τιμές με επίπεδο σημαντικότητας πέραν του 0.06% πρέπει να απορριφθούν. Παρ' όλα αυτά, επισημαίνεται ότι η λογαριθμοκανονική κατανομή είναι λογική για την προσομοίωση αυτή. Ωστόσο, είναι γεγονός, ότι όταν ο αριθμός των προσομοιώσεων είναι αρκετά μεγάλος οι επιλύσεις τείνουν να είναι πολύ ευαίσθητες σε οποιεσδήποτε αλλαγές των υπολοίπων παραμέτρων.



Διάγραμμα 3: Λογαριθμοκανονική κατανομή της λειτουργικής κατάστασης του πασσάλου για  $\theta=1\text{m}$  (α)  $\text{COV}=0.2$  και (β)  $\text{COV}=0.5$



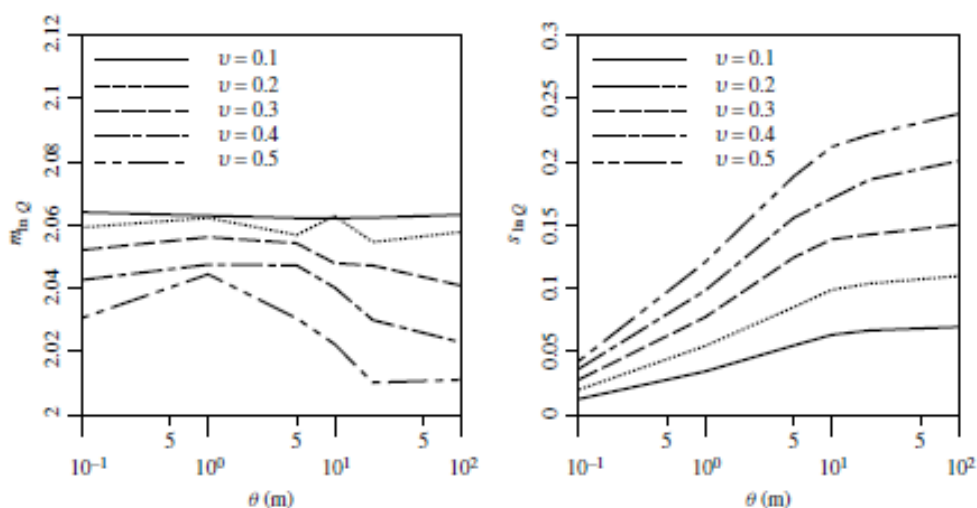


Διάγραμμα 4: Λογαριθμοκανονική κατανομή της οριακής κατάστασης του πασσάλου για (α) COV=0.2 με  $\theta=10\text{m}$  και (β) COV=0.5 με  $\theta=0,1\text{m}$

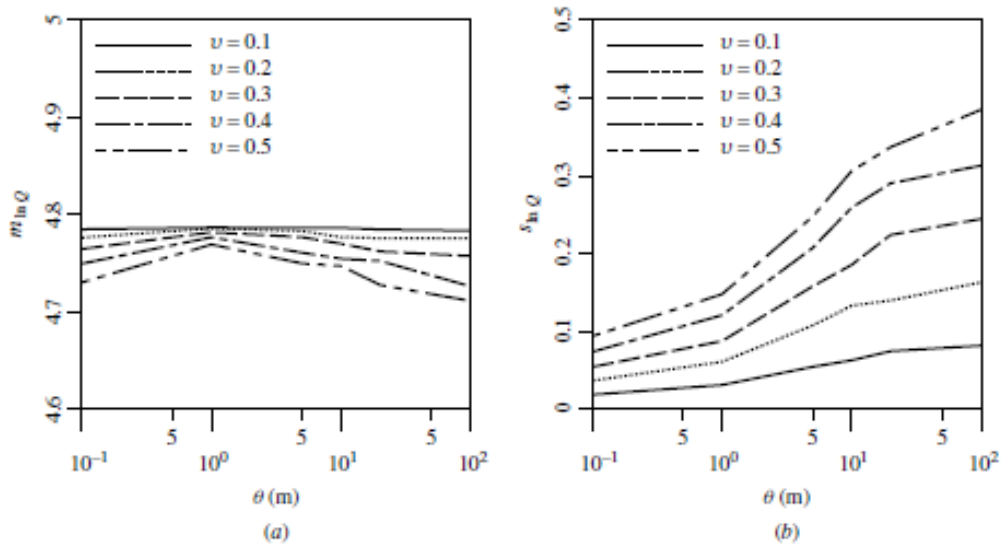
Το Διάγραμμα 4 δείχνει παρόμοια αποτελέσματα της λογαριθμοκανονικής κατανομής για την οριακή κατάσταση του πασσάλου. Έτσι, μπορεί να γίνει επίλυση με το λογισμικό θεωρώντας και τις δύο καταστάσεις (οριακή και λειτουργική) ως μια λογαριθμοκανονική κατανομή. Για να υπολογιστεί η πραγματική αντοχή του πασσάλου θεωρείται ότι η πιθανότητα του πραγματικού φορτίου είναι μικρότερη του φορτίου σχεδιασμού όπως πιο κάτω

$$P[Q < Q_{des}] = \Phi\left(\frac{\ln Q_{des} - \mu_{\ln Q}}{\sigma_{\ln Q}}\right)$$

με τις τιμές της μέσης τιμής και τυπικής απόκλισης να λαμβάνονται από τα Διαγράμματα 5 και 6.



Διάγραμμα 5: Μέση τιμή ( $m_{\ln Q}$ ) και Τυπική απόκλιση ( $s_{\ln Q}$ ) φορτίου στη λειτουργική κατάσταση



Διάγραμμα 6: Μέση τιμή ( $m_{lnQ}$ ) και Τυπική απόκλιση ( $s_{lnQ}$ ) φορτίου στην οριακή κατάσταση

Για πασσάλους που εξαρτώνται κυρίως από την τριβή, η αξιοπιστία βάσει το σχεδιασμό σε λειτουργικότητα και οριακές καταστάσεις μπορεί να προχωρήσει χρησιμοποιώντας μόνο τυχαίες μεταβλητές για να εκπροσωπεί την ελαστική συμπεριφορά του εδάφους (λειτουργικότητα) και τη διατμητικής αντοχή του.

## 6 Επιλύσεις με Λογισμικό Πεπερασμένων Στοιχείων

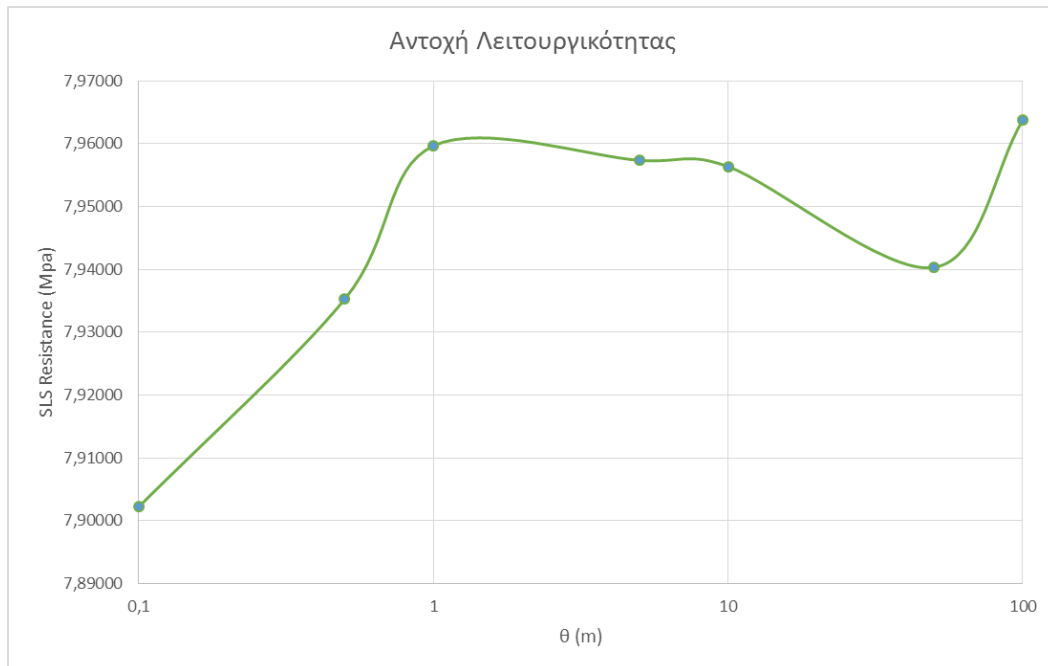
Βάσει της μεθόδου τυχαίων πεπαρασμένων στοιχείων, Random Finite Element Method, των Fenton and Griffiths (2008), έγινε η χρήση του λογισμικού *pile1d* για να γίνει επίλυση ενός γεωτεχνικού προβλήματος λαμβάνοντας υπόψη την χωρική μεταβλητότητα των ιδιοτήτων του εδάφους. Για τις επιλύσεις που έγιναν χρησιμοποιήθηκαν τα στοιχεία της προσομοίωσης Monte Carlo που αναφέρεται πιο πάνω. Συγκεκριμένα για τις επιλύσεις έγιναν 2000 προσομοιώσεις, οι οποίες θεωρήθηκαν ικανοποιητικές για να προσδιοριστεί η αντοχή του πασσάλου, και το μήκος του πασσάλου ορίστηκε ίσο με 10m χωρισμένο σε 30 στοιχεία. Η μέση τιμή δυσκαμψίας του πασσάλου ( $\mu_{AEp}$ ) σε όλες τις περιπτώσεις πάρθηκε ίση με 1000 kN με τυπική απόκλιση ( $\sigma_{AEp}$ ) 100 kN, δηλαδή ο συντελεστής διακύμανσης (COV) του πασσάλου ήταν ίσος με 0,1. Επίσης η μέση τιμή της αντοχής του εδάφους ( $\mu_s$ ) ήταν 10 kN/m ενώ η δυσκαμψία του ( $\mu_u$ ) ήταν 100kN/m/m. Στην προσομοίωση της βάσης του πασσάλου από το ελατήριο (base spring) χρησιμοποιήθηκε μέση τιμή αντοχής 20 kN και μέση τιμή δυσκαμψίας 200kN/m.

Για το μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ) κατα μήκος του πασσάλου χρησιμοποιήθηκε τιμές από 0,1 μέχρι 100m όπως φαίνεται πιο κάτω στον πίνακα 5. Στον ίδιο πίνακα φαίνονται ακόμη οι μέσες τιμές της οριακής αντοχής του πασσάλου και της αντοχής του σε κατάσταση λειτουργικότητας μετά από τις επιλύσεις που έγιναν στο λογισμικό.

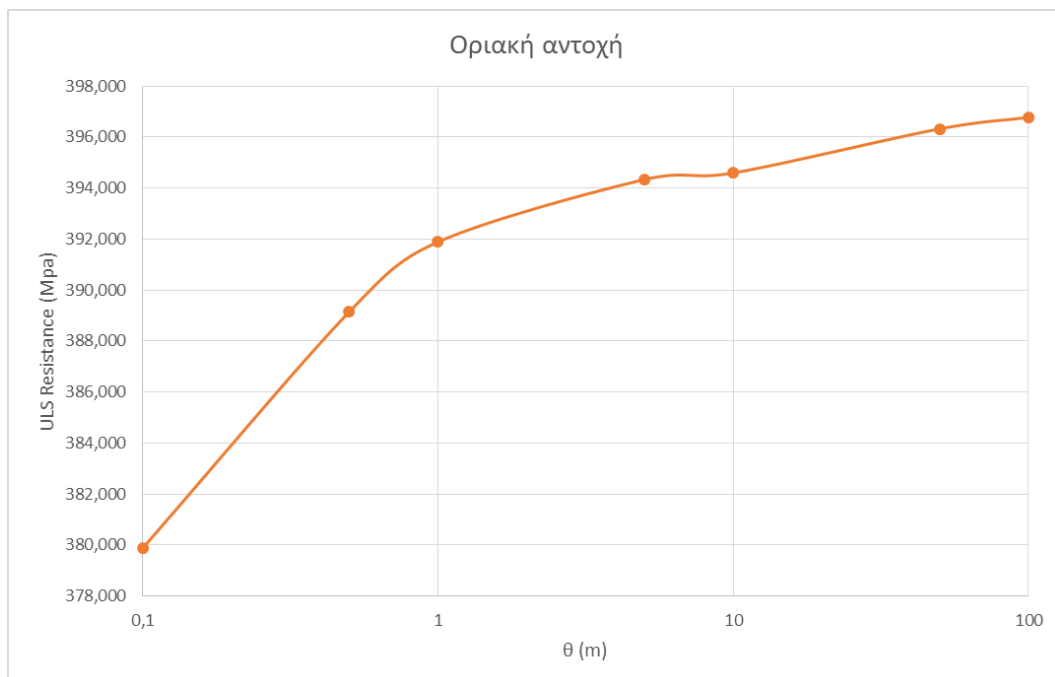
Πίνακας 5: Οριακή αντοχή και Αντοχή λειτουργικότητας του πασσάλου σε σχέση με το μήκος συσχέτισης

$\theta$ (m)	SLS Resistance (Mpa)	ULS Resistance (Mpa)
0,1	7,90221	379,888
0,5	7,93527	389,147
1	7,95967	391,891
5	7,95736	394,335
10	7,95636	394,596
50	7,94032	396,323
100	7,96376	396,778

Πιο κάτω φαίνονται τα Διαγράμματα 7 και 8 που εξάχθηκαν από τα αποτελέσματα των επιλύσεων. Όπως παρατηρείται η οριακή αντοχή του πασσάλου αυξάνεται όσο μεγαλύτερο μήκος συσχέτισης χρησιμοποιείται, όπως επίσης και η αντοχή λειτουργικότητας του.

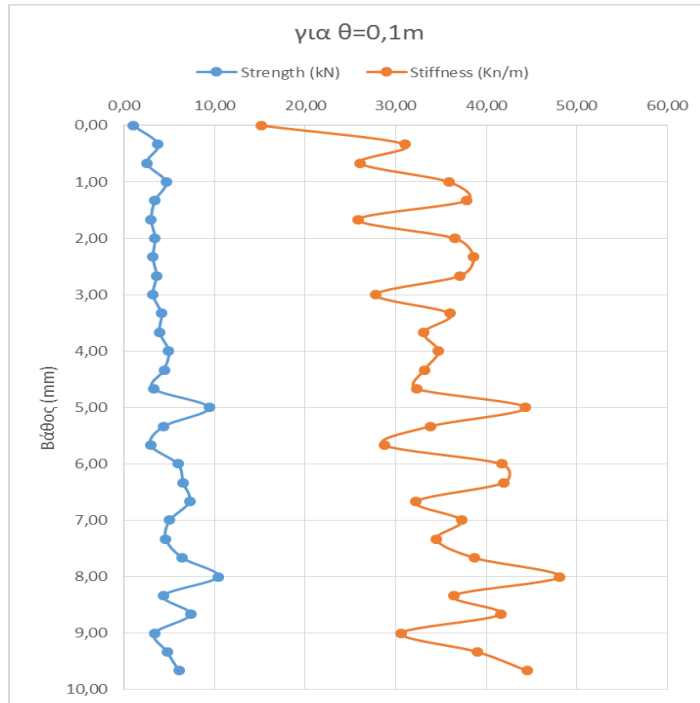


**Διάγραμμα 7: Σχέση μήκους συσχέτισης με την αντοχή λειτουργικότητας πασσάλου**

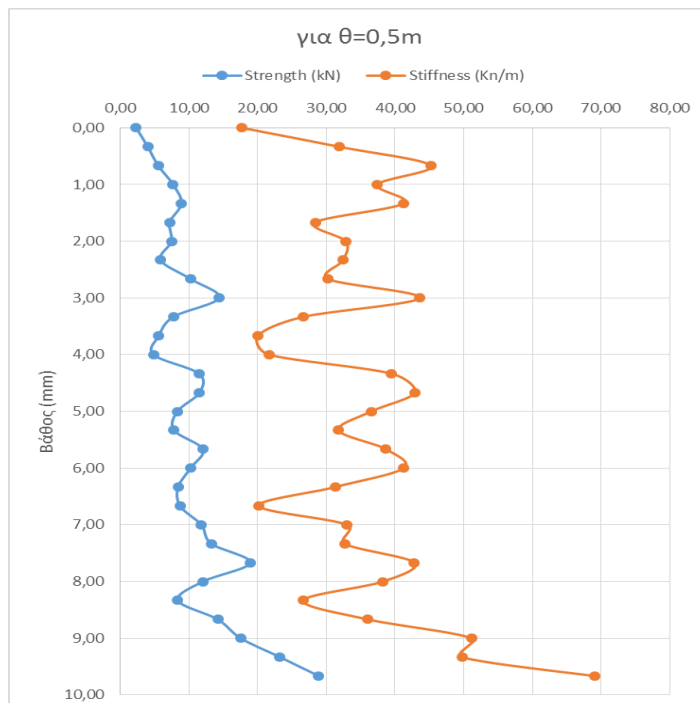


**Διάγραμμα 8: Σχέση μήκους συσχέτισης με την οριακή αντοχή πασσάλου**

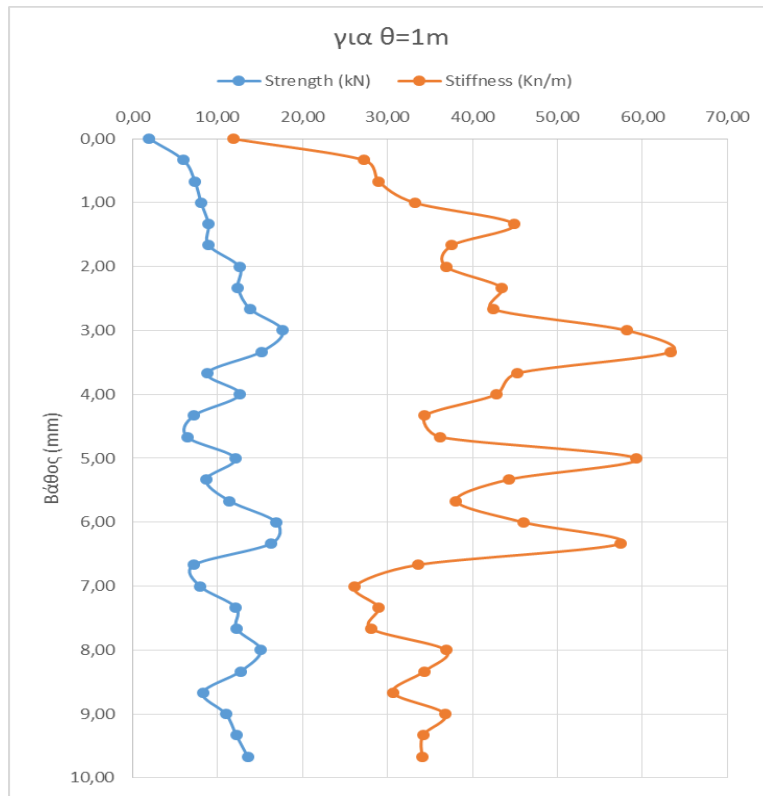
Από τις επιλύσεις του λογισμικού εξάχθηκαν επίσης αποτελέσματα για την δυσκαμψία και την αντοχή του πασσάλου. Στα Διαγράμματα 9-15 φαίνεται η επιρροή του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) στα χαρακτηριστικά του πασσάλου. Παρατηρείται όσο μεγαλύτερο είναι το μήκος συσχέτισης τόσο η δυσκαμψία όσο και αντοχή του πασσάλου να γίνονται σταθερές σε όλο το μήκος του. Επίσης, φαίνεται ότι όσο αυξάνεται το βάθος τόσο αυξάνεται και η αντοχή του πασσάλου για όλες τις τιμές του  $\theta$ .



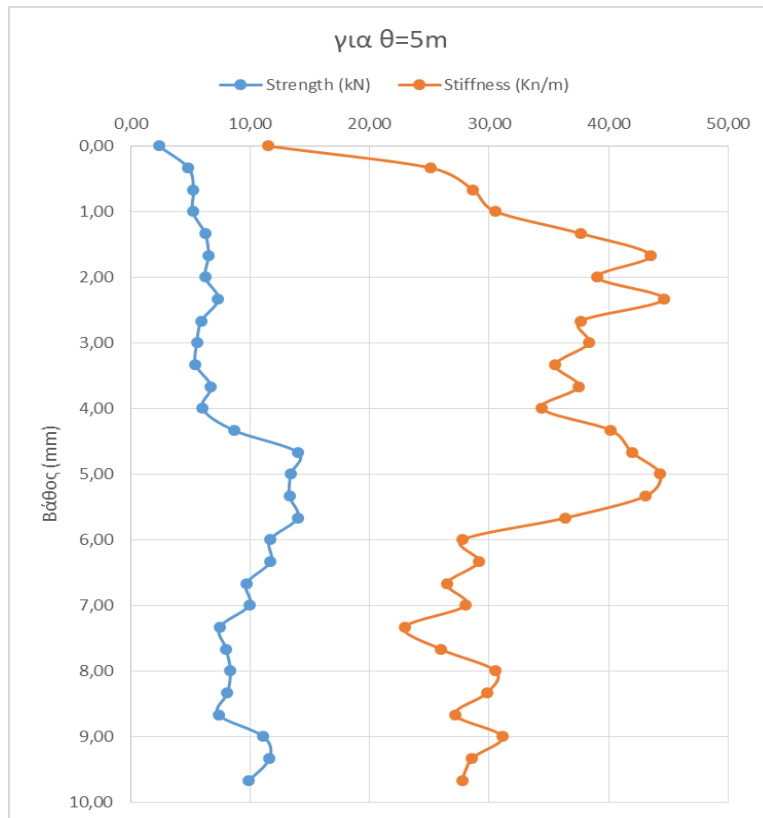
**Διάγραμμα 10: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=0,1m$**



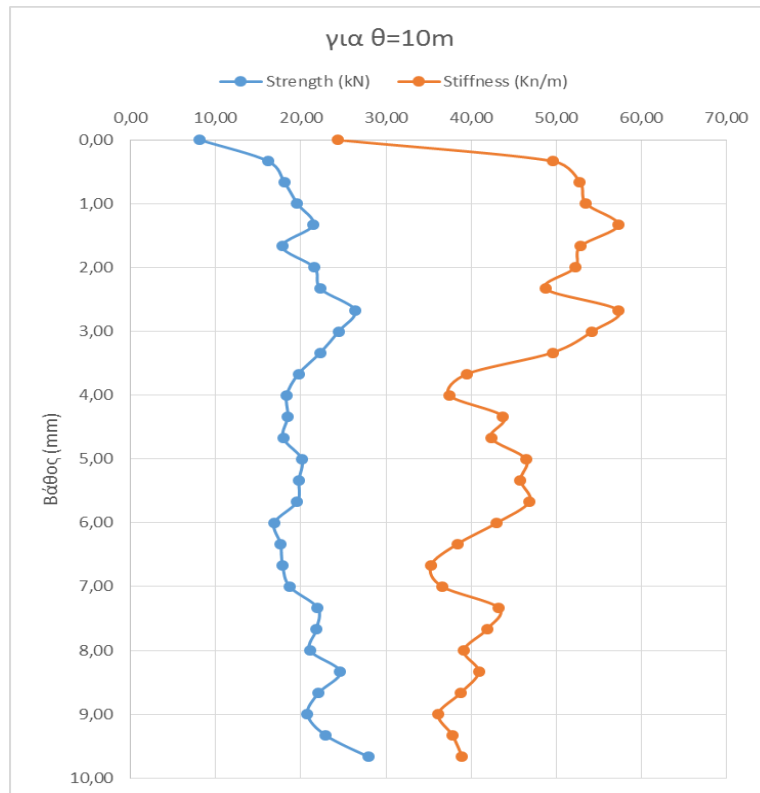
**Διάγραμμα 9: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=0,5m$**



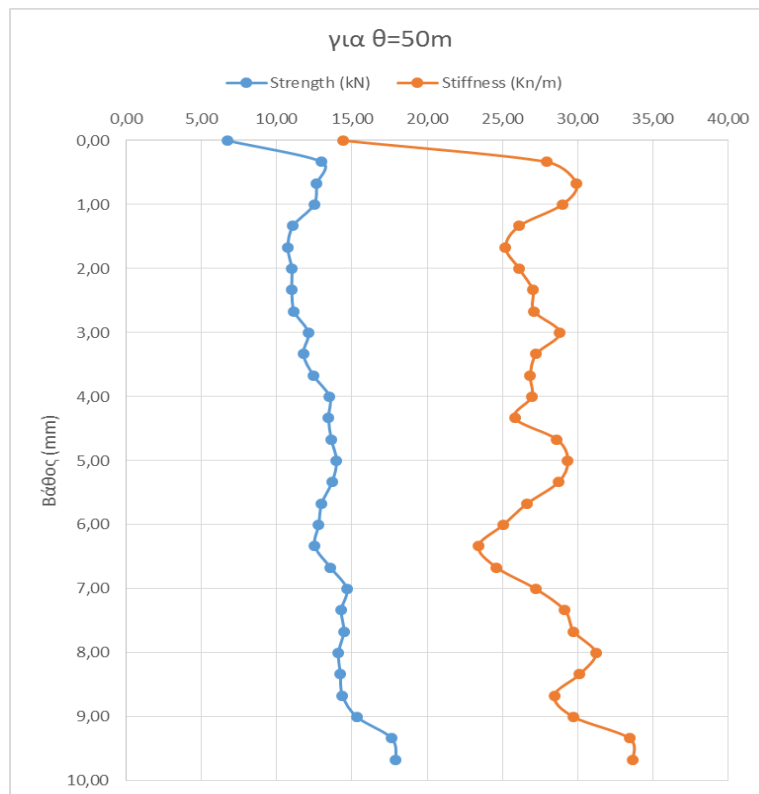
Διάγραμμα 12: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=1m$



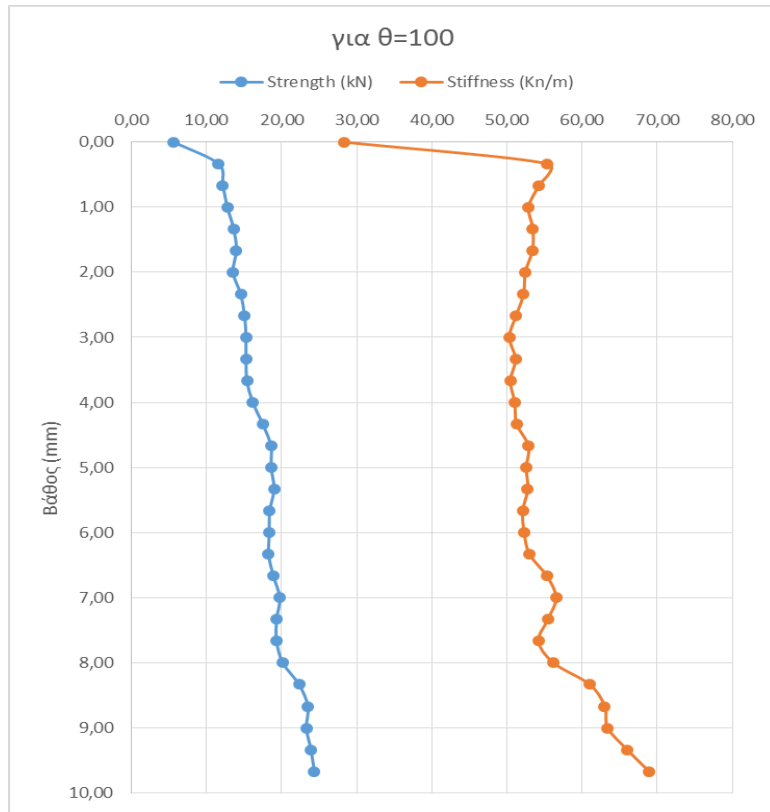
Διάγραμμα 11: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=5m$



**Διάγραμμα 13: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=10m$**



**Διάγραμμα 14: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=50m$**



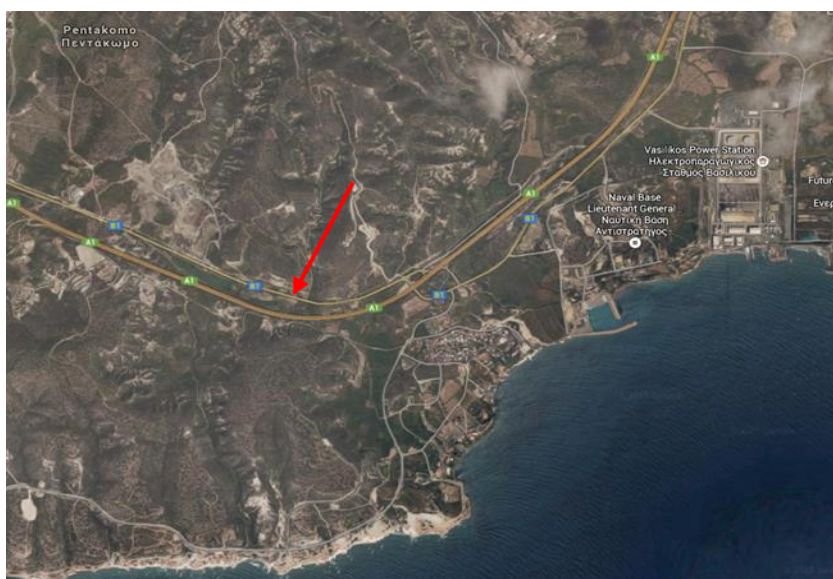
**Διάγραμμα 15: Αποτελέσματα λογισμικού για  $\theta=100m$**



## 7 Έρευνα Πεδίου

### 7.1 Επιλογή πεδίου

Το πεδίο βρίσκεται πλησίον του χωριού Πεντάκωμο, στην επαρχία Λεμεσού. Σύμφωνα με τον γεωλογικό χάρτη της Κύπρου, η ευρύτερη περιοχή του πεδίου αποτελείται κυρίως από κίτρινο χαλαζιακό ψαμμίτη, γκρίζο ιλιόλιθο και σερπεντινίτη ενσωματωμένα σε μπεντινιτική άργιλο. Ο υδρολογικός χάρτης αναφέρει ότι η περιοχή αναφέρει ότι υπάρχουν τοπικά και μικρά ασυνεχή υπόγεια ύδατα σε ιζηματογενής και πυριγενής σχηματισμούς. Οι μετρήσεις έγιναν σε αργιλικό πρηνές επιχώματος, με συνολικό ύψος  $H=9\text{m}$  με γωνία κλίσης  $\beta=57^\circ$ .



Εικόνα 6: Περιοχή πεδίου έρευνας - Πεντάκωμο

### 7.2 Μετρήσεις DPL

#### 7.2.1 Δοκιμή DPL

Οι μετρήσεις στο πεδίο πραγματοποιήθηκαν με τη δοκιμή Dynamic Probing Light (DPL) αυτή για να προσδιοριστεί η ετερογένεια του εδάφους. Το όργανο DPL αποτελείται από ράβδους μήκους 1m, τυποποιημένο κώνο εμβαδού βάσης  $10\text{ cm}^2$  και βάρος εν είδει σφύρας 10 kg.

Η διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής έχει ως ακολούθως. Αρχικά, αφαιρέθηκε το επιφανειακό έδαφος και τοποθετήθηκε ο κώνος με τις ράβδους ο οποίος εισχωρούσε στο έδαφος έπειτα από επαναλαμβανόμενες κρούσεις. Συγκεκριμένα οι κρούσεις γίνονται με σφύρα 10 Kg η οποία αφήνεται από σταθερό ύψος 500±10 mm. Καθ' όλη τη διάρκεια της διαδικασίας για τις 3 θέσεις, καταγράφαμε τους κτύπους που χρειάζονταν για να διεισδύσει 10cm ο τυποποιημένος κώνος στο έδαφος (Nilson,2013) , ενώ για τις υπόλοιπες τρεις καταγράφαμε τη διείσδυση του κώνου στο έδαφος (mm) ανά 10 κρούσεις (Nilson ,2008) , ώστε με την διαφοροποίηση αυτή να μελετηθεί περαιτέρω η εδαφική ετερογένεια καθώς και το μήκος χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ).



**Εικόνα 7: Θέσεις μετρήσεων στο πεδίο**

Επίσης, και στις δυο περιπτώσεις λαμβανόταν ροπή με το δυναμόκλειδο για να βρεθεί η αντίσταση του εδάφους σε τριβή στη διεπιφάνεια μεταξύ της μεταλλικής αιχμής και τους εδάφους ως ενδεικτική ένδειξη της διατμητικής αντοχής. Η δοκιμή σταματούσε όταν η διείσδυση του κώνου κυμαινόταν κάτω από 15mm η οποία πρόδιδε ισχυρό έδαφος. Τα μέρη της συσκευής DPL αφαιρούνταν με τη χρήση του εξολκέα.

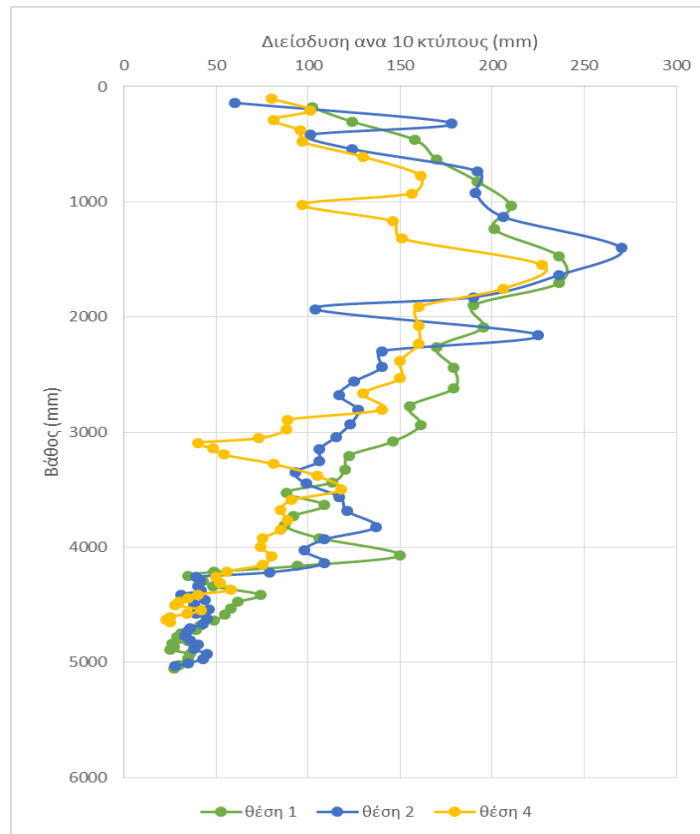


**Εικόνα 9: Μέτρηση ροπής με δυναμόκλειδο**

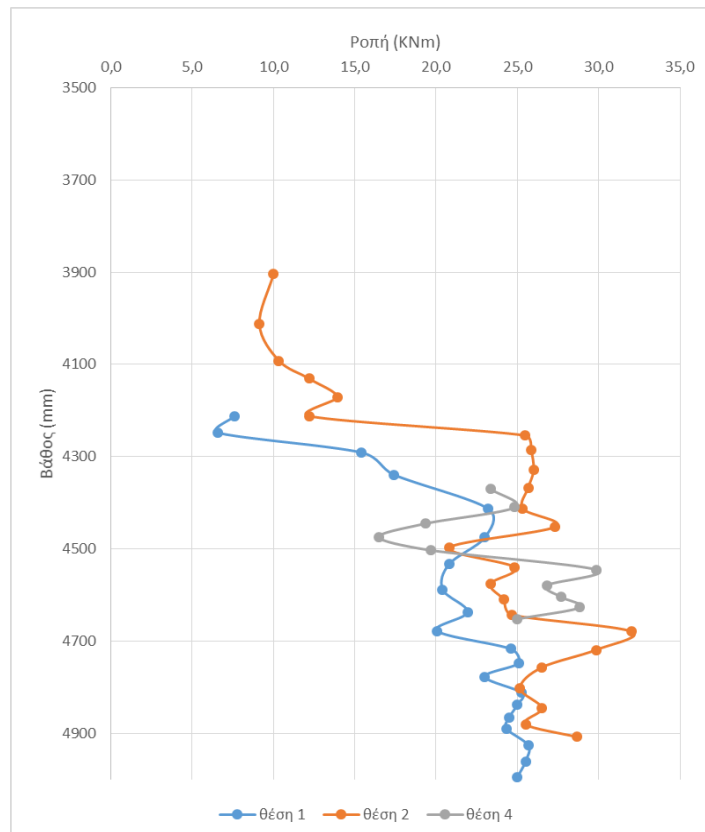


**Εικόνα 8: Δοκιμή DPL**

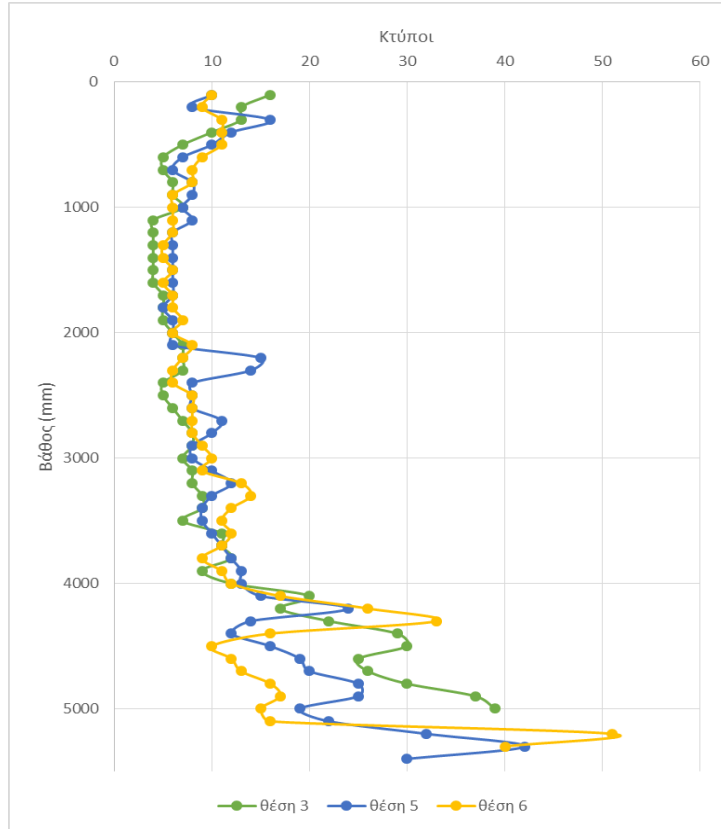
## 7.2.2 Αποτελέσματα μετρήσεων



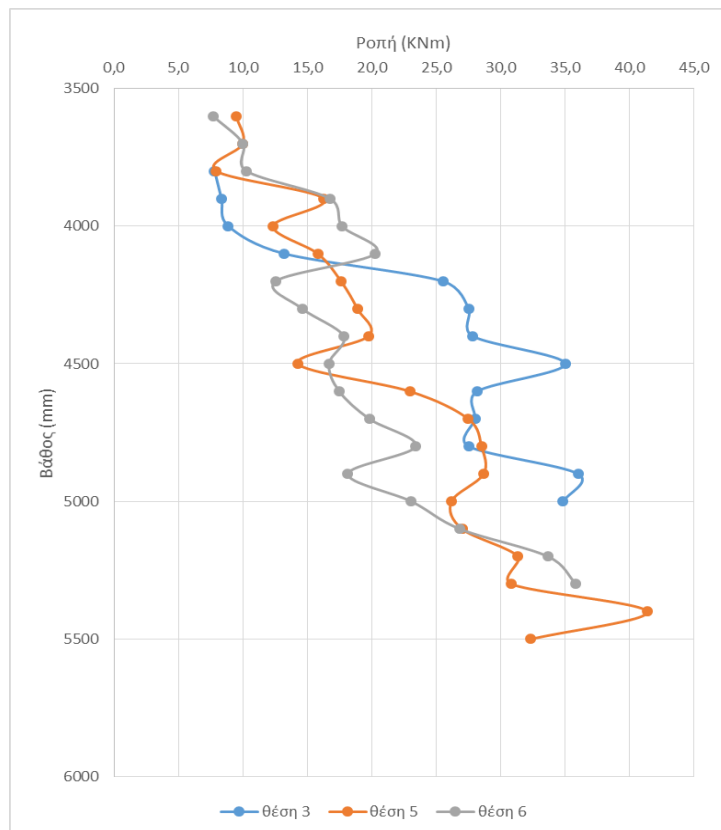
Διάγραμμα 16: Διείσδυση ανά 10 κτύπους – Συνολικό βάθος



Διάγραμμα 17: Ροπή ανά 10 κτύπους – Συνολικό βάθος



**Διάγραμμα 18: Κτύποι ανα 10cm –Συνολικό βάθος**



**Διάγραμμα 19: Ροπή ανα 10cm – Συνολικό βάθος**

Τα αποτελέσματα από τη δοκιμή DPL που πραγματοποιήθηκε στο πεδίο παρουσιάζονται στα Διαγράμματα 16-19. Στα Διάγραμμα 16 και 18 φαίνεται ο ρυθμός της διείσδυση του κώνου σε σχέση με τη συνολική διείσδυση που έφτασε η μέτρηση, ενώ στα άλλα δύο Διαγράμματα (17 και 19) παρουσιάζεται η μέτρηση της ροπής κατά τη διείσδυση του κώνου. Συγκεκριμένα στο Διάγραμμα 16 παρουσιάζεται η διείσδυση του κώνου ανα 10 κτύπους του οργάνου DPL, όπου γενικά παρατηρείται μια ανομοιομορφία στο ρυθμό διείσδυσης το οποίο σημαίνει ετερογένεια του εδάφους αυτού. Ακόμη στις περιπτώσεις που η διείσδυση γίνεται απότομα, όπως φαίνεται στις πρώτες μετρήσεις, το έδαφος φαίνεται να είναι ασθενέστερο σε αντίθεση με τις μετρήσεις σε μεγαλύτερο βάθος όπου ήταν ελάχιστη η διείσδυση ανα 10 κτύπους, το οποίο δείχνει να ήταν σκληρότερο το έδαφος, άρα και ισχυρότερη ζώνη. Στο Διάγραμμα 18 παρουσιάζεται η μέτρηση των κτύπων ανα 10cm διείσδυσης σε σχέση με το συνολικό βάθος διείσδυσης που επιτεύχθηκε. Όπως και στο προηγούμενο διάγραμμα παρατηρείται πως η διείσδυση στις αρχικές στρώσεις του πρανούς ήταν απότομη αφού δεν χρειάζονταν πολλοί κτύποι για να διεισδύσει το όργανο σε σύγκριση με τα μεγαλύτερα βάθη όπου χρειάζονταν πολλοί περισσότεροι κτύποι. Αυτό δείχνει πως μετά από κάποιο βάθος το όργανο έφτασε σε ισχυρή ζώνη και ίσως σε αλλαγή στρώσης εδάφους.

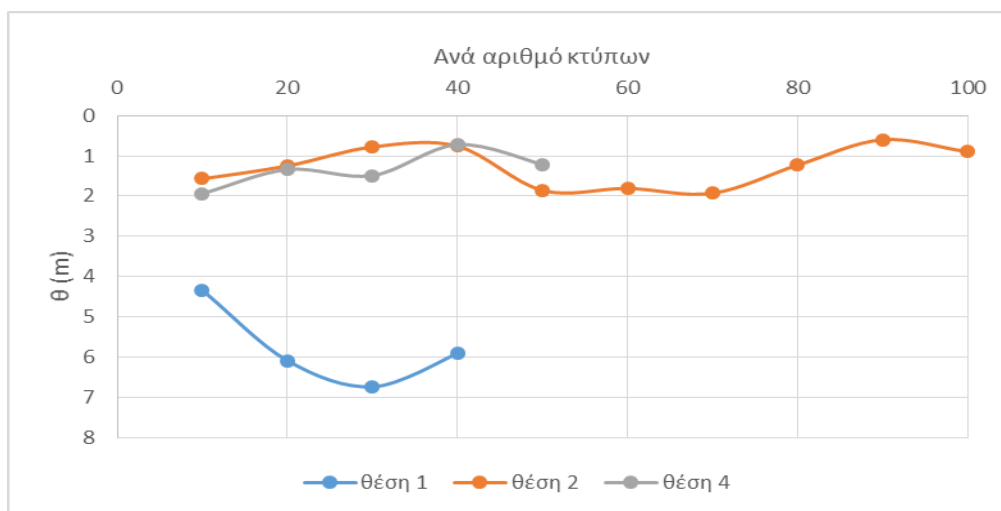
Στο Διάγραμμα 17 φαίνεται η αντίσταση του εδάφους σε τριβή ανα 10 κτύπους διείσδυσης σε σχέση με τη συνολική διείσδυση του κώνου. Το δυναμόκλειδο μετρά την διατμητική αντοχή του κώνου (μετάλλου), ο οποίος είναι σε επαφή με το έδαφος, και όχι απευθείας την αντοχή του εδάφους. Όπως παρατηρείται σε μεγάλο βάθος η αντίσταση του εδάφους αυξανόταν κάτι το οποίο προσδίδει ισχυρότερη στρώση εδάφους. Στο Διάγραμμα 19 φαίνεται επίσης η αντίσταση του εδάφους ανα 10cm καθίζησης σε σχέση με τη συνολική διείσδυση. Παρατηρείται η σταδιακή αύξηση της ροπής κατά τη διείσδυση όπως και στο προηγούμενο διάγραμμα.

Μετά από επεξεργασία, που φαίνεται στα Παραρτήματα, των πιο πάνω διαγραμμάτων 16 και 18 εξάχθηκαν οι πιο κάτω σχέσεις του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) με τους κτύπους διείσδυσης και το διάστημα διείσδυσης  $L$  αντίστοιχα, στις οποίες φαίνεται η επιρροή στο  $\theta$  από τον τρόπο εκτέλεσης της δοκιμής. Μέσα από τα αποτελέσματα αυτά μπορούν να γίνουν κάποιες αρχικές παρατηρήσεις. Στο Διάγραμμα 20 φαίνεται το μήκος χωρικής συσχέτισης ανα αριθμών κτύπων στις θέσεις 1,2 και 4 . Όπως παρατηρείται στη θέση 1 υπάρχουν προβλήματα λόγω του ότι η μέτρηση πάρηκε κατά τον μήνα Σεπτέμβριο όταν το έδαφος

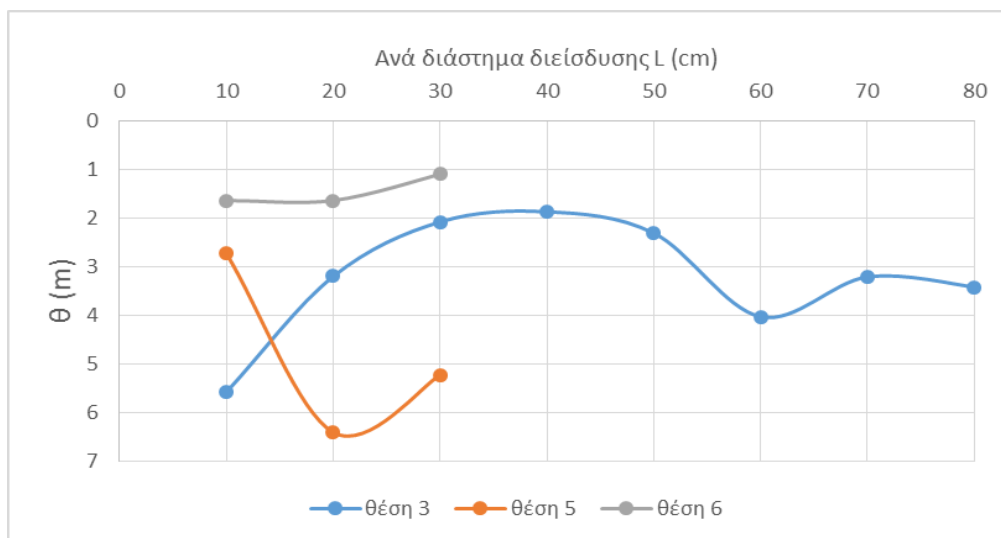
ήταν πολύ ξηρό ενώ στις άλλες δυο θέσεις η καμπύλη φαίνεται να τείνει προς τα κάτω όπως είναι και η πρότυπη κανονική κατανομή.

Στο Διάγραμμα 21 φαίνεται η σχέση του μήκους χωρικής συσχέτισης με το διάστημα διείσδυσης L, το οποίο αποτελείται από ομαδοποιημένες τιμές του βάθους διείσδυσης, για τις θέσεις 3, 5 και 6. Στις δυο τελευταίες θέσεις οι μετρήσεις πάρηκαν όταν το έδαφος ήταν υγρό λόγω βροχής, κάτι το οποίο φαίνεται και στο Διάγραμμα αφού οι καμύλες είναι ανάποδες με τα κοίλα προς τα πάνω.

Από τα Διαγράμματα 20 και 21 πιο κάτω φαίνεται ότι το εύρος τιμών του μήκους συσχέτισης ( $\theta$ ) του πεδίου είναι από 1,57m μέχρι 5,58m.



**Διάγραμμα 20: Μήκος χωρικής συσχέτισης ανα αριθμό κτύπων**



**Διάγραμμα 21: Μήκος χωρικής συσχέτισης ανα διάστημα διείσδυσης L**

## **8 Καθορισμός της αντοχής πασσάλου σε οριακή και λειτουργική κατάσταση για το μήκος συσχέτισης του πεδίου**

Μετά από επεξεργασία των αποτελεσμάτων του λογισμικού *pile1D* και των μετρήσεων που πήραμε στο πεδίο μπορεί να υπολογιστεί το εύρος της αντοχής πασσάλου σε οριακή και λειτουργική κατάσταση. Στα διαγράμματα 3 και 4 από τις επιλύσεις του λογισμικού, χρησιμοποιώντας τις τιμές του μήκους χωρικής συσχέτισης ( $\theta$ ) του πεδίου που υπολογίστηκαν από τα διαγράμματα 16 και 17, έχει υπολογιστεί το έβρος τιμών της Οριακής αντοχής ίσο με 7,9593 – 7,9572 MPa και της Αντοχής λειτουργικότητας του πασσάλου ίσο με 392,2393 – 394,3653 MPa, γεγονός που υποδηλώνει ύπαρξη μικρής ετερογένειας.



## ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα εργασία αποσκοπούσε στην μελέτη της μεταβλητότητας των ιδιοτήτων του εδάφους. Οι κύριες πηγές αβεβαιοτήτων αφορούν τη εγγενή μεταβλητότητα και τα σφάλματα που μπορεί να προκύψουν από δοκιμές. Αφού πραγματοποιήθηκαν μετρήσεις στο πεδίο στην περιοχή Πεντακώμου με τη χρήση της συσκευής DPL με δύο διαφορετικές μεθόδους, για τον καθορισμό του μήκους συσχέτισης ( $\theta$ ), και του δυναμόκλειδου, για τον προσδιορισμό την αντίσταση εδάφους σε τριβή, αποδείχθηκε η ετερογένεια στο έδαφος αυτό. Όπως παρατηρήθηκε όσο αυξάνεται το βάθος διείδυσης αυξανόταν και αντίσταση του εδάφους σε ροπή μέχρι που έφτανε σε στρώση σκληρού εδάφους.

Επιπρόσθετα με τις επιλύσεις με τη μέθοδο Random Finite Element Method (RFEM) μέσω του λογισμικού pile1d όπου συνδυάζονται πεπερασμένα στοιχεία με τη μέθοδο τυχαίων πεδίων καθορίστηκε η αντοχή σε λειτουργικότητα και η οριακή αντοχή του πασσάλου. Επίσης, με τις επιλύσεις που πραγματοποιήθηκαν επιβεβαιώθηκε ενδεικτικά η επιρροή του μήκους συσχέτισης ( $\theta$ ) τόσο στην αντοχή όσο και στη δυσκαμψία πασσάλου και προέκυψαν κάποια συμπεράσματα. Εκτός από τις αλλαγές που μπορεί να παρατηρηθούν στα μεγέθη των μέσων τιμών και τυπικών αποκλίσεων, η στατιστική συμπεριφορά των μέγιστων φορτίων σε λειτουργικότητα και οριακή κατάσταση παραμένει σχεδόν ίδια.

Σύμφωνα με τους Fenton και Griffiths (1992) τα μέσα φορτία επηρεάζονται ελάχιστα από τον συντελεστή διακύμανσης (COV) και το μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ). Αυτό υποδηλώνει ότι ο πάσσαλος ελέγχεται περισσότερο έντονα από τον μέσο όρο της αντοχής των εδαφών τα οποία μπορεί και να μην είναι εκπληκτικά αν ο πάσσαλος είναι πολύ πιο σκληρός από ό,τι το περιβάλλον έδαφος.

Η τυπική απόκλιση αυξάνεται μονότονα με αύξηση του συντελεστή διακύμανσης (COV), όπως αναμενόταν, δηλαδή όσο το έδαφος μεταβάλλεται περισσότερο περιμένει κανείς την ικανότητά του να στηρίξει τον πάσσαλο να γίνει επίσης όλο και περισσότερο μεταβλητή. Αυτή η συμπεριφορά παρατηρήθηκε επίσης από τον Phoon et al. (1990).

Η τυπική απόκλιση πλησιάζει το μηδέν καθώς το μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ) πηγαίνει στο μηδέν, κάτι το οποίο επίσης θα πρέπει να αναμένεται λόγω της τοπικής μέσης τιμής. Στην αντίθετη περίπτωση όσο το μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ) τείνει στο άπειρο, η τυπική απόκλιση προσεγγίζεται αν το έδαφος αντιμετωπίζεται ως μια ενιαία λογαριθμοκανονική κατανεμημένη τυχαία



μεταβλητή (με ανεξάρτητη μεταβλητή το ελατήριο βάσης). Με άλλα λόγια, από την αξιοπιστία βάση του σχεδιασμού, το χειρότερο μήκος συσχέτισης είναι όταν το μήκος συσχέτισης ( $\theta$ ) τείνει στο άπειρο και το έδαφος λειτουργεί ως μια ενιαία τυχαία μεταβλητή.

Αυτή η παρατήρηση είναι λογική δεδομένου ότι η μείωση της διακύμανσης συμβαίνει μόνο εάν είναι ανεξάρτητες οι τυχαίες μεταβλητές κατά μέσο όρο. Δηλαδή, εάν το έδαφος ενεργεί ως ενιαία τυχαία μεταβλητή, τότε η διακύμανση παραμένει χωρίς μέτρα ελέγχου και η πιθανότητα αστοχίας μεγιστοποιείται.

Η συνέπεια αυτής της περίπτωσης είναι ότι η αξιοπιστία βάση το σχεδιασμό πασσάλου μπορεί να αγνοήσει συντηρητικά τη χωρική μεταβολή στις ιδιότητες του εδάφους εφ' όσον η φέρουσα ικανότητα δεν είναι ένα σημαντικό συστατικό της ικανότητας πασσάλων (φέρουσα ικανότητα επηρεάζεται σημαντικά από τη χωρική μεταβλητότητα, Fenton και Griffiths, 2003).

## BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Barnes, G. (2010). "Pile foundations." *Soil Mechanics*, Palgrave Macmillan, Hampshire, England, 326-359
- Craig, W. (1995). «Bearing Capacity of Circular Foundations on Soft Clay of Strength Increasing with Depth»
- European Standard (2005). "Part 2: Dynamic probing" *Geotechnical investigation and testing - Field testing* (ISO/DIS 22476-2:2005)
- European Standard (2005). "Part 3: Standard penetration test" *Geotechnical investigation and testing - Field testing* (ISO 22476-3:2005)
- Fenton G. A. and Griffiths D. V. (2007). "Reliability-Based Deep Foundation Design." *Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering*, Geotechnical Specialty Publication, No 170, ASCE, 1-12
- Fenton G. A. and Griffiths D. V. (2008). "Risk Assessment in Geotechnical Engineering" , John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey,
- Jones A. L., Kramer S. L., Arduino P. (2002). "Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performance-Based Earthquake Engineering." *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1996). "Uncertainties in characterizing soil properties." *Norwegian Geotechnical Institute*, 49-75
- Nilsson, T. (2008). "Parameter approach from DPL test." <[www.nilsson.com.br](http://www.nilsson.com.br)>
- Nilsson, T. U. (2013). "Shear resistance by the DPL Nilsson test." *Geotechnical and Geophysical Site Characterization 4*, Taylor & Francis Group, London
- Robertson, P. K., Woeller D. J. and Finn W. D. L. "Seismic Cone Penetration Testing for Evaluating Liquefaction Potential. ", Canadian Geotechnical Journal
- Wolff, T.F., Demsky, E.C., Schauer, J., and Perry, E. (1996). "Reliability assessment of dike and levee embankments," *Uncertainty in the Geologic Environment*, From Theory to Practice, Proceeding of Uncertainty '96, Geotechnical Special Publication No. 58.

Άγνωστος, (2016). «Τμήμα Γεολογικής Επισκόπησης» *Υπουργείο Γεωργίας, Αγροτικής Ανάπτυξης και Περιβάλλοντος*, Κυπριακή Δημοκρατία <[www.moa.gov.cy](http://www.moa.gov.cy)>

Αναγνωστόπουλος, Α. Γ. και Παπαδόπουλος Β. Π. (2011). «Επιφανειακές Θεμελιώσεις και Θεμελιώσεις με Πασσάλους.» ,Εκδόσεις ΣΥΜΕΩΝ, Αθήνα, Επιλογή τύπου Θεμελιώσεως, 290-301

Γιαννακού, Α. ,Γερολυμός Ν. ,Αναστασόπουλος Γ. ,Γκαζετας Γ. (2008). «Σεισμική Συμπεριφορά Κεκλιμένων Πασσάλων.» 3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας, Άρθρο 1856

Κωστόπουλος, Σ. Δ. (2008). «Γεωτεχνικές κατασκευές Ι.» *Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής*, Εκδόσεις ΙΩΝ, Αθήνα, Βαθειές Θεμελιώσεις, 145-261

## ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

Πίνακας 6: Μετρήσεις DPL – Θέση 1

Θέση 1					
Κτύποι	Καθίζηση ανα		Κτύποι	Καθίζηση ανα	
	10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)		10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)
10	102	181	260	150	4070
20	124	305	270	94	4164
30	158	463	280	49	4213
40	170	633	290	35	4248
50	192	825	300	43	4291
60	210	1035	310	48	4339
70	201	1236	320	74	4413
80	236	1472	330	62	4475
90	236	1708	340	58	4533
100	190	1898	350	55	4588
110	195	2093	360	49	4637
120	170	2263	370	41	4678
130	179	2442	380	39	4717
140	179	2621	390	31	4748
150	155	2776	400	29	4777
160	161	2937	410	35	4812
170	146	3083	420	26	4838
180	122	3205	430	27	4865
190	120	3325	440	25	4890
200	113	3438	450	36	4926
210	88	3526	460	35	4961
220	109	3635	470	35	4996
230	92	3727	480	30	5026
240	87	3814	490	27	5053
250	106	3920			

**Πίνακας 7 : Μετρήσεις DPL – Θέση 2**

<b>Θέση 2</b>					
Κτύποι	Καθίζηση ανα		Κτύποι	Καθίζηση ανα	
	10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)		10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)
10	60	140	260	137	3823
20	178	318	270	109	3932
30	101	419	280	98	4030
40	124	543	290	109	4139
50	192	735	300	79	4218
60	191	926	310	39	4257
70	206	1132	320	41	4298
80	270	1402	330	40	4338
90	236	1638	340	42	4380
100	190	1828	350	31	4411
110	104	1932	360	44	4455
120	225	2157	370	38	4493
130	140	2297	380	46	4539
140	140	2437	390	39	4578
150	125	2562	400	45	4623
160	117	2679	410	43	4666
170	127	2806	420	36	4702
180	123	2929	430	34	4736
190	115	3044	440	33	4769
200	106	3150	450	36	4805
210	106	3256	460	40	4845
220	93	3349	470	38	4883
230	99	3448	480	45	4928
240	117	3565	490	43	4971
250	121	3686	500	35	5006
			510	28	5034

**Πίνακας 8 : Μετρήσεις DPL – Θέση 3**

Θέση 3			
Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)
16	100	6	2600
13	200	7	2700
13	300	8	2800
10	400	8	2900
7	500	7	3000
5	600	8	3100
5	700	8	3200
6	800	9	3300
6	900	9	3400
7	1000	7	3500
4	1100	11	3600
4	1200	11	3700
4	1300	12	3800
4	1400	9	3900
4	1500	12	4000
4	1600	20	4100
5	1700	17	4200
5	1800	22	4300
5	1900	29	4400
6	2000	30	4500
7	2100	25	4600
7	2200	26	4700
7	2300	30	4800
5	2400	37	4900
5	2500	39	5000

Πίνακας 9 : Μετρήσεις DPL – Θέση 4

Θέση 4					
Κτύποι	Καθίζηση ανα 10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)	Κτύποι	Καθίζηση ανα 10 κτύπους (mm)	Συνολική καθίζηση (mm)
10	80	105	260	54	3196
20	101	206	270	81	3277
30	81	287	280	105	3382
40	96	383	290	118	3500
50	97	480	300	91	3591
60	130	610	310	85	3676
70	161	771	320	89	3765
80	156	927	330	85	3850
90	97	1024	340	75	3925
100	146	1170	350	74	3999
110	151	1321	360	80	4079
120	227	1548	370	75	4154
130	206	1754	380	56	4210
140	160	1914	390	50	4260
150	160	2074	400	52	4312
160	160	2234	410	58	4370
170	150	2384	420	40	4410
180	150	2534	430	35	4445
190	130	2664	440	30	4475
200	140	2804	450	28	4503
210	89	2893	460	42	4545
220	88	2981	470	34	4579
230	73	3054	480	25	4604
240	40	3094	490	23	4627
250	48	3142	500	25	4652

Πίνακας 10 : Μετρήσεις DPL – Θέση 5

Θέση 5			
Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)
10	100	10	2800
8	200	8	2900
16	300	8	3000
12	400	10	3100
10	500	12	3200
7	600	10	3300
6	700	9	3400
8	800	9	3500
8	900	10	3600
7	1000	11	3700
8	1100	12	3800
6	1200	13	3900
6	1300	13	4000
6	1400	15	4100
6	1500	24	4200
6	1600	14	4300
6	1700	12	4400
5	1800	16	4500
6	1900	19	4600
6	2000	20	4700
6	2100	25	4800
15	2200	25	4900
14	2300	19	5000
8	2400	22	5100
8	2500	32	5200
8	2600	42	5300
11	2700	30	5400



**Πίνακας 11 : Μετρήσεις DPL – Θέση 6**

Θέση 6			
Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)	Κτύποι	Συνολική καθίζηση (mm)
10	100	8	2800
9	200	9	2900
11	300	10	3000
11	400	9	3100
11	500	13	3200
9	600	14	3300
8	700	12	3400
8	800	11	3500
6	900	12	3600
6	1000	11	3700
6	1100	9	3800
6	1200	11	3900
5	1300	12	4000
5	1400	17	4100
6	1500	26	4200
5	1600	33	4300
6	1700	16	4400
6	1800	10	4500
7	1900	12	4600
6	2000	13	4700
8	2100	16	4800
7	2200	17	4900
6	2300	15	5000
6	2400	16	5100
8	2500	51	5200
8	2600	40	5300
8	2700		

**Πίνακας 12 : Μετρήσεις ροπών**

Θέση 1		Θέση 2		Θέση 3	
Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)	Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)	Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)
7,6	4213	10,0	3904	7,8	3800
6,6	4248	9,1	4013	8,3	3900
15,4	4291	10,3	4092	8,9	4000
17,4	4339	12,2	4131	13,2	4100
23,2	4413	13,9	4172	25,5	4200
23,0	4475	12,2	4212	27,5	4300
20,8	4533	25,5	4254	27,8	4400
20,4	4588	25,8	4285	35,0	4500
21,9	4637	26,0	4329	28,2	4600
20,1	4678	25,7	4367	28,0	4700
24,6	4717	25,3	4413	27,5	4800
25,1	4748	27,3	4452	36,0	4900
23,0	4777	20,8	4497	34,8	5000
25,3	4812	24,8	4540		
25,0	4838	23,3	4576		
24,5	4865	24,2	4610		
24,3	4890	24,7	4643		
25,7	4926	32,0	4679		
25,5	4961	29,8	4719		
25,0	4996	26,5	4757		
24,8	5026	25,2	4802		
28,8	5053	26,5	4845		
		25,5	4880		
		28,7	4908		

**Πίνακας 13 : Μετρήσεις ροπών**

Θέση 4		Θέση 5		Θέση 6	
Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)	Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)	Μέση τιμή ροπής (kNm)	Συνολικό βάθος (mm)
23,3	4370	9,5	3600	7,7	3600
24,8	4410	10,0	3700	10,0	3700
19,4	4445	7,9	3800	10,3	3800
16,5	4475	16,3	3900	16,7	3900
19,7	4503	12,3	4000	17,7	4000
29,8	4545	15,8	4100	20,3	4100
26,8	4579	17,6	4200	12,5	4200
27,7	4604	18,9	4300	14,6	4300
28,8	4627	19,7	4400	17,8	4400
25,0	4652	14,3	4500	16,7	4500
		22,9	4600	17,5	4600
		27,5	4700	19,8	4700
		28,5	4800	23,4	4800
		28,7	4900	18,1	4900
		26,2	5000	23,1	5000
		27,0	5100	26,8	5100
		31,3	5200	33,7	5200
		30,8	5300	35,8	5300
		41,3	5400		
		32,3	5500		

Πίνακας 14: Τιμές μήκους χωρικής συσχέτισης πεδίου

$\theta$ (m)			
ανα αριθμό κτύπων	Θεση 1	Θεση 2	Θεση 4
10	4,34	1,57	1,94
20	6,09	1,25	1,34
30	6,74	0,78	1,49
40	5,91	0,76	0,72
50		1,86	1,22
60		1,81	
70		1,93	
80		1,23	
90		0,6	
100		0,9	

$\theta$ (m)			
ανα διάστημα διείσδυσης L	Θεση 3	Θεση 5	Θεση 6
10	5,58	1,64	2,73
20	3,2	1,64	6,41
30	2,08	1,1	5,23
40	1,87		
50	2,31		
60	4,03		
70	3,21		
80	3,42		

Πίνακας 15: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για  $\theta=0,1m$  και  $\theta=0,5m$

$\theta=0,1m$			$\theta=0,5m$		
Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)	Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)
15,16	1,01	0,00	17,70	2,30	0,00
31,02	3,76	0,33	31,87	3,99	0,33
26,04	2,53	0,67	45,28	5,51	0,67
35,88	4,63	1,00	37,43	7,68	1,00
37,79	3,41	1,33	41,28	8,90	1,33
25,81	3,00	1,67	28,39	7,19	1,67
36,52	3,43	2,00	32,81	7,43	2,00
38,59	3,18	2,33	32,45	5,87	2,33
37,08	3,58	2,67	30,28	10,26	2,67
27,79	3,18	3,00	43,57	14,38	3,00
35,96	4,12	3,33	26,65	7,71	3,33
33,11	3,92	3,67	19,99	5,59	3,67
34,72	4,94	4,00	21,68	4,81	4,00
33,17	4,42	4,33	39,47	11,44	4,33
32,31	3,23	4,67	42,95	11,52	4,67
44,31	9,39	5,00	36,53	8,30	5,00
33,80	4,38	5,33	31,78	7,82	5,33
28,73	2,93	5,67	38,69	12,02	5,67
41,69	5,92	6,00	41,25	10,22	6,00
41,97	6,54	6,33	31,27	8,41	6,33
32,22	7,22	6,67	20,13	8,68	6,67
37,28	5,04	7,00	33,04	11,79	7,00
34,48	4,61	7,33	32,64	13,24	7,33
38,73	6,45	7,67	42,82	18,93	7,67
48,10	10,36	8,00	38,25	12,01	8,00
36,39	4,37	8,33	26,62	8,36	8,33
41,58	7,34	8,67	36,02	14,17	8,67
30,60	3,35	9,00	51,16	17,53	9,00
39,00	4,74	9,33	49,80	23,26	9,33
44,51	6,05	9,67	69,07	28,90	9,67

Πίνακας 16: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για  $\theta=1m$  και  $\theta=5m$

$\theta=1m$			$\theta=5m$		
Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)	Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)
11,85	1,98	0,00	11,52	2,37	0,00
27,25	6,00	0,33	25,14	4,84	0,33
28,93	7,33	0,67	28,65	5,27	0,67
33,20	8,08	1,00	30,57	5,20	1,00
44,88	8,94	1,33	37,68	6,24	1,33
37,59	8,97	1,67	43,49	6,53	1,67
36,88	12,56	2,00	39,06	6,26	2,00
43,49	12,42	2,33	44,61	7,35	2,33
42,42	13,88	2,67	37,65	5,93	2,67
58,19	17,69	3,00	38,36	5,55	3,00
63,36	15,15	3,33	35,56	5,45	3,33
45,34	8,79	3,67	37,48	6,74	3,67
42,80	12,60	4,00	34,41	6,02	4,00
34,39	7,19	4,33	40,20	8,66	4,33
36,25	6,44	4,67	41,95	13,98	4,67
59,29	12,07	5,00	44,33	13,41	5,00
44,24	8,67	5,33	43,11	13,30	5,33
38,09	11,42	5,67	36,40	13,98	5,67
45,96	16,94	6,00	27,80	11,67	6,00
57,44	16,32	6,33	29,14	11,73	6,33
33,57	7,24	6,67	26,49	9,71	6,67
26,18	7,92	7,00	28,04	9,93	7,00
28,92	12,18	7,33	22,93	7,46	7,33
28,08	12,25	7,67	25,94	8,00	7,67
36,87	15,10	8,00	30,54	8,36	8,00
34,33	12,72	8,33	29,84	8,12	8,33
30,64	8,27	8,67	27,16	7,36	8,67
36,77	10,99	9,00	31,10	11,13	9,00
34,18	12,21	9,33	28,59	11,64	9,33
34,07	13,55	9,67	27,74	9,91	9,67

Πίνακας 17: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για  $\theta=10m$  και  $\theta=50m$

$\theta=10m$			$\theta=50m$		
Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)	Stiffness (Kn/m)	Strength (kN)	depth (m)
24,35	8,15	0,00	14,42	6,72	0,00
49,60	16,15	0,33	27,93	12,99	0,33
52,78	18,08	0,67	29,92	12,67	0,67
53,49	19,59	1,00	28,98	12,48	1,00
57,29	21,46	1,33	26,13	11,09	1,33
52,82	17,80	1,67	25,21	10,74	1,67
52,22	21,58	2,00	26,11	11,00	2,00
48,73	22,31	2,33	27,01	11,01	2,33
57,25	26,37	2,67	27,11	11,16	2,67
54,22	24,44	3,00	28,83	12,10	3,00
49,55	22,30	3,33	27,25	11,77	3,33
39,53	19,72	3,67	26,85	12,44	3,67
37,40	18,34	4,00	26,95	13,52	4,00
43,76	18,47	4,33	25,82	13,44	4,33
42,33	17,92	4,67	28,62	13,63	4,67
46,44	20,09	5,00	29,35	13,98	5,00
45,80	19,76	5,33	28,73	13,68	5,33
46,87	19,59	5,67	26,65	12,99	5,67
43,03	16,90	6,00	25,06	12,79	6,00
38,38	17,62	6,33	23,41	12,54	6,33
35,28	17,85	6,67	24,61	13,57	6,67
36,61	18,68	7,00	27,21	14,66	7,00
43,24	21,97	7,33	29,13	14,29	7,33
41,87	21,84	7,67	29,74	14,46	7,67
39,14	21,08	8,00	31,20	14,11	8,00
40,89	24,64	8,33	30,14	14,23	8,33
38,76	22,08	8,67	28,44	14,37	8,67
36,14	20,78	9,00	29,73	15,33	9,00
37,82	22,94	9,33	33,43	17,64	9,33
38,95	27,95	9,67	33,66	17,92	9,67

**Πίνακας 18: Αποτελέσματα Λογισμικού pile1d για  $\theta=100m$**

$\theta=100m$		
<b>Stiffness (Kn/m)</b>	<b>Strength (kN)</b>	<b>depth (m)</b>
28,29	5,63	0,00
55,39	11,58	0,33
54,22	12,18	0,67
52,88	12,77	1,00
53,46	13,62	1,33
53,38	13,98	1,67
52,44	13,53	2,00
52,22	14,55	2,33
51,21	15,07	2,67
50,31	15,26	3,00
51,14	15,27	3,33
50,46	15,38	3,67
51,03	16,17	4,00
51,29	17,49	4,33
52,88	18,58	4,67
52,57	18,61	5,00
52,77	19,00	5,33
52,10	18,41	5,67
52,29	18,37	6,00
53,02	18,27	6,33
55,32	18,91	6,67
56,55	19,75	7,00
55,44	19,33	7,33
54,20	19,33	7,67
56,20	20,17	8,00
61,04	22,32	8,33
63,02	23,50	8,67
63,42	23,30	9,00
66,02	23,90	9,33
68,93	24,36	9,67