

# Αποτελεσματικότητα των Πασσάλων στην Σταθεροποίηση Κατολισθήσεων: 3D Αριθμητική Διερεύνηση

## Piles Effectiveness for Slope Stabilization: 3D Numerical Investigation

ΚΟΥΡΚΟΥΛΗΣ, Ρ.Σ. Πολιτικός Μηχανικός, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής Ε.Μ.Π.  
ΓΕΛΑΓΩΤΗ, Φ.Μ. Πολιτικός Μηχανικός, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής Ε.Μ.Π.  
ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι.Χ. Πολιτικός Μηχανικός, Εργαστήριο Εδαφομηχανικής Ε.Μ.Π.  
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.Χ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

**ΠΕΡΙΛΗΨΗ:** Διερευνάται η επίδραση κρίσιμων παραγόντων στην διαστασεολόγηση πασσαλομάδας σταθεροποιήσεως κατολισθήσεων. Πραγματοποιούνται 3-διάστατες αριθμητικές αναλύσεις επαρκώς τεκμηριωμένου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψιν η μη-γραμμικότητα τόσο του πασσάλου όσο και του περιβάλλοντος τον πάσσαλο εδάφους. Αποδεικνύεται ότι η βέλτιστη διάταξη των πασσάλων σε όρους προσφερόμενης δύναμης σταθεροποίησης εξαρτάται από την μεταξύ τους απόσταση, το βάθος της κατολισθήσεως, καθώς και τις ιδιότητες του υποκειμένου εδάφους. Τα συμπεράσματα αξιοποιούνται στην σύνθεση αδιάστατων διαγραμμάτων Σχεδιασμού.

**ABSTRACT:** The study presents a parametric investigation of the factors controlling the effectiveness of slope stabilization piles. A 3D numerical model is utilized to perform parametric analyses of piles embedded in an unstable slope undergoing lateral soil movement. Pile diameter and spacing, depth of pile embedment, soil layering and stiffness are the key problem parameters. Dimensionless Design Charts are developed from the compilation of numerical results.

### 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η αναχαίτιση μιας επικείμενης ή επίφοβης κατολισθήσεως είναι θέμα ιδιαίτερου ενδιαφέροντος στην γεωτεχνική. Τα συνηθέστερα μέτρα αναχαίσεως αναφέρονται στην ενίσχυση της διεπιφάνειας. Μία απ' τις αποτελεσματικότερες μεθόδους της κατηγορίας αυτής θεωρείται η "ήλωση" της με χρήση πασσάλων. Η χρήση τους ως μέσου σταθεροποίησης έχει μελετηθεί μεταξύ άλλων από τους *Heyman 1965; De Beer and Walleys, 1970; Yamada et al, 1971; Antes and Kessler, 1971; De Beer et al, 1972; Tschobotarioff, 1973; Ito and Matsui 1975, Sommer 1977, Fukuoka 1977, D' Appolonia et al 1977, and Oakland and Chameaou, 1984; Poulos, 1995; Hassiotis et al, 1997; Chen and*

*Poulos, 1997; Poulos and Chen, 1997; Goh et al, 1997.*

Οι περισσότερες μέθοδοι ανάλυσης βασίζονται στην απόξευση της εδαφικής αστοχίας από την δράση των πασσάλων. Δεν λαμβάνουν δηλαδή υπόψιν την πιθανή διαφοροποίηση της επιφάνειας αστοχίας λόγω της ύπαρξης των πασσάλων. Ο πάσσαλος προσομοιώνεται ως ελαστική δοκός η οποία συνδέεται με το περιβάλλον έδαφος μέσω μη γραμμικών ελατηρίων επί των οποίων επιβάλλεται το προφίλ των μετακινήσεων του ολισθαίνοντος πρανούς.

Οι ημι-αναλυτικές αυτές μέθοδοι, παρά τα εν γένει μειονεκτήματά τους, που αφορούν κυρίως στην δυσκολία βαθμονόμησης των μη-γραμμικών ελατηρίων και στην αδυναμία προσομοίωσης φαινομένων αλληλεπίδρασης

μεταξύ των πασσάλων, αποτελούν μέχρι και σήμερα την πλέον διαδεδομένη λύση στην διαστασεολόγηση πασσάλων υποβαλλομένων σε παθητικές ωθήσεις.

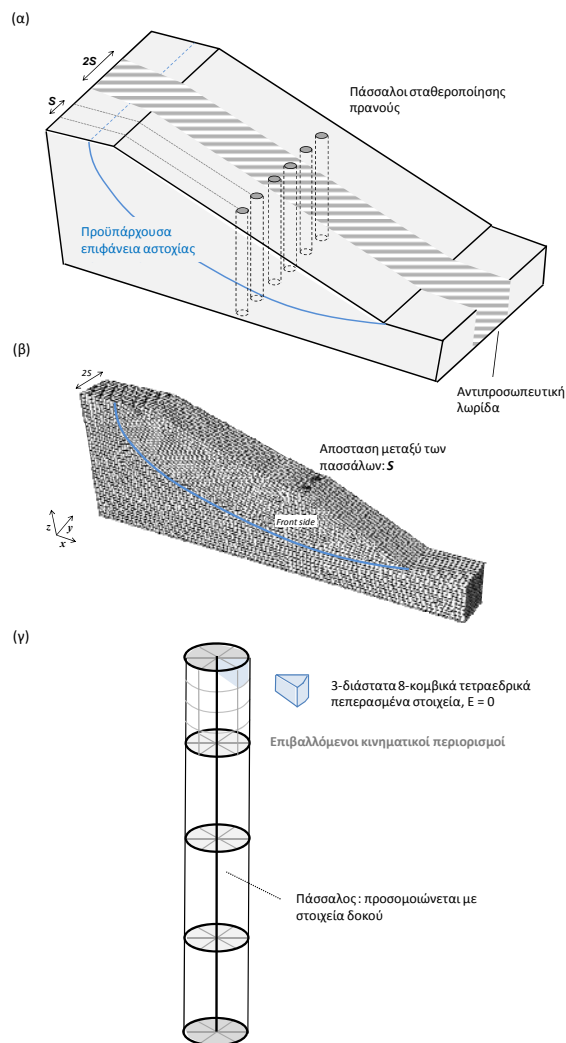
Προσφάτως, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων κερδίζει σημαντικό έδαφος στην μελέτη της συμπεριφοράς πασσάλων υποκειμένων σε οριζόντια εδαφική μετακίνηση. Μεταξύ των σημαντικών πλεονεκτημάτων της μεθόδου επισημαίνεται η δυνατότητα που παρέχεται στην προσομοίωση της συμπεριφοράς οποιουδήποτε εδαφικού υλικού, οποιασδήποτε στρωματογραφίας και γεωμετρίας διεπιφανειών. Επιπλέον, γίνεται δυνατή η προσομοίωση ιδιαίτερως σύνθετων φαινομένων όπως η τοξωτή λειτουργία πασσαλομάδας, η αλληλεπίδραση εδάφους-πασσάλου και πασσάλου-προς-πασσαλον, τα οποία δεν είναι δυνατόν να ληφθούν υπόψιν στις απλοποιημένες μεθόδους σχεδιασμού (Hassiotis et al, 1997; Cai and Ugai, 2000). Εντούτοις, η αξιόπιστη προσομοίωση τόσο σύνθετων συστημάτων απαιτεί εμπειρία στον χειρισμό της μεθόδου, εξελιγμένο λογισμικό και αρκετό υπολογιστικό χρόνο, παράγοντες οι οποίοι καθιστούν τη χρήση της μεθόδου μή δημοφιλή για τον μελετητή μηχανικό.

Στο άρθρο αυτό προτείνεται μία νέα βελτιωμένη μεθοδολογία σχεδιασμού, η οποία διατηρεί μεν την απλότητα των ημι-αναλυτικών μεθόδων, εκμεταλλευόμενη όμως τα πλεονεκτήματα της ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία

## 2. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Το γενικευμένο 3-διάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων το οποίο χρησιμοποιείται για τις αναλύσεις αυτής της ενότητας σκιαγραφείται στο Σχ. 1(α).

Το έδαφος προσομοιώνεται με ελαστοπλαστικά οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία με κριτήριο διαρροής Mohr Coulomb. Στην εγκάρσια διεύθυνση η διάσταση του προσομοιώματος είναι τέτοια ώστε να προσομοιώνεται μία τυπική λωρίδα του μελετώμενου πρανούς με δύο πασσάλους (επομένως, εάν η απόσταση μεταξύ των πασσάλων είναι  $s$  το πλάτος του μοντέλου θα είναι  $2s$ ) Σχ. 1(β).



Σχήμα 1. (α) Η γεωμετρία του υπό εξέταση προβλήματος (β) Τριδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα (γ) Προσομοίωση Πασσάλου  
Figure 1. (a) Geometry of the Problem studied (b) 3D Numerical Model (c) Pile Model

Ο πάσσαλος, αποτελείται από τριδιάστατα στοιχεία δοκού, καταλλήλων διαστάσεων και δυσκαμψίας. Τα στοιχεία δοκού περιβάλλονται από οκτακομβικά στοιχεία πρακτικώς μηδενικού μέτρου ελαστικότητας, οι κόμβοι των οποίων συνδέονται με τον κεντρικό κόμβο της δοκού μέσω κινηματικών περιορισμών, όπως δείχνει το Σχ. 1(γ). Η προσομοίωση αυτή είναι απαραίτητη προκειμένου να αναπαραχθεί, με ρεαλισμό, η επιρροή της τριδιάστατης γεωμετρίας του πασσάλου, η οποία καθορίζει φαινόμενα όπως η τοξωτή λειτουργία. Μελετήθηκαν τόσο ελαστικοί όσο και μη ελαστικοί πάσσαλοι. Στην τελευταία περίπτωση εισάγεται στον κώδικα η καμπύλη ροπής-καμπυλότητας του πασσάλου. Η τεκμηρίωση του αριθμητικού προσομοιώματος

πραγματοποιείται μέσω της σύγκρισης των αποτελεσμάτων με δημοσιευμένα πειραματικά αποτελέσματα στο εργαστήριο και στο πεδίο (Kourkoulis et al 2010).

### 3. ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΠΑΣΣΑΛΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΣΤΑΘΕΡΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΣ

#### 3.1 Γενικά

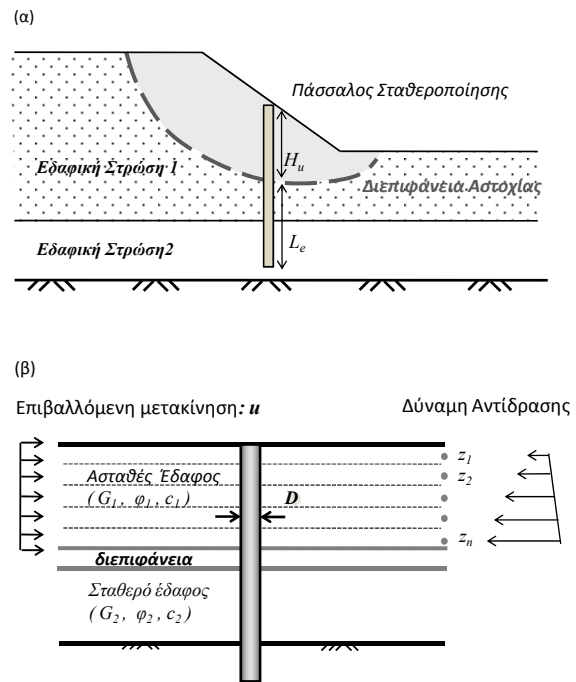
Η προτεινόμενη μέθοδος συμπληρώνει ουσιαστικώς την ευρέως χρησιμοποιούμενη μή-συζευγμένη μεθοδολογία σχεδιασμού, η οποία έχει προταθεί από τους Viggiani (1981) και Hull (1993), τροποποιήθηκε δε από τους Roulos (1973, 1995) και Lee et al (1995). Η μέθοδος θεωρεί ότι το ασταθές έδαφος ολισθαίνει επί της διεπιφάνειας η οποία υπέρκειται σταθερού εδάφους (Σχ. 2).

Ο πάσσαλος “ηλώνει” την διεπιφάνεια διερχόμενος διά του ασταθούς εδάφους και πακτώνεται στο σταθερό έδαφος. Η μεθοδολογία περιλαμβάνει 3 βασικά βήματα:

1. Υπολογισμό της επιπλέον διατμητικής δύναμης  $\Delta R$  ανά μονάδα πλάτους του πρανούς η οποία απαιτείται για την αύξηση του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς
2. Υπολογισμό της μέγιστης διατμητικής δύναμης η οποία είναι δυνατόν να προσφερθεί από τον κάθε πάσσαλο ο οποίος υποβάλλεται στην οριζόντια ολίσθηση του εδάφους.
3. Επιλογή του είδους και του αριθμού των πασσάλων καθώς και της θέσης τους κατά μήκος του πρανούς.

Για τον υπολογισμό της δύναμης  $\Delta R$  (Βήμα 1), αρκεί μια διδιάστατη ανάλυση ισορροπίας του πρανούς (Σχ. 2(α)) με χρήση μιάς από τις διαθέσιμες μεθόδους (π.χ. *Bishop (1955), Fellenius (1936), Sarma (2006)*). Ως προς την επιλογή της θέσης των πασσάλων κατά μήκος του πρανούς (Βήμα 3), διάφοροι ερευνητές έχουν καταλήξει στο συμπέρασμα ότι η βέλτιστη τοποθέτηση των πασσάλων (στην περίπτωση που το υποκείμενο έδαφος έχει σαφώς μεγαλύτερη αντοχή από το κατολισθαίνον) είναι στο μέσο περίπου του πρανούς (Liang et al 2009). Στην παρούσα έρευνα προτείνεται η τοποθέτηση των πασσάλων στο μέσον του πρανούς, με και επανέλεγχος της ευστάθειας του τμήματος του πρανούς κατόπιν των πασσάλων. Εφόσον η ευστάθεια του τμήματος δεν ικανοποιείται,

απαιτείται η τοποθέτηση και δεύτερης σειράς πασσάλων, επανάληψη της διαδικασίας κ.ο.κ. Ο υπολογισμός της μέγιστης αντίδρασης η οποία μπορεί να προσφερθεί από τους πασσάλους ανά μονάδα πλάτους πρανούς, αποτελεί τον κύριο όγκο της διερεύνησης που περιγράφεται εκτενέστερα στις επόμενες παραγράφους.



Σχήμα 2. (α) Γεωμετρία πρανούς επιρρεπούς σε κατολίσθηση επί προϋπάρχουσας διεπιφάνειας και (β) Σχηματική απεικόνιση του προσομοιώματος υπολογισμού της Δύναμης Αντίδρασης Πασσάλου σε επιβαλλόμενη εδαφική μετακίνηση

Figure 2. (a) Geometry of a slope prone to failure (b) 2D visualization of the model proposed to calculate the reaction force of a pile subjected to lateral soil displacement

Στόχος είναι η παραγωγή διαγραμμάτων σχεδιασμού τα οποία θα είναι αποτέλεσμα 3-διάστατων μή γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων. Για τον σκοπόν αυτόν, έχουν πραγματοποιηθεί αναλύσεις για διάφορες τιμές του βάθους της κατολίσθησης, του μήκους έμπηξης των πασσάλων στο σταθερό εδαφικό στρώμα και της απόστασης των πασσάλων, για διάφορες ιδιότητες τόσο του σταθερού όσο και του ασταθούς εδαφικού στρώματος. Όπως αναφέρθηκε στα προηγούμενα, η τριδιάστατη αριθμητική προσομοίωση αποτελεί ένα ιδιαίτερος ικανοποιητικό εργαλείο για την

μελέτη της συμπεριφοράς οριζοντίως φορτιζόμενων πασσάλων.

Ωστόσο, η προσομοίωση της τριδιάστατης γεωμετρίας του πρανούς αποτελεί μια υπολογιστικώς επίπονη διαδικασία, η οποία δεν είναι εντελώς απαραίτητη δεδομένου ότι η επίδραση της γεωμετρίας του πρανούς έχει ήδη συμπεριληφθεί στο πρώτο βήμα της ανάλυσης, στον υπολογισμό δηλαδή του διατιθεμένου συντελεστή ασφαλείας και της απαιτούμενης δύναμης σταθεροποιήσεως. Ζητούμενο των τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων είναι ο υπολογισμός της οριακής δύναμης την οποία δύναται να προσφέρει πάσσαλος συγκεκριμένων χαρακτηριστικών, ο οποίος ηλώνει δεδομένο εδαφικό προφίλ.

Για τον σκοπό αυτόν χρησιμοποιείται ένα νέο απλοποιημένο προσομοίωμα, το οποίο απεικονίζεται στο Σχ. 3. Τα πλευρικά όρια του προσομοιώματος, στην διεύθυνση της κατολίθησης, τοποθετούνται σε αποστάσεις  $5D$  (όπου  $D$  η διάμετρος του πασσάλου) ανάντη και κατόντη του πασσάλου, ενώ στην εγκάρσια διεύθυνση του πρανούς η διάσταση του προσομοιώματος είναι τέτοια ώστε να προσομοιώνεται μία τυπική λωρίδα πλάτους  $2S$  (όπου  $S$  η απόσταση μεταξύ των πασσάλων). Το προσομοίωμα αυτό παρέχει την δυνατότητα πολλαπλών αναλύσεων, μεταβάλλοντας μόνον τις ιδιότητες των διαφόρων εδαφικών στρωμάτων και όχι την συνολική γεωμετρία. Η μεταβολή της τελευταίας απαιτείται μόνον εφόσον μελετάται διαφορετική απόσταση πασσάλων.

Για την εκτέλεση των παραμετρικών αναλύσεων η εδαφική μετακίνηση επιβάλλεται στο όριο του προσομοιώματος. Η εν λόγω μεθοδολογία έχει τεκμηριωθεί από τους *Kourkoulis et al, 2010*.

### 3.2 Οριακό Φορτίο Πασσάλου

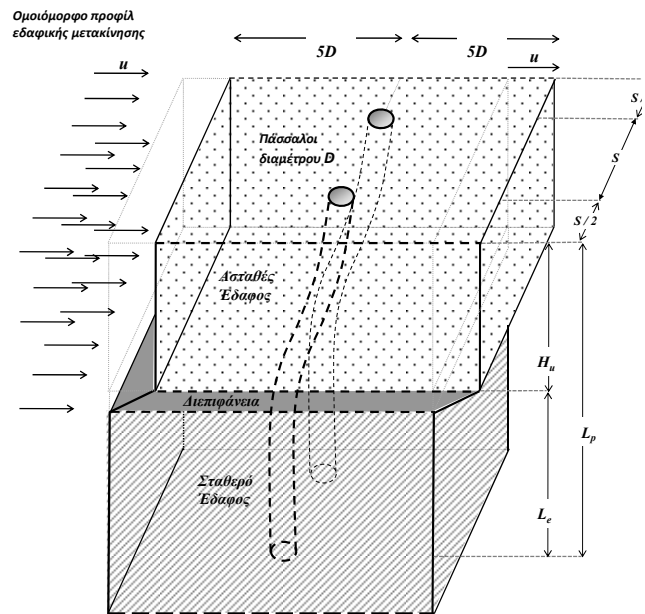
Στο Σχ. 4 απεικονίζεται ο μηχανισμός αναπτύξεως της δύναμης αντιστάσεως του πασσάλου: το ασταθές εδαφικό στρώμα υπόκειται σε μετακίνηση  $u_s$  ενώ ο πάσσαλος λόγω της δυσκαμψίας του μετακινείται κατά  $u_p$ , όπου  $u_p < u_s$ . Μπορεί επομένως να θεωρηθεί ότι ο πάσσαλος μετακινείται σχετικώς ως προς το έδαφος κατά  $u_s - u_p$ , αναπτύσσοντας παθητική αντίσταση. Για τον λόγο αυτόν, οι πάσσαλοι αυτοί αντιμετωπίζονται ως παθητικοί πάσσαλοι, το οριακό φορτίο των οποίων υπολογίζεται ως

$$P_u = a K_p \sigma'_{vo} \quad (1)$$

για την περίπτωση αμμωδών υλικών και

$$P_u = N_p S_u \quad (2)$$

για την περίπτωση αργίλων υπό αστράγγιστες συνθήκες.



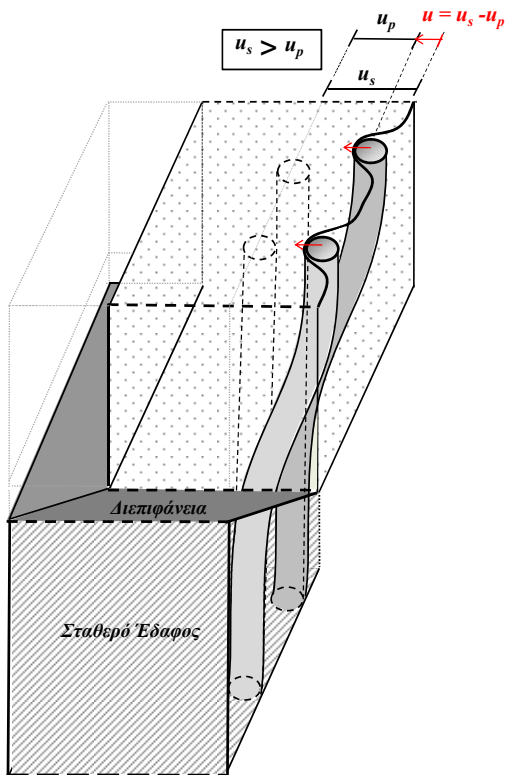
Σχημα 3. Σκαριφηματική απεικόνιση του προσομοιώματος υπολογισμού της Δύναμης Αντίδρασης Πασσάλου σε επιβαλλόμενη εδαφική Μετακίνηση

Figure 3. Sketch of the model used for the calculation of the reaction force of a pile subjected to lateral soil displacement

### 4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διάφορα ύψη κατολισθαίνουσας εδαφικής μάζας και τύπους εδαφικού υλικού, μελετώντας την επιρροή των παρακάτω παραμέτρων:

- (α) Απόσταση μεταξύ των Πασσάλων
- (β) Ανομοιογένεια του εδαφικού υλικού
- (γ) Μη γραμμικότητα του Πασσάλου
- (δ) Αντοχή Σταθερού Εδαφικού Στρώματος
- (ε) Μήκος Εμπήξεως Πασσάλου στο Σταθερό Έδαφος

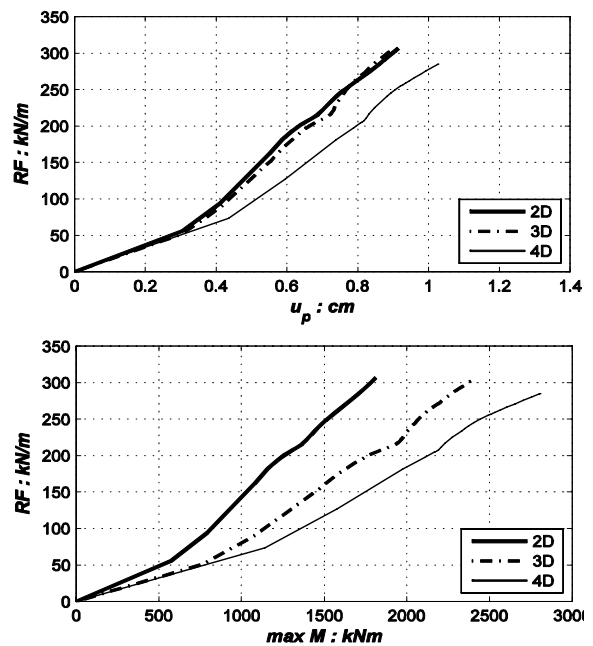
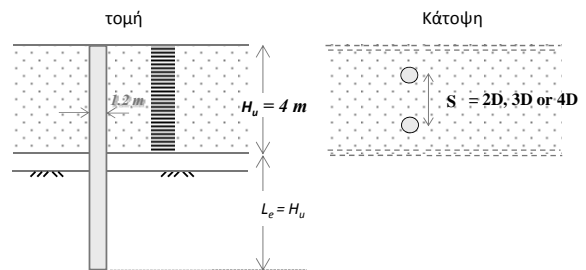


Σχήμα 4. Σκαριφηματική αναπαράσταση του μηχανισμού αναπτύξεως της δύναμης αντιστάσεως του πασσάλου  
 Figure 4. Mechanism of Pile Reaction Force Development

Ενδεικτικά αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στα Σχήματα 5 – 7 υπό μορφήν διαγραμμάτων “RF- $u_p$ ” και “RF-maxM”, όπου RF είναι η δύναμη αντιδράσεως ανά μονάδα μήκους του πασσάλου,  $u_p$  η μετακίνηση της κεφαλής του πασσάλου και maxM η μέγιστη αναπτυσσόμενη ροπή στον πασσάλου.

(α) Στο Σχήμα 5 παρουσιάζεται η περίπτωση ρηχής κατολίσθησης όπου το ύψος του ασταθούς εδάφους είναι  $H_u = 4m$  και στο Σχήμα 6 η περίπτωση σχετικώς βαθιάς κατολίσθησης με  $H_u = 8m$ . Όπως αναμενόταν, όσο η μεταξύ των πασσάλων απόσταση  $S$  αυξάνει η αποδοτικότητα του μεμονωμένου πασσάλου αυξάνει, ενώ η προσφερόμενη δύναμη ανά μονάδα πλάτους μειώνεται. Έτσι η θεωρητική τιμή της οριακής δύναμης αντιστάσεως του πασσάλου, όπως περιγράφεται από τις (1) και (2) προσεγγίζεται στην περίπτωση των πλέον απομακρυσμένων πασσάλων ( $S > 5D$ ). Η τοξωτή λειτουργία των πασσάλων είναι τόσο εντονότερη όσο η μεταξύ

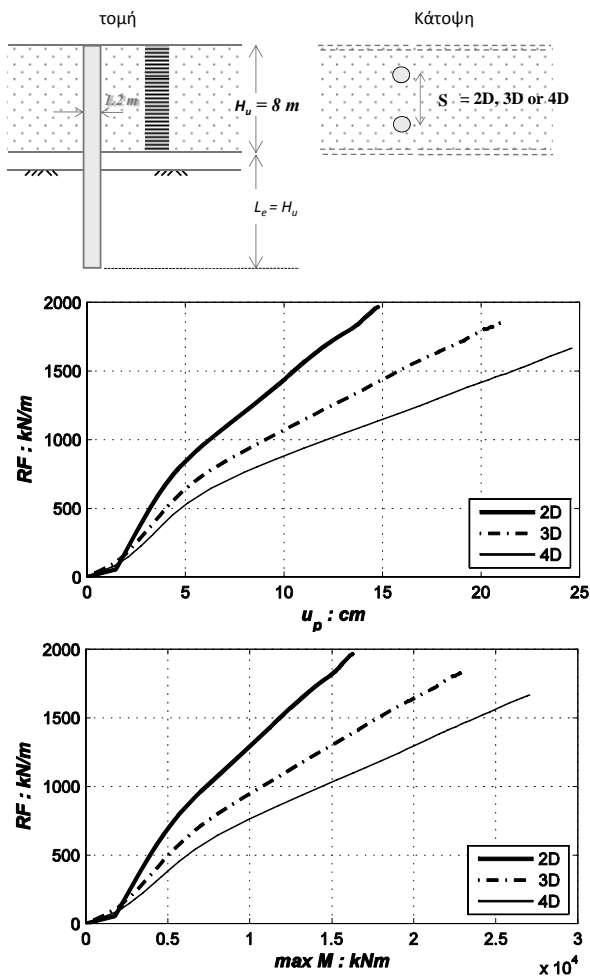
τους απόσταση μικραίνει, ενώ παύει να αναπτύσσεται για αποστάσεις  $S > 5D$ . Η δυσκαμψία του συστήματος πασσάλου εδάφους είναι συνάρτηση τόσο της απόστασης μεταξύ των πασσάλων όσο και του ύψους του ασταθούς υλικού στην συγκεκριμένη θέση. Έτσι, ενώ στην περίπτωση της ρηχής κατολίσθησης  $H_u = 4m$  (Σχ. 5), η συμπεριφορά όλων των διατάξεων είναι παρόμοια και ανεξάρτητη της αποστάσεως των πασσάλων, στην περίπτωση της βαθιάς κατολίσθησης ύψους  $H_u = 8m$  (Σχ. 6), οι διαφοροποιήσεις στην συμπεριφορά των πασσαλομάδων μεταξύ των διαφορετικών διατάξεων είναι εμφανείς.



Σχήμα 5. Διαγράμματα “RF- $u_p$ ” και “RF-maxM” για διάφορες τιμές της απόστασης μεταξύ των πασσάλων  $S$ , για ρηχή κατολίσθηση  $H_u = 4m$   
 Figure 5. Pile Reaction Force vs Pile Head Deflection and Pile Force vs maximum bending moment for the case of shallow ( $H_u=4m$ ) landslide

Στην περίπτωση βαθιάς κατολίσθησης, το σύστημα είναι αρκετά πιο εύκαμπτο, με αποτέλεσμα να απαιτείται μεγαλύτερη

παραμόρφωση του πασσάλου προκειμένου να επιτευχθεί η ίδια τιμή της RF. Σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα αναφέρονται σε ελαστικούς πασσάλους διαμέτρου  $D = 1.2\text{m}$ . Στην περίπτωση μη γραμμικού πασσάλου, η μέγιστη ροπή αντοχής του είναι  $M_{ult} = 7.2\text{ MNm}$ . Αξίζει επομένως να τονιστεί ότι παρότι φαινομενικά η μέγιστη τιμή της δύναμης αντιστάσεως είναι όμοια για κάθε βάθος κατολίσθησης ανεξάρτητα από την απόσταση των πασσάλων, εντούτοις ρεαλιστικές τιμές της RF είναι μόνον εκείνες οι οποίες επιτυγχάνονται για αποδεκτή τιμή της καμπτικής ροπής.

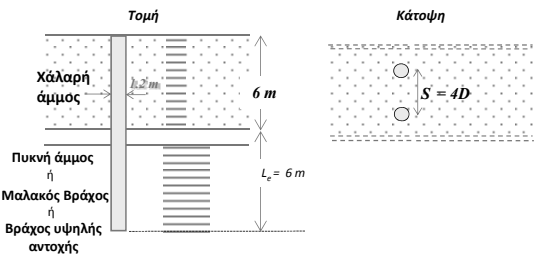


Σχήμα 6. Διαγράμματα “RF- $u_p$ ” και “RF-maxM” για διάφορες τιμές της απόστασης μεταξύ των πασσάλων  $S$ , για βαθιά κατολίσθηση  $H_u = 8\text{m}$ .

Figure 6. Pile Reaction Force vs Pile Head Deflection and Pile Force vs maximum bending moment for the case of deep ( $H_u=8\text{m}$ ) landslide

(β) Για τις εξετασθείσες περιπτώσεις η ανομοιογένεια του μέτρου ελαστικότητας

επηρεάζει μόνον αμυδρά στην περίπτωση της ρηχής κατολίσθησης με  $H_u = 4\text{ m}$  κατά την οποία οι μετακινήσεις είναι πολύ μικρές. Στις υπόλοιπες περιπτώσεις, δεν προκύπτουν διαφορές στα αποτελέσματα.



Σχήμα 7. Διαγράμματα Δύναμης Αντιδράσεως (RF) – μετακίνησης κορυφής πασσάλου ( $u_p$ ) και RF- μέγιστης καμπτικής ροπής για διαφορετικές τιμές της αντοχής του σταθερού εδαφικού στρώματος στην περίπτωση κατολίσθησης μέσου βάθους  $H_u = 6\text{m}$

Figure 7. Pile Reaction Force vs Pile Head Deflection and Pile Force vs maximum bending moment for the case of a medium depth ( $H_u=6\text{m}$ ) landslide

(γ) Οι διαφορές ανάμεσα σε γραμμικό και μή-γραμμικό πάσσαλο γίνονται ιδιαίτερα εμφανείς στην περίπτωση εύκαμπτων συστημάτων πασσάλου-εδάφους, ήτοι σε περιπτώσεις κατολισθήσεων μεγάλου ύψους ή σε περίπτωση αραιής διάταξης πασσάλων. Στην περίπτωση της ρηχής κατολίσθησης ( $H_u = 4\text{m}$ ), η συμπεριφορά του πασσάλου είναι πρακτικώς ελαστική: άρα οι διαφορές ανάμεσα στους δύο τύπους πασσάλων είναι ασήμαντες. Αντιθέτως όσο το βάθος του ασταθούς εδάφους αυξάνει οι διαφορές στην απόκριση μεγεθύνονται. Όσο ο πάσσαλος παραμένει στην ελαστική του περιοχή η απόκριση των δύο συστημάτων

είναι παρόμοια. Την στιγμή που η αναπτυσσόμενη καμπτική ροπή λαμβάνει την οριακή της τιμή, ο μή-γραμμικός πάσσαλος παύει να αναπτύσσει επιπλέον αντίσταση (μηδενικός ρυθμός αύξησης της προσφερόμενης δύναμης με τη μετακίνηση του πασσάλου).

(δ) Όπως φαίνεται στο Σχ. 7, η αντοχή του σταθερού εδαφικού στρώματος καθορίζει εάν και κατά πόσον επιτυγχάνονται οι συνθήκες πάκτωσης του πασσάλου κάτω από την διεπιφάνεια ολίσθησης. Όπως αναμένεται η ανάλυση αποκαλύπτει ότι το πολύ μαλακό έδαφος δεν παρέχει επαρκείς συνθήκες πάκτωσης και επομένως για την ίδια τιμή της αναπτυσσόμενης δύναμης αντίστασης του πασσάλου απαιτείται μεγαλύτερη παραμόρφωση του πασσάλου, που ενδεχομένως να είναι και απογορευτική για το έργο (Σχ 7α).

(ε) Το απαιτούμενο μήκος έμπηξης του πασσάλου το οποίο θα εξασφαλίζει συνθήκες πλήρους πάκτωσης διερευνήθηκε παραμετρικώς. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης, το απαιτούμενο μήκος έμπηξης του πασσάλου αυξάνει όσο η αντοχή του σταθερού εδάφους μειώνεται. Ανεπαρκές μήκος αγκυρώσεως οδηγεί σε στροφή του πασσάλου ως στερεού σώματος (Σχ. 8).

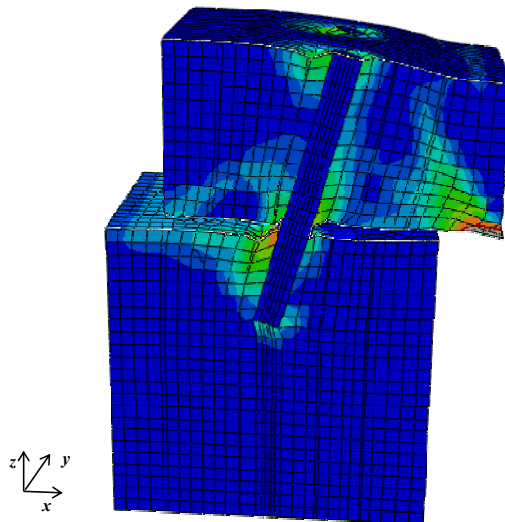
Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκαν για την παραγωγή αδιάστατων διαγραμμάτων (Σχ. 9) για την περίπτωση ελαστικών πασσάλων επαρκώς αγκυρωμένων στο σταθερό έδαφος.

## 5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Ως προς την σταθεροποίηση πρανών σε περιπτώσεις προϋπάρχουσας ασθενούς διεπιφάνειας εντός της μάζας του, προτείνεται μια απλοποιημένη *μή συζευγμένη* μέθοδος σχεδιασμού πασσάλων-ηλώσεων, κατά την οποία η οριακή δύναμη αντιστάσεως που μπορεί να προσφερθεί από τους πασσάλους υπολογίζεται με χρήση διαγραμμάτων. Τα τελευταία είναι αποτέλεσμα μή γραμμικών τριδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στις οποίες έχουν ληφθεί υπόψιν τα κυριότερα πολύπλοκα φαινόμενα αλληλεπιδράσεως των πασσάλων μεταξύ τους και με το περιβάλλον έδαφος.

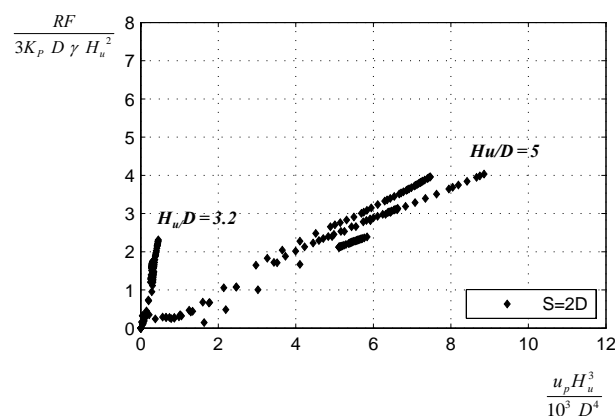
Η παραμετρική διερεύνηση της συμπεριφοράς των πασσάλων σταθεροποίησε κατέδειξε ότι η προσφερόμενη δύναμη αντίστασης αυξάνει όσο οι πάσσαλοι είναι πυκνότεροι. Η ευκαμψία του συστήματος πασσάλου εδάφους

αυξάνει όσο το ύψος του ασταθούς εδαφικού στρώματος ή η απόσταση μεταξύ των πασσάλων αυξάνει. Τέλος, η αντοχή του υποκειμένου της διεπιφάνειας ολίσθησης στρώματος καθορίζει τις συνθήκες πάκτωσης του πασσάλου καθώς και το απαιτούμενο μήκος έμπηξής του.



Σχήμα 8. Στιγμιότυπο της αριθμητικής ανάλυσης δύσκαμπτου πασσάλου ανεπαρκώς αγκυρωμένου εντός εδάφους υποκειμένου σε επιβαλλόμενη εδαφική μετακίνηση.

Figure 8. Numerical Analysis Snapshot of a pile insufficiently embedded in the stable soil



Σχήμα 9. Αδιάστατοποιημένα διαγράμματα Δύναμης Αντίδρασης-Μετακίνησης Πασσάλου  
Figure 9. Dimensionless Design Charts: Pile Reaction Force vs Pile head Deflection

## 5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ambraseys, N. & Menu, J. (1988), Earthquake - Induced Ground Displacements of slopes,

- Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16: 985 - 1006.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5, No. 1, 7±17.
- Cai F, Ugai K. (2000) Numerical analysis of the stability of a slope reinforced with piles. *Soils and Foundation*, Japanese Geotechnical Society;40(1):73–84.
- Chandler, R. J. (1984a). Recent European experience of landslides in over-consolidated clays and soft rocks. *Proc. 4th Int. Conf. Landslides*, Toronto 1, 61±81.
- Chandler, R. J. (1984b). Delayed failure and observed strengths of first-time slides in stiff clays: a review. *Proc. 4th Int. Conf. Landslides*, Toronto 2, 19±25.
- Chen LT, Poulos HG, Hull TS. (1997) Piles subjected to lateral soil movements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE ;123(9):802–11.
- D'Appolonia E., Alperstein R. and D'Appolonia D.J. (1997)."Behaviour of colluvial slope." *J. Soil. Mech. And Found. Div.*, ASCE, 93, 447-473
- De Beer EE, Wallays M. (1972) Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil round the piles. *Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* ; 1: 325–32.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Proc. 2<sup>nd</sup> Congr. large dams*, Washington DC 4.
- Fukuoka, M. (1977). "The effects of horizontal loads on piles due to landslides", *Proc. 10<sup>th</sup> Spec. Session, 9<sup>th</sup> Int. Conf. on SMFE*, Tokyo, pp. 27-42
- Goh ATC, The CI, Wong KS. (1997) Analysis of piles subjected to embankment induced lateral soil movements. *JGGE*, ASCE;123(4): 312–23.
- Hassiotis S, Chameau JL, Gunaratne M. (1997) Design method for stabilization of slopes with piles. *JGGE*, ASCE;123(4):314–23.
- Heyman L. and Boersma L. (1961). "Bending moment in piles due to lateral earth pressure" *Proc., 5th ICSMFE*, Paris, Vo2, pp. 425-429
- Hull TS (1993) Analysis of the stability of slopes with piles. *11th Southeast Asian Geotechnical Conference*, May, Singapore, 639-643
- Ito, T. and Matsui, T. (1975). "Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles." *Soils and Foundations*, Vol. 15, No. 4, pp. 43-60.
- Kourkoulis R., Gelagoti, F., Anastasopoulos, I., Gazetas, G., (2010). "Hybrid Method for Analysis and Design of Slope Stabilizing Piles." Accepted for Publication, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE,
- Lee, C.Y., Poulos, H.G. and Hull, T.S. (1991). "Effect of seafloor instability on offshore pile foundations." *Canadian Geotechnical Journal*, 28, pp. 729-737.
- Liang R., Yamin, R., (2009) "Three-dimensional finite element study of arching behavior in slope/drilled shafts system" *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech*
- Oakland MW, Chameau JLA. (1984) Finite-element analysis of drilled piers used for slope stabilization. Laterally Loaded Foundation, *American Society for Testing and Materials*:182–93.
- Poulos HG. (1995) Design of reinforcing piles to increase slope stability. *Canadian Geotechnical Journal* ;32:808–18.
- Poulos HG. (1995) Design of Slope Stabilizing Piles. *Canadian Geotechnical Journal*; 32:808–18.
- Poulos, H.G. (1973). "Analysis of piles in soil undergoing lateral movement." *JSMFD*, ASCE, Vol. 99, SM5, pp. 391-406.
- Sarma, S.K. & Tan, D. 2006. Determination of Critical Slip Surface in Slope Stability Analysis. *Geotechnique*, 56, No. 8, 539-550
- Somner, H. (1977). "Creeping slope in a stiff clay." *Proc. 10th Spec. Session, 9th Int. Conf. Soil Mechs. and Fndn. Eug.*, Tokyo, pp. 113-118.
- Tschebotarioff GP.(1973)" Lateral pressure of clayey soils on structures" *Proc, 8th ICSMFE Specialty Session 5*, Moscow ;4(3):227–80.
- Viggiani, C. (1981). "Ultimate lateral load on piles used to stabilize landslides." *Proc. 10th. Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Vol. 3, pp. 555:560.