



Διπλωματική Εργασία

Φοιτητής: Αθανάσιος Μπουζιάκας

Τίτλος:

Παραμετρική διερεύνηση
φέρουσας ικανότητας
πασσάλων εδραζόμενων σε
αμμώδη και αργιλικά υλικά

Εξεταστική επιτροπή:

Ζαχαρίας Αγιουτάντης, Καθηγητής (Επιβλέπων)

Γιώργος Εξαδάκτυλος, Καθηγητής

Εμμανουήλ Στειακάκης, Λέκτορας

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία ασχολείται με την μελέτη των βαθιών θεμελιώσεων. Περιγράφονται τα διάφορα είδη πασσάλων που χρησιμοποιούνται στην περίπτωση των βαθιών θεμελιώσεων, οι διάφοροι μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων, οι τρόποι υπολογισμού των καθιζήσεων και οι συντελεστές ασφάλειας. Απώτερος σκοπός αυτής της διπλωματικής είναι, με την βοήθεια παραμετρικής ανάλυσης, να δημιουργηθούν νομογράμματα που να συσχετίζουν την φέρουσα ικανότητα ενός πασσάλου με το ποσοστό του εδάφους σε άμμο και άργιλο.

Πρόλογος

Για την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα καθηγητή κ. Ζαχαρία Αγιουτάντη για την άριστη συνεργασία μας, την βοήθεια και για τον χρόνο που αφιέρωσε. Τους καθηγητές κ. Γιώργο Εξαδάκτυλο και κ. Εμμανουήλ Στειακάκη για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή και την αξιολόγηση της διπλωματικής μου εργασίας. Επίσης τον κ. Χρύσανθο Στειακάκη για τη βοήθεια του στην ερμηνεία των αποτελεσμάτων και την καθοδήγηση του. Τέλος θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου και τους φίλους μου για την υποστήριξη και την συντροφιά τους αυτά τα έξι υπέροχα χρόνια στα Χανιά.

Περιεχόμενα

1 Εισαγωγή.....	6
2 Βαθιές Θεμελιώσεις.....	8
2.1 Εισαγωγή.....	8
2.2 Είδη πασσάλων	8
2.2.1 Είδη πασσάλων ανάλογα με το υλικό τους	8
2.2.2 Είδη πασσάλων ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους	11
2.3 Επιλογή του τύπου των πασσάλων	14
3 Εκτίμηση οριακού κατακόρυφου φορτίου πασσάλων.....	16
3.1 Οριακό φορτίο – Φέρουσα ικανότητα πασσάλου.....	16
3.2 Μέθοδοι βασιζόμενες σε στατικούς τύπους.....	17
3.2.1 Οριακό φορτίο αιχμής πασσάλου	17
3.2.2 Οριακό φορτίο λόγω πλευρικών τριβών	25
3.3 Ημιεμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα από επί τόπου δοκιμές.....	29
3.3.1 Γενικές αρχές.....	29
3.3.2 Δοκιμή πενетроμέτρησης - CPT	30
3.3.3 Πρότυπη δοκιμή διείσδυσης - SPT.....	32
3.4 Δυναμικές μέθοδοι	36
4 Καθιζήσεις μεμονωμένων πασσάλων.....	39
4.1 Εισαγωγή.....	39
4.2 Υπολογισμός καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου	39
5 Συντελεστές ασφάλειας – Ευρωκώδικας EC-7.....	42
5.1 Συντελεστές ασφάλειας	42
5.1.1 Η έννοια του συντελεστή ασφάλειας	42
5.1.2 Ενδεικτικές περιπτώσεις προτεινόμενων συντελεστών ασφάλειας	42
5.2 Ευρωκώδικας EC-7	44
5.2.1 Γενικές αρχές του Ευρωκώδικα EC-7	44
5.2.2 Σχεδιασμός θεμελιώσεων με πασσάλους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα.....	48
6 Παραμετρική ανάλυση.....	51
6.1 Εισαγωγή.....	51
6.2 Στρώμα αργίλου σε διάφορα βάθη	52
6.3 Στρώμα άμμου σε διάφορα βάθη	55
6.4 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο πάνω μέρος	58

6.5 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο κάτω μέρος	61
6.6 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο κέντρο	64
6.7 Άργιλος με δύο στρώματα άμμου στα άκρα	67
7 Συμπεράσματα.....	70
Βιβλιογραφία	72

1 Εισαγωγή

Τα γεωτεχνικά προβλήματα που μπορεί να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός κατά τη διάρκεια μελέτης και κατασκευής ενός έργου είναι πολυάριθμα. Η συγκεκριμένη πτυχιακή ασχολείται με ένα από αυτά τα προβλήματα, τις βαθιές θεμελιώσεις. Δίνει μία συνολική εικόνα για τις βαθιές θεμελιώσεις καλύπτοντας όλους τους τομείς: είδη βαθιών θεμελιώσεων, φέρουσα ικανότητα, καθιζήσεις, συντελεστές ασφάλειας. Στόχος αυτής της μελέτης είναι να δώσει στους μηχανικούς ένα εργαλείο για τον αρχικό υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας των πασσάλων. Η ιδέα ήταν να εξεταστεί αν μπορούν να δημιουργηθούν νομογράμματα που συνδυάζουν την γεωλογία και την στρωματογραφία του εδάφους με την φέρουσα ικανότητα του πασσάλου, ιδέα που επετεύχθη. Έτσι ο μηχανικός δεν θα χρειάζεται να υπολογίζει την φέρουσα ικανότητα αλλά χρησιμοποιώντας δεδομένα για το έδαφος και τις διαστάσεις του πασσάλου θα παίρνει τα αποτελέσματα που θέλει.

Στο κεφάλαιο 2, περιγράφεται τι ορίζεται ως βαθιά θεμελίωση, ο διαχωρισμός των πασσάλων ανάλογα με το υλικό τους και τον τρόπο κατασκευής τους και τα κριτήρια για την επιλογή του κατάλληλου τύπου πασσάλου.

Στο κεφάλαιο 3, αναλύεται η φέρουσα ικανότητα πασσάλου και οι διάφοροι μέθοδοι για τον υπολογισμό της. Παρουσιάζονται μέθοδοι βασισμένοι σε στατικούς τύπους ανάλογα με τον ερευνητή που τις παρουσίασε, μέθοδοι βασισμένοι σε αποτελέσματα από επί τόπου δοκιμές και δυναμικές μέθοδοι. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στις μεθόδους βάση στατικών τύπων που χρησιμοποιούνται και στην παραμετρική ανάλυση του κεφαλαίου 6.

Στο κεφάλαιο 4, περιγράφονται οι καθιζήσεις που αναμένονται σε κάθε θεμελίωση, οι λόγοι που συμβαίνουν και κάποιοι μέθοδοι υπολογισμού.

Στο κεφάλαιο 5, αναφέρονται οι διάφοροι συντελεστές ασφάλειας που υπάρχουν για τους πασσάλους καθώς και τι αναφέρεται από τον Ευρωκώδικα EC-7 για αυτούς.

Στο κεφάλαιο 6, δίνεται η παραμετρική ανάλυση, η μέθοδος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας που χρησιμοποιείται και δεδομένα για τον πάσσαλο και το έδαφος που τον περιβάλλει. Υπολογίζεται το οριακό φορτίο για εμπεγνυόμενους και έγχυτους πασσάλους για διάφορες γεωλογίες του εδάφους καθώς και σε διαφορετικές στρωματογραφίες. Επίσης δίνονται πίνακες που παρουσιάζουν αναλυτικά στοιχεία για την φέρουσα ικανότητα καθώς και γραφήματα που συσχετίζουν την ολική φέρουσα ικανότητα, την φέρουσα ικανότητα αμμώδη και αργιλικών εδαφών με το ποσοστό της άμμου.

Στο κεφάλαιο 7, αναλύονται και ερμηνεύονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την παραμετρική ανάλυση και δίνονται τα τελικά νομογράμματα που είναι και ο σκοπός αυτής της διπλωματικής

2 Βαθιές Θεμελιώσεις

2.1 Εισαγωγή

Ως βαθιά θεμελίωση μπορεί να εννοηθεί οποιαδήποτε θεμελίωση για την οποία δεν υπάρχουν προϋποθέσεις για να χαρακτηριστούν ως επιφανειακές θεμελιώσεις (Κωστόπουλος, 2003). Επομένως βαθιά θεμελίωση είναι κάθε δομοστατικό στοιχείο, συνήθως επίμηκες, του οποίου ο ρόλος είναι να μεταφέρει σε κατώτερα εδαφικά στρώματα τα φορτία που εφαρμόζονται στην στέψη του. Τα στοιχεία βαθιάς θεμελίωσης συνήθως εφαρμόζονται για την ελαχιστοποίηση των καθιζήσεων των κατασκευών σε μέτρια – μαλακά εδάφη και για την ελαχιστοποίηση των οριζόντιων μετακινήσεων, σε περίπτωση σεισμικής δόνησης ή εφαρμογής οριζόντιων φορτίσεων. Οι συνήθεις μορφές βαθιών θεμελιώσεων είναι οι πάσσαλοι, τα φρέατα και τα καταδυόμενα κιβώτια.

2.2 Είδη πασσάλων

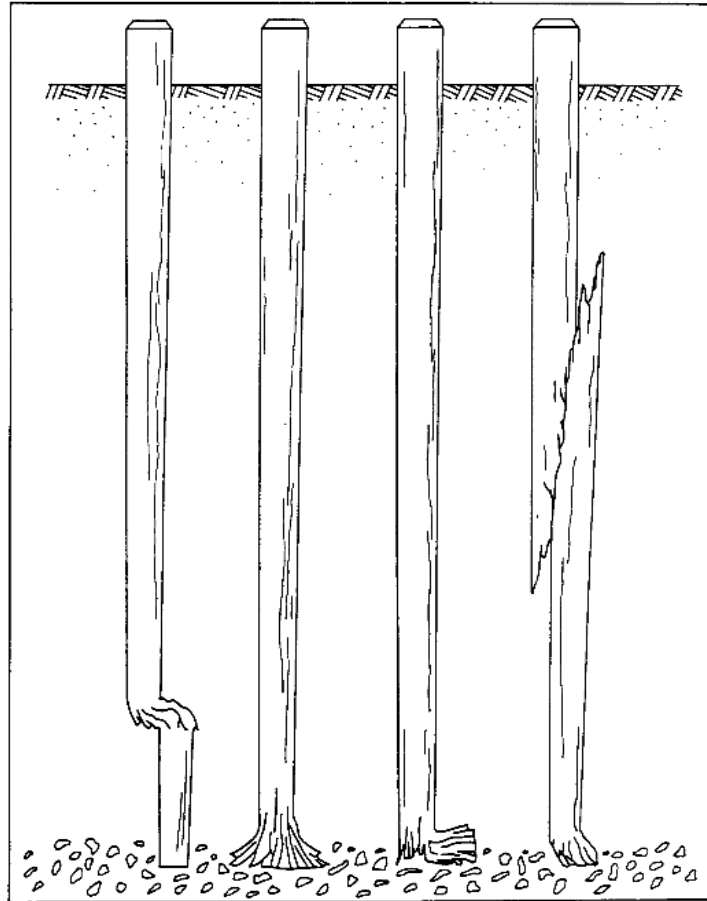
Οι πάσσαλοι μπορούν να ταξινομηθούν (Murthy, 2003) ως μεγάλου ή μικρού μήκους πάσσαλοι ανάλογα με τον λόγο L/D (όπου L = μήκος πασσάλου και D = διάμετρος πασσάλου). Οι μικρού μήκους πάσσαλοι συμπεριφέρονται σαν άκαμπτα σώματα και περιστρέφονται σαν ένα σώμα όταν υπάρχουν πλευρικά φορτία. Στην περίπτωση πασσάλων μεγάλου μήκους, το μήκος του πασσάλου πέρα από κάποιο βάθος δεν παίζει σημαντικό ρόλο όταν υπάρχει πλευρική φόρτιση, αλλά σε περιπτώσεις κατακόρυφων φορτίων, το φορτίο τριβής στις πλευρές του πασσάλου παίζουν σημαντικό ρόλο στην ολική φέρουσα ικανότητα του.

Επιπλέον οι πάσσαλοι μπορούν να διακριθούν σε κατακόρυφους και κεκλιμένους πασσάλους. Οι κατακόρυφοι πάσσαλοι συνήθως χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν κατακόρυφα φορτία κυρίως και σε μικρότερο ποσοστό πλευρικά φορτία. Όταν οι πάσσαλοι είναι κεκλιμένοι σε μια γωνία ως προς την κατακόρυφο, τότε σύμφωνα με την αγγλική ορολογία ονομάζονται batter piles ή raker piles. Οι κεκλιμένοι πάσσαλοι είναι αποτελεσματικοί σε σχέση με τα πλευρικά φορτία, αλλά αν χρησιμοποιηθούν σε ομάδες μπορούν να δεχτούν και κατακόρυφα φορτία.

2.2.1 Είδη πασσάλων ανάλογα με το υλικό τους

Οι πάσσαλοι μπορούν να διακριθούν ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους σε (Murthy, 2003):

1. Ξύλινους πασσάλους
2. Πάσσαλοι από σκυρόδεμα
3. Μεταλλικούς πασσάλους.

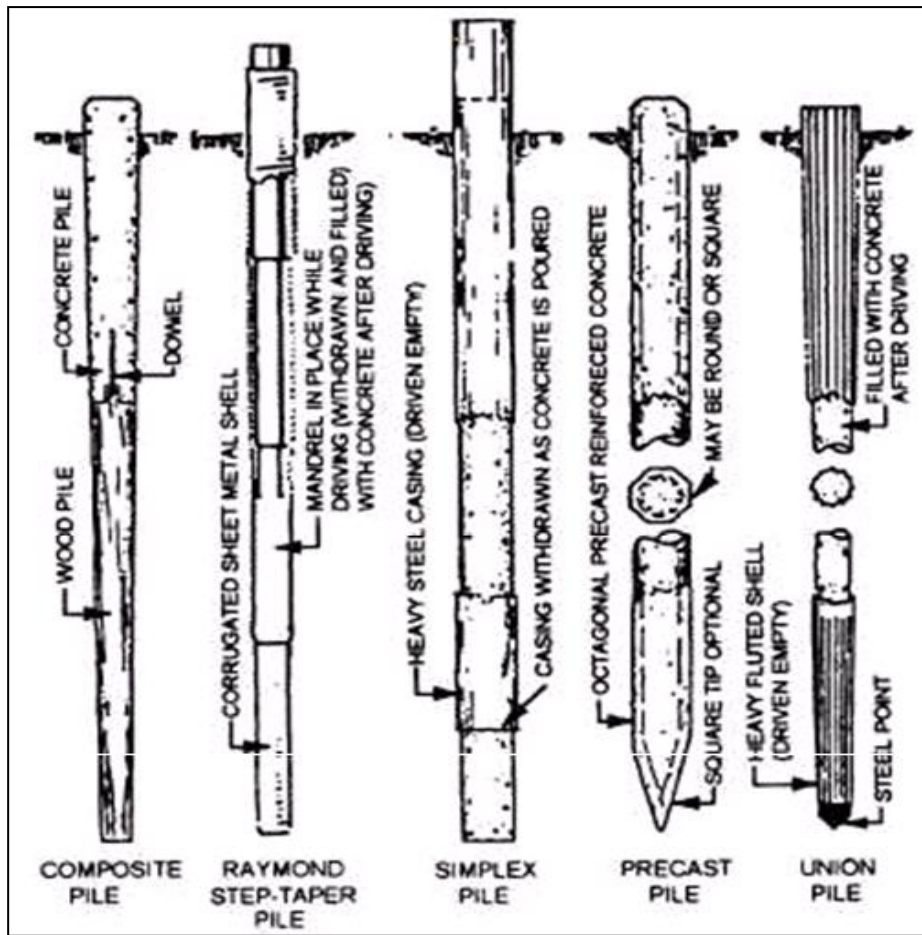


Σχήμα 2.1 Τρόποι αστοχίας ξύλινου πασσάλου (rdl.train.army.mil)

Ξύλινοι πάσσαλοι: πρόκειται για ευθύγραμμους και κανονικούς κορμούς δέντρων, κυρίως ελάτης, πεύκου ή κωνοφόρων. Χρησιμοποιούνται σε μη-συνεκτικά, ομοιόμορφα εδάφη χωρίς εμπόδια (κροκάλες), και θεωρούνται ιδανικοί στα προσωρινά έργα. Το μήκος τους μπορεί να ξεπερνάει τα 15m. Η διάμετρος τους διαφέρει κατά μήκος του κορμού αλλά η διάμετρος της αιχμής θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 15cm.

Οι πάσσαλοι που είναι συνεχώς τελείως εμβαπτισμένοι στο νερό (Βενετία, Άμστερνταμ) αντέχουν πολλά χρόνια χωρίς να φθαρθούν ακόμη και όταν το εδαφικό νερό θεωρείται επικινδύνως διαβρωτικό για τον χάλυβα και το σκυρόδεμα. Όταν υπάρχουν εναλλαγές υγρής και ξηρής κατάστασης η διάρκεια ζωής των ξύλινων πασσάλων είναι σχετικά μικρή και για αυτό χρησιμοποιείται συντηρητικό ξύλου. Το κόστος τους είναι χαμηλό και η προετοιμασία που απαιτείται για την χρήση τους είναι μικρή.

Όταν εμπεγνύονται υπάρχει ο κίνδυνος να καταστραφούν οι ίνες του ξύλου όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.1. Το σύνηθες μέγιστο φορτίο που σχεδιάζεται να δέχονται δεν είναι μεγαλύτερο από 250kN, μια φέρουσα ικανότητα που θεωρείται μικρή (Murthy, 2003).



Σχήμα 2.2 Είδη πασσάλων από σκυρόδεμα (www.tpub.com)

Πάσσαλοι από σκυρόδεμα: η πρώτη χρήση τέτοιων πασσάλων έγινε το 1887 από τον Hennebique. Πρακτικώς χρησιμοποιούνται όταν η οροφή του φέροντος στρώματος είναι ομογενής και οριζόντια. Μπορεί να είναι προκατασκευασμένοι ή επί τόπου εγχυνόμενοι.

Οι προκατασκευασμένοι πάσσαλοι δομούνται σε οριζόντια θέση με έγχυση σκυροδέματος σε καλούπια και μπορούν να είναι οπλισμένοι ή προεντεταμένοι. Στη συνέχεια μεταφέρονται στο εργοτάξιο. Και για τους δύο τύπους πασσάλου πρέπει να χρησιμοποιείται σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας και αντοχής. Η διατομή τους μπορεί να είναι κυκλική, τετράγωνη ή και πολυγωνική.

Σημαντικό πλεονέκτημα τους είναι η ικανότητα παραλαβής πλευρικών φορτίων (καμπτικών ροπών). Το μέγιστο φορτίο για έναν προεντεταμένο πάσσαλο είναι περίπου 2000kN ενώ για έναν προκατασκευασμένο πάσσαλο 1000kN. Το βέλτιστο εύρος τιμών για το φορτίο είναι μεταξύ 400-600kN (Murthy, 2003). Στο σχήμα 2.2 φαίνονται διάφοροι τύποι πασσάλων.

Μεταλλικοί πάσσαλοι: πρωτοπαρουσιάστηκαν το 1830 με την μορφή έγχυτων σιδηροσωλήνων. Σήμερα κατασκευάζονται κυρίως από χάλυβα κατηγορίας Fe 360

και σπανιότερα από χάλυβα κατηγορίας Fe 510. Χρησιμοποιούνται σε όλες τις κατηγορίες εδαφών, ακόμη και αν αυτά έχουν εμπόδια.

Συνήθως η διατομή τους είναι σχήματος Η ή πρόκειται για σωλήνες. Το εσωτερικό κενό στους σωλήνες μετά την έμπηξη του πασσάλου πολλές φορές πληρώνεται με σκυρόδεμα. Παρατηρείται ότι οι μεταλλικοί πάσσαλοι χαρακτηρίζονται ως πάσσαλοι μικρής εκτόπισης, όπου η αναπτυσσόμενη πλευρική τριβή έχει μειωμένη τιμή. Το σύνηθες μέγιστο φορτίο που μπορούν να δεχτούν οι μεταλλικοί πάσσαλοι κυμαίνεται από 400kN έως 1200kN (Murthy, 2003).

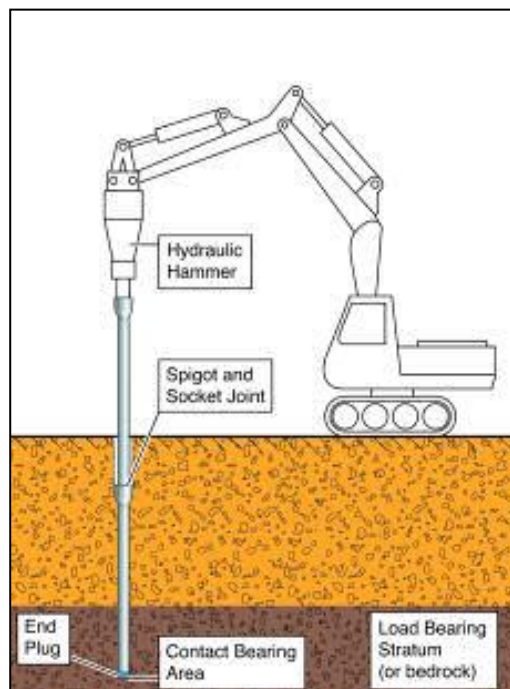
2.2.2 Είδη πασσάλων ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής τους

Ανάλογα τον τρόπο κατασκευής υπάρχουν τρεις κατηγορίες πασσάλων οι οποίες είναι οι εξής (Murthy, 2003):

1. Εμπηγνύόμενοι πάσσαλοι (εκτόπισης)
2. Εμπηγνύόμενοι πάσσαλοι – επί τόπου εγχυνόμενοι (εκτόπισης)
3. Πάσσαλοι άνευ εκτόπισης – επί τόπου εγχυνόμενοι (άνευ εκτόπισης)

2.2.2.1 Εμπηγνύόμενοι πάσσαλοι (εκτόπισης)

Οι πάσσαλοι αυτοί μπορούν να είναι από ξύλο, μέταλλο ή από σκυρόδεμα. Οι πάσσαλοι σκυροδέματος είναι προκατασκευασμένοι. Εμπηγνύονται είτε οριζόντια είτε με μία κλίση προς την οριζόντιο με την χρήση σφύρας. Τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα για όλες τις κατηγορίες των πασσάλων είναι ως ακολούθως (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004).



Σχήμα 2.3 Έμπηξη πασσάλου με την χρήση σφύρας (www.discanada.ca)

Πλεονεκτήματα

- Μπορούν να εμπευχθούν σε προκαθορισμένη διάταξη
- Είναι κατάλληλοι για τις περιπτώσεις όπου μεγάλου πάχους μαλακές αποθέσεις υπέρκεινται της βάσης έδρασης
- Η ποιότητα τους μπορεί να ελεγχθεί πριν από την έμπτυξη
- Επανεμπήγνυνται σε περίπτωση ανύψωσης
- Η κατασκευή τους δεν επηρεάζεται από τα υπόγεια ύδατα
- Επιτυγχάνουν μεγάλα βάθη
- Είναι κατάλληλοι για θαλάσσιες κατασκευές

Μειονεκτήματα

- Ανύψωση και διατάραξη του εδάφους κατά την έμπτυξη
- Δεν μεταβάλλεται εύκολα το μήκος τους
- Μπορούν να καταστραφούν κατά την έμπτυξη
- Ο οπλισμός των πασσάλων πολλές φορές εξαρτάται από τον τρόπο μεταφοράς των και τη διαδικασία έμπτυξης
- Δύσκολη έμπτυξη για μεγάλη διατομή
- Θόρυβος, δονήσεις, εδαφικές μετακινήσεις κ.λπ., κατά την κατασκευή τους προκαλούν δυσκολίες

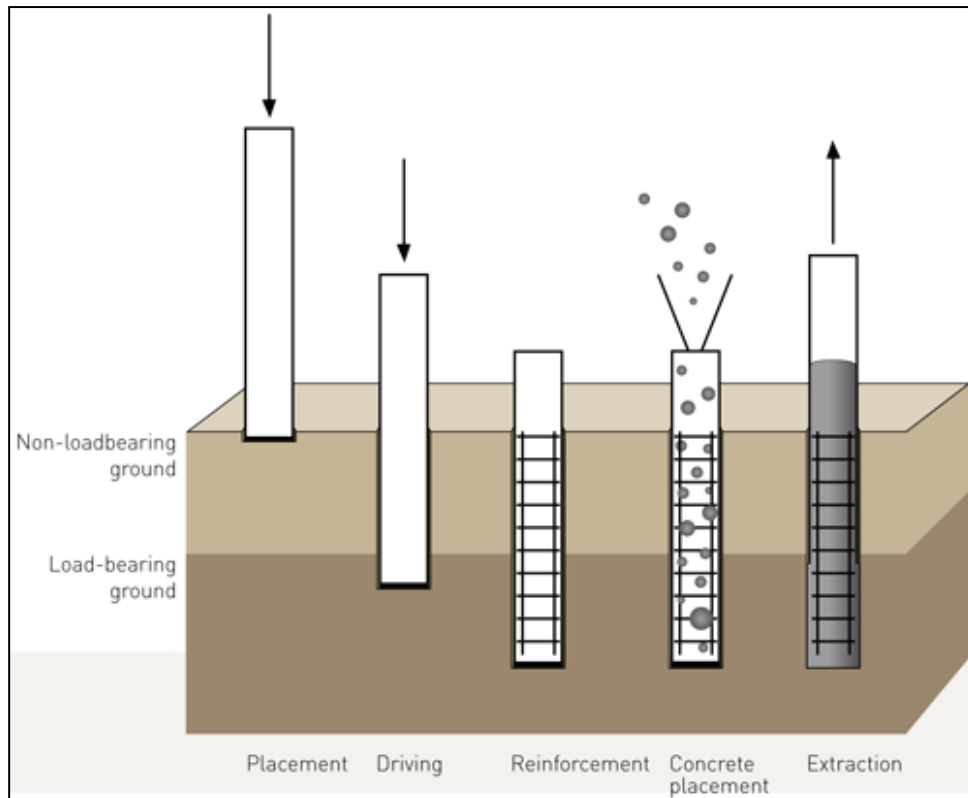
2.2.2.2 Εμπηγνύμενοι – επί τόπου εγχυνόμενοι (εκτόπισης)

Τα πλεονεκτήματά τους είναι (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004):

- Μπορούν να εμπευχθούν σε προκαθορισμένο βάθος ή διάταξη
- Το μήκος τους μπορεί να καθορισθεί και κατά την έμπτυξη
- Μπορούν να αποκτήσουν διευρυμένη βάση
- Ο οπλισμός τους δεν εξαρτάται από την διαδικασία έμπτυξης
- Στην περίπτωση στάθμης υπογείων υδάτων κατασκευάζονται με κλειστό σωλήνα
- Ο θόρυβος και η δόνηση της έμπτυξης μπορούν να μειωθούν με έμπτυξη κατά την βάση του πασσάλου

Τα μειονεκτήματά τους είναι (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004):

- Ανύψωση της παρακείμενης εδαφικής επιφάνειας
- Διατάραξη του παράπλευρου εδάφους
- Πιθανή ανύψωση γειτονικών πασσάλων, λόγω έμπτυξης
- Δημιουργία εφελκυστικών τάσεων σε παρακείμενους πασσάλους
- Ότι χρειάζεται έλεγχος της ακεραιότητας των πασσάλων.



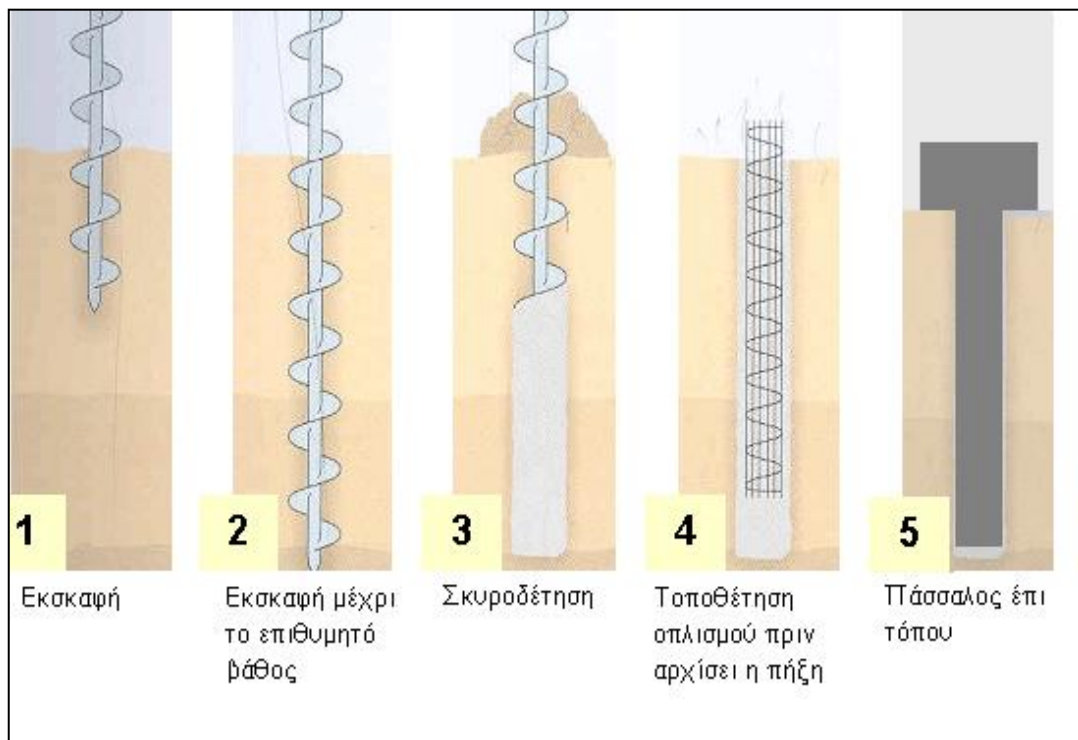
Σχήμα 2.4 Μεθοδολογία κατασκευής πασσάλου δι' εκτοπίσεως, επι τόπου εγχυνόμενου (www.kurt-fredrich.co.uk)

2.2.2.3 Πάσσαλοι άνευ εκτοπίσεως – επί τόπου εγχυνόμενοι (άνευ εκτόπισης)

Οι πάσσαλοι αυτής της κατηγορίας είναι πάσσαλοι σκυροδέματος. Η διαδικασία κατασκευής τους αποτελείται από την εκσκαφή τρυπών – φρεάτων στο έδαφος μέχρι το απαιτούμενο βάθος και στη συνέχεια η πλήρωση τους με σκυρόδεμα. Αυτού του τύπου οι πάσσαλοι έχουν πλεονεκτήματα όπως και μειονεκτήματα (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004).

Τα πλεονεκτήματά τους είναι :

- Δεν προκαλούν ανύψωση του περιβάλλοντος εδάφους
- Το μήκος τους μπορεί να οριστικοποιηθεί κατά την κατασκευή τους
- Λαμβάνεται συνεχής εικόνα του εκσκαπτόμενου εδάφους
- Επιτυγχάνονται μεγάλα μήκη, μεγάλη διάμετρος
- Εάν χρειασθεί κατασκευάζονται με διευρυμένη βάση
- Ο οπλισμός τους δεν εξαρτάται από παράγοντες πέραν των προβλεπόμενων φορτίσεων
- Η κατασκευή γίνεται χωρίς δυνατό θόρυβο ή δόνηση
- Έχουν πολύ μικρή επίδραση σε υπάρχουσες κατασκευές.



Σχήμα 2.5 Πάσσαλος δια εκσκαφής τύπου Auger (www.lboro.ac.uk)

Τα μειονεκτήματά τους είναι:

- Η διαδικασία διάτρησης μπορεί να χαλαρώσει τα μη συνεκτικά εδάφη ή να αποδιοργανώσει τους ημίβραχους
- Πιθανή δημιουργία λαιμού στην περίπτωση των μαλακών εδαφών
- Δυσκολίες κατά την σκυροδέτηση του πασσάλου κάτω από το νερό καθώς και για την επίτευξη της προδιαγεγραμμένης ποιότητας σκυροδέματος
- Ο έλεγχος της ακεραιότητας των πασσάλων είναι απαραίτητος
- Τυχόν εισροή νερού στο σωλήνα μπορεί να επηρεάσει το σκυρόδεμα ή το έδαφος στην αιχμή του πασσάλου
- Δεν επιτυγχάνεται διεύρυνση της βάσεως σε κοκκώδη εδάφη.

2.3 Επιλογή του τύπου των πασσάλων

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου του πασσάλου είναι ένα σημαντικό σημείο κατά τη φάση σχεδιασμού μιας βαθιάς θεμελίωσης που επηρεάζει την συμπεριφορά αλλά και το κόστος του έργου (Murthy, 2003). Η επιλογή του τύπου, του μήκους, και της φέρουσας ικανότητας γίνεται βάση μιας εκτίμησης πάνω στο είδος το εδάφους και το μέγεθος του φορτίου. Τα βασικά κριτήρια για την επιλογή ενός τύπου πασσάλου είναι: α) το μήκος του πασσάλου σε σχέση με το φορτίο και το έδαφος, β) ο χαρακτήρας της κατασκευής, γ) η διαθεσιμότητα των

υλικών, δ) ο τύπος φόρτισης της ανωδομής, ε) ειδικές επί τόπου συνθήκες που μπορεί να προκαλέσουν διάβρωση, στ) η ευκολία συντήρησης, ζ) το αναμενόμενο κόστος κατασκευής των πασσάλων σε συνάρτηση με το αρχικό κόστος, τη διάρκεια ζωής του έργου και το κόστος συντήρησης και τέλος η) οι διαθέσιμοι οικονομικοί πόροι.

3 Εκτίμηση οριακού κατακόρυφου φορτίου πασσάλων

3.1 Οριακό φορτίο – Φέρουσα ικανότητα πασσάλου

Ως οριακό φορτίο ορίζεται το θεωρητικό φορτίο που οδηγεί σε διατμητική αστοχία-θραύση το έδαφος θεμελίωσης. Το οριακό κατακόρυφο φορτίο ή αλλιώς η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου (Φ.Ι.) συμβολίζεται με P_u . Το φορτίο της ανωδομής μεταβιβάζεται στο έδαφος μέσω του πασσάλου δια της αντοχής της αιχμής του, Q_b , και της αντοχής λόγω πλευρικών τριβών, Q_s . Έτσι η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου εκφράζεται ως το άθροισμα των δύο παραπάνω και δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Murthy, 2003):

$$P_u = Q_b + Q_s - W = f_b \cdot A_b + f_s \cdot A_s - W \quad (3.1)$$

Όπου: f_b = αντοχή σε θραύση της αιχμής του πασσάλου

f_s = οριακή τιμή πλευρικής τριβής

A_b = επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

A_s = παράπλευρος επιφάνεια του πασσάλου

W = βάρος του πασσάλου

Η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου εξαρτάται από πολλούς παράγοντες όπως το υλικό, τη μορφή, τον τρόπο κατασκευής του πασσάλου και το είδος του περιβάλλοντος εδάφους. Στην πράξη ο ποσοτικός προσδιορισμός του οριακού φορτίου γίνεται υπολογίζοντας ανεξάρτητα την Q_b και την Q_s με την παραδοχή ότι δεν επηρεάζεται η μία συνιστώσα από την άλλη. Επίσης θεωρείται ότι το βάρος του πασσάλου ισούται με το βάρος του εδάφους που έχει εκσκαφτεί κατά την διάρκεια κατασκευής. Έτσι στην πράξη δεν το χρησιμοποιούμε στους υπολογισμούς.

Όταν η αντοχή εκ των πλευρικών τριβών είναι μεγαλύτερη κατά 80% από την αντοχή της αιχμής ο πάσσαλος θεωρείται ως πάσσαλος τριβής ενώ στην αντίθετη περίπτωση ως πάσσαλος αιχμής (Muni Budhu, 2007). Ο τρόπος με τον οποίο η πλευρική τριβή μεταφέρεται στο γειτονικό έδαφος εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους. Σαν αποτέλεσμα η ελαστική συμπίεση του πασσάλου δεν είναι ομοιόμορφη, περισσότερη συμπίεση παρατηρείται στο πάνω μέρος του πασσάλου σε σχέση με τα κατώτερα τμήματά του.

Για την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής της αιχμής και της αντοχής εκ πλευρικών τριβών απαιτείται μία μετακίνηση του πασσάλου λόγω της φόρτισης. Πειράματα στο πεδίο έχουν αποκαλύψει ότι για να αναπτυχθεί πλήρως η αντοχή εκ

πλευρικών τριβών χρειάζεται μία κατακόρυφη μετακίνηση του πασσάλου της τάξης των 2.5mm έως 10mm. Το μέγεθος αυτής της κατακόρυφης μετατόπισης εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους και είναι ανεξάρτητο από το μήκος και τη διάμετρο του πασσάλου. Για την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής της αιχμής χρειάζεται μία κατακόρυφη μετακίνηση 8 έως 10% της διαμέτρου του πασσάλου για εγχυνόμενους πασσάλους και περίπου 30% της διαμέτρου για εμπηγνυόμενους πάσσαλους.

Προκύπτει λοιπόν ότι ο τρόπος ανάπτυξης της αντοχής των πασσάλων είναι ένα σύνθετο πρόβλημα που απαιτεί κατανόηση των μηχανισμών ανάπτυξης της αντοχής αιχμής και ανάπτυξης των δυνάμεων τριβής στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου.

Γενικά οι πλέον διαδεδομένες μέθοδοι υπολογισμού του οριακού φορτίου πασσάλου είναι οι εξής (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004):

1. Θεωρητικές μέθοδοι βασιζόμενες σε γεωτεχνικές παραμέτρους του εδάφους με τη βοήθεια στατικών τύπων. Αυτού του τύπου οι μέθοδοι χρησιμοποιούνται στη συνέχεια.
2. Ημιεμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα από επί τόπου δοκιμές όπως δοκιμές SPT & CPT.
3. Δυναμικές μέθοδοι που εφαρμόζονται αποκλειστικά σε εμπηγνυόμενους πασσάλους και βασίζονται ή σε μετρήσεις κατά την κρουστική διείσδυση των πασσάλων είτε στην θεωρητική εξίσωση μετάδοσης κύματος κατά την κρούση.
4. Μέθοδοι με τις οποίες αξιολογούνται δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

3.2 Μέθοδοι βασιζόμενες σε στατικούς τύπους

3.2.1 Οριακό φορτίο αιχμής πασσάλου

3.2.1.1 Θεωρία Prandtl (1921)

Ο Prandtl είναι ο πρώτος που ασχολήθηκε με το συγκεκριμένο θέμα. Ασχολήθηκε κυρίως με την πλαστική αστοχία των μετάλλων και μία μέθοδος επίλυσης του (για την διείσδυση πρέσας κοπής σε μέταλλο) μπορεί επίσης να εφαρμοστεί σε περίπτωση που η θεμελίωση διεισδύει μέσα σε ένα έδαφος. Η ανάλυση δίνει λύσεις για διάφορες τιμές του ϕ (γωνία εσωτερικής τριβής) και για ένα επιφανειακό πέδιλο με $\phi = 0$ ο Prandtl προτείνει τη ακόλουθη σχέση (Smith, 2006):

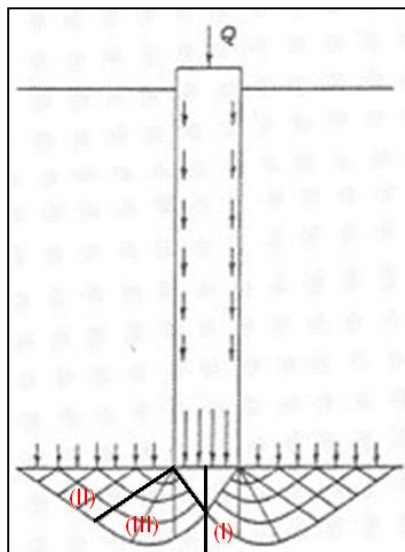
$$q_u = 5,14c \quad (3.2)$$

όπου c είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

3.2.1.2 Θεωρία Terzaghi (1943)

Ο Terzaghi το 1943 βασιζόμενος στους τύπους αστοχίας του Prandtl πρότεινε τύπους για την φέρουσα ικανότητα ενός πέδιλου σε ένα βάθος, z , κάτω από την επιφάνεια ενός ομογενούς εδάφους (Muni Budhu, 2007). Θεωρείται ότι στους πασσάλους υπάρχει ο ίδιος μηχανισμός θραύσης όπως και στην περίπτωση των αβαθών θεμελιώσεων. Ο Terzaghi έκανε τις ακόλουθες υποθέσεις (Muni Budhu, 2007, Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004):

1. Το έδαφος είναι ένα ασυμπίεστο υλικό, ομογενές, ισότροπο, αβαρές και ιδεατώς πλαστικό υλικό που ακολουθεί τον νόμο Mohr – Coulomb.
2. Παρατηρείται γενική διατμητική αστοχία.
3. Η γωνία, θ , της σφήνας θεωρείται ότι είναι ίση με ϕ' δηλαδή τη γενική γωνία τριβής. Αργότερα αποδείχτηκε από τον Vesic το 1973 ότι: $\theta = 45^\circ + \phi'/2$.
4. Η διατμητική τάση από το έδαφος που υπέρκειται της βάσης θεωρείται αμελητέο.
5. Το έδαφος πάνω από τη βάση μπορεί να αντικατασταθεί από μία επιπρόσθετη τάση.
6. Η βάση του πασσάλου θεωρείται τραχεία με αποτέλεσμα η σφήνα κατά τον μηχανισμό θραύσης, να θεωρείται μέρος του πασσάλου. Παράλληλα η περιμετρική επιφάνεια του θεμελίου είναι λεία άρα δεν αναπτύσσονται τριβές, ώστε το περιβάλλον έδαφος να επιδρά μόνο με το βάρος του.
7. Η επιφάνεια ολίσθησης είναι σύνθετη και αποτελείται από ευθύγραμμα και ακτινικά τμήματα. Ο μηχανισμός αστοχίας δηλαδή οδηγεί στον σχηματισμό τριών ζωνών: (I) σε ελαστική ισορροπία, (II) σε παθητική ισορροπία κατά Rankine, (III) σε ακτινική διάτμηση όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.1.



Σχήμα 3.1 Μηχανισμός θραύσης κατά Terzaghi (www.drendgingengineering.com)

Πίνακας 3.1 Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας κατά Terzaghi σύμφωνα με τους τύπους 3.12, 3.13, 3.16

ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00
5	7,34	1,64	0,51
10	9,60	2,69	1,35
15	12,86	4,45	2,79
20	17,69	7,44	5,34
25	25,13	12,72	10,12
30	37,16	22,46	19,75
35	57,75	41,44	41,08
40	95,66	81,27	95,61
45	172,29	173,29	271,07
50	347,51	415,15	1155,97

Σύμφωνα με τα προηγούμενα η φέρουσα ικανότητα της αιχμής ενός πασσάλου δίνεται κατά Terzaghi (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004):

- για κυκλικής διατομής πασσάλους:

$$q_u = 1,3cN_c + \gamma_1 z N_q + 0,3\gamma_2 B N_\gamma \quad (3.3)$$

- για τετραγωνικής διατομής πασσάλους:

$$q_u = 1,3cN_c + \gamma_1 z N_q + 0,4\gamma_2 B N_\gamma \quad (3.4)$$

όπου: c = η συνοχή του εδάφους,

γ_1 και γ_2 = ειδικό βάρος εδάφους,

z = το βάθος της θεμελίωσης,

B = η διάμετρος ή το πλάτος του πασσάλου και

N_c , N_q , N_γ = συντελεστές Φ.Ι. εξαρτώμενοι από την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ οι οποίες θα αναλυθούν εκτενέστερα σε επόμενο κεφάλαιο. Ενδεικτικά παρουσιάζονται κάποιες τιμές για τα N_c , N_q , N_γ στον πίνακα 3.1.

Είναι προφανές ότι ο τρίτος όρος του τριωνύμου της φέρουσας ικανότητας, δηλαδή ο όρος που αφορά το πλάτος, B , του πασσάλου είναι πρακτικά αμελητέος.

3.2.1.3 Θεωρία Meyerhof (1951)

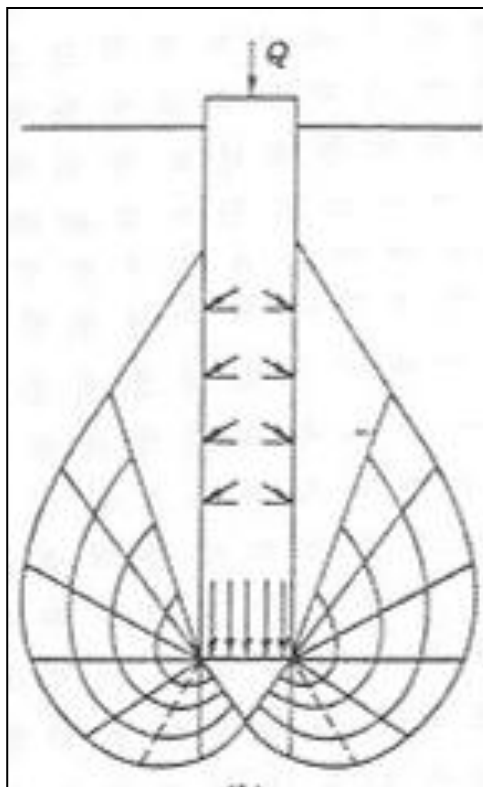
Πρόκειται για μία γενική θεωρία θραύσης που βρίσκει εφαρμογή τόσο σε αβαθείς όσο και σε βαθιές θεμελιώσεις (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004). Η ανάπτυξη του μηχανισμού θραύσης κατά Meyerhof, βασίζεται μεν σε ανάλογες αρχές με τη θεωρία του Terzaghi, αλλά διαφοροποιείται διότι :

Α) θεωρεί ότι η επιφάνεια του μηχανισμού ολίσθησης δεν σταματά στο επίπεδο της βάσης του θεμελίου, αλλά επεκτείνεται άνωθεν.

Β) έχει διαφορετική γεωμετρία η σφήνα του εδάφους κάτω από τη βάση του θεμελίου όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.2.

Γ) λαμβάνει υπόψη της τη συνεισφορά της διατμητικής αντοχής του εδάφους και άνωθεν του επιπέδου της βάσης.

Δ) έχει ιδιαίτερη σημασία εάν η επιφάνεια του θεμελίου είναι λεία ή τραχεία, διότι στη ανάπτυξη της οριακής αντιστάσεως συμμετέχει εκτός από τη βάση και η παράπλευρος επιφάνεια του θεμελίου



Σχήμα 3.2 Μηχανισμός θραύσεως κατά Meyerhof (www.drendgingengineering.com)

Ο Meyerhof εκφράζει την αντοχή αιχμής του πασσάλου ανά μονάδα επιφάνειας με την ακόλουθη εξίσωση (Smith, 2006):

$$q_u = cN_c s_c d_c + \gamma_1 z N_q s_q d_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (3.5)$$

όπου: c = η συνοχή του εδάφους,

γ_1 και γ_2 = ειδικό βάρος εδάφους,

z = το βάθος της θεμελίωσης

B = η διάμετρος ή το πλάτος του πασσάλου και

N_c , N_q , N_γ = συντελεστές Φ.Ι. εξαρτώμενοι από την γωνία εσωτερικής τριβής οι οποίες θα αναλυθούν και αυτές στο κεφάλαιο 3.1.2.4.

s_c , s_q , s_γ = συντελεστές σχήματος. Αυτοί οι παράγοντες προορίζονται να επιτρέψουν την επιρροή της μορφής της θεμελίωσης στην Φ.Ι. Αυτοί οι παράγοντες έχουν υπολογιστεί από πειραματικά εργαστήρια και οι εξισώσεις που παρουσιάζονται στην συνέχεια έχουν προταθεί από τον De Beer (1970) και αναφέρονται από το Smith (2006):

$$s_c = 1 + N_q/N_c * B/L \quad (3.6)$$

$$s_q = 1 + \tan \phi * B/L \quad (3.7)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 * B/L \quad (3.8)$$

όπου: L = το μήκος του πασσάλου

d_c , d_q , d_γ συντελεστές βάθους. Αυτοί οι παράγοντες προορίζονται να επιτρέψουν την επιρροή της διατμητικής δύναμης του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση. Ο Hansen (1970) όπως αναφέρεται από το Smith (2006) πρότεινε τις παρακάτω εξισώσεις:

$$d_c = 1 + 0,4 \arctan(z/B) \quad (3.9)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \arctan(z/B) \quad (3.10)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (3.11)$$

3.2.1.4 Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας

Υπάρχει μία σύγχυση στη βιβλιογραφία σχετικά με τους συντελεστές N_c , N_q , N_γ καθώς πληθώρα ερευνητών έχουν προτείνει τη δικιά τους μαθηματική προσέγγιση με αποτέλεσμα να υπάρχουν διαφορετικές τιμές για τους συντελεστές. Το πρόβλημα γίνεται ακόμα μεγαλύτερο καθώς οι συγγραφείς δεν

αναφέρουν πάντα από ποιους ερευνητές πρότειναν κάθε εμπειρική σχέση και γιατί καταλήγουν στους συγκεκριμένους. Σε πολλές περιπτώσεις μάλιστα δεν δίνουν την σχέση που επιλέγουν και απλά παραθέτουν πίνακες με τιμές των συντελεστών για κάποιες γωνίες ϕ , εσωτερικής τριβής. Σε αυτήν την εργασία θα χρησιμοποιηθούν οι συντελεστές κατά Terzaghi (1943) και Meyerhof (1951) που φαίνεται να είναι και οι πιο διαδεδομένοι.

Πίνακας 3.2 Συντελεστές Φ.Ι. κατά Terzaghi

ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,70	1,00	0,00
5	7,34	1,64	0,51
10	9,60	2,69	1,35
15	12,86	4,45	2,79
20	17,69	7,44	5,34
25	25,13	12,72	10,12
30	37,16	22,46	19,75
35	57,75	41,44	41,08
40	95,66	81,27	95,61
45	172,29	173,29	271,07
50	347,51	415,15	1155,97

Συντελεστές κατά Terzaghi

Ο Terzaghi πρότεινε τις παρακάτω σχέσεις για τους συντελεστές φέρουσας ικανότητας (Κωστόπουλος, 2003):

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{για } \phi > 0 \quad (3.12)$$

$$= 5,7 \quad \text{για } \phi = 0$$

$$N_q = a_\theta^2 / 2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \quad (3.13)$$

$$\text{Όπου: } \alpha_\theta = e^{\eta \tan \phi} \quad (3.14)$$

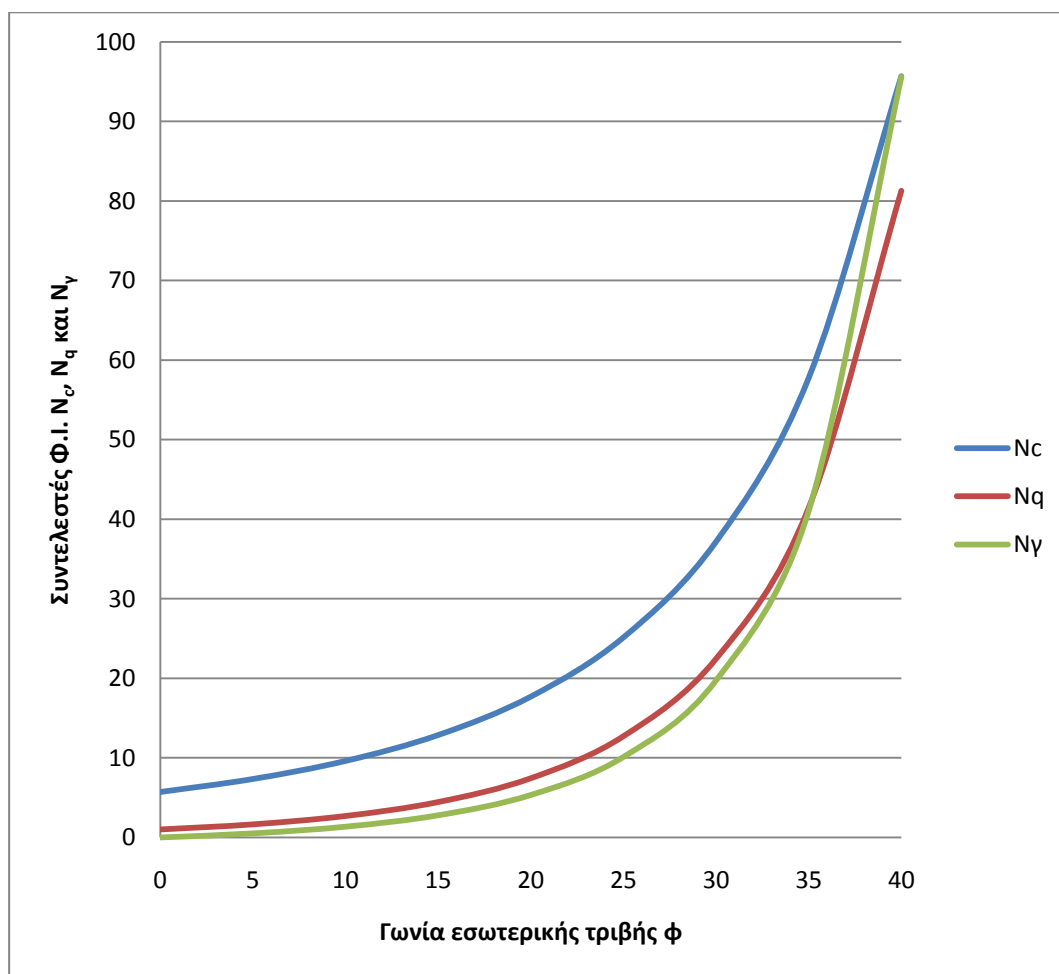
$$\eta = 0,75\pi - \phi/2 \quad (3.15)$$

$$N_v = \frac{1}{2} \tan \phi \left(\frac{K_{pv}}{\cos^2 \phi} - 1 \right) \quad (3.16)$$

Ο συντελεστής K_{pv} δεν έχει σαφώς εξηγηθεί από τον Terzaghi, έχει όμως προσδιοριστεί μεταγενέστερα κατά τρόπο προσεγγιστικό ως εξής:

$$K_{pv} = 3 \tan^2 \left[45^\circ + (\phi + 33^\circ/2) \right] \quad (3.17)$$

Παρατηρείται ότι η αύξηση των συντελεστών φέρουσας ικανότητας είναι ραγδαία με την αύξηση της γωνίας ϕ του εδάφους. Στον πίνακα 3.2 δίνονται οι τιμές και των τριών συντελεστών κατά Terzaghi και στο σχήμα 3.3 ευθεία για την μεταβολή των συντελεστών σε συνάρτηση με την γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ .



Σχήμα 3.3 Συντελεστές Φ.Ι. συναρτήσει της γωνίας ϕ κατά Terzaghi

Συντελεστές κατά Meyerhof

Ο Meyerhof το 1963 πρότεινε τις παρακάτω σχέσεις για τους συντελεστές Φ.Ι. οι οποίοι σήμερα θεωρούνται από το σύνολο των ερευνητών ως οι πιο ικανοποιητικοί (Smith, 2006). Ο Terzaghi δέχεται αυτές τις σχέσεις και τις χρησιμοποιεί στους υπολογισμούς του.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad \text{για } \phi > 0 \quad (3.18)$$

$$= 5,14 \quad \text{για } \phi = 0$$

$$N_q = \tan^2 (45^\circ + \phi/2) e^{\pi \tan \phi} \quad (3.19)$$

Δεν υπάρχει η ίδια συμφωνία μεταξύ των ερευνητών για το συντελεστή N_γ και υπάρχουν διάφοροι τύποι όπως φαίνεται στην συνέχεια που ο καθένας έχει τους υποστηρικτές του. Σημειώνεται ότι στη συνέχεια θα χρησιμοποιηθεί η σχέση του Meyerhof.

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan 1,4\phi \quad \text{Meyerhof (1963)} \quad (3.20)$$

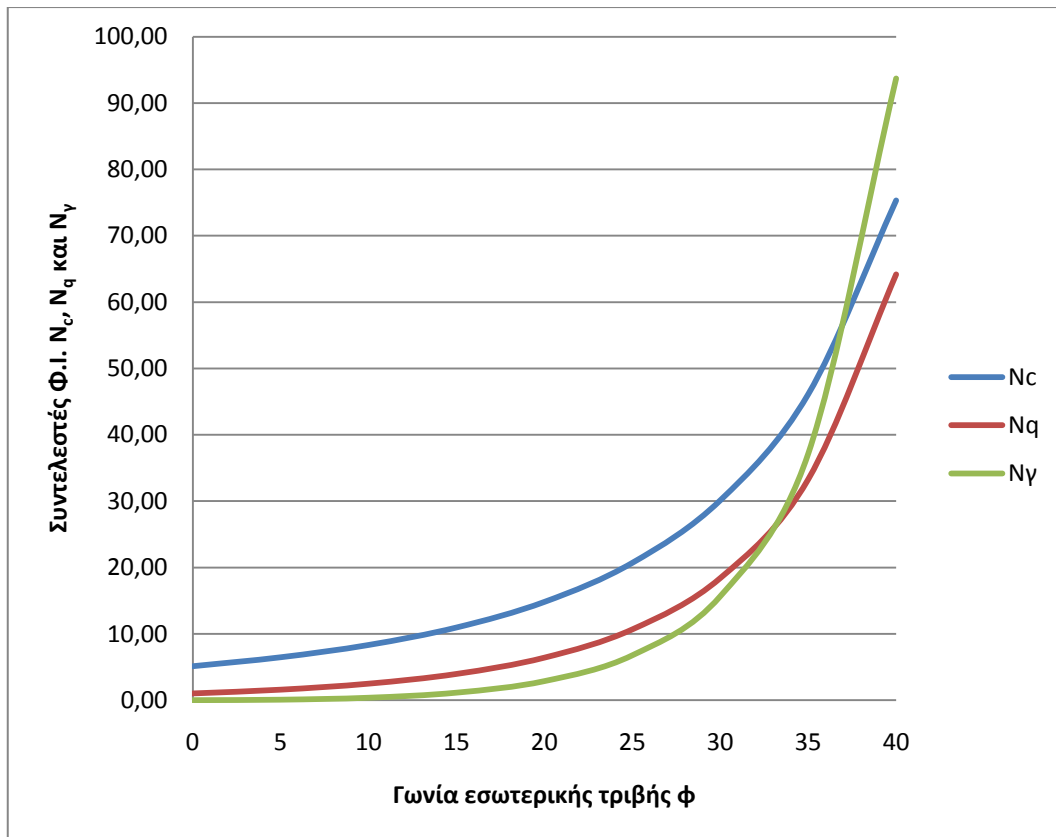
$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \phi \quad \text{Hansen (1970)} \quad (3.21)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad \text{Vesic (1973)} \quad (3.22)$$

Και σε αυτήν την περίπτωση παρατηρείται ότι η αύξηση των συντελεστών φέρουσας ικανότητας είναι ραγδαία με την αύξηση της γωνίας ϕ του εδάφους. Στον πίνακα 3.3 δίνονται οι τιμές και των τριών συντελεστών κατά Meyerhof ενώ στο σχήμα 3.4 παρουσιάζεται γράφημα που αφορά τους συντελεστές φέρουσας ικανότητας σε συνάρτηση με την γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ .

Πίνακας 3.3 Συντελεστές φέρουσας ικανότητας κατά Meyerhof

ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00
5	6,49	1,57	0,07
10	8,34	2,47	0,37
15	10,98	3,94	1,13
20	14,83	6,40	2,87
25	20,72	10,66	6,77
30	30,14	18,40	15,67
35	46,12	33,30	37,15
40	75,31	64,20	93,69
45	133,87	134,87	262,74
50	266,88	319,06	873,86



Σχήμα 3.4 Συντελεστές Φ.Ι. συναρτήσει της γωνίας φ κατά Meyerhof

3.2.1.5 Σύγκριση αποτελεσμάτων των θεωριών Terzaghi – Meyerhof

Ο Terzaghi για ένα έδαφος γεννά συντηρητικές τιμές Φ.Ι., που βρίσκονται από την πλευρά της ασφάλειας. Η ανάλυση του Meyerhof παρόλο που βασίζεται σε μία πιο γενικευμένη λύση, πολλές φορές κυρίως για πυκνές άμμους υπερεκτίμα την Φ.Ι. της αιχμής. Το γεγονός αυτό μπορεί να αποδοθεί στο ότι ο μηχανισμός θραύσης κατά Meyerhof είναι το άνω όριο ενός κινηματικά αποδεκτού μηχανισμού θραύσης του εδάφους, γύρω από την αιχμή του πασσάλου.

Γενικά μπορεί να αναφερθεί ότι οι διαφορές του οφείλονται κυρίως στην επιλογή διαφορετικής γεωμετρίας μηχανισμού θραύσης. Πάντως και οι δύο μέθοδοι, λόγω των πολλών αβεβαιοτήτων κατά την εφαρμογή τους θεωρούνται ως προσεγγιστικού χαρακτήρα και είναι κατάλληλες για μία αρχική διαστασιολόγηση των πασσάλων (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004).

3.2.2 Οριακό φορτίο λόγω πλευρικών τριβών

Υπάρχουν δύο βασικοί τρόποι ανάλυσης για την εκτίμηση της αντοχής του πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών (Muni Budhu, 2007):

1. Ανάλυση σε αναφορά ολικών τάσεων που είναι γνωστή με το όνομα α-μέθοδος και χρησιμοποιείται κυρίως όταν το περιβάλλον έδαφος του πασσάλου είναι άργιλος δηλαδή συνεκτικό έδαφος.
2. Ανάλυση σε αναφορά ενεργών τάσεων που είναι γνωστή σαν β-μέθοδος και χρησιμοποιείται όταν το περιβάλλον έδαφος του πασσάλου είναι άμμος δηλαδή πρόκειται για μη συνεκτικό έδαφος.

3.2.2.1 α - Μέθοδος

Η α-μέθοδος βασίζεται σε ανάλυση σε ολικές τάσεις και συνήθως χρησιμοποιείται για υπολογισθεί η βραχυπρόθεσμη φέρουσα ικανότητα πασσάλων εμφυτευμένων σε κοκκώδη εδάφη. Στην α-μέθοδο, μια σταθερά, a , χρησιμοποιείται για να συσχετιστούν η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, c_u , με την οριακή τιμή πλευρικής τριβής, f_s , κατά μήκος του φρέατος. Η αντοχή εκ των πλευρικών τριβών, Q_s , στο εμφυτευμένο κομμάτι του πασσάλου είναι αποτέλεσμα της πλευρικής τριβής ($f_s = a \cdot c_u$) και της παράπλευρης επιφάνειας του πασσάλου, A_s . Έτσι για έναν κυλινδρικό πάσσαλο διαμέτρου, B , που είναι εμφυτευμένος για ένα μήκος, L , που διαπερνά ένα ομογενές έδαφος, η αντοχή δίνεται από την σχέση (Muni Budhu, 2007):

$$Q_s = a \cdot c_u \cdot \pi \cdot B \cdot L = f_s \cdot A_s \quad (3.23)$$

Η τιμή του a , (συντελεστής συνάφειας) που θα χρησιμοποιηθεί για να υπολογιστεί η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι θέμα πολλών συζητήσεων και δοκιμών. Οι περισσότερες δοκιμές για να προσδιορισθεί το a είναι εργαστηριακές σε μοντέλα πασσάλων μέσα σε ομοιόμορφα εδάφη. Τα μεγαλύτερα προβλήματα με αυτές τις εργαστηριακές δοκιμές είναι:

- Είναι δύσκολο να βαθμονομηθούν τα εργαστήρια μοντέλα πασσάλων σε σχέση με πραγματικούς πάσσλους.
- Τα εδάφη που υπάρχουν στο πεδίο είναι κυρίως ανομοιόμορφα σε σύγκριση με τα καλά προετοιμασμένα και ομοιόμορφα εδάφη στο εργαστήριο.
- Η εγκατάσταση των πασσάλων στο πεδίο επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την τιμή του a , κάτι που δεν μπορεί να αναπαρασταθεί με ακρίβεια στο εργαστήριο.

Οι πραγματικού μεγέθους δοκιμές στο πεδίο είναι προτιμότερες, αλλά αυτές οι δοκιμές είναι πιο ακριβείς και τα αποτελέσματα τους μπορούν να εφαρμοστούν μόνο στο συγκεκριμένο πεδίο που έγιναν οι δοκιμές. Επίσης τα αποτελέσματα από δοκιμές CPT και SPT έχουν συνδεθεί με το a αλλά αυτά υπολογίζονται από στατιστικούς συσχετισμούς με μικρό συντελεστή συσχέτισης. Οι πιο διαδεδομένοι τύποι για εμπηγνυόμενους και έγχυτους πασσάλους δίνονται στους πίνακες 3.4 και 3.5.

Πίνακας 3.4 Συντελεστής συνάφειας a για έγχυτους πασσάλους

Έγχυτοι πάσσαλοι		
Είδος εδάφους	Συντελεστής συνάφειας a	Πηγή στοιχείων
Συνεκτικά	$a = 1$ για $c_u \leq 25$ kPa	API (1984)
	$a = 0,5$ για $c_u \geq 70$ kPa	
	$a = 1 - (c_u - 25)/90$ για $25 \text{ kPa} < c_u < 70$ kPa	

Πίνακας 3.5 Συντελεστής συνάφειας a για εμπηγνυόμενους πασσάλους

Εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι		
Είδος εδάφους	Συντελεστής συνάφειας a	Πηγή στοιχείων
Συνεκτικά	$a = 0,55$ για $c_u / p_a \leq 1,5$	O'Neil and Reese (1999)
	$a = 0,55 - 0,1*(c_u/p_a - 1,5)$ για $1,5 < c_u/p_a \leq 2,5$	
	$p_a = \text{ατμοσφαιρική πίεση} = 101,3 \text{ kPa}$	

Στην πράξη ο μηχανικός πρέπει να χρησιμοποιεί τους τύπους από δύο τουλάχιστον πηγές για να υπολογίζει την τιμή του συντελεστή a και στη συνέχεια την αντοχή λόγω πλευρικών τριβών. Καθώς θα αποκτάει εμπειρία θα μπορεί να κρίνει ποια πηγή θα χρησιμοποιήσει ανάλογα το εκάστοτε πεδίο.

Σε ένα εγχυνόμενο πάσσαλο, το έδαφος κοντά στην κορυφή υπόκειται σε περιβαλλοντολογικές επιδράσεις ενώ το έδαφος ακριβώς πάνω από την αιχμή του πασσάλου μπορεί να αναπτύξει ρωγμές τάνυσης. Επομένως, τα πρώτα 1,5 μέτρα του φρέατος και B (διάμετρος πασσάλου) μέτρα ακριβώς πάνω από την αιχμή του αγνοούνται στον υπολογισμό της πλευρικής τριβής.

3.2.2.2 β – Μέθοδος

Η β – μέθοδος βασίζεται σε μία ανάλυση με ενεργές τάσεις και χρησιμοποιείται για να καθοριστεί η βραχυπρόθεσμη αλλά και η μακροπρόθεσμη φέρουσα ικανότητα πασσάλων. Η τριβή κατά μήκος του φρέατος του πασσάλου υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τους νόμους του Coulomb, ενώ η τάση που οφείλεται στην τριβή δίνεται από τον τύπο (Muni Budhu, 2007):

$$f_s = \mu * \sigma_\chi = \sigma_\chi * \tan \phi_i \quad (3.24)$$

Όπου: μ = συντελεστής που οφείλεται στην τριβή

σ_χ = παράπλευρη ενεργός πίεση

ϕ_i = ενεργός γωνία τριβής της διεπιφάνειας εδάφους – πασσάλου

Έτσι για έναν πάσσαλο η αντοχή εκ πλευρικών τριβών, Q_s , θα ισχύει η ακόλουθη σχέση:

$$Q_s = f_s \cdot (\text{περίμετρος πασσάλου}) \cdot (\text{μήκος πασσάλου}) \quad (3.25)$$

Η παράπλευρος ενεργή πίεση, σ_χ , είναι ανάλογη με την ενεργό κατακόρυφη τάση, σ_z , μέσω ενός συντελεστή K . Έτσι η οριακή τιμή λόγω πλευρικών τριβών, f_s , ισούται με:

$$f_s = \sigma_\chi \cdot \tan \phi_i = \sigma_z \cdot \tan \phi_i \cdot K \quad (3.26)$$

Οι δύο συντελεστές $\tan \phi_i$ και K μπορούν να αντικαθιστούν από έναν μόνο παράγοντα β και ισχύει ο ακόλουθος τύπος που υπολογίζει την αντοχή εκ πλευρικών τριβών:

$$Q_s = \beta \cdot \sigma_z \cdot (\text{περίμετρος πασσάλου}) \cdot (\text{μήκος πασσάλου}) \quad (3.27)$$

Οι πιο διαδεδομένοι τύποι για τον παράγοντα β για εγχυνόμενους και εμπηγνυόμενους πασσάλους καθώς και οι πηγές του αναγράφονται στους πίνακες 3.6 και 3.7.

Πίνακας 3.6 Συντελεστής συνάφειας β για έγχυτους πασσάλους

Έγχυτοι πάσσαλοι		
Είδος εδάφους	Συντελεστής ενεργού πλευρικής τριβής	Πηγή στοιχείων
Μη συνεκτικό	$\beta = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi$	Burland (1973)
	$\beta = 0,44$ για $\phi = 28^\circ$	Meyerhof (1976)
	$\beta = 0,75$ για $\phi = 35^\circ$	
	$\beta = 1,2$ για $\phi = 37^\circ$	
Συνεκτικό	$\beta = (1 - \sin \phi) \cdot \tan \phi \cdot R$	Burland (1973)
	$\beta = 0,11 \cdot R + 0,24$ όταν $I = 20\%$ & $\beta \leq 2$	Esrib and Kirly (1979)
	$\beta = 0,13 \cdot R + 0,17$ όταν $I = 60\%$ & $\beta \leq 2$	
	όπου R = ποσοστό υπερσυγχώνευσης και I = δείκτης πλαστικότητας	

Πίνακας 3.7 Συντελεστής συνάφειας β για εμπηγνυόμενους πασσάλους

Εμπηγνυόμενοι πάσσαλοι		
Μη Συνεκτικό	$\beta_s = 1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z}$ για $N > 15$ και $1,2 \leq \beta \leq 0,25$ για $N \leq 15$ $\beta_s = N/15 \cdot (1,5 - 0,245 \cdot \sqrt{z})$ και $0 < \beta < 1,2$	O'Neil and Reese (1988)
	$\beta = 0,1$ για $\varphi = 33^\circ$ $\beta = 0,2$ για $\varphi = 35^\circ$ $\beta = 0,35$ για $\varphi = 37^\circ$	Meyerhof (1976)

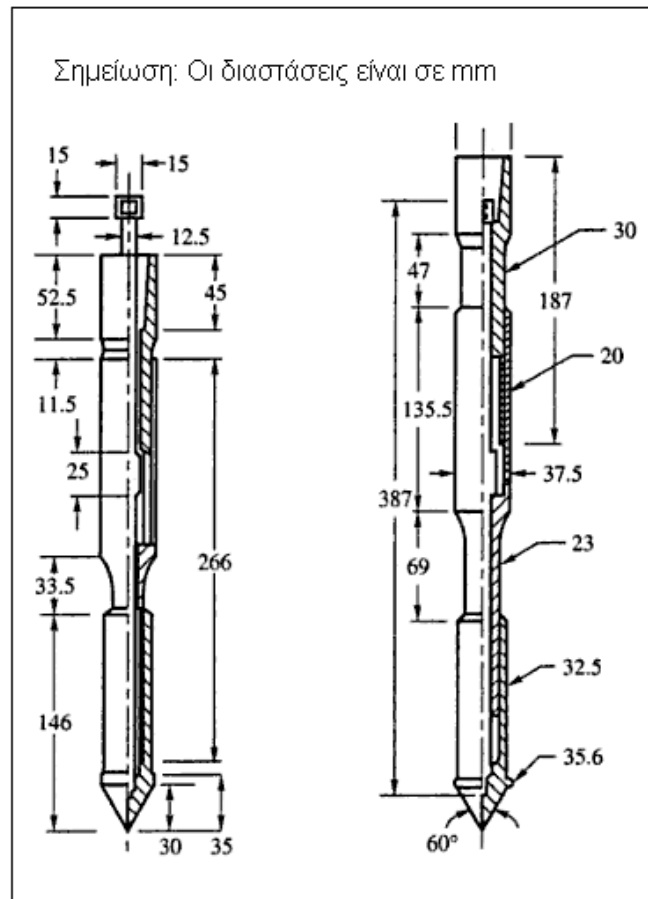
Η τιμή του συντελεστή β είναι και αυτή πηγή συζητήσεων, ιδίως για τα αδρόκοκκα εδάφη. Εξαιτίας της χαλάρωσης του εδάφους που γειτνιάζει με τους πασσάλους κατά τη διάρκεια της εγκατάστασης τους η τιμή της γωνίας τριβής, ϕ , που χρησιμοποιείται πρέπει να είναι μικρότερη από την κρίσιμη γωνία εσωτερικής τριβής και την κατάλοιπη γωνία εσωτερικής τριβής. Η ενεργός κατακόρυφη τάση συνήθως υπολογίζεται στο κέντρο κάθε στρώματος του εδάφους. Για τον υπολογισμό της αντοχής λόγω των πλευρικών τριβών πρέπει να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον δύο τύποι για τον υπολογισμό του συντελεστή β .

3.3 Ημ εμπειρικές μέθοδοι βασιζόμενες σε αποτελέσματα από επί τόπου δοκιμές

3.3.1 Γενικές αρχές

Πολλές φορές και ιδιαίτερα στα μη συνεκτικά εδάφη, η δειγματοληψία και η δημιουργία δοκιμών είναι ανέφικτη, με αποτέλεσμα την αδυναμία του προσδιορισμού των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Έτσι το κενό που δημιουργείται από την αδυναμία εκτέλεσης των συμβατικών εργαστηριακών δοκιμών, καλύπτεται από την εκτέλεση και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων από επί τόπου δοκιμές (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004). Οι δοκιμές αυτές αποτελούν το καταλληλότερο μέσο για τον προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων του υπεδάφους αλλά και οδηγούν στην απευθείας εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας ή της καθίζησης ενός πασσάλου.

Για να επιτευχτεί η αξιοπιστία των δοκιμών αυτών χρειάζεται η προτυποποίηση κατά την εκτέλεσή τους και η επιστημονικά τεκμηριωμένη ερμηνεία των αποτελεσμάτων τους. Συγκεκριμένα στην εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας



Σχήμα 3.5 Πενетроμετρητής του Begemann (Murthy, 2007)

χρησιμοποιούνται κατά κανόνα εμπειρικές συσχετίσεις. Οι δοκιμές επί τόπου πλεονεκτούν των στατικών τύπων γιατί η εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας γίνεται άμεσα και όχι μέσω συντελεστών φέρουσας ικανότητας που είναι ιδιαίτερα ευαίσθητοι στην μεταβολή της γωνίας εσωτερικής τριβής. Επίσης ο άμεσος αυτός προσδιορισμός της αντοχής αιχμής του πασσάλου δεν χρειάζεται διόρθωση λόγω κρίσιμου βάθους.

Η προσπάθεια υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας βάσει αποτελεσμάτων από επί τόπου δοκιμές άρχισε τη δεκαετία του 1950. Στον ελληνικό χώρο οι πλέον πιο διαδεδομένες επί τόπου δοκιμές είναι οι δοκιμές πεντρομετρήσεις (CPT) και πρότυπες δοκιμές διείδυσης (SPT).

3.3.2 Δοκιμή πεντρομέτρησης - CPT

Το πεντρόμετρο αυτό, που σύμφωνα με την αγγλική ορολογία πολλές φορές ονομάζεται Dutch cone penetrometer, έχει στην κορυφή του έναν κώνο με γωνία 60° , διάμετρο 35,7 mm, που του δίνει ένα εμβαδό της τάξης των 10 cm^2 , είναι συνδεδεμένο με μία ράβδο (Muni Budhu, 2007). Γύρω από τη ράβδο υπάρχει ένα εξωτερικό περίβλημα. Ο κώνος και το περίβλημα πιέζονται προς τα κάτω μέσα στο έδαφος με μία σταθερή ταχύτητα 1,5 – 2 cm/sec. Οι ωθήσεις που χρειάζονται για

να γίνει αυτό καταγράφονται ανεξάρτητα ώστε η αντίσταση της αιχμής του κώνου και η αντίσταση λόγω των πλευρικών τριβών να υπολογίζονται ξεχωριστά, ένα πλεονέκτημα εάν τα αποτελέσματα πρόκειται να χρησιμοποιηθούν για τον σχεδιασμό πασσλώσεων (Begemann, 1965). Μία πλήρης περιγραφή της δοκιμής πενετρομέτρησης και των εφαρμογών της στην γεωτεχνική και εδαφομηχανική δίνεται από τον Lunne *et al* (1997).

Η αντοχή της αιχμής επηρεάζεται από πολλές μεταβλητές του εδάφους όπως το ύψος των τάσεων, η πυκνότητα του, η στρωματογραφία, η ορυκτολογία, ο τύπος του εδάφους και η υφή του. Τα αποτελέσματα από CPT δοκιμές έχουν συσχετιστεί με άλλα αποτελέσματα από διαφορετικές επί τόπου δοκιμές, ιδιαίτερα με δοκιμές SPT.

Η εκτέλεση της δοκιμής CPT είναι γρήγορη και με λιγότερα λάθη λειτουργίας σε σύγκριση με την μέθοδο SPT. Μπορεί να δίνει συνεχόμενες καταγραφές της κατάστασης του εδάφους. Δεν μπορεί να εκτελεστεί σε πυκνά χονδρόκοκκα εδάφη και σε αναμειγμένα εδάφη που περιέχουν ογκόλιθους, λιθάρια, πηλό και φερτή ιλύς καθώς ο κώνος είναι ευπαθής στην επαφή με σκληρά υλικά (Muni Budhu, 2007).

Αναφέρθηκε πριν ότι οι ωθήσεις καταγράφονται ανεξάρτητα ώστε να υπολογίζεται εύκολα η αντίσταση της αιχμής και η αντίσταση λόγω πλευρικών τριβών. Έτσι λοιπόν η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου βρίσκεται υπολογίζοντας την αντοχή της αιχμής του πασσάλου, Q_b , και την αντοχή εκ πλευρικών τριβών, Q_s . Η αντοχή της αιχμής υπολογίζεται από τον τύπο (Smith, 2006):

$$Q_b = C_r \cdot A_b \quad (3.28)$$

Όπου: A_b = το εμβαδόν της αιχμής του πασσάλου

C_r = απόλυτη αντίσταση αιχμής

Για τον υπολογισμό της τιμής της αντοχής αιχμής του κώνου, C_r , χρησιμοποιείται το σχήμα 3.6. Για βάθος $4B$ (όπου B η διάμετρος του πασσάλου) υπολογίζεται η μέση τιμή του C_r όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.6.

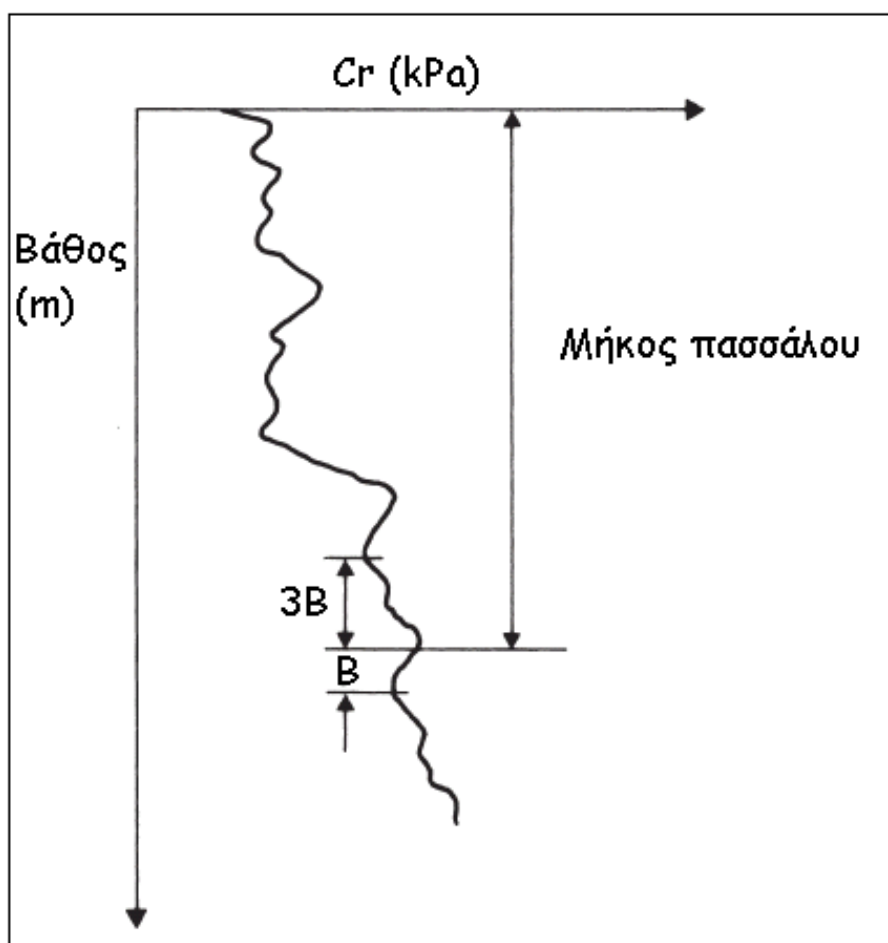
Όσο αφορά την αντίσταση λόγω των πλευρικών τριβών πολλοί ερευνητές συμφωνούν στα παρακάτω (Smith, 2006):

Για εμπεγνυόμενους πασσάλους σε πυκνές άμμους ισχύει:

$$f_s \approx C_r / 200 \text{ kPa} \quad (3.29)$$

Για εμπεγνυόμενους πασσάλους σε χαλαρές άμμους ισχύει:

$$f_s \approx C_r / 400 \text{ kPa} \quad (3.30)$$



Σχήμα 3.6. Θεωρητική τιμή αντοχής της αιχμής πασσάλου (Smith, 2006)

Για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε μη πλαστικές ιλύες ισχύει:

$$f_s \approx C_r/150 \text{ kPa} \quad (3.31)$$

όπου: C_r = η μέση αντοχή της αιχμής του κώνου σε όλο το μήκος του πασσάλου (De Beer, 1963).

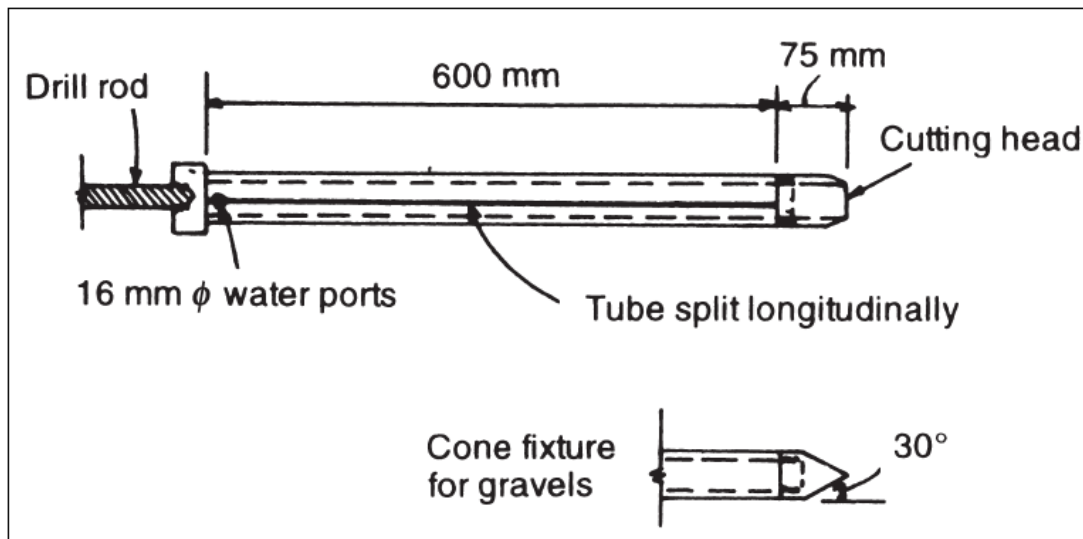
Για την περίπτωση των έγχυτων πασσάλων ο Meyerhof (1982) δέχεται ότι η αντοχή εκ πλευρικής τριβής είναι περίπου το 0,5 της αντίστοιχης για περίπτωση εμπηγνυομένων πασσάλων (Αναγνωστόπουλος και Παπαδόπουλος, 2004).

Έτσι η αντοχή λόγω πλευρικών τριβών υπολογίζεται από τον τύπο από τον τύπο 3.25 και η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση 3.1.

3.3.3 Πρότυπη δοκιμή διείδυσης - SPT

Η πρότυπη δοκιμή διείδυσης – SPT αναπτύχθηκε περί το 1927 και ίσως είναι η πιο διαδεδομένη μέθοδος επί τόπου δοκιμής (Muni Budhu, 2007). Η δοκιμή εκτελείται χρησιμοποιώντας ένα δειγματολήπτη τύπου split-barrel, με εξωτερική διάμετρο 50mm, εσωτερική διάμετρο 35mm και μήκους περίπου 650mm που

συνδέεται στην άκρη του με μία ράβδο γεώτρησης όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.7. Ο δειγματολήπτης εμπηγνύεται μέσα στο έδαφος με την βοήθεια ενός σφυριού βάρους 65kg που πέφτει από ένα ύψος 760mm.



Σχήμα 3.7 Δειγματολήπτης split-barrel (Smith, 2006)

Αρχικά ο δειγματολήπτης εμπηγνύεται 150mm μέσα στο έδαφος ώστε να 'κάτσει' η συσκευή και να παρακαμφτούν διαταραγμένα εδάφη που βρίσκονται στο κάτω μέρος της γεώτρησης. Ο αριθμός των χτύπων που απαιτείται για να βυθιστεί ο δειγματολήπτης άλλα 300mm καταγράφεται και σημειώνεται ως αριθμός, N. Ο αριθμός χτύπων που απαιτείται για κάθε 75mm βύθισης του δειγματολήπτη (συμπεριλαμβανομένης της αρχικής έμπηξης) πρέπει να καταγράφονται ξεχωριστά. Εάν έχουν πραγματοποιηθεί 50 χτύποι και ο δειγματολήπτης δεν έχει βυθιστεί τα απαιτούμενα 300mm η διαδικασία σταματάει και καταγράφεται το βάθος της έμπηξης. Στο τέλος ο δειγματολήπτης βγαίνει και το έδαφος αφαιρείται. Οι δοκιμές γίνονται σε διαστήματα 0,75m έως 1,50m μεταξύ τους και μέχρι ένα βάθος κάτω από την αιχμή των πασσάλων που ισούται το ελάχιστο με το πλάτος, B, των πασσάλων. Εάν η δοκιμή πρόκειται να πραγματοποιηθεί σε χαλικώδη εδάφη η κεφαλή αντικαθιστάται από ένα συμπαγές κώνο με γωνία 60°. Έχει αποδειχθεί ότι τα αποτελέσματα είναι λίγο μεγαλύτερα για το ίδιο υλικό όταν η συνηθισμένη κεφαλή αντικαθιστάται από την κωνική κεφαλή.

Όταν η δοκιμή λαμβάνει μέρος κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, πρέπει να λαμβάνεται προσοχή ώστε να μην εισέλθει νερό από τον πυθμένα της γεώτρησης, γεγονός που επιφέρει την χαλάρωση της άμμου εξαιτίας της διαρροής ανοδικής πίεσης. Έτσι λοιπόν πρέπει να προστίθενται ποσότητες νερού για να διατηρηθεί ο υδροφόρος ορίζοντας στην γεώτρηση (Smith, 2006).

Πίνακας 3.8 Συντελεστές διόρθωσης για μήκος ράβδου, C_r , τύπος δειγματολήπτη, C_s , μέγεθος γεώτρησης, C_d (Muni Budhu, 2007).

Συντελεστής διόρθωσης	Είδος	Τιμή συντελεστή διόρθωσης
C_r	Μήκος ράβδου (κάτω από το αμόνι)	
	≥10m	1,00
	6-10m	0,95
	4-6m	0,85
	3-4m	0,70
C_s	Είδος δειγματολήπτη	
	Πρότυπος Δειγ/πτης Η.Π.Α	1,00 1,20
C_d	Διάμετρος γεώτρησης	
	65-115mm	1,00
	150mm	1,05
	200mm	1,15

Αρκετές είναι οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την πτώση της σφύρας σε διάφορα μέρη του κόσμου. Επίσης χρησιμοποιούνται διάφοροι τύποι αμονιών, ράβδων και διάφορα μήκη ράβδων. Έτσι η μετρούμενη τιμή του N πρέπει να διορθώνεται ανάλογα την μέθοδο άφεσης της σφύρας αλλά και ανάλογα τον τύπο του αμονιού και του μήκους της ράβδου. Ο δειγματολήπτης μπήγεται στο έδαφος εξαιτίας της ενέργειας που μεταφέρεται μέσω του χτυπήματος της σφύρας. Ο λόγος της ενέργειας που μεταφέρεται στη ράβδο προς την ολική ενέργεια της σφύρας που εκτελεί ελεύθερη πτώση ονομάζεται ποσοστό ενέργειας ράβδου και οι τιμές που μπορεί να πάρει ανάλογα τη μέθοδο ποικίλουν από 45 έως 78%. Συνίσταται λοιπόν όλες οι τιμές του N να διορθώνονται για ποσοστό ενέργειας ράβδου 60%. Οι διορθωμένες τιμές του N συμβολίζονται με N_{60} και δίνονται από τον τύπο (Muni Budhu, 2007):

$$N_{60} = N \cdot (ER/60) \quad (3.32)$$

Όπου ER = το χαρακτηριστικό ποσοστό ενέργειας της κάθε μεθόδου

Ο Skempton (1986) πρότεινε τον σύνθετο συντελεστή διόρθωσης, C_{rsd} , που λαμβάνει υπόψη του το μήκος της ράβδου, τον τύπο του δειγματολήπτη και το μέγεθος της γεώτρησης (Muni Budhu, 2007).

$$C_{rsd} = C_r \cdot C_s \cdot C_d \quad (3.33)$$

Χαρακτηριστικές τιμές για τα C_r , C_s , C_d μπορούν να βρεθούν στον πίνακα 3.8. Έτσι ο τύπος 3.32 μπορεί να γραφτεί και ως:

$$N_{60} = N * C_{rsd} * (ER/60) \quad (3.34)$$

Η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης – SPT είναι απλή και εκτελείται γρήγορα. Ο εξοπλισμός που απαιτείται είναι ευρέως διαθέσιμος και μπορεί να εισχωρήσει σε πυκνά υλικά. Τα αποτελέσματα από αυτές τις δοκιμές έχουν συσχετιστεί με διάφορες μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, την φέρουσα ικανότητα του, και τις καθιζήσεις θεμελιώσεων. Οι πιο πολλοί από αυτούς τους συσχετισμούς όμως είναι αδύναμοι. Υπάρχουν πολλές πηγές λαθών όπως η χρήση μη πρότυπων υλικών, λάθη εκτέλεσης στο σήκωμα και στην άφεση της σφύρας, εσφαλμένος καθαρισμός του πυθμένα της γεώτρησης πριν ξεκινήσει η δοκιμή και λάθη στην διατήρηση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα. Αυτά τα λάθη δίνουν αριθμούς χτύπων N που δεν είναι αντιπροσωπευτικοί του εδάφους.

Μέσω πρότυπων δοκιμών διείσδυσης μπορεί να υπολογισθεί η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Για τον υπολογισμό της αντοχής εκ πλευρικών τριβών χρησιμοποιείται ο τύπος (Muni Budhu, 2007):

$$Q_s = (A + B * N_{60}) * L * (\text{περίμετρος πασσάλου}) \quad (3.35)$$

Όπου: N_{60} = διορθωμένος αριθμός χτύπων

L = μήκος του πασσάλου

A , B = σταθερές που σύμφωνα με τον Meyerhof (1956) ισούνται με 0 και 1,9 αντίστοιχα (Muni Budhu, 2007).

Όσα αφορά τον υπολογισμό της αντοχής της αιχμής, Q_b , χρησιμοποιείται ο τύπος (Muni Budhu, 2007):

$$Q_b = C * N_{60} * A_b \quad (3.36)$$

Όπου: N_{60} = διορθωμένος αριθμός χτύπων

A_b = επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου

C = στον πίνακα 3.9 δίνονται τιμές για την σταθερά σύμφωνα με διάφορους ερευνητές. Οι τιμές που συνήθως χρησιμοποιούνται είναι αυτές του Meyerhof.

Πίνακας 3.9 Σταθερά C για έγχυτους και εμπηγνυόμενους πασσάλους (Muni Budhu, 2007).

Είδος πασσάλου	Είδος εδάφους	Σταθερά C	Παρατηρήσεις	Πηγή στοιχείων
Εμπηγνυόμενος πάσσαλος	Μη συνεκτικό	38*L / B	L = μήκος πασσάλου μέσα στο μη συνεκτικό έδαφος B = διάμετρος πασσάλου	Meyerhof (1976)
		250		Decourt (1982)
	Συνεκτικό	200		Decourt (1982)
		200		Martin et al. (1987)
Εγχυνόμενος πάσσαλος	Μη συνεκτικό	100	$L \geq 10m$ & $f_b \leq 2900kPa$	Shioi and Fukui (1982)
		57.5*L / 10	$L \leq 10m$ & $f_b \leq 2900kPa$	Quiros & Reese (1977)
		57.5	$L > 10m$ & $f_b \leq 2900kPa$	
	Συνεκτικό	250	N < 30	Hobbs (1977)
		200	N > 40	

3.4 Δυναμικές μέθοδοι

Η αντίσταση του εδάφους κατά την διάρκεια έμπληξης του πασσάλου είναι ενδεικτική της φέρουσας ικανότητας του. Ποσοτικά μιλώντας, ένας πάσσαλος που συναντά μεγαλύτερη αντίσταση κατά τη διάρκεια της έμπληξης τους έχει και μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα. Οι δυναμικές μέθοδοι μπορούν να εφαρμοστούν μόνο για εμπηγνυόμενους πασσάλους και έχουν δημιουργηθεί πολύ τύποι οι οποίοι δίνουν την φέρουσα ικανότητα του πασσάλου βάση της ενέργειας έμπληξης (Murthy, 2003).

Η βάση όλων των τύπων που έχουν δημιουργηθεί είναι μία απλή σχέση ενέργειας βάση του σχήματος 3.8, όπως η ακόλουθη (Murthy, 2003):

$$W \cdot h = Q_u \cdot s \quad (3.37)$$

Όπου: W = το βάρος της σφύρας

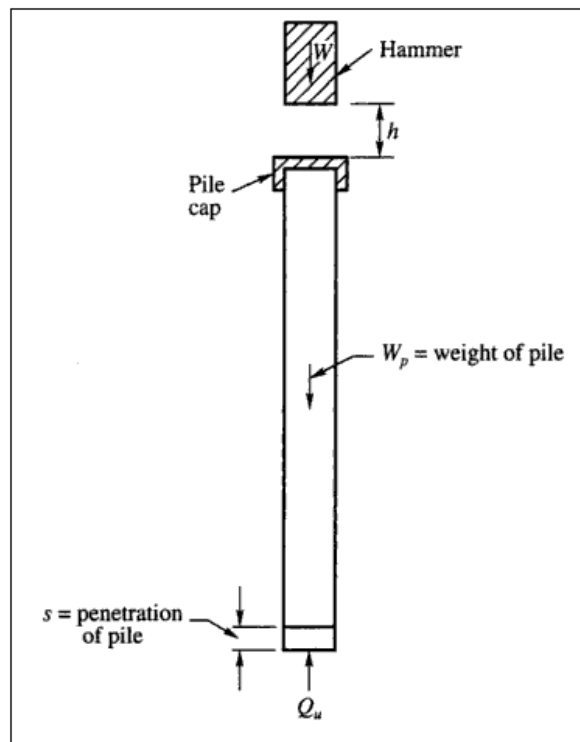
h = το ύψος πτώσης της σφύρας

$W \cdot h$ = η ενέργεια πτώσης της σφύρας

Q_u = η απόλυτη τιμή αντίστασης στην έμπηξη

s = η έμπηξη του πασσάλου με ένα χτύπημα της σφύρας

$Q_u \cdot s$ = η ενέργεια της αντίστασης του πασσάλου



Σχήμα 3.8 Βασική σχέση ενέργειας (Murthy, 2003)

Η εξίσωση 3.37 ισχύει μόνο όταν το σύστημα σφύρα – πάσσαλος είναι 100% αποδοτικό, δεν υπάρχουν δηλαδή απώλειες ενέργειας. Κατά τη διάρκεια της έμπηξης ενός πασσάλου υπάρχουν ενεργειακές απώλειες, άρα η σχέση της ενέργειας μπορεί να γραφτεί ως (Murthy, 2003):

$$\eta_h \cdot W \cdot h = Q_u \cdot s + E_1 + E_2 \quad (3.38)$$

Όπου: $W \cdot h$ = η ενέργεια πτώσης της σφύρας

η_h = συντελεστής απόδοσης της σφύρας

$Q_u \cdot s$ = η ενέργεια της αντίστασης του πασσάλου

E_1 = ενεργειακές απώλειες που οφείλονται στην ελαστική συμπίεση του πασσάλου, c_1 , του πώματος του πασσάλου, c_2 και στο περιβάλλον

έδαφος του πασσάλου, c_3 . Ο όρος E_1 μπορεί να γραφτεί ως (Murthy, 2003):

$$E_1 = 0,5 \cdot Q_u \cdot (c_1 + c_2 + c_3) \quad (3.39)$$

E_2 = ενεργειακές απώλειες εξαιτίας της αλληλεπίδρασης μεταξύ της σφύρας και του πασσάλου. Ο όρος E_2 μπορεί να γραφτεί ως (Murthy, 2003):

$$E_2 = W \cdot h \cdot W_p \cdot (1 - C_r^2) / (W + W_p) \quad (3.40)$$

Όπου W_p είναι το βάρος του πασσάλου και C_r είναι ένας συντελεστής αποκατάστασης.

Ο τύπος 3.38 ονομάζεται φόρμουλα του Hilley και λύνοντας την ως προς Q_u μπορεί κανείς να υπολογίσει την φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Εάν η αιχμή του πασσάλου βρίσκεται πάνω σε πέτρωμα ή άλλο αδιαπέρατο υλικό η σχέση 3.38 δεν ισχύει και σύμφωνα με τον Chellis (1961) το W_p θα πρέπει να αντικατασταθεί με $W_p/2$ για να υπάρχουν πιο αξιόπιστα αποτελέσματα.

4 Καθιζήσεις μεμονωμένων πασσάλων

4.1 Εισαγωγή

Πιθανώς ένα από τα πιο δύσκολα προβλήματα που έχει να αντιμετωπίσει ένας μηχανικός είναι να υπολογίσει με ακρίβεια την καθίζηση μίας θεμελίωσης. Το πρόβλημα έχει δύο διαφορετικά μέρη: το μέγεθος της καθίζησης που θα συντελεστεί και ο ρυθμός με τον οποίο θα εμφανιστεί. Όταν ένα έδαφος υπόκειται σε μία αυξανόμενη τάση λόγω της φόρτισης μίας θεμελίωσης το αποτέλεσμα είναι μία συμπίεση του εδάφους που αποτελείται από τρία μέρη: την ελαστική συμπίεση, την κύρια συμπίεση και την δευτερεύουσα συμπίεση (Smith, 2006).

Η ελαστική συμπίεση συμβαίνει αμέσως μετά την εφαρμογή της φόρτισης του πασσάλου. Το κατακόρυφο στοιχείο της προκαλεί μία κατακόρυφη μετακίνηση του πασσάλου (άμεση καθίζηση) που στην περίπτωση ενός μερικός εμποτισμένου με νερό έδαφος οφείλεται στην αποβολή αερίων και στον ελαστικό καμπτικό αναπροσανατολισμό των μορίων του εδάφους. Με τα πλήρως εμποτισμένα εδάφη τα αποτελέσματα της άμεσης καθίζησης υποτίθεται ότι είναι αποτέλεσμα μίας κατακόρυφης συμπίεσης του εδάφους προτού υπάρξει αλλαγή στον όγκο (Smith, 2006).

Η κύρια συμπίεση είναι αποτέλεσμα της ξαφνικής εφαρμογής ενός φορτίου στον πάσσαλο. Το φορτίο αυτό, εκτός από το να προκαλεί μία ελαστική συμπίεση, δημιουργεί μία συνθήκη με περίσσια υδροστατική πίεση σε εμποτισμένα εδάφη. Αυτή η περίσσια πίεση νερού πόρων μπορεί να εξανεμισθεί μόνο με μία σταδιακή αποβολή του νερού μέσω κενών στο έδαφος, η οποία προκαλεί μία αλλαγή στον όγκο που εξαρτάται από τον χρόνο. Όλη αυτή η διαδικασία ονομάζεται στερεοποίηση του εδάφους (Smith, 2006).

Η δευτερεύουσα συμπίεση είναι αποτέλεσμα αλλαγής του όγκου που είναι λίγο έως πολύ ανεξάρτητα από την ύπαρξη αυξημένης πίεσης λόγω του νερού των πόρων. Η φύση αυτών των αλλαγών δεν είναι πλήρως κατανοητές αλλά κατά τα φαινόμενα οφείλονται σε μία μορφή πλαστικής ροής που έχει σαν αποτέλεσμα την μετακίνηση μορίων του εδάφους. Οι επιπτώσεις της δευτερεύουσας συμπίεσης μπορούν να συνεχιστούν για μεγάλα χρονικά διαστήματα. Μεταξύ της κύριας και της δευτερεύουσας συμπίεσης δεν υπάρχουν χρονικές διαφορές. Μπορούν να συμβαίνουν ταυτόχρονα ή και σε τυχαίες χρονικές στιγμές (Smith, 2006).

4.2 Υπολογισμός καθίζησης μεμονωμένου πασσάλου

Πρακτικά για τον υπολογισμό της καθίζησης ενός πασσάλου θεωρείται ότι η καθίζηση προέρχεται από την βράχυνση του σώματος του πασσάλου, από την εδαφική παραμόρφωση στην αιχμή του πασσάλου και από την παραμόρφωση

στην παράπλευρη επιφάνεια του λόγω πλευρικών τριβών. Σύμφωνα με τη μέθοδο του Vesic (1977) η καθίζηση υπολογίζεται ως άθροισμα τριών συνιστωσών (Κωστόπουλος, 2003):

1. Καθίζηση λόγω αξονικής παραμόρφωσης του σώματος του πασσάλου:

$$S_{\delta} = (Q_b + a_s \cdot Q_s) \cdot L / (A_0 \cdot E_0) \quad (4.1)$$

Όπου: Q_b = φορτίο αιχμής

Q_s = φορτίο λόγω πλευρικών τριβών

L = μήκος πασσάλου

A_0 = διατομή του πασσάλου

E_0 = μέτρο ελαστικότητας του πασσάλου

a_s = εμπειρικός συντελεστής με τιμές σύμφωνα με τον πίνακα 4.1

Πίνακας 4.1 Τιμές εμπειρικού συντελεστή a_s

Εμπειρικός συντελεστής a_s	
Κατανομή πλευρικής τριβής	Τιμές
Παραβολική ή ομοιόμορφη κατανομή	0.5
Τριγωνική κατανομή με μηδενική τιμή στην κεφαλή του πασσάλου και μέγιστη στον πόδα του	0.67
Τριγωνική κατανομή με μηδενική τιμή στον πόδα του πασσάλου και μέγιστη στην κεφαλή του	0.33

2. Καθίζηση λόγω εδαφικής παραμόρφωσης στην αιχμή του πασσάλου:

$$S_b = Q_b \cdot C_t / D \cdot q_{bu} \quad (4.2)$$

Όπου: Q_b = φορτίο αιχμής

D = διάμετρος του πασσάλου

q_{bu} = οριακή αντίσταση της αιχμής

C_t = εμπειρικός συντελεστής με τιμές σύμφωνα με τον πίνακα 4.2

Πίνακας 4.2 Τιμές εμπειρικού συντελεστή C_t

Εμπειρικός συντελεστής C_t		
Τύπος εδάφους	Τύπος πασσάλου	
	Εμπηγνυόμενος	Έγχυτος
Άμμος (πυκνή-χαλαρή)	0.02 - 0.04	0.09 - 0.18
Άργιλος (μαλακή-στιφή)	0.02 - 0.03	0.03 - 0.06
Ιλύς (πυκνή-χαλαρή)	0.03 - 0.05	0.09 - 0.12

3. Καθίζηση λόγω εδαφικής παραμόρφωσης στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου

$$S_c = Q_s \cdot C_s / L_D \cdot q_{bu} \quad (4.3)$$

Όπου: Q_b = φορτίο αιχμής

Q_s = φορτίο λόγω πλευρικών τριβών

q_{bu} = οριακή αντίσταση της αιχμής

L_D = θαμμένο μήκος πασσάλου

C_s = συντελεστής σύμφωνα με τον εμπειρικό τύπο:

$$C_s = 0.93 + 0.16 \cdot C_p \cdot \sqrt{L_D \cdot D}$$

$$\text{Τελικώς λοιπόν: } S = S_\delta + S_b + S_c \quad (4.4)$$

Ενδιαφέρουσα είναι η ελαστική προσέγγιση που έχει επιχειρηθεί από διάφορους ερευνητές καθώς έχει παρατηρηθεί ότι η σχέση φορτίο-καθίζηση είναι γραμμική μέχρι το φορτίο λειτουργίας. Στις περισσότερες από τις προτεινόμενες μεθόδους ο πάσσαλος χωρίζεται νοητά σε έναν αριθμό ομοιόμορφων φορτιζόμενων στοιχείων, σε καθένα από τα οποία υπολογίζονται κατά Mindlin οι μετατοπίσεις. Οι προτεινόμενες μέθοδοι διαφέρουν μεταξύ τους ως προς την υποτιθέμενη κατανομή της διατμητικής τάσης κατά μήκος του πασσάλου. Ως πλέον χαρακτηριστική θεωρείται η μέθοδος των Roulos & Davis (1980) όπου η διατμητική τάση εκλαμβάνεται ως ομοιόμορφα κατανεμημένη στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου. Η υπόθεση αυτή οδηγεί σε ρεαλιστικότερα αποτελέσματα, ειδικά στην περίπτωση πασσάλων με μικρή λυγηρότητα (Κωστόπουλος, 2003).

5 Συντελεστές ασφάλειας – Ευρωκώδικας EC-7

5.1 Συντελεστές ασφάλειας

5.1.1 Η έννοια του συντελεστή ασφάλειας

Ως αστοχία θεωρείται η μη-αποδεκτή διαφορά μεταξύ της αναμενόμενης και της τελικώς καταγραφόμενης επιτελεστικότητας της κατασκευής. Όταν αυτή η διαφορά είναι αποδεκτή, η γεωτεχνική κατασκευή χαρακτηρίζεται από ασφάλεια. Το εύρος της διαφοράς αυτής ορίζεται από τον γνωστό Συντελεστή Ασφάλειας. Δεν υπάρχουν συγκεκριμένοι κανόνες βάσει των οποίων προσδιορίζονται οι συντελεστές ασφάλειας και έτσι την πλήρη ευθύνη για την επιλογή των τιμών την έχει ο υπεύθυνος μηχανικός.

Ο συντελεστής ασφάλειας είναι λοιπόν μία νοητική κατασκευή η οποία χρησιμεύει στον εμπειρικό περιορισμό των μετακινήσεων σε ανεκτά όρια και καλύπτει την αντικειμενική ασάφεια η οποία χαρακτηρίζει την ενδεχόμενη παρουσία της γεωλογικής λεπτομέρειας και την εκτίμηση των γεωτεχνικών παραμέτρων και τις απλοποιήσεις των αναλυτικών μεθόδων πρόγνωσης (Κωστόπουλος, 2003).

Η επιλογή του κατάλληλου συντελεστή ασφάλειας για τους πασσάλους αποτελεί σύνθετο και δυσχερές πρόβλημα. Από τους πολλούς και αλληλοεμπλεκόμενους παράγοντες που εισέρχονται στο πρόβλημα αναφέρονται οι κυριότεροι (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004):

- Ο τρόπος εκτίμησης των εξωτερικών φορτίσεων.
- Η φύση του υπεδάφους η ανομοιογένεια του σε έκταση και σε βάθος.
- Οι γεωτεχνικές παράμετροι των επί μέρους εδαφικών στρώσεων.
- Η έκταση και η πληρότητα της γεωτεχνικής έρευνας.
- Η φύση του συγκεκριμένου προβλήματος θεμελίωσης με πασσάλους και ο μηχανισμός ανάπτυξης των οριακών φορτίων αιχμής και τριβής.
- Η αξιοπιστία της μεθόδου εκτίμησης των οριακών φορτίων και η καταλληλότητα της για τα εκάστοτε συγκεκριμένα δεδομένα.

5.1.2 Ενδεικτικές περιπτώσεις προτεινόμενων συντελεστών ασφάλειας

Ο υπολογισμός του επιτρεπόμενου φορτίου έναντι θραύσης, $P_{u,a}$, από το συνολικό οριακό φορτίο, P_u , ή τα επί μέρους οριακά φορτία αιχμής και τριβής γίνεται κατά τις σχέσεις (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004):

$$P_{u,a} = P_u / F_t \quad (5.1)$$

Είτε,

$$P_{u,a} = Q_b / F_b + Q_s / F_s \quad (5.2)$$

Όπου: F_t = ολικός συντελεστής ασφάλειας και

F_b, F_s = μερικοί συντελεστές ασφάλειας.

Διευκρινίζεται ότι ο έλεγχος με τον ολικό συντελεστή ασφάλειας γίνεται πάντα, σε ορισμένες περιπτώσεις όμως γίνεται και έλεγχος με τους μερικούς συντελεστές ασφάλειας αιχμής και τριβής, οπότε τελικά επιλέγεται ως επιτρεπόμενο φορτίο η μικρότερη τιμή.

Η επιλογή του κατάλληλου συντελεστού ασφάλειας για τους πασσάλους αποτελεί σύνθετο και δυσχερές πρόβλημα. Χαρακτηριστικό της πολυπλοκότητας του προβλήματος επιλογής του κατάλληλου συντελεστού ασφάλειας είναι και οι διαφορετικές τιμές προτεινόμενων συντελεστών από τους κανονισμούς είτε από συγκεκριμένους ερευνητές. Αυτό οφείλεται στο ότι οι προτάσεις επιλογής συντελεστών ασφάλειας συνδέονται άμεσα με την βασική κατηγορία της ακολουθούμενης μεθοδολογίας αλλά και την φύση και τις λεπτομέρειες εφαρμογής κάθε επιμέρους μεθόδου. Ακολουθούν ενδεικτικά παραδείγματα για κάθε βασική μεθοδολογία υπολογισμού των οριακών φορτίων (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004).

A) Μέθοδοι βασιζόμενες σε στατικούς τύπους

Ο Tomlinson (1986) προτείνει ως επιτρεπόμενο φορτίο έναντι θραύσης για εμπηγνυόμενους πασσάλους σε άργιλο ολικό συντελεστή ασφάλειας, $F_t = 2.5$, και μερικούς συντελεστές ασφάλειας αιχμής, $F_b = 3$ και τριβής, $F_s = 1.5$.

Για την περίπτωση πασσάλων διά εκσκαφής, μεγάλης διαμέτρου, σε άργιλο προτείνει ως ολικό συντελεστή ασφάλειας, $F_t = 2$, και μερικούς συντελεστές ασφάλειας αιχμής, $F_b = 3$ και τριβής, $F_s = 1$.

B) Μέθοδοι βασιζόμενες σε επί τόπου δοκιμές

Κατά την μεθοδολογία DIN 4014 (που βασίζεται σε αποτελέσματα δοκιμών CPT και εργαστηριακών δοκιμών για την αστράγγιστη διατμητική αντοχή) ο προτεινόμενος συνολικός συντελεστής ασφάλειας για κανονικές φορτίσεις είναι $F_t = 2$. Ο συντελεστής αυτός μειώνεται μέχρι και 1,50 για απρόβλεπτες και εξαιρετικά σπάνιες φορτίσεις

Κατά την μεθοδολογία Meyerhof που βασίζεται σε αποτελέσματα δοκιμών SPT για την εκτίμηση του οριακού φορτίου επιβάλλεται ο υψηλός συντελεστής ασφάλειας $F_t = 4$.

Κατά την μεθοδολογία Decourt προτείνεται συνολικός συντελεστής ασφάλειας $F_t = 2$ (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004).

Γ) Δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων

Οι προτεινόμενοι συντελεστές ασφάλειας συναρτώνται άμεσα με την όλη μεθοδολογία εκτέλεσης των δοκιμαστικών φορτίσεων και κυρίως με τον τρόπο εκτίμησης του οριακού φορτίου του πασσάλου από το διάγραμμα φορτίο-καθίζηση. Ενδεικτικά αναφέρονται οι εξής περιπτώσεις προτεινόμενων συντελεστών:

- Κατά το DIN 1054 για αριθμό δοκιμαστικών φορτίσεων $n \geq 2$ και υπό την προϋπόθεση ότι οι φορτίσεις εκτελούνται κάτω από παρόμοιες γεωτεχνικές συνθήκες και ότι η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή δεν αποκλίνουν πέρα από ένα όριο ($\pm 30\%$) από τη μέση τιμή, λαμβάνεται συντελεστής ασφάλειας για κανονικές φορτίσεις $F_t = 1,75$ επί της μέσης τιμής των οριακών φορτίων που μετρήθηκαν.
- Κατά την Τεχνική Επιτροπή της I.S.S.M.F.E. (1985), κατά περίπτωση ο συντελεστής κυμαίνεται μεταξύ των τιμών $F_t = 1,75$ έως 2,6 περίπου.

5.2 Ευρωκώδικας EC-7

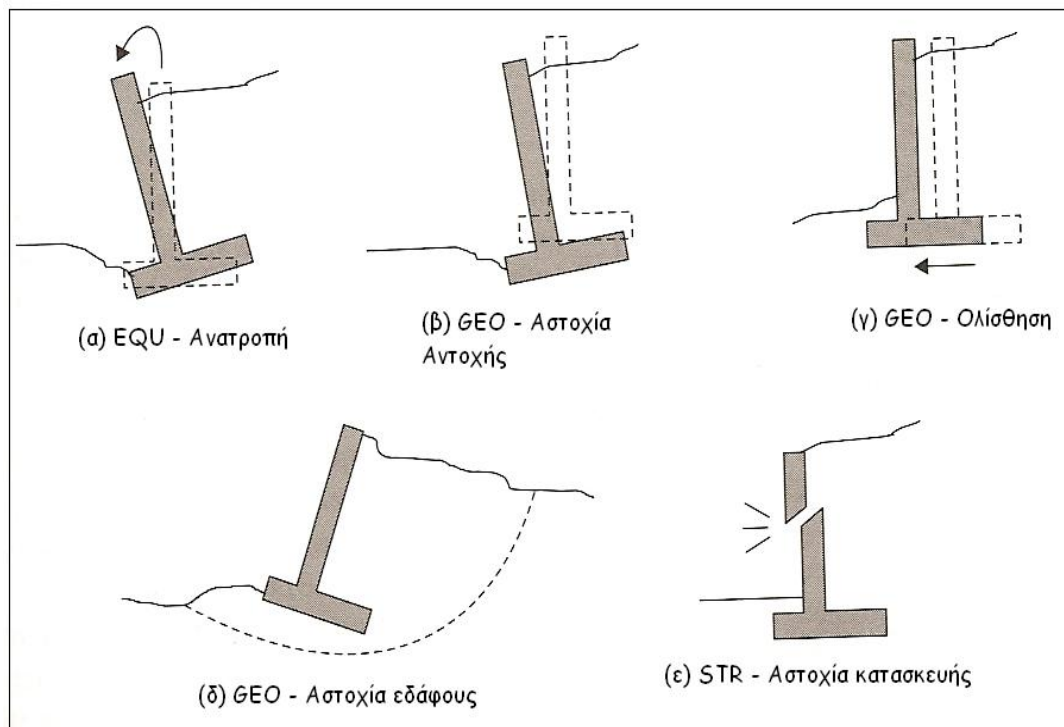
5.2.1 Γενικές αρχές του Ευρωκώδικα EC-7

Το πρόγραμμα των Ευρωκωδίκων μπήκε πρόσφατα σε λειτουργία για να καθιερώσει ένα σύνολο τεχνικών κανονισμών για τον σχεδιασμό των κτηρίων και την κατασκευή έργων σε όλη την Ευρώπη. Οι κανονισμοί αυτοί είναι συλλογικά γνωστοί ως δομικοί Ευρωκώδικες που αποτελούν μία σειρά από 10 έγγραφα. Ο Ευρωκώδικας 7 είναι το έγγραφο που αφορά τα γεωτεχνικά έργα και αποτελείται από δύο μέρη. Το πρώτο μέρος εκδόθηκε το 2004 με το όνομα Ευρωκώδικας EC-7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός, Μέρος 1: Γενικές Αρχές. Το δεύτερο μέρος με τίτλο Ευρωκώδικας EC-7: Γεωτεχνικός Σχεδιασμός, Μέρος 2: Σχεδιασμός με τη βοήθεια επί τόπου και εργαστηριακών δοκίμων εκδόθηκε το 2006. Ο Ευρωκώδικας θα τεθεί σε πλήρη εφαρμογή σε όλη την Ευρώπη το 2010. Μέχρι τότε οι εκάστοτε δομικοί κώδικες κάθε χώρας μπορούν να χρησιμοποιούνται παράλληλα με τον Ευρωκώδικα (Smith, 2006).

Σχετικά με την μέχρι σήμερα πρακτική της Γεωτεχνικής Μηχανικής τόσο στην Ελλάδα όσο και σε άλλες χώρες της Ε.Ε. επισημαίνεται ότι η βασικές αρχές ελέγχου των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας κατά τους Ευρωκώδικες δεν επιφέρουν ουσιαστικές αλλαγές. Αντιθέτως σημαντικές διαφοροποιήσεις υπάρχουν στις μέχρι σήμερα χρησιμοποιούμενες μεθόδους ελέγχου αστοχίας. Κατά τον Ευρωκώδικα EC-7 υπάρχουν οι ακόλουθοι πέντε τύποι οριακών καταστάσεων αστοχίας (Smith, 2006):

EQU: αφορά στην απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του περιβάλλοντος εδάφους ως στερεού σώματος όπου οι εσωτερικές δυνάμεις του σώματος και του

εδάφους δεν προσφέρουν αντίσταση (σχήμα 5.1α). Παραδείγματος χάρη ανατροπή τεχνικού έργου λόγω υπέρβασης των ροπών ευστάθειας (περίπτωση κρηπιδοτοίχου).



Σχήμα 5.1 Οριακές συνθήκες αστοχίας για γεωκατασκευές (Smith, 2006)

GEO: αφορά την αστοχία ή την υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, όπου το έδαφος ή το πέτρωμα έχουν σημαντικό ρόλο στην προσφορά αντοχής. Πρόκειται για μία γεωτεχνικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, όπως π.χ. η αστοχία του εδάφους λόγω υψηλής κατακόρυφης φόρτισης του πασσάλου (σχήμα 5.1β, 5.1γ και 5.1δ).

STR: αφορά την αστοχία ή την υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής, όπου η αντοχή του υλικού της κατασκευής έχει σημαντικό ρόλο στην προσφορά αντοχής. Πρόκειται για δομικού τύπου οριακή κατάσταση που αφορά την αστοχία στοιχείων του έργου λόγω κάμψης, διάτμησης κ.λπ. Τυπικό παράδειγμα είναι η αστοχία του υλικού του πασσάλου στην περιοχή της κεφαλής λόγω καμπτικών ροπών προερχομένων από υψηλές οριζόντιες φορτίσεις (σχήμα 5.1ε)

UPL: αφορά στην απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του περιβάλλοντος εδάφους λόγω επίπλευσης, όπως π.χ. στην περίπτωση στεγανολεκάνης σε μεγάλο βάθος κάτω από την στάθμη υπόγειων υδάτων.

HYD: αφορά οριακές καταστάσεις που οφείλονται σε ροή ύδατος όπως υδραυλική ανύψωση, εσωτερική διάβρωση, υδραυλική διασωλήνωση, υδραυλική υποσκαφή κ.λπ.

Γενικά στα γεωτεχνικά έργα και ειδικότερα στους πασσάλους, οι οριακές καταστάσεις STR και GEO, αποτελούν τις συνηθέστερες και τις σπουδαιότερες. Εξετάζονται παράλληλα δεδομένου ότι δεν είναι πάντα σαφές αν κατά την συνεχή αύξηση των εξωτερικών φορτίσεων επί της θεμελίωσης του έργου θα προηγηθεί αστοχία του εδάφους ή αστοχία της θεμελίωσης.

Για να ελεγχθούν οι οριακές συνθήκες καθορίζονται οι γεωτεχνικές παράμετροι για την αντίσταση του εδάφους και τις δράσεις. Με τον όρο δράσεις εννοείται οι εξωτερικές φορτίσεις από την ανωδομή, το βάρος του εδάφους, οι πιέσεις εκ κατανομής εντός του εδάφους, οι ωθήσεις των γαιών επί κατασκευών αντιστηρίξεις και υδροστατικές ή υδροδυναμικές πιέσεις. Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων, F_d , προκύπτουν δια των αντιπροσωπευτικών τιμών, F_{rep} , με την εφαρμογή ενός επιμέρους συντελεστή ασφάλειας, γ_F , σύμφωνα με τη σχέση 5.3 (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004).

$$F_d = F_{rep} * \gamma_F \quad (5.3)$$

Οι τιμές σχεδιασμού, X_d , προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων, X_k , με την εφαρμογή των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας, γ_M , σύμφωνα με τη σχέση 5.4 (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004).

$$X_d = \gamma_M^{-1} * X_k \quad (5.4)$$

Η αντοχή, R , προέρχεται από τις τιμές σχεδιασμού των δράσεων και από εδαφικές παραμέτρους. Η τιμή σχεδιασμού αντοχής, R_d , μπορεί να θεωρείται είτε ίση με την τιμή R είτε ίσο με μία τιμή μικρότερη του R με την εφαρμογή ενός επί μέρους συντελεστή ασφάλειας, γ_R . Η επιλογή του κατάλληλου επί μέρους συντελεστή ασφάλειας εξαρτάται από την φύση των δράσεων και την μέθοδο σχεδιασμού που χρησιμοποιείται. Οι δράσεις χαρακτηρίζονται ως μόνιμες, μεταβλητές, τυχαίες και σεισμικές (Smith, 2006).

Όταν ελέγχονται οι οριακές συνθήκες μπορούν να χρησιμοποιηθούν μία από τις τρεις μεθόδους σχεδιασμού. Η ύπαρξη τριών μεθόδων σχεδιασμού βοηθάει τους σχεδιαστές σε όλη την Ευρώπη να επιλέγουν την μέθοδο που τους ταιριάζει. Για κάθε μέθοδο χρησιμοποιείται ένας διαφορετικός συνδυασμός των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας. Για την μέθοδο σχεδιασμού 1 υπάρχουν δύο συνδυασμοί και ο τελικός σχεδιασμός γίνεται βάσει του δυσμενέστερου αποτελέσματος των δύο συνδυασμών. Οι μέθοδοι σχεδιασμού είναι οι ακόλουθες (Smith, 2006):

Μέθοδος σχεδιασμού 1: Συνδυασμός 1: $A1+M1+R1$

Συνδυασμός 2: $A2+M2+R1$

Μέθοδος σχεδιασμού 2: $A1+M1+R2$

Μέθοδος σχεδιασμού 2: $(A1ήA2)+M2+R3$

Οι τιμές για τις δράσεις (A), για τις ιδιότητες του υλικού (M), και την αντοχή του εδάφους υπάρχουν στους πίνακες 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004).

Πίνακας 5.1 Επί μέρους συντελεστές επί των δράσεων (γ_F) ή επί των αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E) (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004)

Δράση		Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1.35	1.00
	Ευμενής		1.00	1.00
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1.50	1.30
	Ευμενής		0.00	0.00

Πίνακας 5.2 Επί μέρους συντελεστές επί των εδαφικών παραμέτρων (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004)

Εδαφικές παράμετροι	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών	
		M1	M2
Γωνία εσωτερικής τριβής	γ'_ϕ	1.00	1.25
Ενεργός συνοχή	γ'_c	1.00	1.25
Αστράγγιστη διατμητική αντοχή	γ_{cu}	1.00	1.40
Αντοχή ανεμπόδιστου θλίψης	γ_{qu}	1.00	1.40
Φαινόμενη πυκνότητα	γ_γ	1.00	1.00

Πίνακας 5.3 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής για εμπηγνυόμενους πασσάλους (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004)

Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1.00	1.10	1.00	1.30
Εκ πλευρικών τριβών	γ_s	1.00	1.10	1.00	1.30
Συνολική θλίψη	γ_t	1.00	1.10	1.00	1.30
Εκ πλευρικών τριβών – Εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.15	1.10	1.60

Πίνακας 5.4 Επί μέρους συντελεστές επί της αντοχής για πασσάλους εκσκαφής (Αναγνωστόπουλος & Παπαδόπουλος, 2004)

Αντοχή	Συμβολισμός	Ομάδα Συντελεστών			
		R1	R2	R3	R4
Αιχμής	γ_b	1.25	1.10	1.00	1.60
Εκ πλευρικών τριβών	γ_s	1.00	1.10	1.00	1.30
Συνολική θλίψη	γ_t	1.15	1.10	1.00	1.50
Εκ πλευρικών τριβών – Εφελκυσμός	$\gamma_{s,t}$	1.25	1.15	1.10	1.60

5.2.2 Σχεδιασμός θεμελιώσεων με πασσάλους σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα

Ο σχεδιασμός θεμελιώσεων με πασσάλους περιγράφεται στο παράρτημα 7 του Ευρωκώδικα - EC7. Υπάρχουν 11 οριακές συνθήκες αστοχίας που πρέπει να υπολογιστούν, αν και συνήθως μόνο οι συνθήκες που αφορούν την συγκεκριμένη κατάσταση υπολογίζονται. Αυτές οι οριακές συνθήκες περιλαμβάνουν την

απώλεια ευστάθειας, την αστοχία του εδάφους, την ανύψωση του πασσάλου και την αστοχία του. Οι σχεδιαστικοί μέθοδοι που είναι αποδεκτή από τον Ευρωκώδικα βασίζονται σε αποτελέσματα από δοκιμαστικές φορτίσεις των πασσάλων. Σκοπός είναι να αποδειχτεί ότι το θλιπτικό φορτίο ενός πασσάλου, $F_{c,k}$, είναι μικρότερο ή ίσο από την θλιπτική αντοχή του εδάφους, $R_{c,d}$ (Smith, 2006).

5.2.2.1 Χαρακτηριστική αντοχή βάσει αποτελεσμάτων δοκιμαστικών φορτίσεων

Η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του εδάφους, $R_{c,k}$, λαμβάνεται από την μετρούμενη τιμή του πασσάλου από τις δοκιμαστικές φορτίσεις μαζί με έναν συντελεστή συσχέτισης, ξ (που εξαρτάται από τον αριθμό των πασσάλων που δοκιμάστηκαν). Αναλυτικότερα επιλέγεται η μικρότερη τιμή του $R_{c,k}$ από τις δύο παρακάτω σχέσεις (Smith, 2006):

$$R_{c,k} = (R_{c,m})_{\text{mean}} / \xi_1 \quad (5.5)$$

$$R_{c,k} = (R_{c,m})_{\text{min}} / \xi_2 \quad (5.6)$$

Όπου: $(R_{c,m})_{\text{mean}}$ = η μέση μετρούμενη τιμή της αντοχής

$(R_{c,m})_{\text{min}}$ = η ελάχιστη μετρούμενη τιμή της αντοχής

ξ_1, ξ_2 = συντελεστές συσχέτισης σύμφωνα με τον πίνακα 5.5

Πίνακας 5.5 Συντελεστές συσχέτισης ξ (Smith, 2006)

	Αριθμός πασσάλων που δοκιμάστηκαν				
	1	2	3	4	≥5
ξ_1	1.40	1.30	1.20	1.10	1.00
ξ_2	1.40	1.20	1.05	1.00	1.00

Στις περιπτώσεις όπου είναι δυνατή από τις δοκιμαστικές φορτίσεις η εκτίμηση χωριστά της τιμής της αντοχής της βάσης αφενός και λόγω των πλευρικών τριβών αφετέρου, $R_{b,k}$ και $R_{s,k}$ αντίστοιχα, τότε ισχύει (Smith, 2006):

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s \quad (5.7)$$

Οι τιμές για τα γ_b και γ_s βρίσκονται στους πίνακες 5.3 και 5.4

5.2.2.2 Χαρακτηριστική αντοχή βάσει αποτελεσμάτων γεωτεχνικών δοκιμών

Αντιπροσωπευτικές περιπτώσεις γεωτεχνικών δοκιμών, από τα αποτελέσματα των οποίων είναι δυνατή η εκτίμηση της χαρακτηριστικής αντοχής του μεμονωμένου πασσάλου, είναι οι επί τόπου δοκιμές στατικής πενетроμέτρησης (CPT), πρεσσιομέτρησης (PT) και πρότυπου δοκιμής διείσδυσης (SPT). Η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής του εδάφους, $R_{c,k}$, δίνεται από τους τύπους 5.8 και 5.9 και επιλέγεται η μικρότερη τιμή εκ των δύο (Smith, 2006).

$$R_{c,k} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{mean} / \xi_3 \quad (5.8)$$

$$R_{c,k} = (R_{b,cal} + R_{s,cal})_{min} / \xi_4 \quad (5.9)$$

Όπου: $(R_{b,cal})_{mean}$ = η μέση αντοχή της αιχμής

$(R_{b,cal})_{min}$ = η μέση αντοχή λόγω πλευρικών τριβών

$(R_{s,cal})_{mean}$ = η μικρότερη μετρούμενη τιμή της αντοχής της αιχμής

$(R_{s,cal})_{min}$ = η μικρότερη μετρούμενη τιμή της αντοχής λόγω πλευρικών τριβών

ξ_3, ξ_4 = συντελεστές συσχέτισης σύμφωνα με τον πίνακα 5.6

Πίνακας 5.6 Συντελεστές συσχέτισης ξ (Smith, 2006)

	Αριθμός πασσάλων που δοκιμάστηκαν						
	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1.40	1.35	1.33	1.31	1.29	1.27	1.35
ξ_4	1.40	1.27	1.23	1.20	1.15	1.12	1.08

6 Παραμετρική ανάλυση

6.1 Εισαγωγή

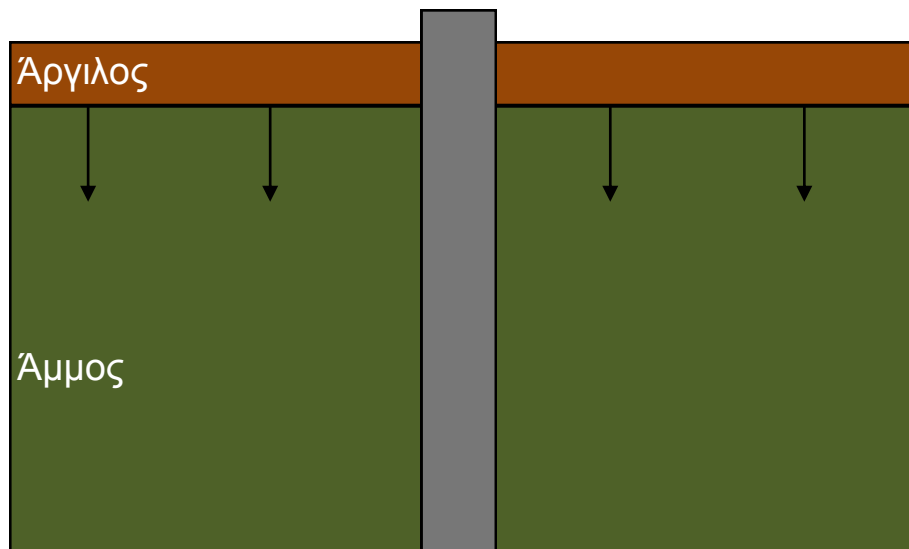
Στα προηγούμενα κεφάλαια αναλύθηκαν οι μεθοδολογίες και τα προβλήματα που μπορεί να συναντήσει ένας μηχανικός πάνω σε ένα γεωτεχνικό ζήτημα και πιο συγκεκριμένα στην περίπτωση των βαθιών θεμελιώσεων. Όπως φαίνεται υπάρχουν πολλές μέθοδοι καθώς πολλοί ερευνητές έχουν ασχοληθεί με αυτό το θέμα και έχουν προτείνει τους δικούς τους ημιεμπειρικούς τύπους. Σε αυτό το κεφάλαιο θα επιλυθεί ένα πραγματικό πρόβλημα θεμελίωσης με πασσάλους, με σκοπό να δημιουργηθεί ένα νομόγραμμα το οποίο ανάλογα με το ποσοστό σε αμμώδη και αργιλώδη εδάφη θα υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Με τους όρους άργιλο και άμμο που συναντούμε στην συνέχεια εννοούμε αργιλώδη και αμμώδη εδάφη.

Το οριακό φορτίο αιχμής του πασσάλου εξαρτάται μόνο από το είδος και τις ιδιότητες του εδάφους που βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια αιχμής του. Έτσι στην ανάλυση που ακολουθεί δίνεται έμφαση κυρίως στην αντοχή λόγω των πλευρικών τριβών καθώς αυτή εξαρτάται κυρίως από το έδαφος. Επίσης πρέπει να αναφερθεί ότι το φορτίο που υπολογίζεται στην συνέχεια είναι οριακό και δεν έχουν ληφθεί υπόψη συντελεστές ασφάλειας.

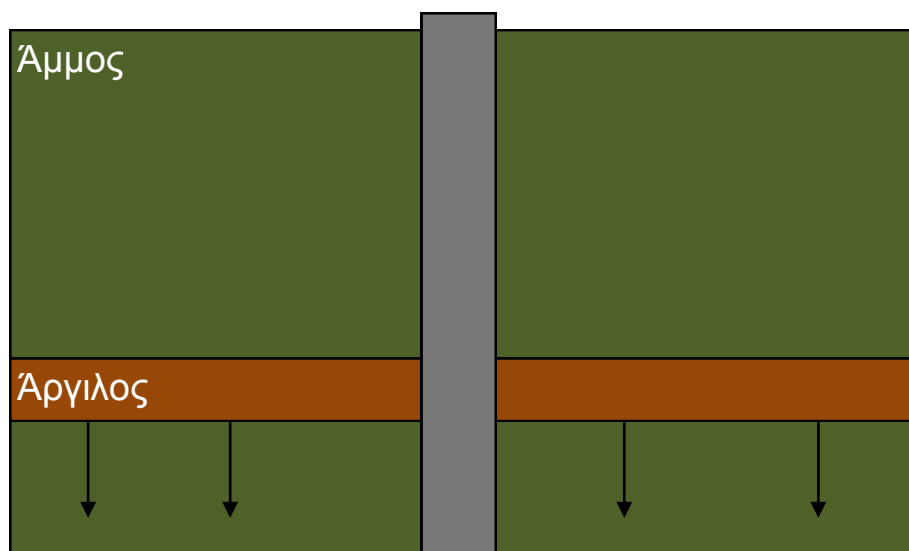
Για το αργιλώδες έδαφος, συνεκτικό έδαφος, χρησιμοποιείται η α -μέθοδος και για την άμμο, μη συνεκτικό έδαφος, χρησιμοποιείται η β -μέθοδος όπως αυτές δίνονται από τον Muni Budhu, (2007). Σύμφωνα με την α και τη β μέθοδο διακρίνονται δύο περιπτώσεις, μία για έγχυτους και μία για εμπηγνυόμενους πασσάλους. Θα χρησιμοποιηθούν δηλαδή οι τύποι 3.23 και 3.27 με τα ακόλουθα δεδομένα για τον πάσσαλο και για το έδαφος. Έστω ένας κυλινδρικός πάσσαλος σκυροδέματος διαμέτρου, $B = 1\text{m}$, μήκους, $L = 20\text{m}$, μέσα σε ένα έδαφος που αποτελείται από άργιλο με αστράγγιστη διατμητική αντοχή, $c_u = 40\text{kPa}$, γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi = 28^\circ$ και μοναδιαίο βάρος, $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ και από άμμο με γωνία εσωτερικής τριβής, $\phi = 33^\circ$ και μοναδιαίο βάρος, $\gamma = 19,5\text{kN/m}^3$. Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στην επιφάνεια. Εφόσον το έδαφος βρίσκεται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα θα πρέπει κατά την διάρκεια των υπολογισμών να αφαιρείται το ειδικό βάρος του νερού, $\gamma = 9,8 \text{ kN/m}^3$. Ο συντελεστής συνάφειας α υπολογίζεται από τους πίνακες 3.4 και 3.5 και ισούται με 0,83 για έγχυτους πασσάλους και 0,55 για εμπηγνυόμενους. Ο συντελεστής συνάφειας β υπολογίζεται από τους πίνακες 3.6 και 3.7 και ισούται με 0,296 για έγχυτους πασσάλους σύμφωνα με Burland (1973) και 0,1 για εμπηγνυόμενους σύμφωνα με Meyerhof (1976).

6.2 Στρώμα αργίλου σε διάφορα βάθη

Η πρώτη περίπτωση που εξετάστεί είναι να μελετηθεί πως αλλάζει η φέρουσα ικανότητα ενός πασσάλου όταν υπάρχει ένα στρώμα αργίλου πάχους δύο μέτρων το οποίο βρίσκεται αρχικά στην επιφάνεια και μετακινείται σταδιακά προς το κάτω μέρος του πασσάλου όπως φαίνεται στα σχήματα 6.1 και 6.2.



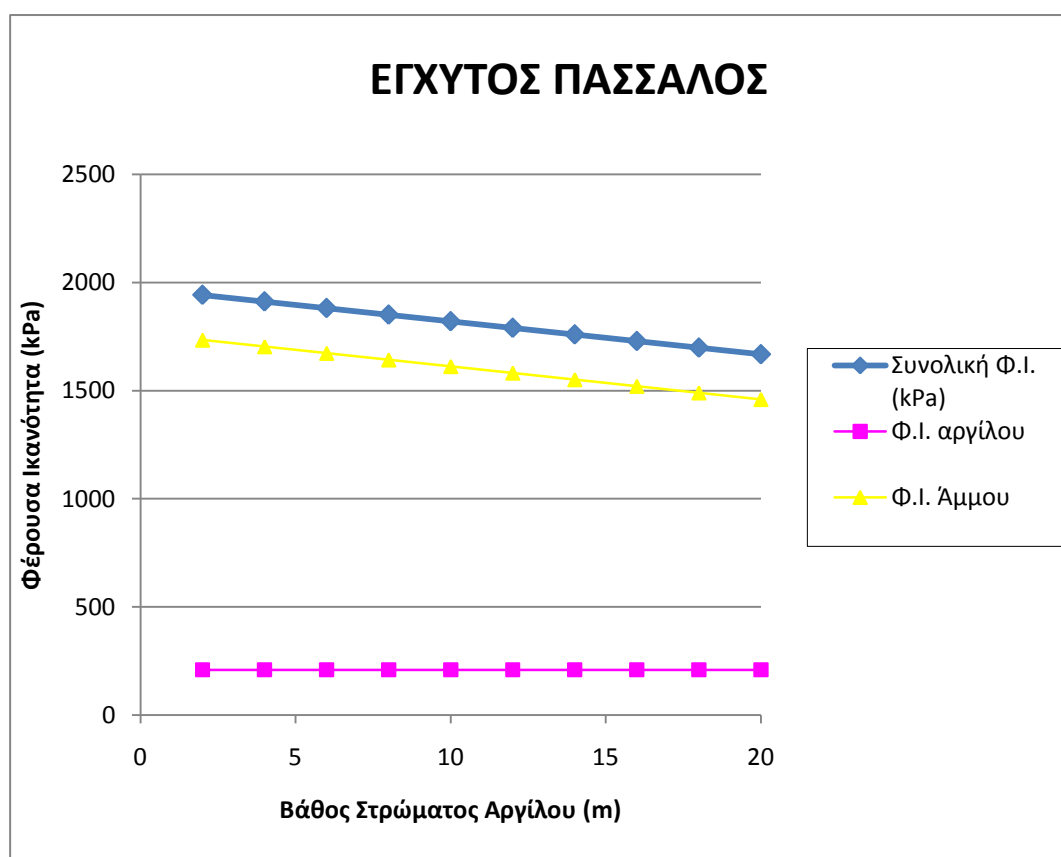
Σχήμα 6.1 Στρώμα αργίλου από 0m έως 2m



Σχήμα 6.2 Στρώμα αργίλου από 14m έως 16m

Πίνακας 6.1 Φέρουσα ικανότητα έγχυτου πασσάλου με ένα στρώμα αργίλου σε διάφορα βάθη.

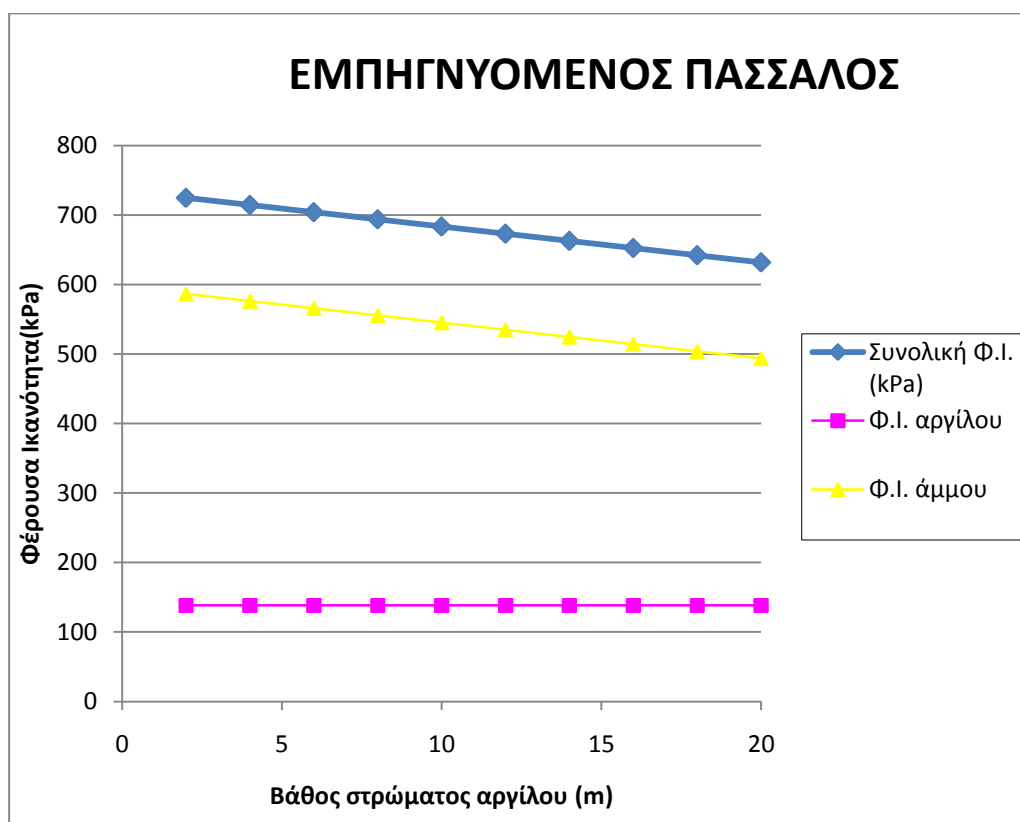
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ			
Βάθος στρώματος αργίλου	Φ.Ι. Αργίλου (kPa)	Φ.Ι. Άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 - 2 m	208.60	1734.10	1942.70
Από 2 - 4 m	208.60	1703.63	1912.23
Από 4 - 6 m	208.60	1673.16	1881.76
Από 6 - 8 m	208.60	1642.69	1851.29
Από 8 - 10 m	208.60	1612.21	1820.82
Από 10 - 12 m	208.60	1581.74	1790.34
Από 12 - 14 m	208.60	1551.27	1759.87
Από 14 - 16 m	208.60	1520.80	1729.40
Από 16 - 18 m	208.60	1490.33	1698.93
Από 18 - 20 m	208.60	1459.86	1668.46



Σχήμα 6.3 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το βάθος ενός στρώματος αργίλου

Πίνακας 6.2 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με ένα στρώμα αργίλου σε διάφορα βάθη.

ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ			
Βάθος στρώματος αργίλου	Φ.Ι. Αργίλου (kPa)	Φ.Ι. Άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 - 2 m	138.23	586.41	724.64
Από 2 - 4 m	138.23	576.11	714.34
Από 4 - 6 m	138.23	565.80	704.03
Από 6 - 8 m	138.23	555.50	693.73
Από 8 - 10 m	138.23	545.19	683.42
Από 10 - 12 m	138.23	534.89	673.12
Από 12 - 14 m	138.23	524.58	662.81
Από 14 - 16 m	138.23	514.28	652.51
Από 16 - 18 m	138.23	503.97	642.20
Από 18 - 20 m	138.23	493.67	631.90



Σχήμα 6.4 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το βάθος ενός στρώματος αργίλου

Τα συμπεράσματα που βγαίνουν από τα σχήματα 6.4 και 6.5 είναι ότι το βάθος στο οποίο μπορεί να βρίσκεται ένα στρώμα αργίλου δεν επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα λόγω πλευρικών τριβών ενός πασσάλου. Αντιθέτως για την άμμο φαίνεται ότι η φέρουσα ικανότητα μειώνεται καθώς αυξάνεται το βάθος του

στρώματος της αργίλου. Αυτό συμβαίνει γιατί σύμφωνα με τον τύπο 3.27 της β-μεθόδου χρησιμοποιείται για τον υπολογισμού της αντοχής λόγω πλευρικών τριβών η ενεργός κατακόρυφη τάση, σ_z . Η τάση, σ_z , οφείλεται στο βάρος του υπερκείμενου εδάφους και υπολογίζεται σύμφωνα με τον τύπο:

$$\sigma_z = \gamma \cdot h$$

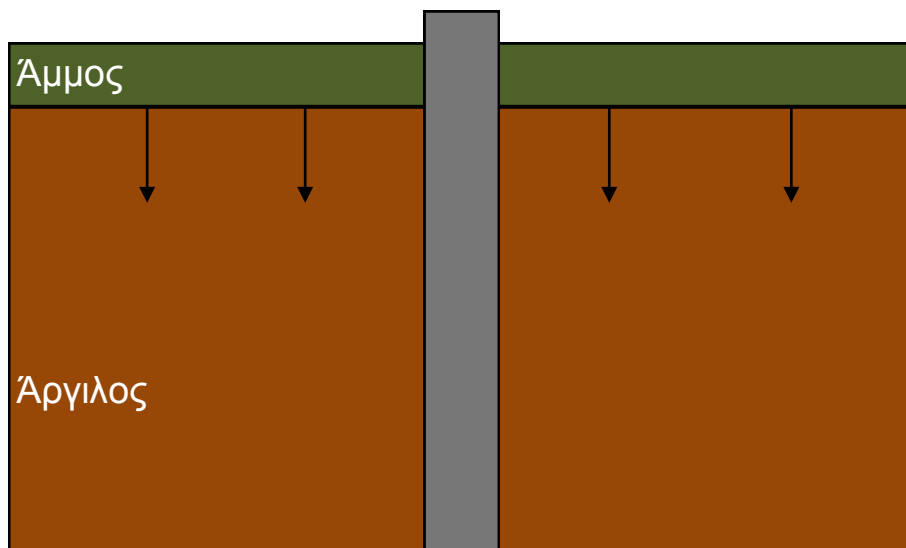
όπου: γ = ειδικό βάρος εδάφους

h = ύψος υπερκείμενου εδαφικού στρώματος.

Άρα για την άμμο δηλαδή για τα μη συνεκτικά εδάφη, έχει σημασία το βάθος στο οποίο βρίσκονται, όπως φαίνεται και από την ενότητα 6.3.

6.3 Στρώμα άμμου σε διάφορα βάθη

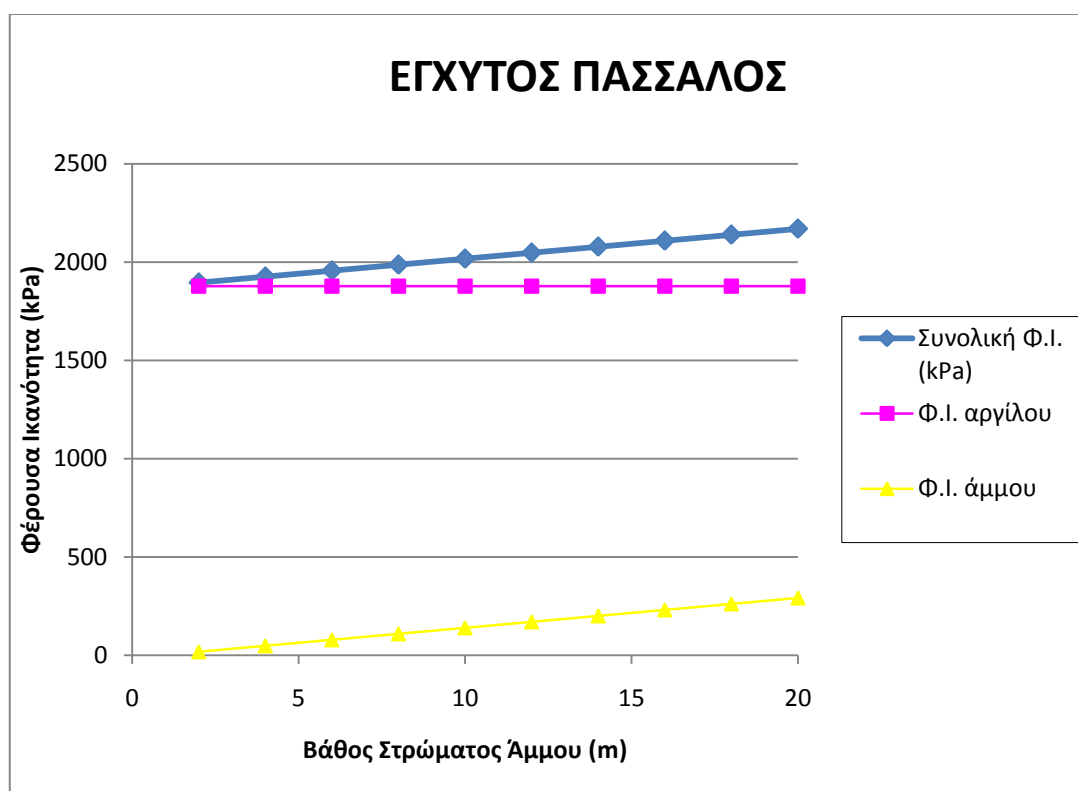
Σε αυτή την ενότητα θα εξεταστεί πως επηρεάζεται η φέρουσα ικανότητα λόγω πλευρικών τριβών ενός πασσάλου που περιβάλλεται από άργιλο όταν υπάρχει ένα στρώμα άμμου πάχους 2 μέτρων. Στην αρχή υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα όταν αυτό βρίσκεται στην επιφάνεια (σχήμα 6.5) και στη συνέχεια τοποθετείται σε βαθύτερα σημεία. Ακολουθείται η ίδια διαδικασία όπως και στην ενότητα 6.2. Διακρίνονται και πάλι δύο περιπτώσεις για έγχυτους και για εμπηγνυόμενους πασσάλους. Στους πίνακες 6.3 και 6.4 υπάρχουν τιμές για την φέρουσα ικανότητα του πασσάλου και πως αυτή επηρεάζεται ανάλογα με βάθος του στρώματος της άμμου.



Σχήμα 6.5 Στρώμα άμμου από 0m έως 2m

Πίνακας 6.3 Φέρουσα ικανότητα έγχυτου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου σε διάφορα βάθη.

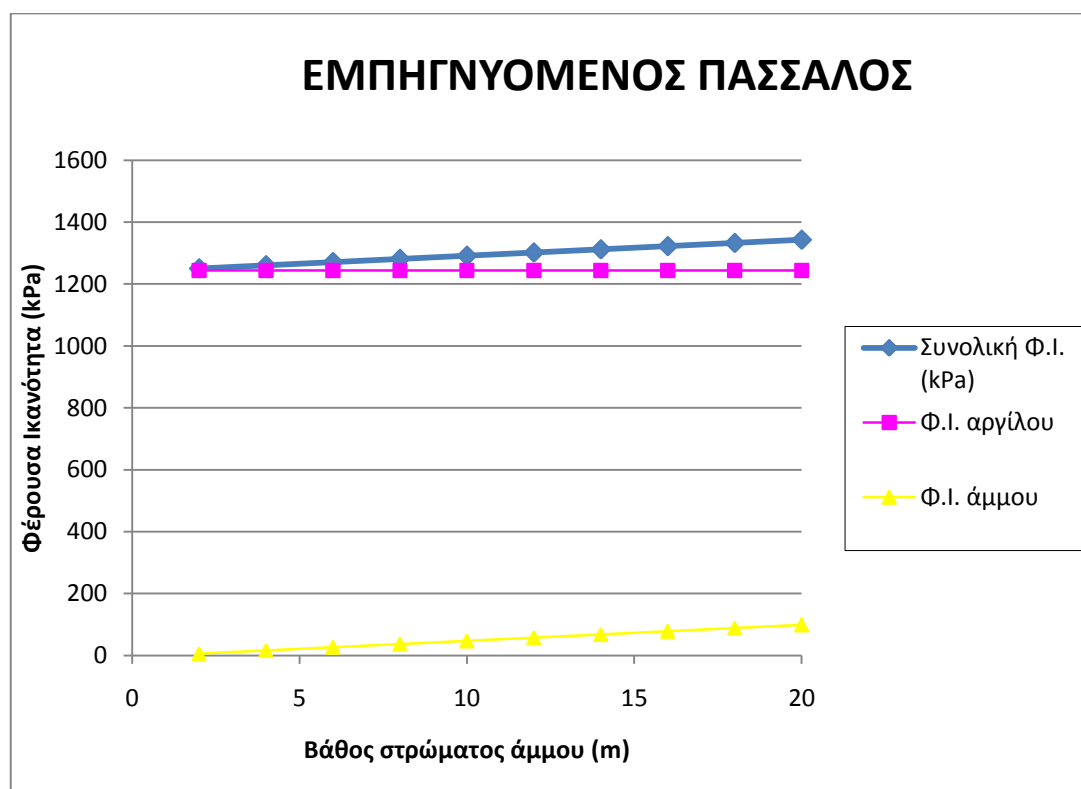
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ			
Βάθος στρώματος αργίλου	Φ.Ι. Αργίλου (kPa)	Φ.Ι. Άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 - 2 m	1877.42	18.02	1895.44
Από 2 - 4 m	1877.42	48.49	1925.91
Από 4 - 6 m	1877.42	78.97	1956.38
Από 6 - 8 m	1877.42	109.44	1986.85
Από 8 - 10 m	1877.42	139.91	2017.33
Από 10 - 12 m	1877.42	170.38	2047.80
Από 12 - 14 m	1877.42	200.85	2078.27
Από 14 - 16 m	1877.42	231.32	2108.74
Από 16 - 18 m	1877.42	261.80	2139.21
Από 18 - 20 m	1877.42	292.27	2169.68



Σχήμα 6.6 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το βάθος ενός στρώματος αργίλου

Πίνακας 6.4 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου σε διάφορα βάθη.

ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ			
Βάθος στρώματος αργίλου	Φ.Ι. Αργίλου (kPa)	Φ.Ι. Άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 - 2 m	1244.07	6.09	1250.17
Από 2 - 4 m	1244.07	16.40	1260.47
Από 4 - 6 m	1244.07	26.70	1270.77
Από 6 - 8 m	1244.07	37.01	1281.08
Από 8 - 10 m	1244.07	47.31	1291.38
Από 10 - 12 m	1244.07	57.62	1301.69
Από 12 - 14 m	1244.07	67.92	1311.99
Από 14 - 16 m	1244.07	78.23	1322.30
Από 16 - 18 m	1244.07	88.53	1332.60
Από 18 - 20 m	1244.07	98.83	1342.91

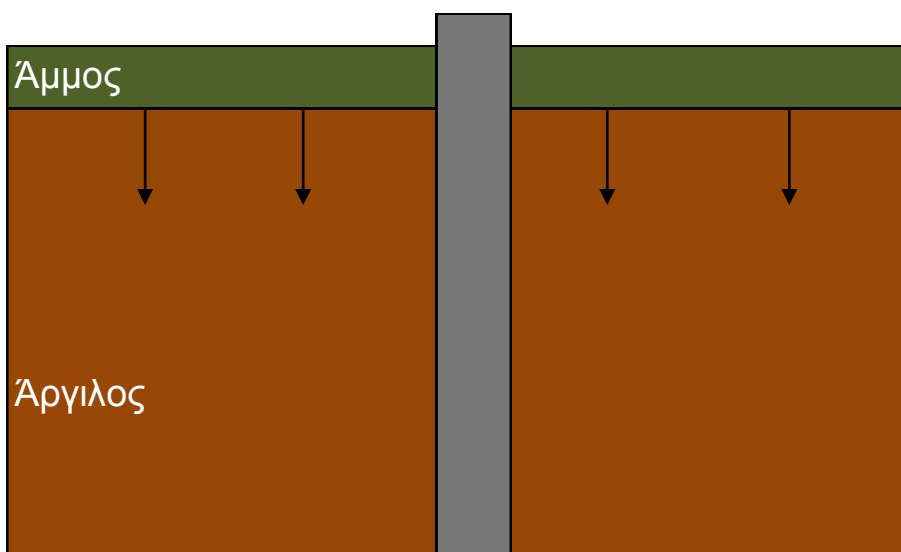


Σχήμα 6.7 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το βάθος ενός στρώματος αργίλου

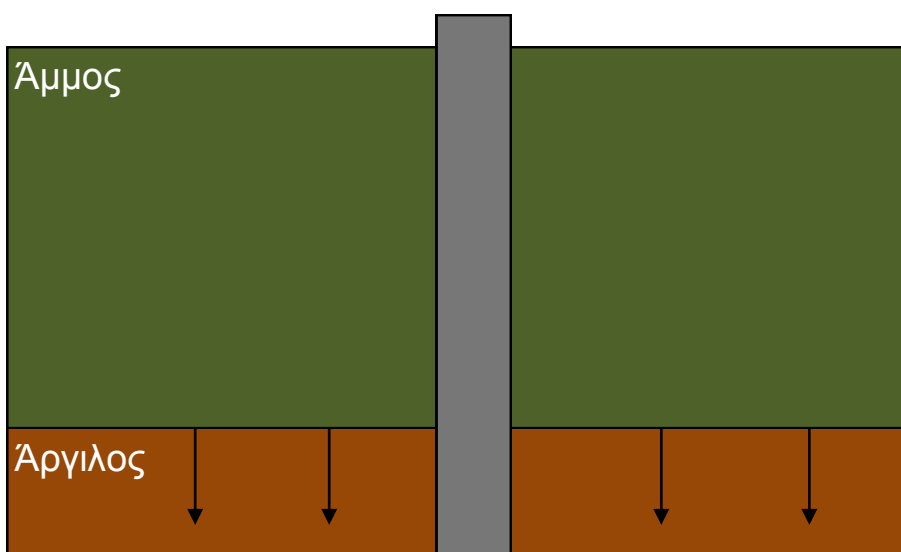
Φαίνεται λοιπόν και σε αυτό το κεφάλαιο ότι η θέση και το βάθος της άμμου επηρεάζει τη φέρουσα ικανότητα της. Αντιθέτως για την άργιλο δεν ισχύει κάτι τέτοιο. Παρατηρείται μάλιστα ότι η φέρουσα ικανότητα της άμμου αυξάνει γραμμικά με την αύξηση του βάθους όπως ήταν και το λογικά αναμενόμενο.

6.4 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο πάνω μέρος

Σε αυτή την περίπτωση αρχικά θεωρείται ένα μόνο στρώμα αργίλου κατά όλο το μήκος του πασσάλου. Στην συνέχεια προστίθεται ένα στρώμα άμμου πάχους δύο μέτρων στην κορυφή. Έπειτα το στρώμα αυτό γίνεται τέσσερα μέτρα. Αυτή η διαδικασία γίνεται μέχρι ο πάσσαλος να περιβάλλεται μόνο από άμμο. Εφόσον το μήκος του πασσάλου είναι είκοσι μέτρα, δύο μέτρα ενός στρώματος εδάφους αποτελούν το 10% του συνολικού εδάφους που περιβάλλει τον πάσσαλο. Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα έγχυτου και εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα το ποσοστό της άμμου (πίνακες 6.5 και 6.6).



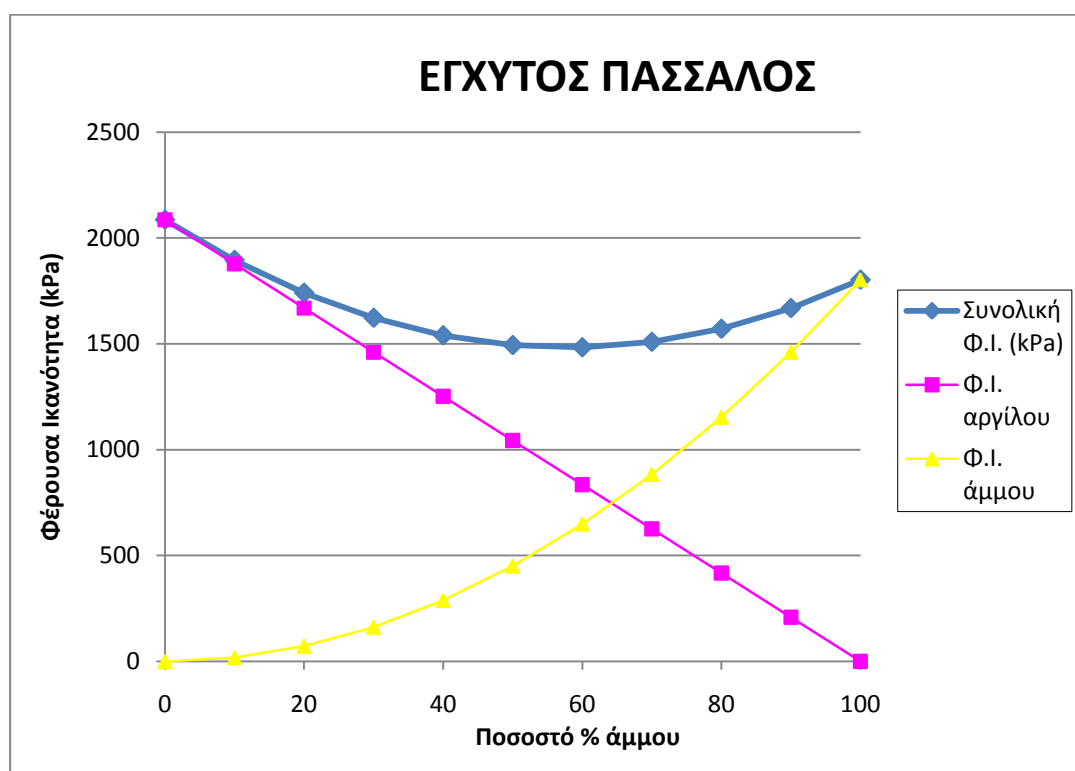
Σχήμα 6.8 Στρώμα άμμου από 0m έως 2m



Σχήμα 6.9 Στρώμα άμμου από 0m έως 16m

Πίνακας 6.5 Φέρουσα ικανότητα εγχυτού πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει από πάνω και σταδιακά αυξάνεται.

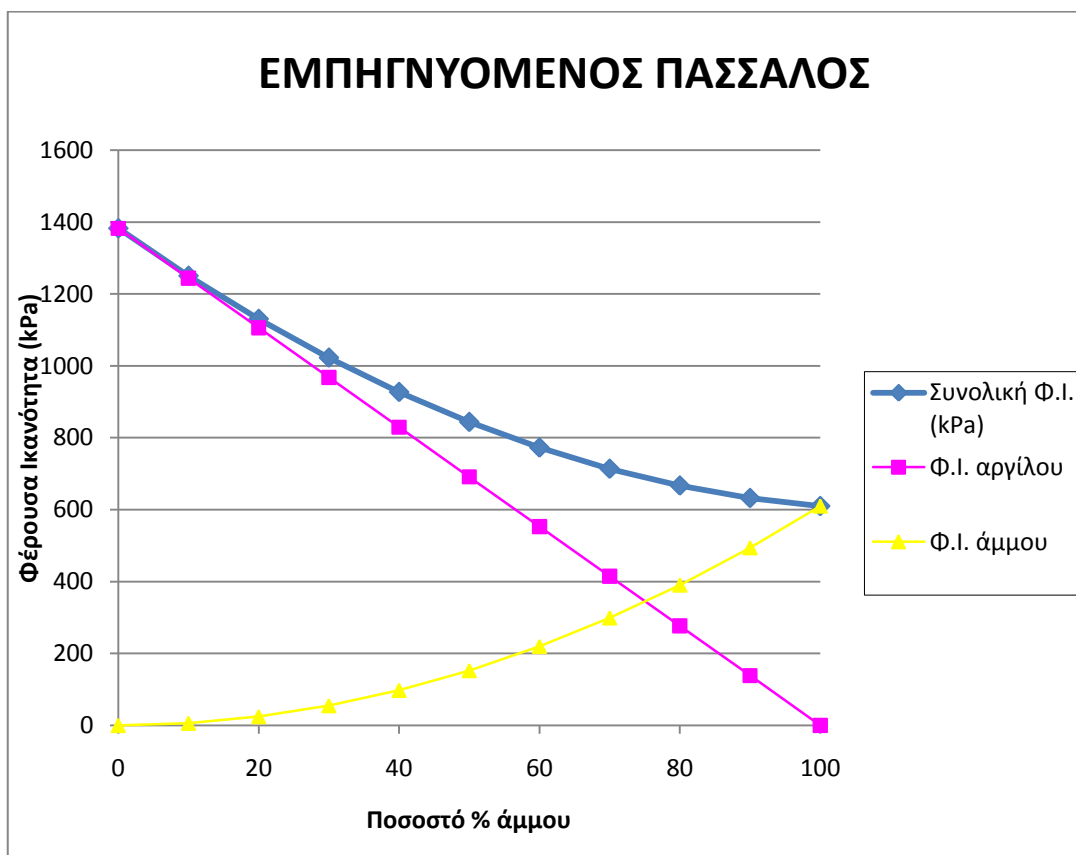
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρώματος άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0 m	0%	2086.02	0.00	2086.02
Από 0 έως 2 m	10%	1877.42	18.02	1895.44
Από 0 έως 4 m	20%	1668.81	72.09	1740.91
Από 0 έως 6 m	30%	1460.21	162.21	1622.42
Από 0 έως 8 m	40%	1251.61	288.37	1539.98
Από 0 έως 10 m	50%	1043.01	450.57	1493.58
Από 0 έως 12 m	60%	834.41	648.82	1483.23
Από 0 έως 14 m	70%	625.81	883.12	1508.93
Από 0 έως 16 m	80%	417.20	1153.47	1570.67
Από 0 έως 18 m	90%	208.60	1459.86	1668.46
Από 0 έως 20 m	100%	0.00	1802.29	1802.29



Σχήμα 6.10 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

Πίνακας 6.6 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει από πάνω και σταδιακά αυξάνεται.

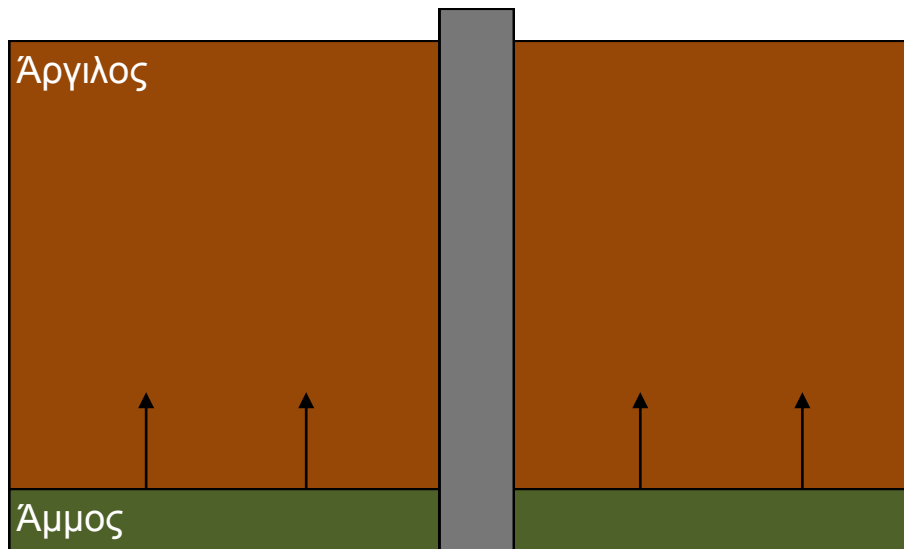
ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρώματος άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0 m	0%	1382.30	0.00	1382.30
Από 0 έως 2 m	10%	1244.07	6.09	1250.17
Από 0 έως 4 m	20%	1105.84	24.38	1130.22
Από 0 έως 6 m	30%	967.61	54.85	1022.46
Από 0 έως 8 m	40%	829.38	97.52	926.90
Από 0 έως 10 m	50%	691.15	152.37	843.52
Από 0 έως 12 m	60%	552.92	219.41	772.33
Από 0 έως 14 m	70%	414.69	298.64	713.33
Από 0 έως 16 m	80%	276.46	390.06	666.52
Από 0 έως 18 m	90%	138.23	493.67	631.90
Από 0 έως 20 m	100%	0.00	609.47	609.47



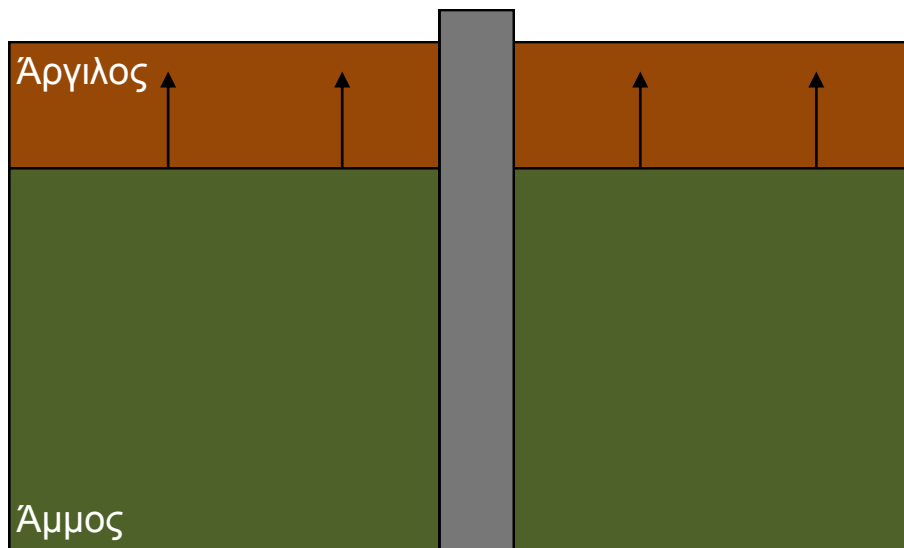
Σχήμα 6.10 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

6.5 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο κάτω μέρος

Πρόκειται για αντίστοιχη περίπτωση με αυτή της ενότητας 6.4. Αρχικά υπάρχει μόνο άργιλος που περιβάλλει τον πάσσαλο. Σταδιακά προστίθεται ένα στρώμα άμμου στο κάτω μέρος του πασσάλου, το οποίο αρχικά είναι πάχους δύο μέτρων και στη συνέχεια αυξάνει. Στο τέλος ο πάσσαλος περιβάλλεται μόνο από άμμο.



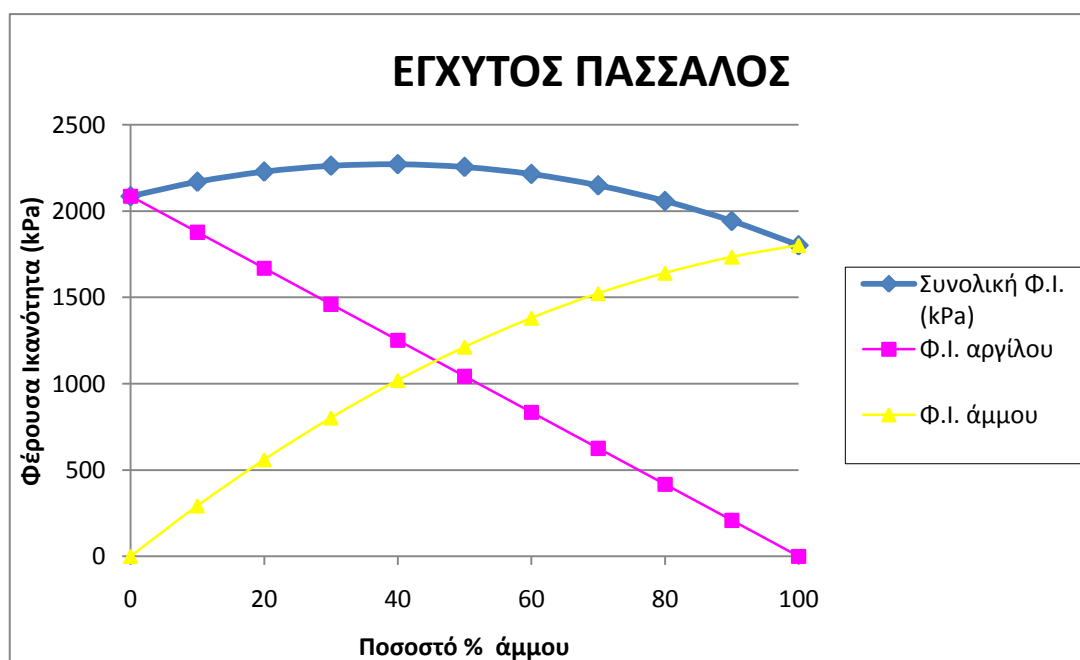
Σχήμα 6.11 Στρώμα άμμου σε βάθος 18 έως 20m



Σχήμα 6.12 Στρώμα άμμου σε βάθος 4 έως 20m

Πίνακας 6.7 Φέρουσα ικανότητα έγχυτου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει από κάτω και σταδιακά αυξάνεται.

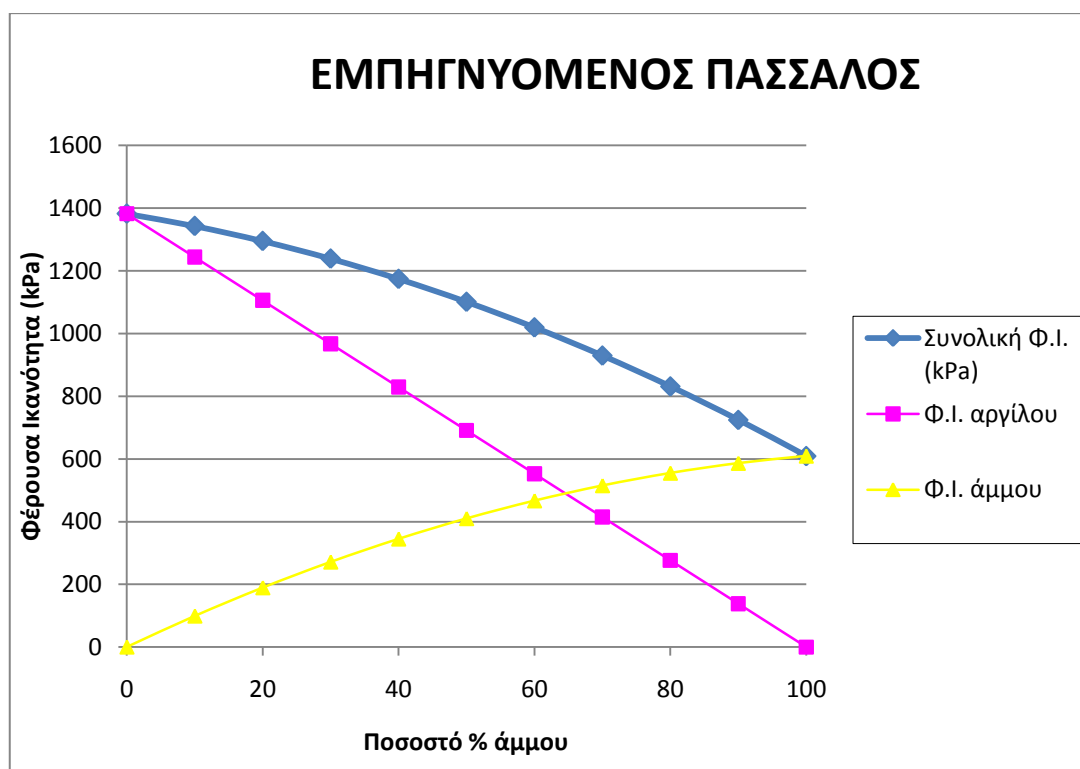
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ								
Βάθος στρώματος άμμου					Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από	0	έως	0	m	0%	2086.02	0.00	2086.02
Από	18	έως	20	m	10%	1877.42	292.27	2169.68
Από	16	έως	20	m	20%	1668.81	559.64	2228.45
Από	14	έως	20	m	30%	1460.21	802.11	2262.32
Από	12	έως	20	m	40%	1251.61	1019.69	2271.30
Από	10	έως	20	m	50%	1043.01	1212.37	2255.37
Από	8	έως	20	m	60%	834.41	1380.15	2214.55
Από	6	έως	20	m	70%	625.81	1523.03	2148.83
Από	4	έως	20	m	80%	417.20	1641.01	2058.22
Από	2	έως	20	m	90%	208.60	1734.10	1942.70
Από	0	έως	20	m	100%	0.00	1802.29	1802.29



Σχήμα 6.13 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

Πίνακας 6.8 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει από κάτω και σταδιακά αυξάνεται.

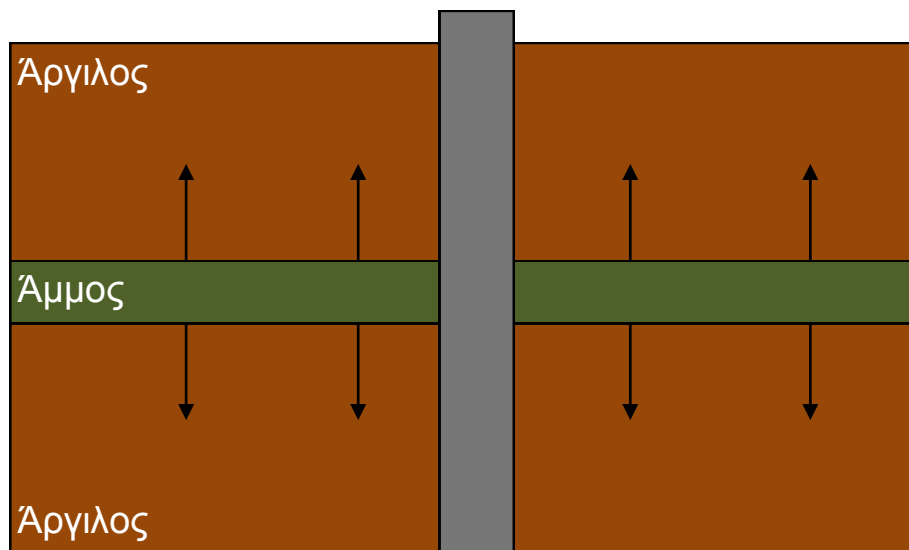
ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ								
Βάθος στρώματος άμμου				Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)	
Από	0	έως	0 m	0%	1382.30	0.00	1382.30	
Από	18	έως	20 m	10%	1244.07	98.83	1342.91	
Από	16	έως	20 m	20%	1105.84	189.25	1295.09	
Από	14	έως	20 m	30%	967.61	271.25	1238.86	
Από	12	έως	20 m	40%	829.38	344.82	1174.20	
Από	10	έως	20 m	50%	691.15	409.98	1101.13	
Από	8	έως	20 m	60%	552.92	466.72	1019.64	
Από	6	έως	20 m	70%	414.69	515.03	929.72	
Από	4	έως	20 m	80%	276.46	554.93	831.39	
Από	2	έως	20 m	90%	138.23	586.41	724.64	
Από	0	έως	20 m	100%	0.00	609.47	609.47	



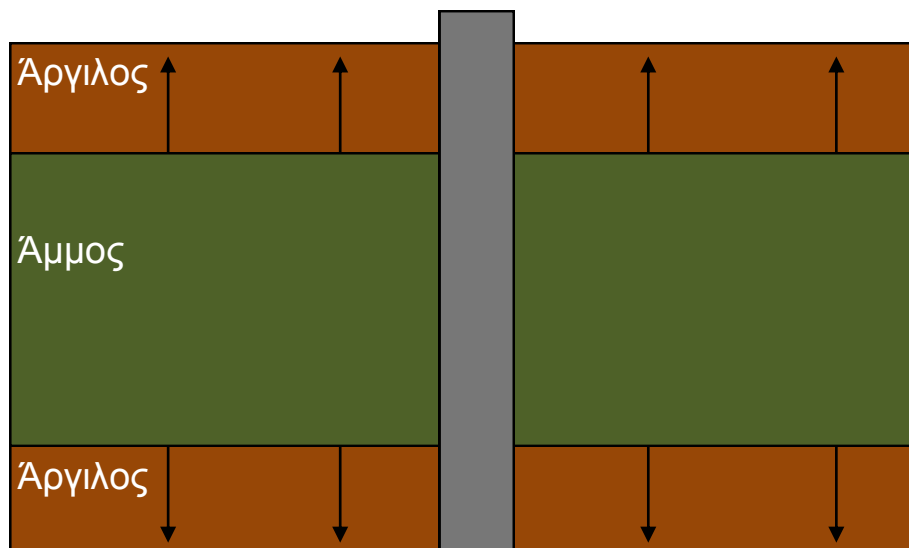
Σχήμα 6.14 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

6.6 Άργιλος με ένα στρώμα άμμου στο κέντρο

Σε αυτήν την ενότητα εξετάζεται η περίπτωση που υπάρχει ένα διαφορετικό εδαφικό στρώμα στο μέσο του μήκους του πασσάλου. Αρχικά υποτίθεται ότι υπάρχει μόνο άργιλος που περιβάλλει όλο το μήκος του πασσάλου. Έπειτα προστίθεται ένα στρώμα άμμου στο κέντρο του πασσάλου, δηλαδή από 9 έως 11 μέτρα. Στη συνέχεια το στρώμα αυτό αυξάνεται και προς τις δύο κατευθύνσεις, προς τα πάνω και προς τα κάτω, μέχρι ο πάσσαλος να περιβάλλεται μόνο από άμμο.



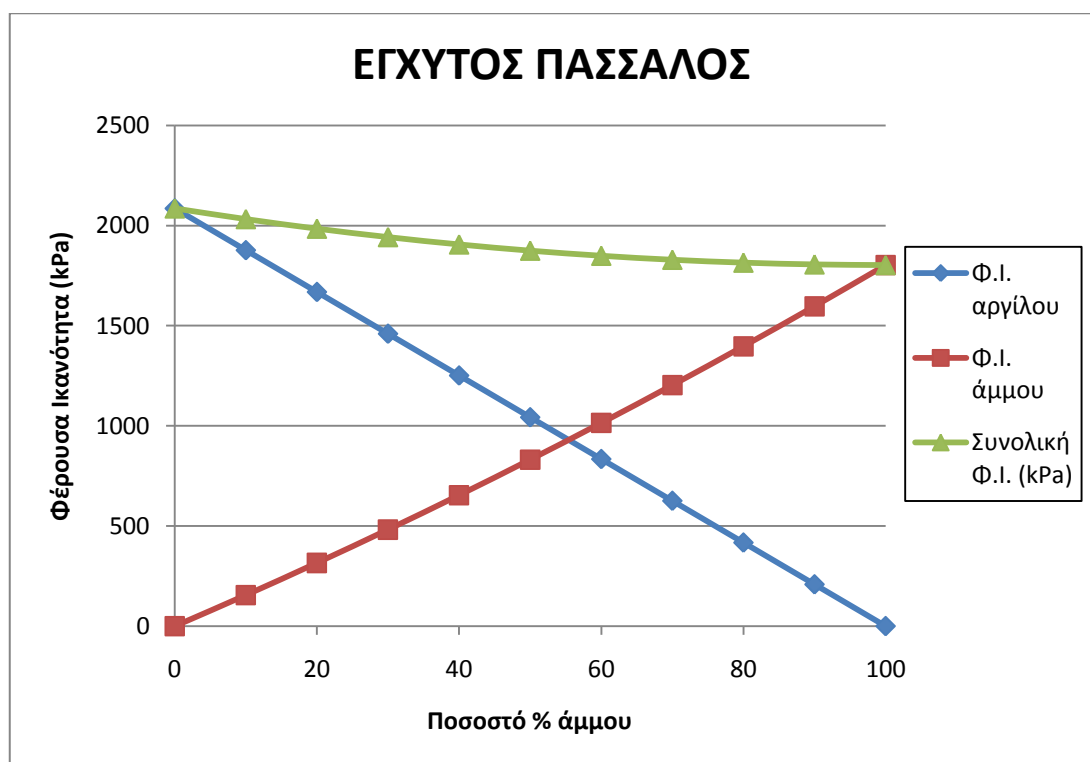
Σχήμα 6.15 Στρώμα άμμου από 9 έως 11m



Σχήμα 6.16 Στρώμα άμμου από 3 έως 17m

Πίνακας 6.9 Φέρουσα ικανότητα έγχυτου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει στο κέντρο και σταδιακά αυξάνεται.

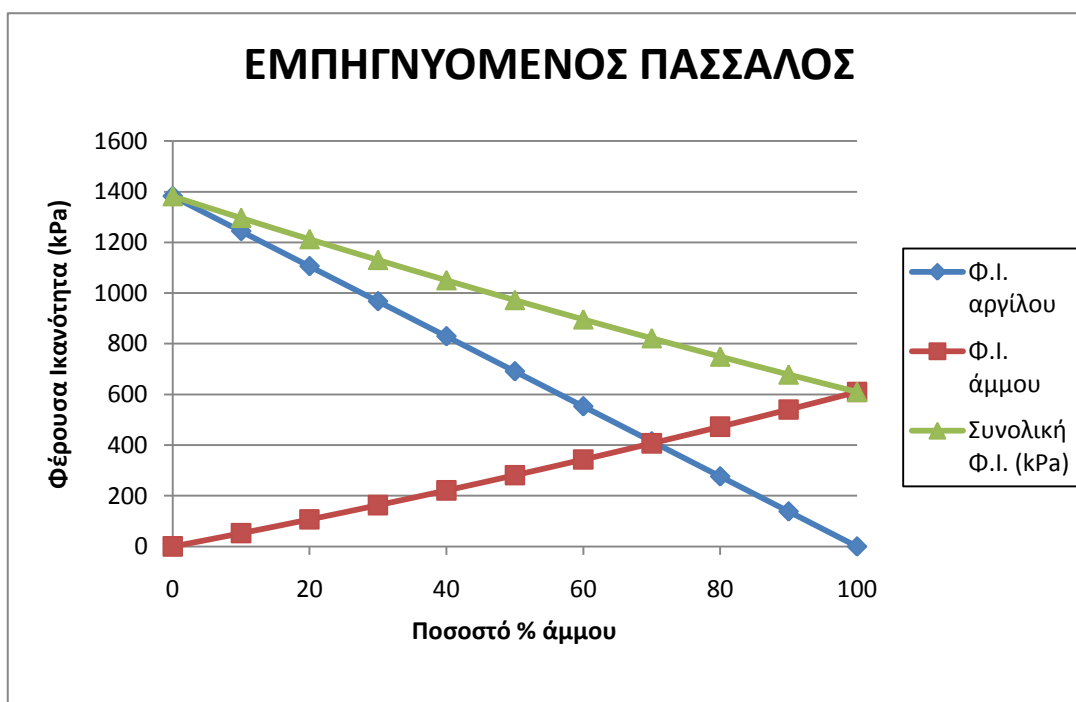
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρώματος άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0 m	0%	2086.02	0.00	2086.02
Από 9 έως 11 m	10%	1877.42	155.15	2032.56
Από 8 έως 12 m	20%	1668.81	315.87	1984.68
Από 7 έως 13 m	30%	1460.21	482.16	1942.37
Από 6 έως 14 m	40%	1251.61	654.03	1905.64
Από 5 έως 15 m	50%	1043.01	831.47	1874.48
Από 4 έως 16 m	60%	834.41	1014.49	1848.89
Από 3 έως 17 m	70%	625.81	1203.08	1828.88
Από 2 έως 18 m	80%	417.20	1397.24	1814.44
Από 1 έως 19 m	90%	208.60	1596.98	1805.58
Από 0 έως 20 m	100%	0.00	1802.29	1802.29



Σχήμα 6.17 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

Πίνακας 6.10 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με ένα στρώμα άμμου που μπαίνει από κάτω και σταδιακά αυξάνεται.

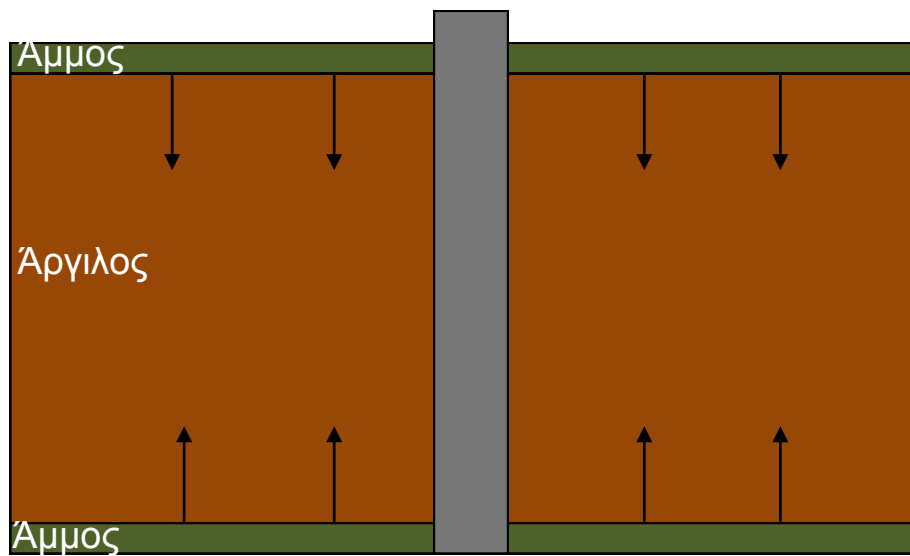
ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρώματος άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0 m	0%	1382.30	0.00	1382.30
Από 9 έως 11 m	10%	1244.07	52.46	1296.54
Από 8 έως 12 m	20%	1105.84	106.81	1212.65
Από 7 έως 13 m	30%	967.61	163.05	1130.66
Από 6 έως 14 m	40%	829.38	221.17	1050.55
Από 5 έως 15 m	50%	691.15	281.17	972.32
Από 4 έως 16 m	60%	552.92	343.06	895.98
Από 3 έως 17 m	70%	414.69	406.84	821.53
Από 2 έως 18 m	80%	276.46	472.50	748.96
Από 1 έως 19 m	90%	138.23	540.04	678.27
Από 0 έως 20 m	100%	0.00	609.47	609.47



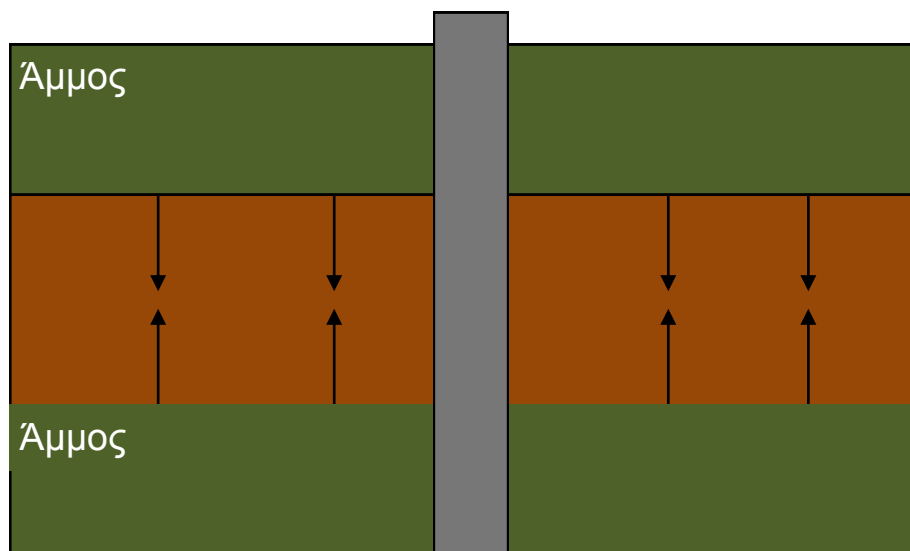
Σχήμα 6.18 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

6.7 Άργιλος με δύο στρώματα άμμου στα άκρα

Σε αυτή την ενότητα εξετάζεται η περίπτωση που υπάρχουν δύο στρώματα άμμου και ένα στρώμα αργίλου. Πάλι η αρχική κατάσταση είναι ένας πάσσαλος που περιβάλλεται μόνο από ένα σώμα αργίλου. Στη συνέχεια τοποθετούνται δύο στρώματα άμμου πάχους ενός μέτρου το καθένα, στην κορυφή και στο κάτω μέρος του πασσάλου αντίστοιχα (σχήμα 6.17). Το πάχος των δύο στρωμάτων άμμου αυξάνεται σταδιακά όπως φαίνεται στο σχήμα 6.18 μέχρις ότου ο πάσσαλος να περιβάλλεται μόνο από άμμο.



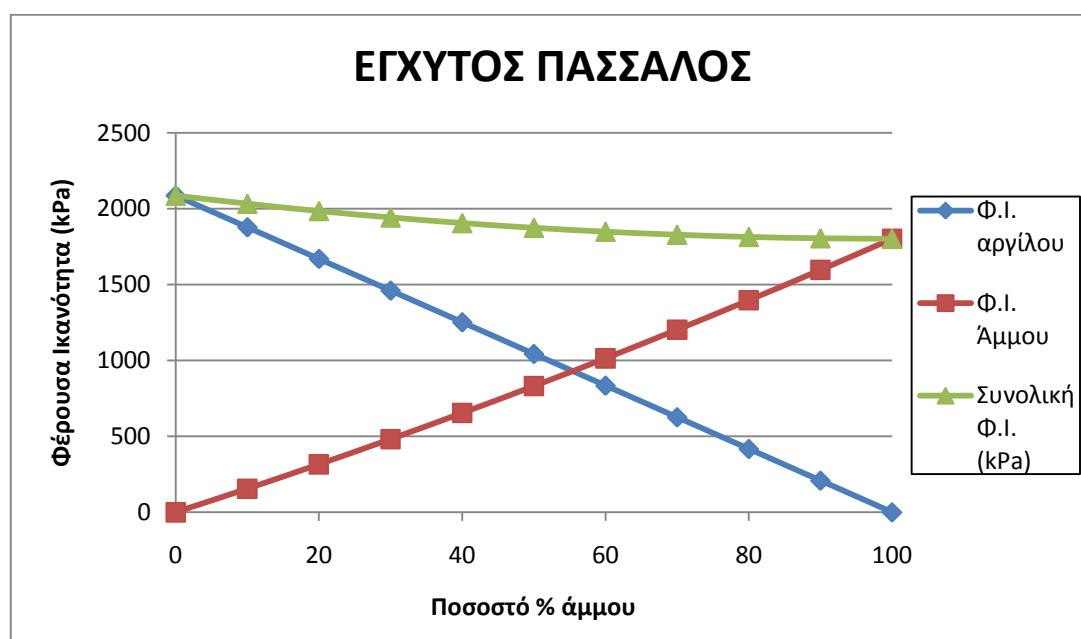
Σχήμα 6.19 Δύο στρώματα άμμου από 0 έως 1m και από 19 έως 20m αντίστοιχα



Σχήμα 6.20 Δύο στρώματα άμμου από 0 έως 5m και από 15 έως 20m αντίστοιχα

Πίνακας 6.11 Φέρουσα ικανότητα έγχυτου πασσάλου με δύο στρώματα άμμου που βρίσκονται στα άκρα και σταδιακά αυξάνονται.

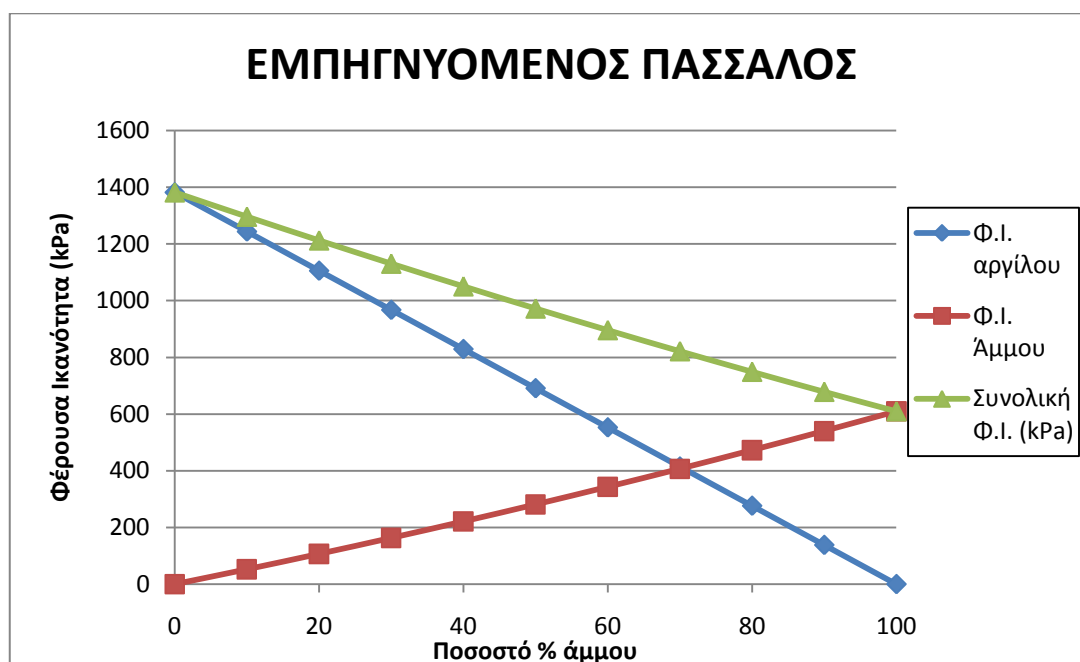
ΕΓΧΥΤΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρωμάτων άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0m	0%	2086.02	0.00	2086.02
Από 0 έως 1m και από 19 έως 20m	10%	1877.42	155.15	2032.56
Από 0 έως 2m και από 18 έως 20m	20%	1668.81	315.87	1984.68
Από 0 έως 3m και από 17 έως 20m	30%	1460.21	482.16	1942.37
Από 0 έως 4m και από 16 έως 20m	40%	1251.61	654.03	1905.64
Από 0 έως 5m και από 15 έως 20m	50%	1043.01	831.47	1874.48
Από 0 έως 6m και από 14 έως 20m	60%	834.41	1014.49	1848.89
Από 0 έως 7m και από 13 έως 20m	70%	625.81	1203.08	1828.88
Από 0 έως 8m και από 12 έως 20m	80%	417.20	1397.24	1814.44
Από 0 έως 9m και από 11 έως 20m	90%	208.60	1596.98	1805.58
Από 0 έως 20m	100%	0.00	1802.29	1802.29



Σχήμα 6.21 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός έγχυτου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

Πίνακας 6.12 Φέρουσα ικανότητα εμπηγνυόμενου πασσάλου με δύο στρώματα άμμου που βρίσκονται στα άκρα και σταδιακά αυξάνονται.

ΕΜΠΗΓΝΥΟΜΕΝΟΣ ΠΑΣΣΑΛΟΣ				
Βάθος στρωμάτων άμμου	Ποσοστό % άμμου	Φ.Ι. αργίλου (kPa)	Φ.Ι. άμμου (kPa)	Συνολική Φ.Ι. (kPa)
Από 0 έως 0m	0%	1382.30	0.00	1382.30
Από 0 έως 1m και από 19 έως 20m	10%	1244.07	52.46	1296.54
Από 0 έως 2m και από 18 έως 20m	20%	1105.84	106.81	1212.65
Από 0 έως 3m και από 17 έως 20m	30%	967.61	163.05	1130.66
Από 0 έως 4m και από 16 έως 20m	40%	829.38	221.17	1050.55
Από 0 έως 5m και από 15 έως 20m	50%	691.15	281.17	972.32
Από 0 έως 6m και από 14 έως 20m	60%	552.92	343.06	895.98
Από 0 έως 7m και από 13 έως 20m	70%	414.69	406.84	821.53
Από 0 έως 8m και από 12 έως 20m	80%	276.46	472.50	748.96
Από 0 έως 9m και από 11 έως 20m	90%	138.23	540.04	678.27
Από 0 έως 20m	100%	0.00	609.47	609.47

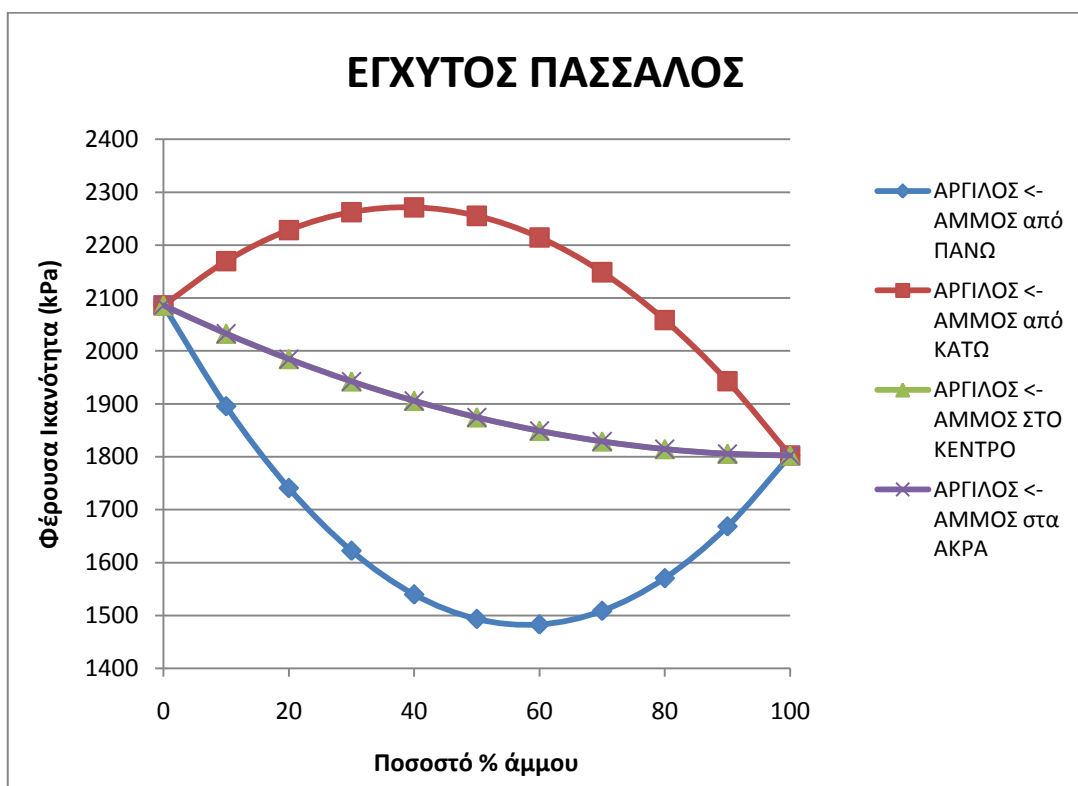


Σχήμα 6.22 Γραφική παράσταση φέρουσας ικανότητας ενός εμπηγνυόμενου πασσάλου ανάλογα με το ποσοστό σε άμμο

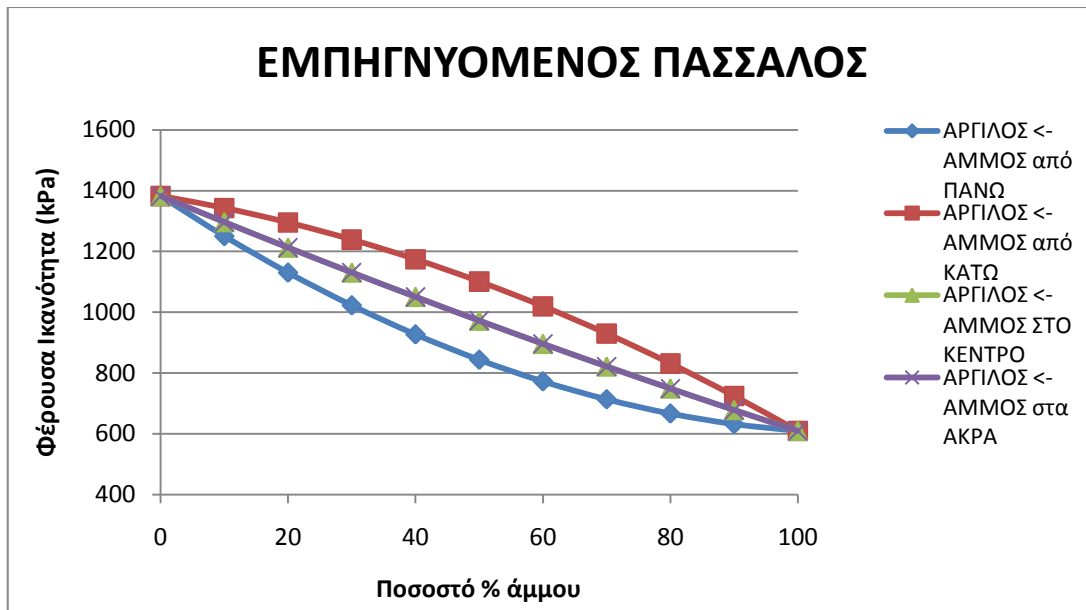
7 Συμπεράσματα

Απώτερος σκοπός της παραμετρικής ανάλυσης που έγινε στο κεφάλαιο 6 ήταν η προσπάθεια κατασκευής ενός ή περισσότερων νομογραμμάτων που με βάση τα ποσοστά του υπεδάφους, σε άμμο και σε αργιλώδες έδαφος και το επίπεδο του υδροφόρου ορίζοντα, να μπορεί να εκτιμηθεί η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου. Με την βοήθεια των αποτελεσμάτων από τους πίνακες 6.5 έως και 6.12 κατασκευάστηκαν τα γραφήματα των σχημάτων 7.1 και 7.2. Φαίνεται λοιπόν ότι η κατασκευή νομογραμμάτων ανάλογα με τα ποσοστά του υπεδάφους σε άμμο και σε άργιλο είναι όντως εφικτή. Έτσι ένας μηχανικός που ασχολείται με προβλήματα θεμελιώσεων που αφορούν πασσάλους θα μπορούσε να πάρει μία πρώτη εκτίμηση για την τάξη μεγέθους της φέρουσας ικανότητας ενός πασσάλου λόγω πλευρικών τριβών από τα νομογράμματα. Τα νομογράμματα αυτά αντιστοιχούν σε συγκεκριμένη διατομή και μήκος πασσάλου, συγκεκριμένες ιδιότητες εδαφικών σχηματισμών αλλά και για διάφορα επίπεδα υδροφόρου ορίζοντα.

Εάν μελετηθούν τα συγκεκριμένα παραδείγματα και για άλλες περιπτώσεις εδαφών, δηλαδή για εδάφη με διαφορετικές παραμέτρους όπως ειδικό βάρος, γωνία εσωτερικής τριβής, κ.α, θα μπορούσαν να κατασκευαστούν χρηστικά νομογράμματα.



Σχήμα 7.1 Νομόγραμμα φέρουσας ικανότητας λόγω πλευρικών τριβών ενός έγχυτου πασσάλου συναρτήσει του ποσοστού σε άμμο.



Σχήμα 7.2 Νομόγραμμα φέρουσας ικανότητας λόγω πλευρικών τριβών ενός εμπηγνυόμενου πασσάλου συναρτήσει του ποσοστού σε άμμο.

Παρατηρείται ότι η στρωματογραφία του εδάφους επηρεάζει την φέρουσα ικανότητα του πασσάλου και ότι δεν έχει σημασία μόνο το ποσοστό σε άργιλο και άμμο. Όπως αναφέρεται και στα κεφάλαια 6.2 και 6.3 το βάθος που βρίσκεται η άμμος, δηλαδή το μη συνεκτικό έδαφος, επηρεάζει την τελική φέρουσα ικανότητα του πάσσалу. Άρα όσον αφορά ένα γεωτεχνικό μηχανικό σημασία έχει τόσο το ποσοστό όσο και η στρωματογραφία.

Από το σχήμα 7.1 φαίνεται ότι για στην περίπτωση των έγχυτων πασσάλων εμφανίζεται η μέγιστη και η ελάχιστη τιμή της φέρουσας ικανότητας όταν η ποσοστό είναι 50% άμμος 50% άργιλος περίπου. Αυτό δεν ισχύει στην περίπτωση των εμπηγνυόμενων πασσάλων. Αξιοσημείωτο είναι επίσης ότι και για τα δύο είδη πασσάλων, στις περιπτώσεις που υπάρχει ένα στρώμα άμμου στο κέντρο και δύο στρώματα άμμου στις άκρες οι τιμές της φέρουσας ικανότητας είναι ίδιες.

Επίσης από τα σχήματα 7.1 και 7.2 φαίνεται ότι, ασχέτως του ποσοστού τις άμμου, όταν στα κατώτερα τμήματα του πασσάλου υπάρχει άμμος η φέρουσα ικανότητα του πασσάλου είναι μεγαλύτερη.

Βιβλιογραφία

Ελληνική Βιβλιογραφία

Αναγνωστόπουλος, Α., Παπαδόπουλος, Β., (2004). 'Θεμελιώσεις με πασσάλους', Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.

Βαλαλάς, Δ., (1986). 'Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις', Εκδόσεις Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη.

Καββαδάς, Μ., (2000). 'Στοιχεία Εδαφομηχανικής', Ε.Μ.Π., Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα

Καββαδάς, Μ., (2007). 'Θεμελιώσεις', 'Διαλέξεις μαθήματος', Ε.Μ.Π., Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα

Κωστόπουλος, Σ.Δ., (2003). 'Γεωτεχνικές Κατασκευές', Εκδόσεις ΙΩΝ, Περιστέρη.

Τσότος, Σ., (1991). 'Εδαφομηχανική - Θεωρία, Μέθοδοι & Εφαρμογές', Εκδόσεις Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης Α.Ε, Θεσσαλονίκη.

Διεθνής Βιβλιογραφία

Bowles, J., (1982). 'Foundation Analysis and Design', McGraw – Hill, New York.

Budhu, M., (2007). 'Soil mechanics and foundation', John Willey & sons, New York.

Craig, R., F., (2004). 'Soil Mechanics', Spon Press, London.

Davis, R., P., (1941). ' Foundations of Bridges and Buildings', McGraw – Hill, New York.

Fleming, W. G. K. (1992). 'A new method for single pile settlement prediction and analysis' Geotechnique 42, No. 3, 411-425.

McCarthy, D., F., (2007). 'Essentials of soil mechanics and foundations', Pearson Education, International.

Meyerhof, G., G., (1963). 'Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations', Can Geotech J.

Murthy, V., N., S., (2003). 'Geotechnical Engineering', Marcel Dekker.

Muzamir, B., H., (2006). 'Geotechnical Engineering', Universiti Malaysia DAHANG

Peck, R., B., Hanson, W., E., Thorburn, T., H., (1974), 'Foundation Engineering', ed John Will.

Smith, I., (2006). 'Smith's Elements of Soil Mechanics', Blackwell Publishing, Edinburgh.

Terzaghi, K., Peck, R., (1967). 'Soil Mechanics in Engineering Practice', John Willey, New York.

Terzaghi, K., (1943). 'Theoretical Soil Mechanics', John Willey, New York.

U.S. Department of Transportation, (1999). 'Drilled shafts: construction procedures and design methods', Federal Highway Administration.