



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ

**Παραμετρική Ανάλυση Διαδικασίας Μεταφοράς Τάσεων στο
Υπέδαφος Λόγω Επιφανειακών Θεμελιώσεων**

Διπλωματική Εργασία

ΣΤΕΦΑΝΟΣ Π. ΖΩΝΙΟΣ

Εξεταστική Επιτροπή:

Ζαχαρίας Αγιουτάντης, Καθηγητής (επιβλέπων)

Γεώργιος Εξαδάκτυλος, Αναπληρωτής Καθηγητής

Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής

**Χανιά
Οκτώβριος, 2004**

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
----------------------	----------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ.....	3
-------------------------	----------

2.1 Γενικά	3
-------------------------	----------

2.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις.....	5
--	----------

2.2.1 Βάθος Θεμελίωσης.....	5
-----------------------------	---

2.2.2 Πέδιλα	10
--------------------	----

2.2.3 Πεδιλοδοκοί	11
-------------------------	----

2.2.4 Γενικές Κοιτοστρώσεις	12
-----------------------------------	----

2.3 Βαθιές Θεμελιώσεις.....	14
------------------------------------	-----------

2.3.1 Θεμελιώσεις με Πασσάλους.....	14
-------------------------------------	----

2.3.2 Θεμελιώσεις σε Βάθρα.....	16
---------------------------------	----

2.4 Φέρουσα Ικανότητα του Εδάφους	17
--	-----------

2.4.1 Γενικά.....	17
-------------------	----

2.4.2 Μέθοδοι Υπολογισμού της Φέρουσας Ικανότητας.....	21
--	----

2.4.3 Θεωρητικές Μέθοδοι υπολογισμού της Φέρουσας Ικανότητας.....	21
---	----

2.4.4 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης	24
---------------------------------------	----

2.4.5 Πίνακες Επιτρεπόμενων Τάσεων	26
--	----

ΚΑΙΦΑΛΑΙΟ ΤΡΙΤΟ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΛΑΦΩΝ

3.1 Εισαγωγή.....	28
--------------------------	-----------

3.2 Προέλευση και Φύση του Εδάφους	28
---	-----------

3.2.1 Χονδρόκοκκα και Λεπτόκοκκα Εδάφη	29
3.2.2 Αλληλεπίδραση Μεταξύ του Νερού και των Αργιλικών Ορυκτών	32
3.3 Φυσικές Ιδιότητες των Εδαφών	35
3.4 Φυσικά Χαρακτηριστικά μη Συνεκτικών Εδαφών.....	37
3.4.1 Σχετική Πυκνότητα	37
3.4.2 Κοκκομετρική Διαβάθμιση	38
3.5 Φυσικά Χαρακτηριστικά Συνεκτικών Εδαφών	41
3.6 Συστήματα κατάταξης	45

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΕΤΑΡΤΟ

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΕΛΡΑΣΗΣ ΣΤΟ ΕΛΑΦΟΣ.....	53
4.1 Εισαγωγή.....	53
4.2 Τάσεις και Έδαφος.....	53
4.3 Τρόποι Μεταφοράς των Δυνάμεων στο Έδαφος	55
4.4 Μεταβολή της Πίεσης με το Βάθος	56
4.5 Δυνάμεις που Οφείλονται στο Ίδιο το Βάρος του Εδάφους	57
4.6 Δυνάμεις που Οφείλονται σε Εξωτερικά Φορτία	59
4.6.1 Μορφή της Κατανομής των Τάσεων Επαφής	60
4.6.2 Μέθοδος Boussinesq	62
4.6.3 Μέθοδος Westergaard	70
4.6.4 Ομοιόμορφη Κατανομή.....	72
4.6.5 Άλλες Θεωρίες Κατανομής Τάσεων	73

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΕΜΠΤΟ

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ.	75
5.1 Εισαγωγή.....	75
5.2 Μέθοδοι για την Επίλυση των Προβλημάτων	75
5.3 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων.....	77

5.4 Επίλυση Προβλημάτων με την Μ.Π.Σ	79
5.5 Διαδικασία της Μεθόδου	81
5.6 Διακριτοποίηση (Διαίρεση Πεδίου)	81
5.7 Χαρακτηριστικά της Διαίρεσης του Πεδίου	83
5.8 Συναρτήσεις Μορφής	84
5.9 Συνοριακές Συνθήκες	86
5.10 Τύποι των Προβλημάτων	90
5.11 Μοντέλα Συμπεριφοράς Υλικών	90
5.12 Εφαρμογές Πεπερασμένων Στοιχείων σε Γεωλικά	93

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΚΤΟ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΕΛΡΑΣΗΣ..... 96

6.1 Εισαγωγή.....	96
6.2 Αναλυτικές Μέθοδοι Επίλυσης	97
6.2.1 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος του Boussinesq	97
6.2.2 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος Westergaard	101
6.2.3 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος Ομοιόμορφης Κατανομής.....	104
6.2.4 Λωρίδα Ομοιόμορφα Φορτισμένη	106
6.2.5 Λωρίδα με Τριγωνική Φόρτιση.....	109
6.3 Αριθμητική Μέθοδος Επίλυσης.....	114
6.3.1 Δημιουργία Μοντέλου.....	114
6.3.2 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Ομογενές Έδαφος	126
6.3.3 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Έδαφος με δύο Στρώσεις	129
6.3.4 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Έδαφος με Τρεις Στρώσεις	153
6.3.5 Τριγωνική Φόρτιση	158

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΒΔΟΜΟ

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ..... 163

7.1 Συμπεράσματα	163
7.2 Προτάσεις.....	164
<i>BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....</i>	<i>165</i>
<i>Ελληνική Βιβλιογραφία.....</i>	<i>165</i>
<i>Διεθνής Βιβλιογραφία</i>	<i>166</i>
<i>Βιβλιογραφία Διαδικτύου.....</i>	<i>167</i>

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σκοπός της εργασίας είναι η μελέτη της μεταφοράς των επιφανειακών τάσεων στο έδαφος και η κατανομή αυτών ως συνάρτηση του βάθους και της οριζόντιας απόστασης από το κέντρο έδρασης των τάσεων. Αυτή η μελέτη κρίθηκε σκόπιμη να γίνει στην παρούσα εργασία διότι πρωταρχικό ρόλο στον τομέα των θεμελιώσεων παίζει η λύση του προβλήματος των καθιζήσεων των κατασκευών και η αντοχή του εδάφους από την επιβολή εξωτερικών φορτίων.

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται στη συνέχεια για την λύση του προβλήματος της κατανομής των τάσεων είναι αριθμητικές και αναλυτικές. Συγκεκριμένα όσον αφορά στις αναλυτικές μεθόδους χρησιμοποιήθηκαν οι περισσότερες προτεινόμενες από την βιβλιογραφία δηλαδή η μέθοδος του Boussinesq, του Westergaard και της ομοιόμορφης κατανομής για διάφορους τύπους εδαφών και τύπους φόρτισης. Όσον αφορά δε τις αριθμητικές μεθόδους επιλέχθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων καθώς αυτή κρίθηκε ως η πιο εύχρηστη σε θέματα εδαφομηχανικής, όπως αναφέρεται στην βιβλιογραφία, όπως επίσης και λόγω της διαθεσιμότητας του λογισμικού πακέτου 'Marc' από το εργαστήριο της μηχανικής των πετρωμάτων. Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονισθεί ότι ένας από τους κύριους στόχους της εργασίας είναι η σύγκριση των αναλυτικών μεθόδων με τις αριθμητικές. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται μια αξιολόγηση της προσομοίωσης που γίνεται με τις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης ούτως ώστε να είναι δυνατή η χρησιμοποίηση της συγκεκριμένης προσομοίωσης και στην προσπάθεια επίλυσης προβλημάτων για τα οποία δεν υπάρχουν αναλυτικές εξισώσεις. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να υπάρξει και αξιολόγηση των αναλυτικών μεθόδων (όπως παραδείγματος χάριν στην περίπτωση θεώρησης του μέσου ως ομογενές ή στην περίπτωση που δεν χρησιμοποιούνται τα χαρακτηριστικά του εδάφους (λόγος Poisson και μέτρο ελαστικότητας) στους αναλυτικούς τύπους). Έτσι μπορούν να γίνουν ευκολότερα αντιληπτές κάποιες αδυναμίες που τυχόν να υπάρχουν κατά την ανάλυση ορισμένων προβλημάτων. Η διάρθρωση της εργασίας έχει ως εξής:

Στο Κεφάλαιο 2 αναλύεται ο ρόλος των θεμελιώσεων. Περιγράφονται επίσης οι συνήθεις τύποι θεμελίων ανάλογα με τον τρόπο μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος αλλά και

σε πίες περιπτώσεις αυτοί είναι εφαρμόσιμοι. Τέλος το κεφάλαιο αυτό αναφέρεται στην φέρουσα ικανότητα των εδαφών και στους διάφορους τρόπους υπολογισμού αυτής.

Στο Κεφάλαιο 3 υπάρχει η περιγραφή των εδαφών. Συγκεκριμένα περιγράφεται η αλληλεπίδραση του νερού με τα αργιλικά εδάφη, οι φυσικές ιδιότητες και τα φυσικά χαρακτηριστικά των εδαφών καθώς και τα διάφορα συστήματα ταξινόμησης που αφορούν κυρίως για γεωτεχνικούς σκοπούς.

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται μια περιγραφή της κατανομής των επιφανειακών τάσεων στο έδαφος. Η περιγραφή αυτή περιέχει τους τρόπους μεταφοράς των τάσεων στο έδαφος τη μορφή της κατανομής των τάσεων επαφής καθώς και τους διάφορες αναλυτικές μεθόδους υπολογισμού των τάσεων στο εσωτερικό του εδάφους.

Στο Κεφάλαιο 5 αναλύονται εν συντομία οι διάφορες αριθμητικές μέθοδοι υπολογισμού. Ιδιαίτερο βάρος δίνεται στην περιγραφή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων καθώς επίσης και στην εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων στα γεωυλικά.

Στο Κεφάλαιο 6 περιγράφεται η επίλυση διαφόρων προβλημάτων κατανομής των τάσεων με αναλυτικές μεθόδους. Τα διάφορα προβλήματα περιλαμβάνουν τον τρόπο φόρτισης όπως επίσης και τα χαρακτηριστικά του εδάφους (έδαφος με στρώσεις και χωρίς). Επίσης αναλύεται ο τρόπος προσομοίωσης του μοντέλου του εδάφους με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με την βοήθεια του λογισμικού πακέτου 'Marc' και γίνεται επίλυση διαφόρων προβλημάτων κατανομής των τάσεων εδάφους λόγο επιβολής εξωτερικών φορτίων. Τέλος στο Κεφάλαιο 6 υπάρχει και η σύγκριση ανάμεσα στις δυο μεθόδους επίλυσης.

Στο Κεφάλαιο 7 υπάρχουν τα τελικά συμπεράσματα από το σύνολο της επεξεργασίας που έγινε με τις αναλυτικές και τις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης καθώς και κάποιες προτάσεις για περαιτέρω ανάλυση του προβλήματος της κατανομής των τάσεων στο έδαφος λόγο επιφανειακών φορτίων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟ

ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

2.1 Γενικά

Η θεμελίωση αποτελεί το μέρος εκείνο των έργων το οποίο χρησιμεύει αποκλειστικά για την μεταβίβαση του βάρους αυτών επί του φυσικού εδάφους.

Εάν το εδαφικό στρώμα, κατάλληλο για να δεχθεί το βάρος δεδομένου έργου, βρίσκεται σε σχετικά μικρό βάθος το έδαφος είναι δυνατό να εδρασθεί απ' ευθείας στο έδαφος μέσω του θεμελίου. Αν όμως τα ανώτερα στρώματα είναι ασθενή, τα φορτία μεταβιβάζονται σε πιο κατάλληλο υλικό, που βρίσκεται σε μεγαλύτερο βάθος, μέσω πασσάλων ή βάθρων θεμελίωσης (Terzaghi-Peck, 1968).

Στην πρώτη περίπτωση εντάσσονται οι επιφανειακές θεμελιώσεις. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις, που μεταφέρουν τα φορτία τους μόνο με τη βάση τους και σε σχετικά μικρό βάθος στο έδαφος. Η συνεισφορά των πλευρών του θεμελίου, για την παραλαβή των φορτίων είτε είναι μηδενική είτε πολύ μικρή σε σχέση με τη συνεισφορά της βάσης και συνεπώς δεν λαμβάνεται υπόψη.

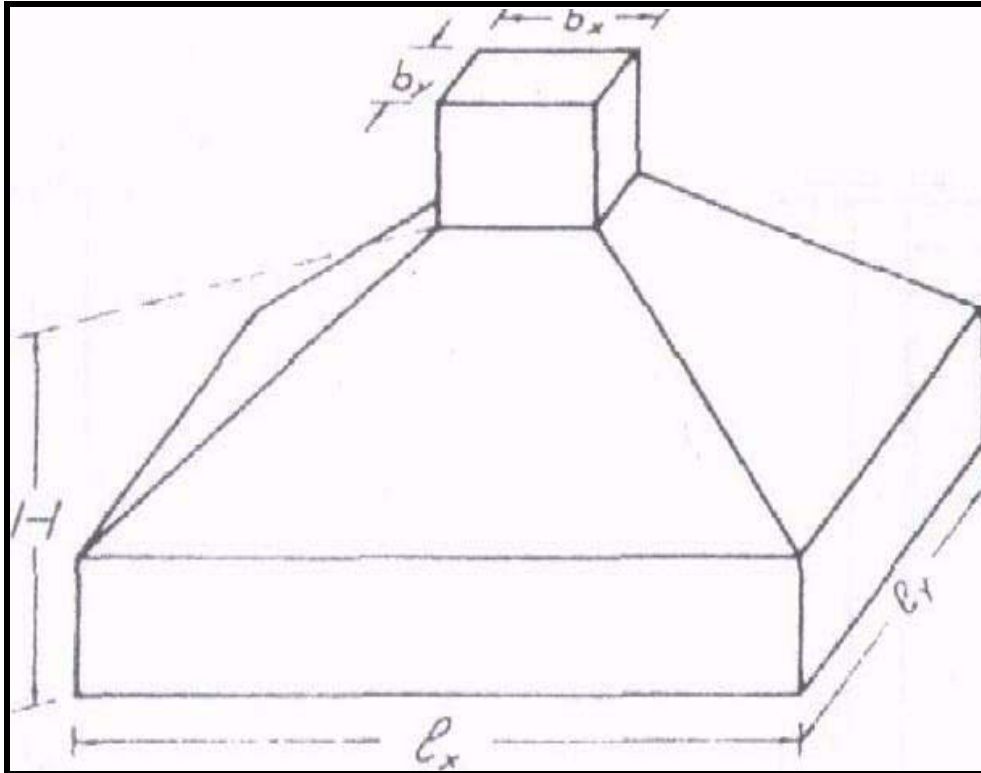
Οι πιο χαρακτηριστικές περιπτώσεις επιφανειακών θεμελίων είναι:

1. Τα μεμονωμένα πέδιλα (Σχήμα 2.1)
2. Οι πεδιλοδοκοί (Σχήμα 2.2)
3. Οι κοιτοστρώσεις (Σχήμα 2.3)

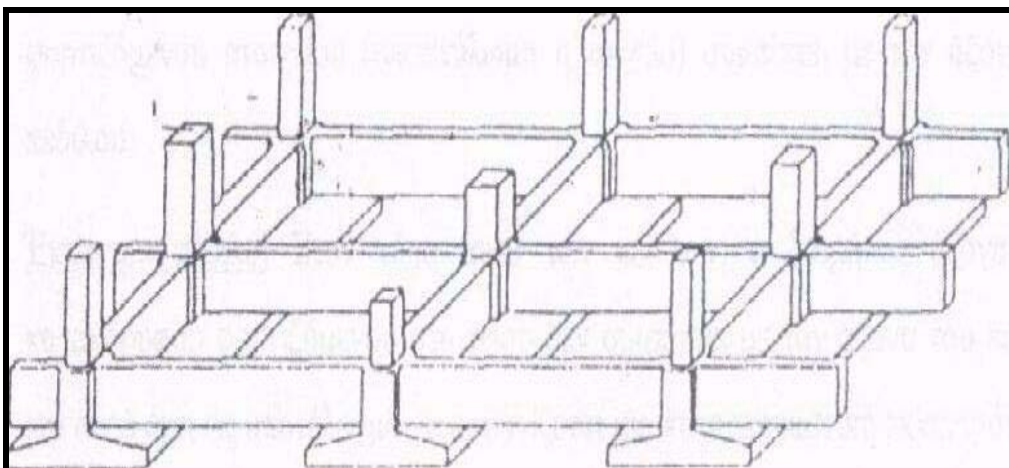
Στην δεύτερη περίπτωση εντάσσονται οι βαθιές θεμελιώσεις. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις οι οποίες για τη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος χρησιμοποιούν και την πλευρική τους επιφάνεια (Σχήμα 2.4). Η κύρια μορφή των βαθιών θεμελιώσεων είναι οι θεμελιώσεις με πασσάλους.

Το βάθος της θεμελίωσης D_f είναι η κατακόρυφος απόσταση της βάσης του πέδιλου ή του βάθρου από την επιφάνεια του εδάφους, εκτός και αν η βάση αυτή βρίσκεται κάτω από υπόγειο, η προκειμένου για γέφυρα κάτω από την κοίτη του ποταμού. Στις αυτές τις περιπτώσεις το βάθος της θεμελίωσης μετριέται αντίστοιχα από τη στάθμη του δαπέδου του

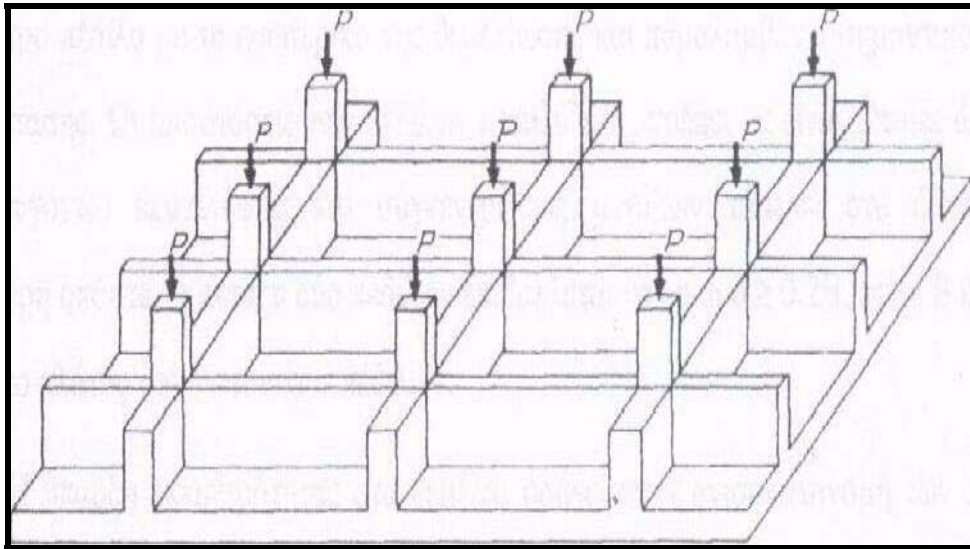
υπογείου ή του υψομέτρου της κοίτης του ποταμού. Η πιο βασική διαφορά στα πέδιλα και στα βάθρα είναι η τιμή του συντελεστή βάθους D/B , όπου B είναι το πλάτος της βάσης του θεμελίου. Στα πέδιλα ο συντελεστής βάθους είναι μεταξύ του 0.25 και του 1, ενώ για τα βάθρα είναι μεγαλύτερος του 5 και μπορεί ακόμα να φτάνει και μέχρι το 20. Παρόλα αυτά οι ολόσωμες κατασκευές έδρασης των φορέων των γεφυρών λέγονται βάθρα, ανεξάρτητα από την τιμή του συντελεστή (Terzaghi & Peck, 1968).



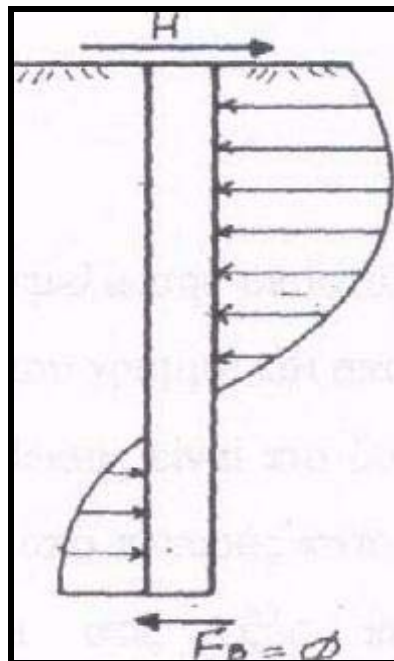
Σχήμα 2.1 : Μεμονωμένο πέδιλο (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.2: Μεμονωμένες πεδιλοδοκοί (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.3: Γενική κοιτόστρωση (Αναγνωστόπουλος, 1994)



Σχήμα 2.4: Βαθιά θεμελίωση (Αναγνωστόπουλος, 1994)

2.2 Επιφανειακές Θεμελιώσεις

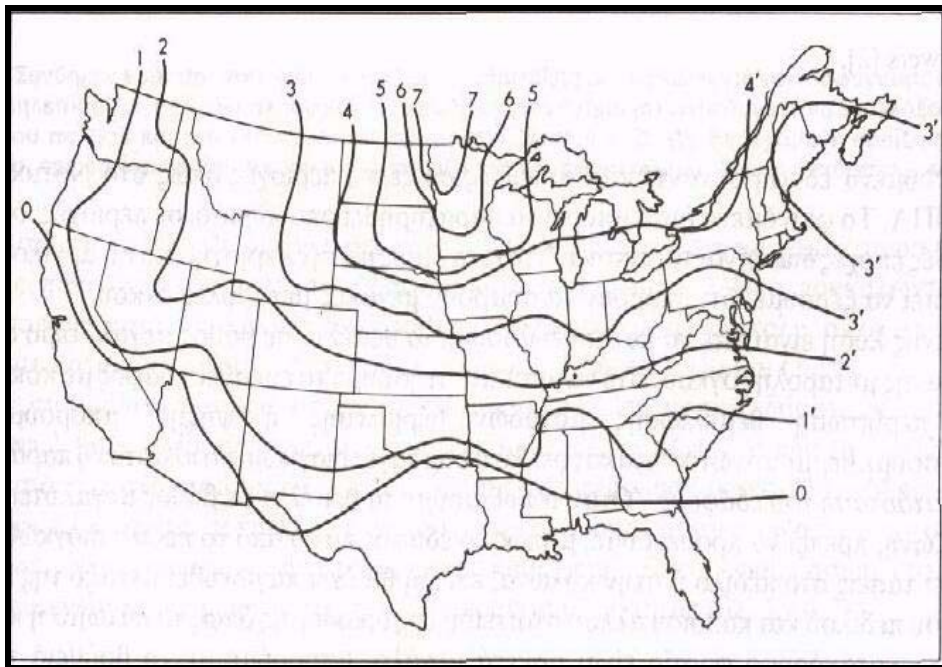
2.2.1 Βάθος Θεμελίωσης

Η θεμελίωση πρέπει να γίνεται κάτω από (Bowles, 1982) :

1. Το βάθος επιρροής του παγετού

2. Της περιοχές μεγάλων μεταβολών όγκου λόγω αυξομειώσεων της υγρασίας
3. Φυτικές γαίες και οργανικά υλικά
4. Τύρφη και βόρβορο
5. Μη συμπαγή υλικά, όπως εγκαταλελειμμένους σκουπιδότοπους και μπαζωμένους χώρους.

Τα θεμέλια πρέπει να βρίσκονται κάτω από το όριο επιρροής του παγετού, επειδή ο παγετός δημιουργεί ανύψωση του εδάφους και επειδή το συνεχόμενο πάγωμα και ξεπάγωμα διατηρεί το έδαφος σε χαλαρή κατάσταση. Αν το έδαφος δεν είναι χαλαρό, τα εσωτερικά θεμέλια μπορούν να μουν σε μικρότερο βάθος, επειδή η θερμοκρασία του κτιρίου θα είναι σε θέση να εξουδετερώσει τον παγετό. Το Σχήμα 2.5 παρουσιάζει τα κατά προσέγγιση μέγιστα βάθη παγετού για τις ΗΠΑ.



Σχήμα 2.5: Βάθος επιρροής του παγετού στις Η.Π.Α. Στηρίζεται σε παρακολουθήσεις μιας ομάδας χαρακτηριστικών πόλεων (Bowles, 1982)

Επίσης θα πρέπει να εξετάζεται μήπως ο τοπικός οικοδομικός κανονισμός προβλέπει ειδικά κατασκευαστικά μέτρα, επειδή ακριβώς αυτά στηρίζονται στην εμπειρία της περιοχής και γι' αυτό είναι περισσότερο ρεαλιστικά. Μπορούν να παρθούν οι πρόσφατες ελάχιστες θερμοκρασίες από τα μετεωρολογικά δελτία για έλεγχο, μήπως οι ενδεχόμενες ψυχρές περίοδοι αυξάνουν το βάθος παγετού.

Τα αργιλική εδάφη έχουν την ιδιότητα να συστέλλονται όταν ξεραίνονται και να διαστέλλονται όταν διαβρέχονται. Γενικά, όσο πιο χαμηλό είναι το όριο συρρίκνωσης και όσο πιο μεγάλος ο δείκτης πλαστικότητας, τόσο πιθανότερο είναι να συμβεί μεταβολή του όγκου του εδάφους και τόσο μεγαλύτερη θα είναι η μεταβολή αυτή.

Αυτές οι μεταβολές όγκου μπορεί να συμβούν, όταν ξεραθεί το έδαφος μετά την κατασκευή του κτιρίου, όπως π.χ. λόγω της προστασίας του εδάφους από τη φυσική υγρασία. Η μείωση της υγρασίας του εδάφους λόγω εξάτμισης, που οφείλεται στη θέρμανση του κτιρίου είτε κάτω από αυτό είτε δίπλα από θερμαντικές μονάδες (π.χ. λέβητας) μπορεί να προκαλέσει μεταβολές όγκου. Αλλαγές όγκου μπορούν να προκληθούν επίσης λόγω αποστράγγισης του εδάφους από τη βλάστηση που συνήθως διακοσμεί το κτίριο, όπως δένδρα, θάμνοι κ.λ.π. (Bowles, 1982).

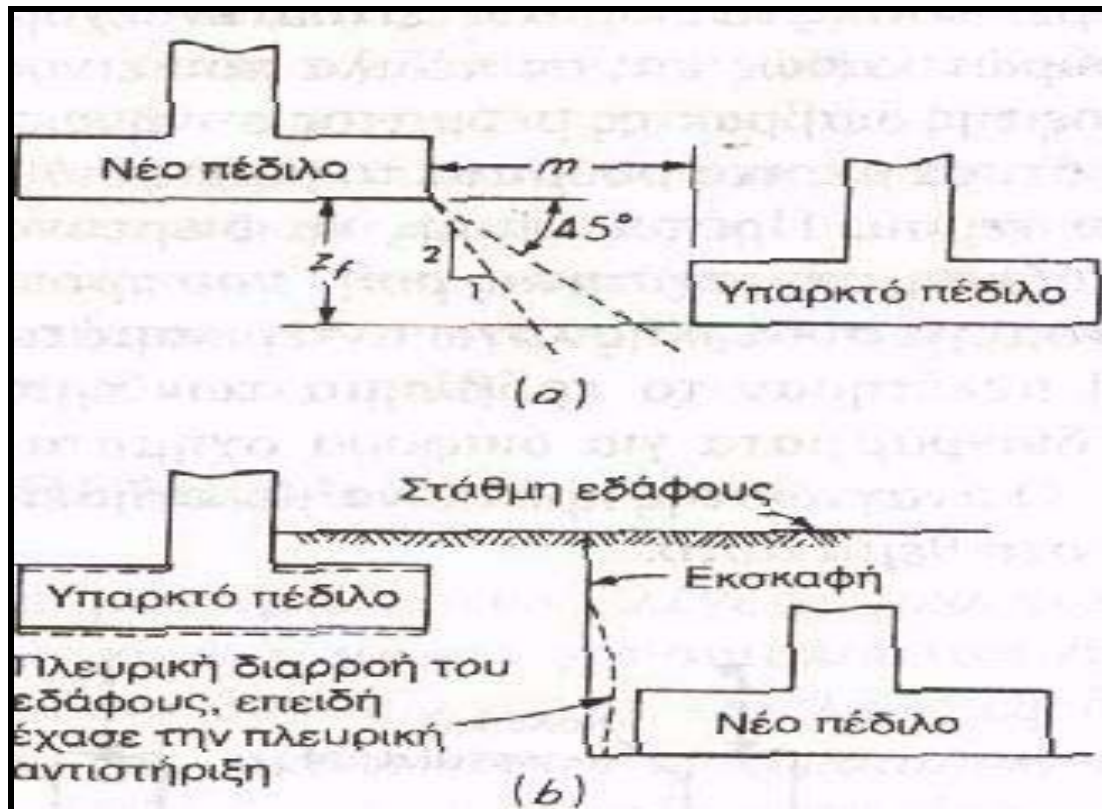
Μεταβολές όγκου μπορεί να γίνουν από τεχνητή αύξηση της υγρασίας του εδάφους κάτω απ' το κτίριο. Κάτω από ψυκτικούς θαλάμους χωρίς θερμομόνωση, οι υδρατμοί του εδάφους συμπυκνώνονται ή δημιουργείται ανοδικό ρεύμα υδρατμών από το φρεάτιο ορίζοντα. Αν η θερμοκρασία είναι αρκετά χαμηλή σχηματίζονται φακοί πάγου.

Τα διογκούμενα εδάφη συναντώνται συνήθως σε ξερές περιοχές όπως στο Νοτιοδυτικό τμήμα των ΗΠΑ. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να παρατηρηθεί οπουδήποτε σε περιοχές, όπου οι ξερές και υγρές εποχές διακρίνονται έντονα. Άσχετα όμως με την περιοχή, όταν η άργιλος είναι ενεργή, μπορεί να συμβούν μεγάλες μεταβολές όγκου,

Η προφανής λύση είναι να κατασκευαστούν τα θεμέλια σε βάθος μεγαλύτερο από τη ζώνη της πιθανής μεταβολής όγκου, ή ακόμα να αντικαταστήσουμε το ευπαθές έδαφος με κοκκώδες υλικό. Σε περίπτωση θεμελίωσης μονάδων θέρμανσης ή ψύξης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί θερμομονωτικό υλικό (φελλό ή συμπαγές διογκωμένο πλαστικό) παράλληλα με την αντικατάσταση του εδάφους. Όταν τα θεμέλια τοποθετούνται σε βάθος μεγαλύτερο από την ευπαθή ζώνη, πρέπει να προσέχθει, μήπως το έδαφος πάνω από το πέδιλο διογκωθεί και δημιουργήσει τάσεις στο πέδιλο ή στην κολώνα, επειδή θα έχει παγιδευτεί μεταξύ της επάνω επιφάνειας του πέδilu και κάποιου άλλου στοιχείου της οικοδομής όπως το πάτωμα ή κανένα δοκάρι. Αν το κατακόρυφο φορτίο είναι αρκετά μεγάλο, με τη βοήθεια του μπορεί να τεθεί υπό έλεγχο η μεταβολή του όγκου. Αλλά επειδή ορισμένες άργιλοι αναπτύσσουν αρκετά μεγάλες πιέσεις, η μέθοδος αυτή έχει αμφίβολα αποτελέσματα. Έχει επινοηθεί συσκευή που μετρά τη μεταβολή του όγκου λόγω αποβολής ή απορρόφησης νερού.

Όταν κατασκευάζονται πέδιλα δίπλα σε υπάρχουσα, κατασκευή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6 a και b η ευθεία που ξεκινάει από τη βάση του καινούριου θεμέλιου και φτάνει στην άκρη του παλιού πρέπει να σχηματίζει γωνία 45^0 ή μικρότερη με το οριζόντιο επίπεδο,

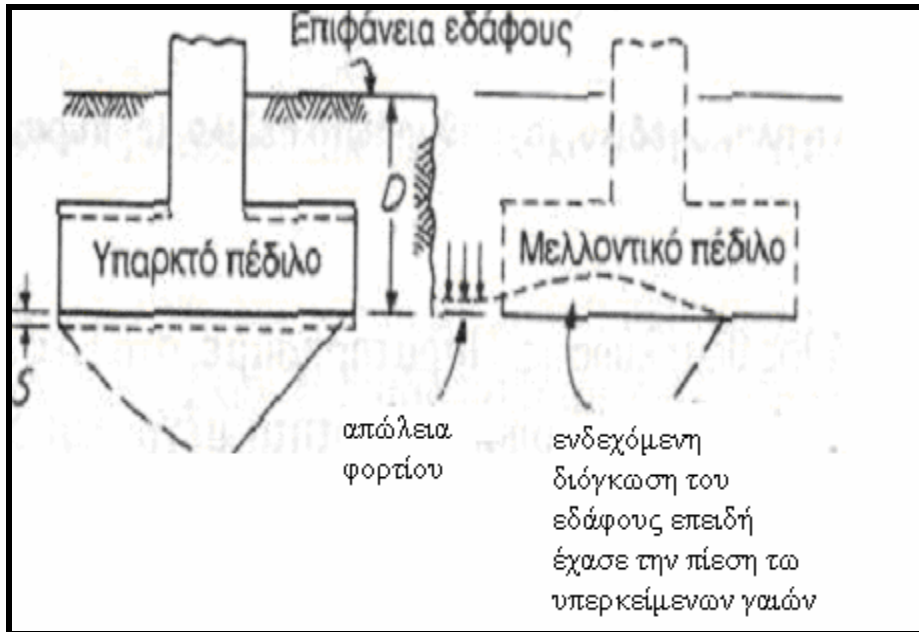
πράγμα που σημαίνει ότι η απόσταση m μεταξύ των δύο πεδίλων στο Σχήμα 2.6 α πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την υψομετρική τους διαφορά Z_F . Αυτή είναι μια εκτίμηση για τον περιορισμό της επικάλυψης των τάσεων των δύο θεμελίων, η οποία είναι πολύ πιο ανεκτική απ' την αναλογία 2:1 για τον υπολογισμό της διανομής της πίεσης ίου εδάφους.



Σχήμα 2.6 : Συνθήκες έδρασης του πεδίλου (α) Τρόπος διάταξης των πεδίλων για την αποφυγή κατά το δυνατό της αλληλεπίδρασης μεταξύ παλιού και νέου πεδίλου. Κατασκευάζεται $m > Z_f$ (β) Ενδεχόμενη καθίζηση του υπάρχοντος πεδίου, επειδή έχασε την πλευρική αντιστήριξη του εδαφικού σφήνα, που αναπτύσσεται κάτω από αυτό (Bowles, 1982).

Αντίθετα το Σχήμα 2.6 b δείχνει, ότι όταν το νέο θεμέλιο βρίσκεται χαμηλότερα από το παλιό υπάρχει πιθανότητα διαρροής του εδάφους κάτω από το παλιό πέδιλο, προκαλώντας καθίζηση, στο υπάρχον κτίριο.

Με τη βοήθεια των εξισώσεων της φέρουσας ικανότητας του εδάφους, που θα αναλυθούν παρακάτω υπάρχει η δυνατότητα να ειπωθεί ότι η πίεση των υπερκειμένων γαιών συμβάλλει αποφασιστικά στη διαμόρφωση του μεγέθους της φέρουσας ικανότητας. Άρα οι εκσκαφές κοντά σε άλλα κτίρια πρέπει να γίνονται προσεκτικά ώστε να μην υπάρχει αστοχία λόγω θραύσης του υπεδάφους ή υπερβολικές καθιζήσεις όταν αφαιρεθεί το βάρος των υπερκειμένων γαιών μειώνοντας έτσι τη φέρουσα ικανότητα (Σχήμα 2.7).



Σχήμα 2.7: Ενδεχόμενη υποχώρηση του πέδilu επειδή έχασε την πίεση των υπερκειμένων γαιών (Bowles, 1982).

Το βάθος θεμελίωσης μπορεί επίσης να επηρεαστεί από ενδεχόμενο κίνδυνο υποσκαφής σε μεσόβαθρα ή ακρόβαθρα γεφυρών καθώς και. (πέδιλα που είναι μέσα ή κοντά στην κοίτη ποταμών ή χειμάρρων). Το βάθος της διάβρωσης ρεύματος συνήθως είναι όσο και το ύψος του. Εντούτοις, έχει αναφερθεί ότι σε μερικά ρεύματα το βάθος διάβρωσης είναι μέχρι 3 φορές μεγαλύτερο από το ύψος του νερού. Πρέπει επίσης να διερευνάται η περίπτωση τοπικής διάβρωσης, οφειλόμενης σε αύξηση της ταχύτητας ροής που προκαλείται από εμπόδια, όπως τα βάθρα γέφυρας, ή από φαινόμενα συστολής λόγω αντρεισμάτων.

Το υπόγειο νερό επηρεάζει το βάθος θεμελίωσης.. Η θέση του φρεατίου ορίζοντα μπορεί να μειώσει τη φέρουσα ικανότητα μέχρι και 50%. Φρεάτιος ορίζοντας κοντά στην επιφάνεια του εδάφους μπορεί να προκαλέσει προβλήματα αποστράγγισης της εκσκαφής και στεγανοποίησης της οικοδομής. Δημιουργεί επίσης συνθήκες άνωσης στην ισορροπία του έργου. Διακυμάνσεις του φρεατίου ορίζοντα είναι δυνατόν να επιφέρουν περιόδους προσωρινής αστάθειας ή ακόμη και να προκαλέσουν αστοχία.

Φυσικά ελαττώματα του πετρώματος ή εκσκαφές κοινωφελών έργων προκαλούν επίσης προβλήματα στις θεμελιώσεις, όπως π.χ. έγκοιλα σε ασβεστολιθικά πετρώματα, παλιές στοές ορυχείων, φακοί μαλακού υλικού, σήραγγες αποχέτευσης, αγωγοί τηλεφωνικών καλωδίων και καμιά φορά διασωληνώσεις που σχηματίζονται από τη συνεχή άντληση υγρών συστατικών του εδάφους (πετρέλαιο, νερό). Καμιά φορά αρκεί να γεφυρώσουμε σε ορισμένους κενούς χώρους με χαλαρό υλικό, αλλά πρέπει να γίνει προσεκτική μελέτη της

κατάστασης. Σε άλλες περιπτώσεις μπορεί να χρειάζεται άλλου τύπου θεμελίωση ή να εγκαταλειφθεί το οικόπεδο (Bowles, 1982).

2.2.2 Πέδιλα

Οι πιο απλές κατασκευές είναι τα πέδιλα τα οποία θεμελιώνουν μόνο ένα υποστύλωμα. Γι' αυτό συστηματικά προτιμούνται τα πέδιλα που αποτελούν την πιο συνηθισμένη μορφή θεμελίωσης. Κύριες μορφές πέδινων που χρησιμοποιούνται είναι (Βαλαλάς, 1979):

- Κεντρικό πέδιλο. Στον τύπο αυτό των πέδινων ο άξονας του κατακόρυφου φορτιζόμενου στοιχείου (υποστύλωμα ή τοιχίο) συμπίπτει με τον άξονα του πέδινου.
- Έκκεντρο πέδιλο. Στον τύπο αυτό των πέδινων ο διαμήκης άξονας του κατακόρυφου φορτιζόμενου στοιχείου δεν συμπίπτει με τον άξονα του πέδινου και αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εμφανίζεται μια κατασκευαστική εκκεντρότητα.

Τα πέδιλα αποτελούνται από πλάκες οπλισμένου συνήθως σκυροδέματος που μέσα τους πακτώνεται το υποστύλωμα.

Η μορφή τους είναι απλή και συμμετρική, κάθε φορά που αυτό είναι δυνατό και βέβαια η πιο απλή λύση είναι το τετραγωνικό πέδιλο.

Το πάχος του πέδινου στην αγγλοσαξονική βιβλιογραφία εμφανίζεται συνήθως σαν σταθερό. Στην Ευρώπη προτιμάτε η λύση της πλάκας μεταβλητού πάχους και για λόγους οικονομίας αλλά και γιατί έτσι το νερό δεν μένει πάνω στην επιφάνεια του σκυροδέματος.

Τα μεμονωμένα πέδιλα συνδέονται μεταξύ τους και στις δύο διευθύνσεις με δοκάρια, τα οποία ονομάζονται συνδετήριες δοκοί. Η συνδετήρια δοκός συνδέει το έκκεντρο πέδιλο με το εσωτερικό της θεμελίωσης και παραλαμβάνει σημαντικό μέρος της έντασης. Οι αποστάσεις των πέδινων μεταξύ τους πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να αποφεύγονται επικαλύψεις και συγκεντρώσεις μεγάλων τάσεων στο έδαφος. Η ελεύθερη απόσταση μεταξύ δύο πέδινων πρέπει να είναι $b \geq 0.2B$ όπου B είναι το μέγιστο πλάτος των γειτονικών πέδινων.

Η ύπαρξη εκκεντρότητας στα θεμέλια οδηγεί στην άνιση κατανομή των τάσεων στο έδαφος και κατά συνέπεια άνισων καθιζήσεων, με αποτέλεσμα την στροφή του πέδινου, γεγονός που είναι επιβαρυντικό για τον φορέα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό συνιστάται η επίτευξη όσο το δυνατόν μικρότερων εκκεντροτήτων, το οποίο επιτυγχάνεται με κατάλληλη διαμόρφωση των πέδινων.

Τα πέδιλα έχουν συνήθως μεγάλες διαστάσεις που φθάνουν τα 3-4 μέτρα. Αποτελούν λοιπόν σημαντικά έργα και πρέπει να μελετούνται και να εκτελούνται με προσοχή.

Η οικονομία που επιτυγχάνεται όταν γίνεται προσπάθεια να μειωθούν όσο μπορεί περισσότερο οι διαστάσεις του πέδilu γίνεται αμελητέα, όταν τα πέδιλα είναι μικρά. Για το λόγο αυτό και επειδή τα πολύ μικρά πέδιλα μπορεί να προκαλέσουν τοπική διάτμηση στο έδαφος δεν πρέπει να γίνονται πέδιλα με πλευρά μικρότερη από 40 εκατοστά και είναι καλύτερα να έχουν τουλάχιστον 60 εκατοστά πλευρά. Αναφορές κάνουν λόγο για το ότι τα πέδιλά πρέπει να έχουν πλευρά τουλάχιστον διπλάσια από την πλευρά του υποστυλώματος. Ο κανόνας αυτός μπορεί να αγνοηθεί στην περίπτωση του βραχώδους εδάφους.

Σε σεισμογενείς περιοχές τα πέδιλα πρέπει να συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρές δοκούς. Η διάταξη αυτή, που δεν οδηγεί σε μεγάλη αύξηση της ολικής δαπάνης του έργου, ενώ βελτιώνεται σημαντικά η συμπεριφορά της θεμελίωσης, είναι καλό να χρησιμοποιείται σε όλες της περιπτώσεις (Βαλαλάς, 1979).

2.2.3 Πεδιλοδοκοί

Οι πεδιλοδοκοί αποτελούν έναν τρόπο ομαδικής θεμελίωσης υποστυλωμάτων και τοιχείων, οι άξονες των οποίων βρίσκονται σε ευθεία περίπου γραμμή και αποτελούνται από τον κορμό και τα πτερύγια. Ο τρόπος αυτός θεμελίωσης είναι πιο δυσχερής σε σχέση με τα πέδιλα τόσο από πλευράς μελέτης όσο και από πλευράς κατασκευής. Η χρήση αυτού του τύπου θεμελίωσης ενδείκνυται στις εξής περιπτώσεις (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- 1) Όταν εκτιμάται ότι σε περίπτωση κατασκευής μεμονωμένων πέδilu θα εμφανιστούν μεγάλες ολικές και κυρίως διαφορικές καθιζήσεις. Αυτό συμβαίνει σε περιπτώσεις που τα φορτία των υποστυλωμάτων διαφέρουν πολύ μεταξύ τους. Στην περίπτωση αυτή η χρησιμοποίηση πεδιλοδοκών λόγω της σημαντικής διαμήκους ακαμψίας τους εξομαλύνει σημαντικά την καταπόνηση του εδάφους και οδηγεί στη δημιουργία ενός σχετικά ομοιόμορφου πεδίου καθιζήσεων.
- 2) Όταν αποδεικνύεται ότι σε περίπτωση θεμελίωσης με μεμονωμένα πέδιλα οι ελεύθερες αποστάσεις μεταξύ τους μειώνονται πολύ ($6 < 0.2 \cdot l$, όπου l η αξονική απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων). Το γεγονός αυτό οδηγεί σε επαλληλίες των τάσεων που μεταφέρουν τα πέδιλα στο έδαφος με αποτέλεσμα την μεγάλη ένταση και συνεπώς παραμόρφωση του. Στην περίπτωση αυτή η χρησιμοποίηση πεδιλοδοκών προφυλάσσει από αυτές τις ανεπιθύμητες επαλληλίες τάσεων.

3) Όταν η θεμελίωση με μεμονωμένα πέδιλα δεν είναι οικονομική.

Η πιο συνηθισμένη περίπτωση θεμελίωσης με πεδιλοδοκούς είναι οι πεδιλοδοκοί δύο υποστυλωμάτων. Οι πεδιλοδοκοί αποτελούνται από μια πλάκα σταθερού ή μεταβλητού πάχους που η μορφή της σε κάτοψη είναι συνήθως ορθογωνική, αλλά μπορεί να είναι και τραπεζοειδής, και από μια δοκό που συνδέει τα υποστυλώματα και προεκτείνεται πολλές φορές μέχρι τα όρια της πλάκας (Βαλαλάς, 1979).

2.2.4 Γενικές Κοιτοστρώσεις

Οι κοιτοστρώσεις είναι ενιαίες πλάκες θεμελίωσης, οι οποίες φέρουν κάθετα στο επίπεδο τους περισσότερα των δύο υποστυλωμάτων και κατά τις δύο διευθύνσεις. Είναι δηλαδή επιφανειακοί φορείς, οι οποίοι ισορροπούν με τα φορτία της κατασκευής από πάνω και τις αντιδράσεις του εδάφους από κάτω, ανεπτυγμένες σε όλη την έκτασή τους.

Διακρίνονται σε γενικές κοιτοστρώσεις, οι οποίες περιλαμβάνουν όλα τα φέροντα στοιχεία της κατασκευής και σε μερικές κοιτοστρώσεις, οι οποίες περιλαμβάνουν μερικά μόνο από τα φέροντα στοιχεία.

Οι κοιτοστρώσεις συναντώνται με διάφορες μορφές (Βαλαλάς, 1979):

- α) Με απευθείας έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης (συχνά γίνεται χρήση τοπικών ενισχυτικών).
- β) Με την έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης, η οποία όμως έχει ενισχυθεί με δοκούς κάτω από το επίπεδο της.
- γ) Με την έδραση των υποστυλωμάτων επάνω στην πλάκα θεμελίωσης, η οποία όμως έχει ενισχυθεί με δοκούς πάνω από το δάπεδο της πλάκας. Είναι η συχνότερη μορφή με την οποία κατασκευάζονται οι κοιτοστρώσεις στην Ελλάδα και παρουσιάζει το πλεονέκτημα της ομαλοποιημένης μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος. Οι συνήθεις ελάχιστες διαστάσεις είναι: πάχος πλάκας 0.30 m , πλάτος και ύψος των δοκών 0.30 m και 0.80 m αντίστοιχα (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Η γενική κοιτόστρωση είναι λύση πολύπλοκη τόσο στον υπολογισμό της όσο και στην κατασκευή της. είναι εξάλλου λύση πολύ δαπανηρή. Πρέπει συνεπώς να χρησιμοποιείται μόνο όταν δεν γίνεται αλλιώς.

Οι περιπτώσεις εφαρμογής των κοιτοστρώσεων είναι οι εξής (Βαλαλάς, 1979):

- I. Όταν η επιφάνεια του πέδιλου A είναι τουλάχιστον ίση με το 70% της ολικής επιφάνειας S. Σε αυτή την περίπτωση η λύση της κοιτόστρωσης είναι πιο

οικονομική και πρέπει να προτιμάται, χωρίς όμως αυτό να είναι υποχρεωτικό. Ένα επιπλέον ενδιαφέρον στην περίπτωση αυτή είναι ότι εξασφαλίζει ένα σημαντικό περιθώριο ασφάλειας και επιτρέπει αργότερα την προσθήκη ορόφων αφού για την αναγκαία επιφάνεια θεμελίωσης του 70% δημιουργείται επιφάνεια 100%.

- II. Η γενική κοιτόστρωση επιτρέπει τη μείωση των διαφορικών καθιζήσεων. Με τρόπο απλοποιημένο μπορούμε να δεχτούμε ότι η διαφορική καθίζηση μειώνεται κατά 50% όταν αντί του μεμονωμένου πέδilu χρησιμοποιείται γενική κοιτόστρωση. Όταν λοιπόν επιδιώκεται ο όσο το δυνατόν μεγαλύτερος περιορισμός των διαφορικών καθιζήσεων η λύση της κοιτόστρωσης είναι ενδεδειγμένη.
- III. Όταν το έδαφος είναι μέτριας ποιότητας σε μεγάλο βάθος και ειδικά όταν τα επιφανειακά στρώματα είναι καλύτερα από βαθύτερα.
- IV. Η γενική κοιτόστρωση είναι υποχρεωτική όταν η θεμελίωση εκτελείται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα και αναζητείται η στεγανότητα των υπογείων. Πρέπει λοιπόν να υπάρχει συνεχής θεμελίωση που να εξασφαλίζει τη στεγανότητα της κατασκευής και να ισορροπεί τις πιέσεις του ύδατος.

Τα πλεονεκτήματα των θεμελιώσεων με γενική κοιτόστρωση είναι τα εξής (Βαλαλάς, 1979) :

- α) Μεγάλη ασφάλεια από πλευράς υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, κυρίως σε αμμώδη εδάφη (πολύ μεγάλο πλάτος θεμελίωσης B),
- β) Μικρές αναμενόμενες καθιζήσεις. Αυτό επιτυγχάνεται με την κατανομή των φορτίων σε όλη της επιφάνεια του έργου και την συνακόλουθη μείωση των επιβαλλόμενων τάσεων.
- γ) Μείωση των αναμενόμενων διαφορικών καθιζήσεων λόγω της συνεισφοράς της ακαμψίας της πλάκας θεμελίωσης, των ισχυρών δοκών και της κατασκευής.
- δ) Αύξηση των επιτρεπόμενων καθιζήσεων. Λόγω του μεγέθους της κατασκευής της θεμελίωσης είναι δυνατόν το έργο να υποστεί καθιζήσεις αρκετά μεγαλύτερες από αυτές ενός ίδιου έργου με μεμονωμένα στοιχεία θεμελίωσης χωρίς να δημιουργηθούν προβλήματα στο φέροντα οργανισμό και τα στοιχεία πλήρωσης.
- ε) Εύκολη αντιμετώπιση του προβλήματος του υπόγειου νερού, αφού με τη χρήση της γενικής κοιτόστρωσης είναι εύκολη η δημιουργία ενός στεγανού κιβωτίου.
- στ) Πολύ καλή αντισεισμική συμπεριφορά.

Το κύριο μειονέκτημα των κοιτοστρώσεων είναι το σχετικά υψηλό κόστος τους. Συνεπώς το πρόβλημα επιλογής είναι τεχνοοικονομικό και έτσι πρέπει να αντιμετωπίζεται.

2.3 Βαθιές Θεμελιώσεις

2.3.1 Θεμελιώσεις με Πασσάλους

Οι πάσσαλοι είναι δομικά στοιχεία μεγάλου μήκους και κυκλικής συνήθως διατομής, τα οποία χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν τα φορτία της κατασκευής σε βαθιές εδαφικές στρώσεις. Από άποψη λειτουργίας, η κύρια διαφορά των πασσαλοθεμελιώσεων από τις επιφανειακές θεμελιώσεις είναι ότι ένα μέρος του φορτίου, που μπορεί να είναι και το μεγαλύτερο μεταφέρεται στο έδαφος με την πλευρική επιφάνεια, ενώ στις επιφανειακές ολόκληρο το φορτίο μεταφέρεται με τη βάση έδρασης (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Πασσαλοθεμελιώσεις χρησιμοποιούνται κυρίως στις περιπτώσεις που οι επιφανειακές θεμελιώσεις είναι ανεπαρκείς. Όταν η επιφανειακή στρώση του εδάφους είναι κακής ποιότητας, με αποτέλεσμα να προκύπτουν μεγάλες καθιζήσεις και μικρή φέρουσα ικανότητα των επιφανειακών θεμελίων, τα φορτία μπορούν να μεταφερθούν με πασσάλους σε βαθύτερα στρώματα του εδάφους. Χαρακτηριστικές είναι οι περιπτώσεις χρησιμοποίησης πασσάλων σε εδάφη όπου ένα στρώμα μαλακής αργίλου /λύος υπέρκειται ενός στρώματος πυκνής άμμου, αμμοχάλικου ή βράχου. Στις περιπτώσεις αυτές οι πάσσαλοι μεταφέρουν κυρίως με τις αιχμές τους τα φορτία της κατασκευής στο βαθύτερο καλής ποιότητας έδαφος και ονομάζονται ‘πάσσαλοι αιχμής’. Στις περιπτώσεις που το πάχος του αργιλικού στρώματος είναι πολύ μεγάλο, οι πάσσαλοι χρησιμοποιούνται για να μεταφέρουν τα φορτία στο έδαφος με την πλευρική τριβή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια πασσάλου -εδάφους και ονομάζονται ‘πάσσαλοι τριβής’.

Πάσσαλοι επίσης χρησιμοποιούνται όταν χρειάζεται να παραληφθούν σημαντικά οριζόντια φορτία που μπορεί να προέρχονται από ωθήσεις γαιών, θαλάσσια κύματα, προσκρούσεις πλοίων, σεισμούς, ανέμους κλπ. Χρησιμοποιούνται ακόμη, όταν η θεμελίωση απαιτείται να παραλάβει εφελκυστηκές δυνάμεις, που μπορεί να προέρχονται από δυνάμεις άνωσης, από σημαντικές ροπές στη βάση της κατασκευής κλπ. Τέλος υπάρχουν και διάφορες ειδικές περιπτώσεις χρησιμοποίησης πασσάλων, όπως στην περίπτωση που απαιτείται ενίσχυση θεμελιώσεων υφιστάμενων κατασκευών που παρουσιάζουν προβλήματα καθιζήσεων (υποθεμελιώσεις), σταθεροποίηση πρανών που κατολισθαίνουν, κατασκευή διαφραγματικών τοίχων αντιστήριξης, καθώς και στις περιπτώσεις που υπάρχει κίνδυνος υποσκαφής των επιφανειακών θεμελιώσεων (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Στη γενική περίπτωση, η μελέτη μιας πασσαλοθεμελίωσης εξετάζει τη συμπεριφορά των πασσάλων σε αξονικά και πλευρικά φορτία και καταλήγει στον προσδιορισμό του απαιτούμενου αριθμού, μήκους, διαμέτρου και ακαμψίας πασσάλων, της διάταξης τους και του τρόπου σύνδεσης τους με την κατασκευή. Η αξονική ανάλυση μιας ομάδας πασσάλων περιλαμβάνει τον υπολογισμό του επιτρεπόμενου φορτίου (θλιπτικού ή εφελκυστικού) και της καθίζησης ενός μεμονωμένου πασσάλου και ολόκληρης της ομάδας των πασσάλων. Η πλευρική ανάλυση περιλαμβάνει τον υπολογισμό της οριζόντιας μετακίνησης της κεφαλής των πασσάλων και κυρίως τον υπολογισμό των φορτίων διατομής (ροπές κάμψης και τέμνουσες δυνάμεις) κατά μήκος των πασσάλων παίρνοντας υπόψη και την αλληλεπίδραση μεταξύ των διαφόρων πασσάλων της ομάδας. Ενώ στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων η μελέτη βασίζεται συχνά σε μια κατ' εκτίμηση τιμή της επιτρεπόμενης τάσης εδάφους για τη συγκεκριμένη περιοχή χωρίς να προηγηθεί γεωτεχνική έρευνα, στην περίπτωση θεμελίωσης με πασσάλους η διεξαγωγή γεωτεχνικής έρευνας και μάλιστα σε σημαντικό βάθος είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την εκτέλεση της αντίστοιχης μελέτης (Αναγνωστόπουλος, 1994).

Αναφορικά με τον τρόπο λειτουργίας τους οι πάσσαλοι μπορούν να διαιρεθούν στις παρακάτω τρεις κατηγορίες (Terzaghi & Peck, 1968):

1. Πάσσαλοι τριβής σε χονδρόκοκκα διαπερατά εδάφη. Οι πάσσαλοι αυτοί μεταβιβάζουν το μεγαλύτερο μέρος του φορτίου τους στο έδαφος με πλευρική τριβή. Η διαδικασία έμπιξης των πασσάλων αυτών σε μικρή απόσταση μεταξύ τους και σε ομάδες προκαλεί μείωση του πορώδους και της συμπίεστικότητας του παρακείμενου εδάφους. Συνέπεια είναι οι πάσσαλοι της κατηγορίας αυτής να αναφέρονται συνήθως και ως πάσσαλοι συμπυκνώσης.
2. Πάσσαλοι τριβής σε λεπτόκοκκα εδάφη μικρής διαπερατότητας. Οι πάσσαλοι αυτοί όπως και οι προηγούμενοι μεταβιβάζουν το φορτίο στο έδαφος με πλευρική τριβή, χωρίς όμως να γίνετε με την έμπηξη μεγάλη συμπίκνωση του εδάφους. Οι θεμελιώσεις με πασσάλους της κατηγορίας αυτής χαρακτηρίζονται και ως θεμελιώσεις σε αιωρούμενους πασσάλους.
3. Πάσσαλοι αιχμής ή εδραζόμενοι. Είναι αυτοί που μεταβιβάζουν το φορτίο τους σε ανθεκτικό στρώμα που βρίσκεται σε σημαντικό βάθος κάτω από τη βάση του έργου.

Τα κυρία στάδια κατασκευής ενός φρεατοπασσάλου είναι τα εξής (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- α) Διάνοιξη της οπής με περιστροφικό γεωτρύπανο. Εάν το έδαφος είναι μη συνεκτικό ή μαλακό συνεκτικό και απαιτείται υποστήριξη των παρειών της γεώτρησης για να αποφευχθούν καταπτώσεις, χρησιμοποιείται μπεντονίτης ή γίνεται σωλήνωση μέρους ή ολόκληρης της γεώτρησης.
- β) Τοποθέτηση του οπλισμού μέσα στην οπή της γεώτρησης με τη βοήθεια γερανού, Ο οπλισμός συναρμολογείται στο εργοτάξιο σε "καλαθιά" και περιλαμβάνει διαμήκεις ράβδους, σπειροειδείς συνδετήρες και δακτυλίους συναρμολόγησης (montage).
- γ) Σκυροδέτηση του πασσάλου με σωλήνα από την αιχμή προς τα πάνω, ώστε να εκτοπίζονται προς την επιφάνεια και αν απομακρύνονται ο μπεντονίτης και το νερό. Ο μπεντονίτης που εκτοπίζεται από το σκυρόδεμα συλλέγεται για να χρησιμοποιηθεί και στους επόμενους πασσάλους.
- δ) Εξόλκευση της σωλήνωσης υποστήριξης των παρειών της γεώτρησης.

2.3.2 Θεμελιώσεις σε Βάθρα

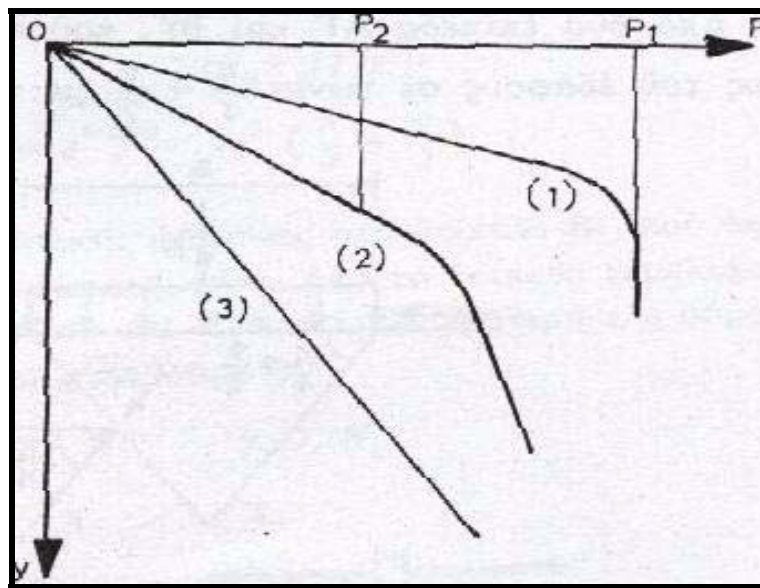
Τα βάθρα είναι πρισματικές οι κυλινδρικές κατασκευές, οι οποίες έχουν κατ' ουσία την ίδια λειτουργία με τους πασσάλους ή τις ομάδες πασσάλων. Αν τα βάθρα κατασκευάζονται για την έδραση γέφυρας αποσκοπούν αποκλειστικά στη μεταβίβαση των φορτίων κάτω από το βαθύτερο σημείο το οποίο υπόκειται σε διάβρωση. Σε όλες όμως τις άλλες περιπτώσεις τα βάθρα χρησιμεύουν όπως και οι εδραζόμενοι πάσσαλοι για την μεταβίβαση των φορτίων επί ή εντός ανθεκτικού στρώματος που βρίσκεται κάτω από ένα η περισσότερα μαλακά.

Η κυριότερη διαφορά μεταξύ των βάθρων και των πασσάλων έγκειται στη μέθοδο εγκατάστασης τους. Τα σχετικά πλεονεκτήματα των βάθρων σε σύγκριση με τους πασσάλους εξαρτώνται όχι μόνο από οικονομικούς αλλά και από ορισμένους τεχνικής φύσεως παράγοντες. Αυτοί περιλαμβάνουν την επίδραση της μεθόδου κατασκευής στο φορτίο το οποίο είναι δυνατό να αναληφθεί κάτω από την θεμελίωση, καθώς και από την επίδραση των εδαφικών συνθηκών για την ευχέρεια ή τη δυσχέρεια της κατασκευής και στην ευστάθεια του συνόλου της θεμελίωσης. Οι παράγοντες αυτοί είναι ανεξάρτητοι μεταξύ τους (Davis, 1941).

2.4 Φέρουσα Ικανότητα του Εδάφους

2.4.1 Γενικά

Όταν φορτιστεί η επιφάνεια του εδάφους με ένα κατακόρυφο φορτίο P , που κατανέμεται συμμετρικά κάτω από ένα πέδιλο, η καμπύλη της καθιζήσεως σε συνάρτηση με το φορτίο έχει μια από τις μορφές του Σχήματος 2.8



Σχήμα 2.8: Σχέση μεταξύ έντασης φόρτισης και καθιζήσεως θεμελίου (Βαλαλάς, 1981)

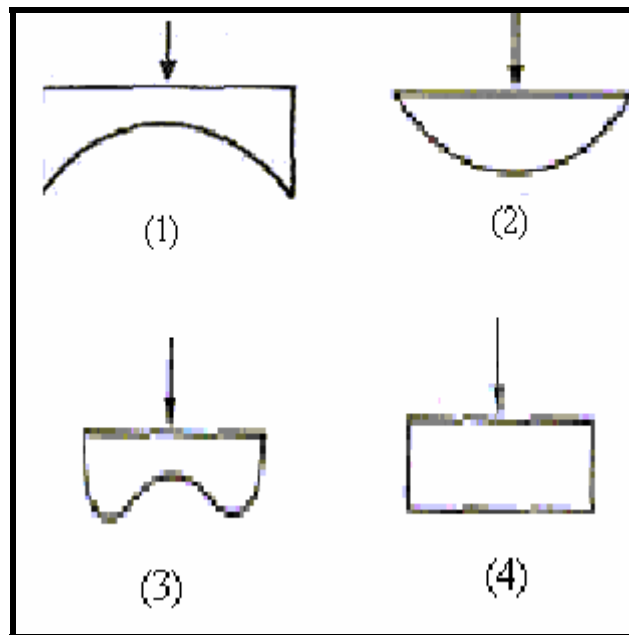
Στην περίπτωση της καμπύλης (1) το μέγιστο φορτίο πού μπορεί να μεταφερθεί στο έδαφος είναι αναμφισβήτητο το φορτίο P_1 , στην περίπτωση της καμπύλης (2) είναι ακόμα δυνατό να θεωρηθεί σαν φορτίο θραύσεως το φορτίο P_2 πού αντιστοιχεί στο σημείο της καμπύλης όπου αρχίζουν να αυξάνονται απότομα οι καθιζήσεις. Για την καμπύλη (3) δεν μπορεί να ορισθεί φορτίο θραύσεως του εδάφους.

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους λαμβάνεται ίση με:

$$q_0 = P/S \quad 2.1$$

όπου P το φορτίο θραύσεως και S το εμβαδό του πέδilu.

Ο ορισμός της φέρουσας ικανότητας q_0 βασίζεται στην παραδοχή ότι η κατανομή της τάσης φόρτισης στην περίπτωση του συμμετρικού φορτίου είναι ομοιόμορφη. Τόσο η θεωρία του Boussinesq όσο και οι διάφοροι πειραματικοί έλεγχοι αποδεικνύουν ότι αυτό δεν είναι σωστό.



Σχήμα 2.9: Μορφή κατανομής τάσεων (Βαλαλάς, 1981).

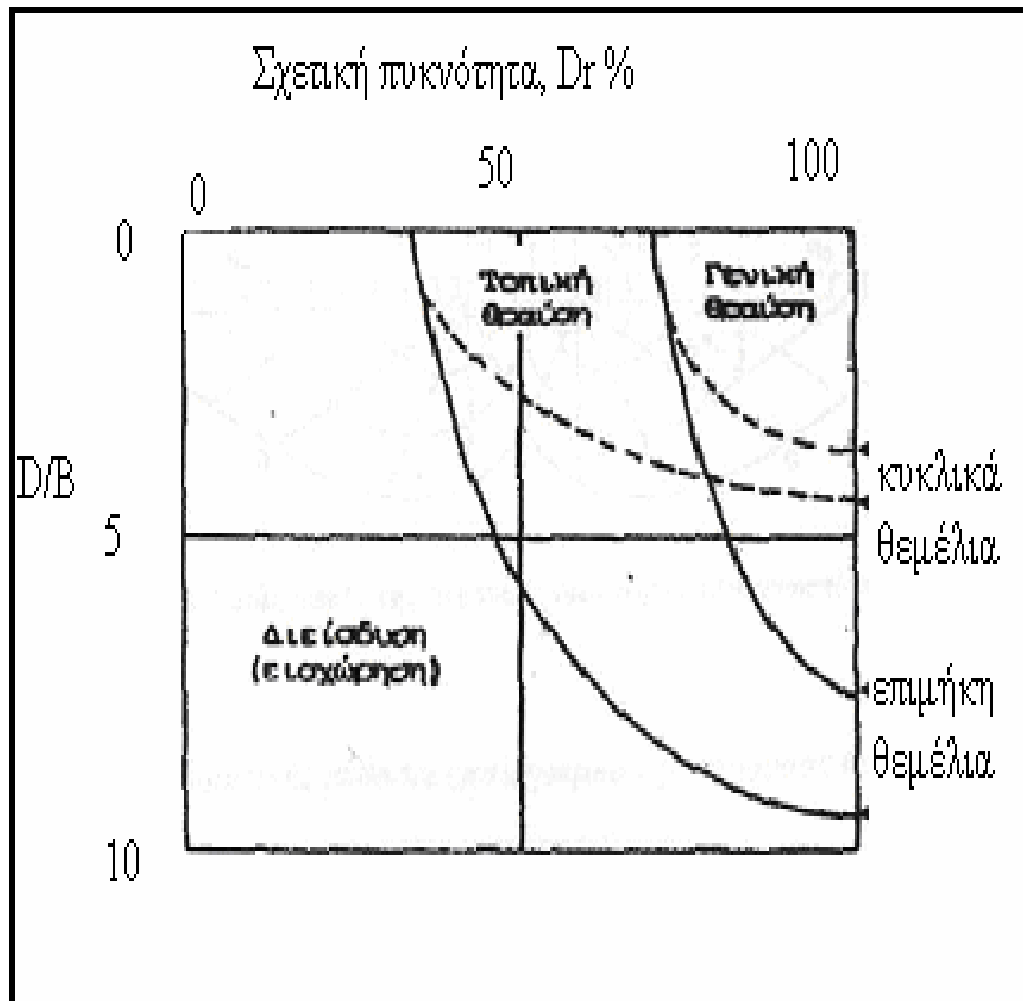
Η κατανομή των τάσεων μπορεί να έχει μια από τις μορφές (1), (2), (3), (4) του Σχήματος 2.9. Η ομοιόμορφη κατανομή (4) αποτελεί έτσι απλοποίηση, υποχρεωτική όμως γιατί δεν είναι εύκολο να γνωρίζει κανείς ποια είναι η πραγματική κατανομή. Η δυσκολία εξάλλου παύει να υπάρχει αν αντί της φέρουσας ικανότητας q_0 γίνεται λόγος για το ολικό φορτίο θραύσης P (Βαλαλάς, 1981).

Η θραύση του εδάφους κάτω από τα θεμέλια χαρακτηρίζεται ως διατμητική, αφού προκαλείται εξαιτίας της υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του. Σύμφωνα με τον Vesic διακρίνονται τρεις μορφές θραύσης (Βαλαλάς, 1981):

1. Γενική θραύση: Χαρακτηρίζεται από διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Είναι έντονη, καταστροφική και επέρχεται ξαφνικά. Στο εσωτερικό του εδάφους αναπτύσσονται σαφείς επιφάνειες ολίσθησης. Παρατηρείται σε πυκνές άμμους και σκληρές και στιφρές αργίλους.
2. Τοπική θραύση: Χαρακτηρίζεται από μικρή διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Στο εσωτερικό του εδάφους, αμέσως κάτω από το θεμέλιο αναπτύσσονται επιφάνειες ολίσθησης, οι οποίες πιθανόν βαθύτερα διαχέονται και χάνονται. Παρατηρείται σε μέσης ως χαμηλής πυκνότητας άμμους, όπως και σε συνεκτικά εδάφη μέσης έως μικρής αντοχής.
3. Διείσδυση ή εισχώρηση: Χαρακτηρίζεται από θραύση του εδάφους στην περίμετρο του θεμελίου. Το θεμέλιο δείχνει σαν να βυθίζεται, χωρίς να εμφανίζεται αισθητή διόγκωση στην επιφάνεια του περιβάλλοντος εδάφους.

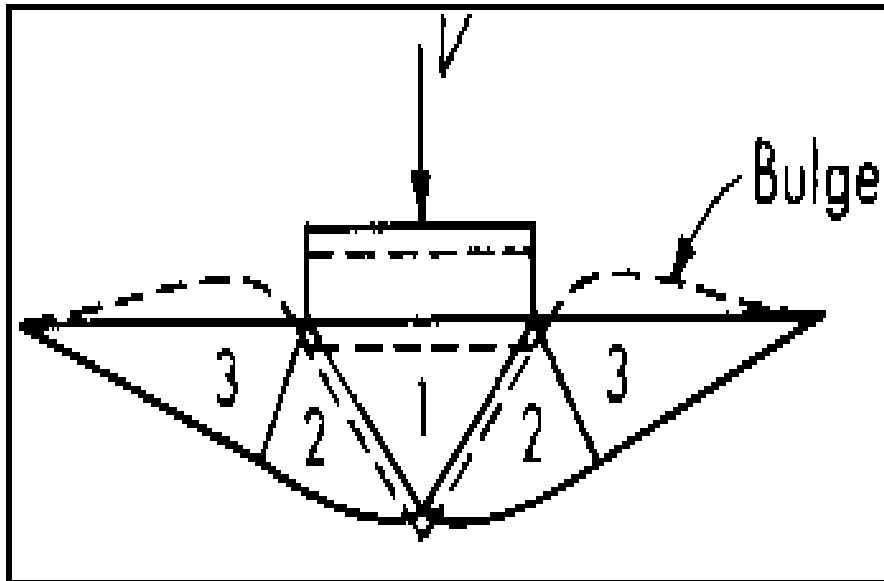
Παρατηρείται σε χαμηλής πυκνότητας άμμους, όπως και σε μαλακά αργιλικά εδάφη.

Στο διάγραμμα του Σχήματος 2.10 που πρότεινε ο Vesic για τα αμμώδη εδάφη (Τσότσος, 1991), η διάκριση στις τρεις κατηγορίες θραύσης γίνεται με συγκεκριμένο τρόπο. Στο διάγραμμα αυτό εκτός από τη σχετική πυκνότητα της άμμου φαίνεται ότι σημασία έχουν επίσης το σχήμα του θεμελίου και το πηλίκο D/B , του βάθους προς το πλάτος του θεμελίου.

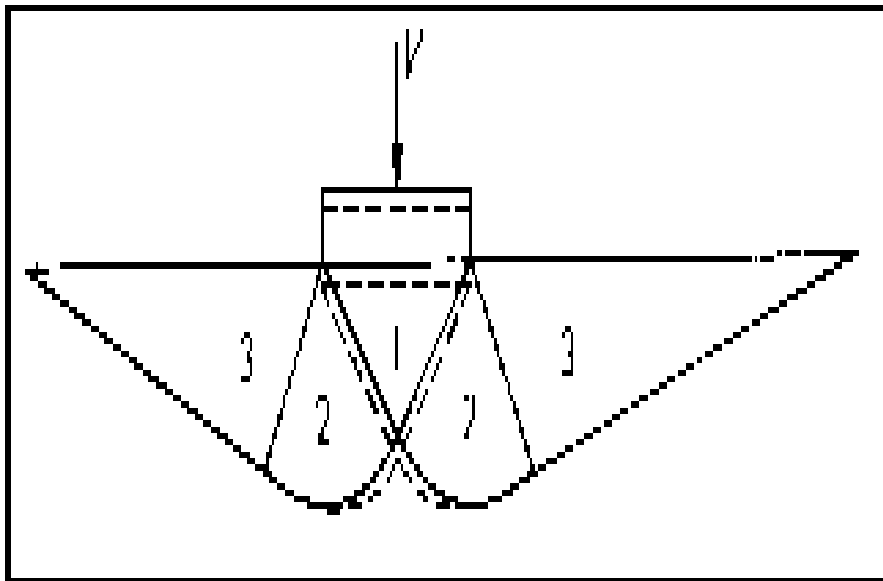


Σχήμα 2.10: Πρόταση του Vesic σχετικά με τις συνθήκες ανάπτυξης των διαφορετικών μηχανισμών θραύσης σε αμμώδη εδάφη (Βαλαλάς, 1981).

Στο Σχήμα 2.11 και 2.12 φαίνονται οι συνθήκες αστοχίας για τοπική διατμητική θραύση και για γενική διατμητική θραύση (Bowles, 1982).

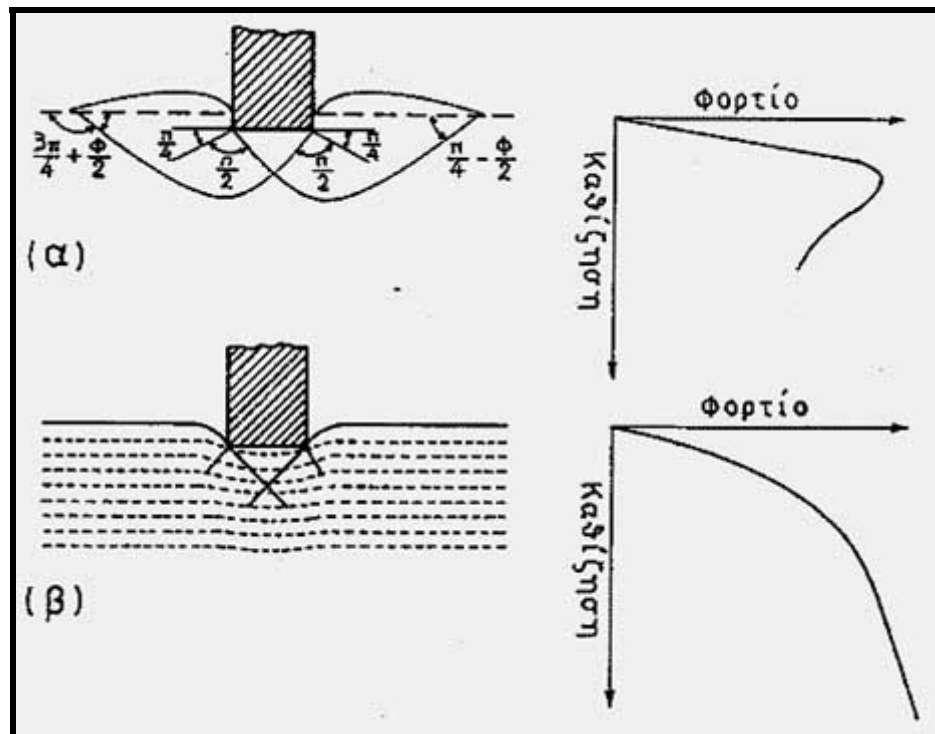


Σχήμα 2.11: Μετατοπίσεις κατά την γενική διατμητική αστοχία (Bowles, 1982).



Σχήμα 2.12: Συνθήκες τοπικής διατμητικής αστοχίας (Bowles, 1982).

Οι γραφικές παραστάσεις του φορτίου σε συνάρτηση με την καθίζηση του εδάφους φαίνονται στο Σχήμα 2.13 (Budhu, 1999).



Σχήμα 2.13: α) Γενική θραύση β) Τοπική θραύση (Budhu, 1999).

2.4.2 Μέθοδοι Υπολογισμού της Φέρουσας Ικανότητας

Οι μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας και της επιτρεπόμενης τάσης μπορούν να διαχωριστούν σε δύο κατηγορίες (Αναγνωστόπουλος, 1994):

1. Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας.
2. Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση τα αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών.

2.4.3 Θεωρητικές Μέθοδοι υπολογισμού της Φέρουσας Ικανότητας

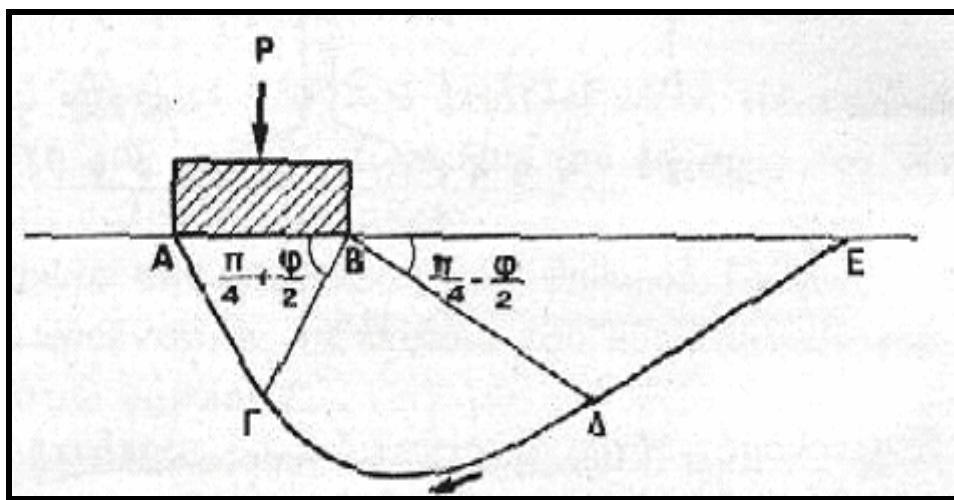
Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά της μηχανικής αντοχής του εδάφους. Δηλαδή την γωνία εσωτερικής τριβής και την συνοχή και βασίζονται στην εξέταση της ισορροπίας κατά μήκος των πιθανών επιφανειών θραύσης. Οι πιο γνωστές και ευρέως χρησιμοποιούμενες είναι οι μέθοδοι των Terzaghi, Hansen, Meyerford και Vesic.

Η μέθοδος Terzaghi είναι αξιόπιστη όταν εφαρμόζεται για συμμετρικές φορτίσεις ενώ οι Hansen, Meyerford και Vesic εφαρμόζονται για όλες τις συνθήκες φόρτισης και

γεωμετρίας και γι' αυτό τυγχάνουν ευρείας αποδοχής. Οι μέθοδοι Hansen, Meyerford και Vesic βασίζονται πάνω στην μέθοδο Terzaghi λαμβάνοντας υπόψη κάποια στοιχεία και κάνοντας τις αντίστοιχες διορθώσεις όπως παραδείγματος χάριν τις κεκλιμένες βάσεις και τις επικλινείς επιφάνειες και την εκκεντρότητα του φορτίου της κλήσης των φορτίων και το βάθος θεμελίωσης. (Αναγνωστόπουλος, 1994).

2.4.3.1 Μέθοδος Terzaghi

Ο Terzaghi κατέληξε στα αποτελέσματα του με τρόπο ημιεμπειρικό που βασίζεται στις παραδοχές του Σχήμα 2.14.



Σχήμα 2.14: Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας με την μέθοδο Terzaghi (Βαλαλάς, 1979)

Η θραύση παρατηρείται όταν η κατακόρυφη προβολή των δυνάμεων συνοχής και τριβής που ενεργούν κατά μήκος της καμπύλης θραύσεως ΑΓΔΕ γίνονται μεγαλύτερες από το φορτίο P. Στο τμήμα ΑΓ και ΔΕ η καμπύλη θραύσεως είναι οι ευθείες της ενεργού και παθητικής ωθήσεως του Rankine. Στη ζώνη ΓΔ η καμπύλη έχει άγνωστη μορφή.

Η φέρουσα ικανότητα δίνεται από τον τύπο:

$$q = (s_c) \cdot c \cdot N_c + p \cdot N_q + 1/2 (s_\gamma) \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad 2.2$$

όπου:

- c = η συνοχή του εδάφους
- N_c, N_q, N_γ = συντελεστές που εξαρτώνται από τη γωνία τριβής ϕ του υλικού
- p = το βάρος του υπερκείμενου εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης
- B = το πλάτος του θεμελίου

γ = η πυκνότητα του εδάφους

s_c, s_γ = συντελεστές σχήματος θεμελίωσης

c, q, γ = δείκτες αναφερόμενοι στη συνοχή, το φορτίο και το βάρος του εδάφους

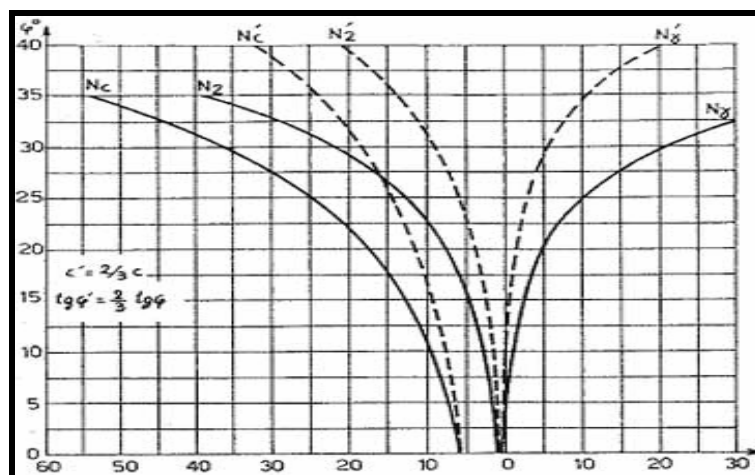
Οι τιμές των συντελεστών s_c, s_γ δίνονται από τον Πίνακα 2.1, ενώ οι τιμές των N_c, N_q, N_γ δίνονται από τον Πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.1: Τιμές των συντελεστών s_c, s_γ κατά Terzaghi (Terzaghi, 1943).

Συντελεστής	Σχήμα πέδιλου		
	Λωρίδα	Στρογγυλό	Τετράγωνο
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

Πίνακας 2.2: Τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ κατά Terzaghi (Τσότσος, 1991)

ϕ	Terzaghi (Εικ. III.10)					
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.7	1.0	0.0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5	6.7	1.4	0.2
10	9.6	2.7	1.2	8.0	1.9	0.5
15	12.9	4.4	2.5	9.7	2.7	0.9
20	17.7	7.4	5.0	11.8	3.9	1.7
25	25.1	12.7	9.7	14.8	5.6	3.2
30	37.2	22.5	19.7	19.0	8.3	5.7
35	57.8	41.4	42.4	25.2	12.6	10.1
40	35.7	81.3	100.4	34.9	20.5	18.8
45	172.3	173.3	297.5	51.2	35.1	37.7
50	347.5	415.1	1153.2	81.3	65.6	87.1



Σχήμα 2.15: Νομόγραμμα συντελεστών N_c, N_q, N_γ κατά Terzaghi (Terzaghi, 1943)

2.4.4 Πρότυπη Δοκιμή Διείσδυσης

Επειδή η λήψη αδιατάρακτων δειγμάτων μη συνεκτικού εδάφους είναι εξαιρετικά δύσκολη, έχουν γίνει πολλές προσπάθειες να καθοριστούν οι παράμετροι του εδάφους με δοκιμές επί τόπου. Από τις διάφορες αυτές μεθόδους διακρίνεται η πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (S.T.P), που είναι πολύ διαδεδομένη στις ΗΠΑ. Επιπλέον η δοκιμή αυτή εφαρμόζεται τόσο σε συνεκτικά εδάφη ($\phi - c$) όσο και σε μη συνεκτικά εδάφη.

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές της δοκιμής, ο τυποποιημένος διαιρετός δειγματολήπτης οδηγείτε κατά 45 cm μέσα στο έδαφος και μετράτε ο αριθμός των κρούσεων που χρειάζονται για να διανύσει τα τελευταία 30cm. Οι κρούσεις γίνονται με το αντίβαρο που ζυγίζει περίπου 64 Kp και πέφτει από ύψος 76 cm πάνω στα στελέχη, στην άκρη των οποίων είναι βιδωμένος ο δειγματολήπτης. Ο αριθμός N είναι ο αριθμός των κρούσεων που χρειάστηκαν για να γίνει η διείσδυση των 12 ιντσών. Σύμφωνα με την ASTM μετρούνται οι τελευταίες 12 ιν. επειδή ενδέχεται το έδαφος των πρώτων 6 ιν. στον πυθμένα γεώτρησης να είναι διαταραγμένο.

Μια παραλλαγή της μεθόδου, που είναι επίσης πολύ διαδεδομένη, προβλέπει να μετρούνται οι κτύποι για κάθε 6 ιν. διείσδυσης και τελικά να προστεθούν τα δυο μικρότερα νούμερα που προκύπτουν,

Υπάρχουν πολλοί παράγοντες που επηρεάζουν την πρότυπη δοκιμή διείσδυσης και χαλάνε την γενικότητα της δίνοντας εσφαλμένα αποτελέσματα. Ορισμένοι από αυτούς είναι (Bowles 1982).

1. Διακυμάνσεις της διαδρομής του αντίβαρου, εφόσον το διάστημα των 30 ιν. εκτιμάται συνήθως με το μάτι.
2. Οι οδηγοί του αντίβαρου εμποδίζουν την ελεύθερη πτώση του.
3. Χρήση παραμορφωμένου κοπτικού άκρου (παπουτσάκι) του δειγματολήπτη.
4. Όταν αρχίζει η μέτρηση, ο δειγματολήπτης δεν πατάει σε αδιατάρακτο έδαφος.
5. Ανεπαρκής καθαρισμός του πυθμένα της γεώτρησης.
6. Δεν διατηρείται σταθερή η υδροστατική πίεση στη γεώτρηση και έτσι η ζώνη του πυθμένα ρευστοποιείται λόγω υδραυλικής θραύσης.
7. Χρήση ελαφριάς ή πολύ μεγάλης στήλης στελεχών γεώτρησης.
8. Απρόσεκτη δουλειά απ' το συνεργείο γεώτρησης.

Διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει σχέσεις από τις οποίες είναι δυνατός ο συσχετισμός του αριθμού NSTP και των μηχανικών παραμέτρων ϕ, c

ΑΜΜΩΔΗ ΕΔΑΦΗ

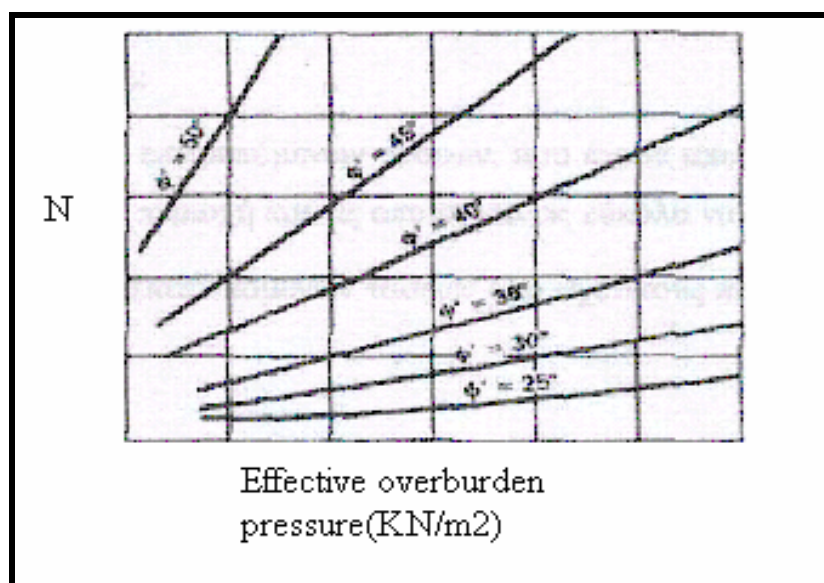
Ο Schmertmen (1975) προτείνει τη χρήση του διαγράμματος του Σχήματος 2.16 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ των αμμοδών εδαφών.

Οι Peck- Hanson- Thornburn (1974) δίνουν το διάγραμμα του Σχήματος 2.17 για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ .

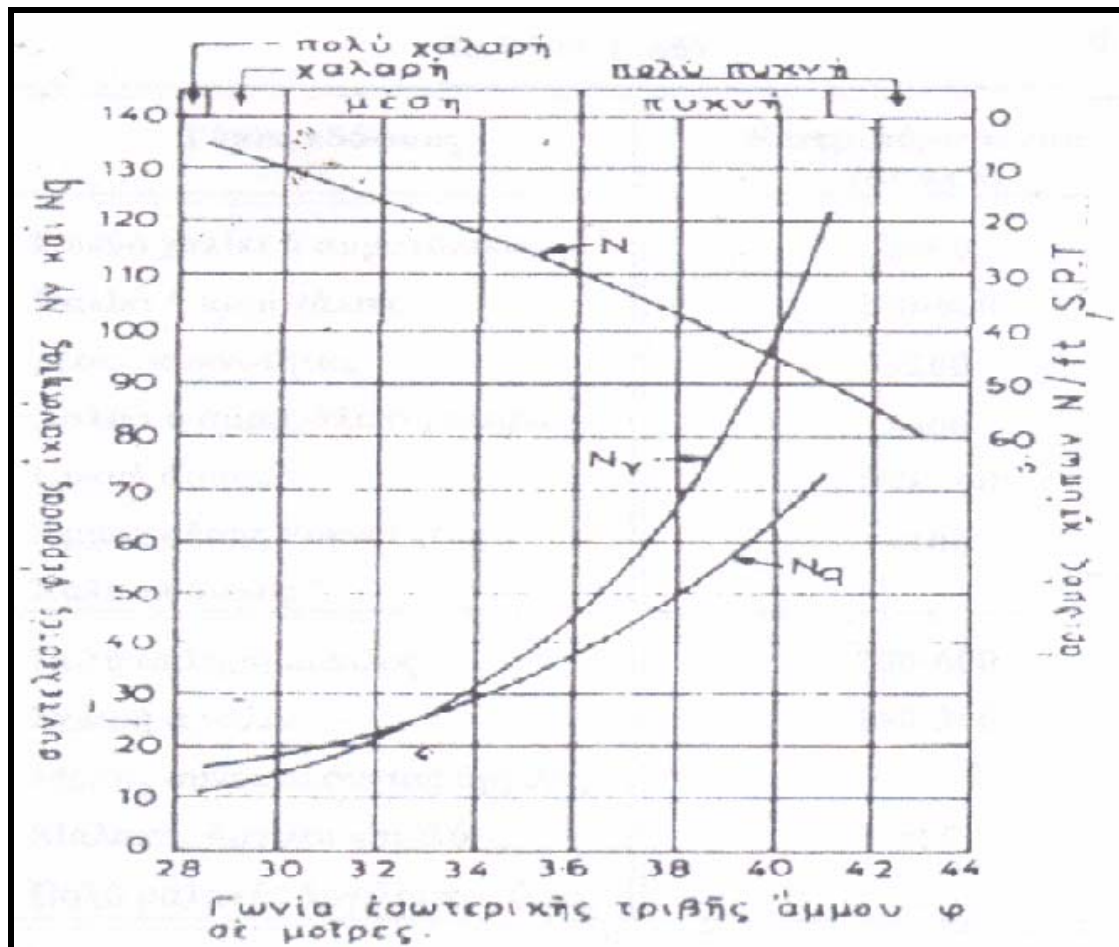
Ο Bowles (1982) δίνει τον Πίνακα 2.3 που συσχετίζει τις ιδιότητες των αμμοδών εδαφών με τον αριθμό N_{STP} .

**Πίνακας 2.3: Εμπειρικοί συσχετισμοί ιδιοτήτων αμμοδών εδαφών
(Bowles, 1982)**

Περιγραφή υλικού	Πολύ χαλαρό	Χαλαρό	Μέσης Πυκνότητας	Πυκνό	Πολύ πυκνό
Σχετική πυκνότητα	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
N_{STP}	5-10	8-15	10-40	25-70	>35
Γωνία Φ	25-30°	27-32°	30-35°	35-40°	38-45°
Φαινόμενο Βάρος (KN/m ³)	12-16	14-18	17-20	17-22	20-23



Σχήμα 2.16: Διαγράμματα για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ σε αμμόδη εδάφη με βάση την ενεργό κατακόρυφη γεωστατική τάση (Schmertmann, 1975).



Σχήμα 2.17: Διάγραμμα για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ σε αμμώδη εδάφη με βάση τον αριθμό κτύπων N_{stp} (Peck- Hanson – Thornburn, 1974)

2.4.5 Πίνακες Επιτρεπόμενων Τάσεων

Στην περίπτωση που δεν υπάρχουν γεωτεχνικές πληροφορίες οι μέθοδοι που αναφέρθηκαν στις προηγούμενες παραγράφους για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας είναι ανεφάρμοστες. Στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα αντιμετωπίζεται με τους εξής τρόπους (Αναγνωστόπουλος, 1994):

- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων, που έχουν αποδειχτεί ασφαλείς για παρόμοια έργα στην περιοχή και τις οποίες εύκολα μπορεί κανείς να πληροφορηθεί.
- Με τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων από σχετικούς πίνακες, όπως είναι ο Πίνακας 2.4

Πίνακας 2.4: Ενδεικτικές τιμές επιτρεπόμενων τάσεων κατά τους Βρετανικούς κανονισμούς (Craig, BS 8004:1986)

Τύπος εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση (σε Κρα)
Πυκνό χαλίκι ή αμμοχάλικο	≥ 600
Χαλίκι ή αμμοχάλικο	200-600
Μέσης πυκνότητας	≤ 200
Χαλίκι ή αμμοχάλικο χαλαρό	≥ 300
Πυκνή άμμος	100-300
Άμμος μέσης πυκνότητας	≤ 100
Χαλαρή άμμος	
Πολύ σκληρή άργιλος	300-600
Στιφρή άργιλος	150-300
Μέσης συνεκτικότητας άργιλος	75-150
Μαλακές άργιλοι και ιλύες	≤ 75
Πολύ μαλακές άργιλοι και ιλύες	--

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΡΙΤΟ

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΔΑΦΩΝ

3.1 Εισαγωγή

Στο Κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η προέλευση των εδαφικών υλικών και παρουσιάζονται τα φυσικά τους χαρακτηριστικά, δηλαδή οι σχέσεις μεταξύ της στερεάς, υγρής και αέριας φάσης, η κατανομή των μεγεθών των κόκκων τους και τα όρια Atterberg. Τα μεγέθη αυτά χρησιμοποιούνται για την κατάταξη των εδαφών σε κατηγορίες και διευκολύνουν τη μελέτη των μηχανικών τους χαρακτηριστικών. Τέλος, παρουσιάζονται τα κυριότερα συστήματα κατάταξης των εδαφών με βάση τα φυσικά τους χαρακτηριστικά.

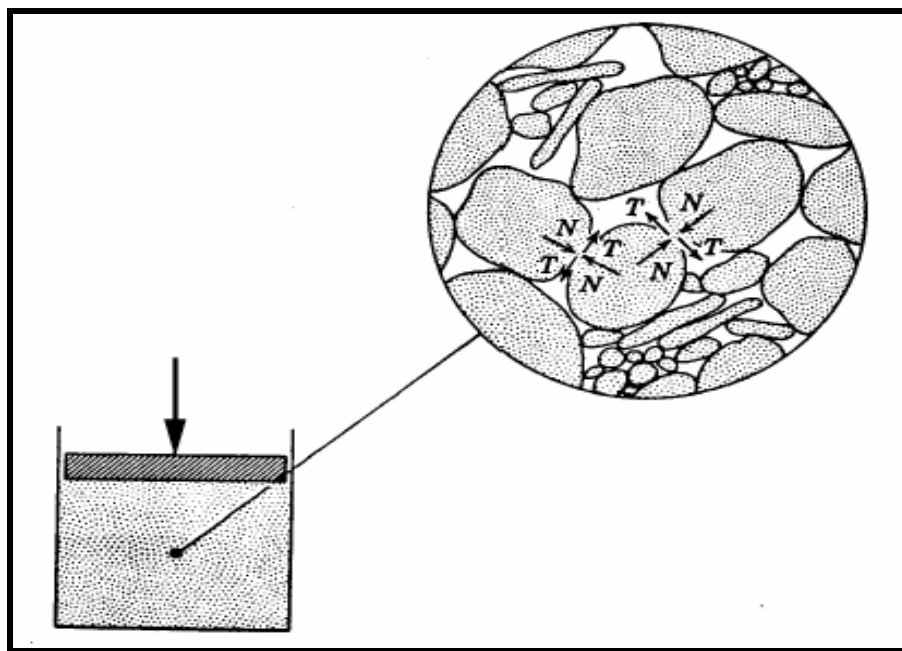
Τα εδάφη διακρίνονται στις εξής κατηγορίες (Βαλαλάς, 1981):

- Μη συνεκτικά εδάφη, τα οποία αποτελούνται από χονδρόκοκκα υλικά με διακριτά μεγέθη υλικών και με μικρή συνοχή μεταξύ των υλικών. Η αντοχή τους εξαρτάται μόνο από την τριβή των κόκκων που χαρακτηρίζεται από τη γωνία τριβής ϕ . Η τιμή της διατμητικής αντοχής δίνεται από τη σχέση του Coulomb $\tau = \sigma \cdot \tan \phi$, όπου σ η ορθή τάση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα μη συνεκτικού εδάφους είναι η άμμος.
- Συνεκτικά εδάφη, τα οποία είναι λεπτόκοκκα υλικά που αποτελούνται από ιλύ, άργιλο ή/ και οργανικά υλικά. Η αντοχή τους οφείλεται όχι μόνο στην τριβή αλλά και στη συνοχή c , δηλαδή σε επιφανειακές δυνάμεις ανάμεσα στους κόκκους. Η σχέση του Coulomb γράφεται ως εξής: $\tau = \sigma \cdot \tan \phi + c$, μπορεί όμως η γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ να πάρει και την τιμή 0.

3.2 Προέλευση και Φύση του Εδάφους

Το έδαφος, (Σχήμα 3.1), είναι ένα μη-συμπαγές πολυφασικό υλικό, που αποτελείται από ασύνδετους ή ελαφρά συνδεδεμένους στερεούς κόκκους, τα κενά μεταξύ των οποίων (πόροι) περιέχουν υγρά (συνήθως νερό) ή και αέρια (συνήθως αέρα). Τα εδαφικά υλικά προέρχονται από τη μηχανική ή χημική αποσάθρωση των πετρωμάτων. Η μηχανική

αποσάθρωση οφείλεται σε παράγοντες, όπως ο παγετός, οι συνεχείς θερμοκρασιακές μεταβολές, η διάβρωση από το νερό και τον αέρα, οι λειτουργίες φυτών, ζώων και του ανθρώπου, και οδηγεί σε κατατεμαχισμό και θρυμματισμό των βράχων. Αντίστοιχα, η χημική αποσάθρωση προκαλεί την αποσύνθεση των πετρωμάτων λόγω οξείδωσης, ενανθράκωσης, αναγωγής και άλλων χημικών διαδικασιών. Γενικά, η χημική αποσάθρωση είναι ο κυριότερος παράγων γένεσης λεπτόκοκκων εδαφικών σχηματισμών (ιλύων και αργίλων), ενώ η μηχανική αποσάθρωση συντελεί κυρίως στη δημιουργία των χονδρόκοκκων εδαφών (χαλικιών και άμμων) (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 3.1: Η φύση του εδάφους (Καββαδάς, 2000)

3.2.1 Χονδρόκοκκα και Λεπτόκοκκα Εδάφη

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, τα ιζηματογενή εδάφη, που αποτελούν το σύνολο σχεδόν των εδαφικών σχηματισμών, διακρίνονται σε χονδρόκοκκα (χάλικες και άμμοι) και λεπτόκοκκα (ιλείς και άργιλοι). Αναφέρθηκε, επίσης, ότι τα χονδρόκοκκα ιζήματα προέρχονται κυρίως από τη μηχανική αποσάθρωση των βράχων, ενώ τα λεπτόκοκκα ιζήματα από τη χημική αποσάθρωση των πετρωμάτων. Οι διαφορές μεταξύ των χονδρόκοκκων και λεπτόκοκκων ιζημάτων εκτείνονται και πέραν του τρόπου γένεσής τους. Ειδικότερα, το μέγεθος των κόκκων τους διαφέρει σημαντικά: εδάφη με κόκκους μεγαλύτερους από 2 mm ανήκουν στην κατηγορία των χαλικιών, οι άμμοι έχουν κόκκους με διαστάσεις από 2mm έως 0.06 mm (η διάσταση αυτή είναι περίπου ίση με το μικρότερο μέγεθος κόκκου που είναι ορατός δια γυμνού οφθαλμού), οι ιλείς έχουν κόκκους από 0.06 mm έως 0.002 mm και τέλος

οι άργιλοι έχουν κόκκους με μέγεθος μικρότερο από 0.002 mm όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.1 (Καββαδάς, 2000).

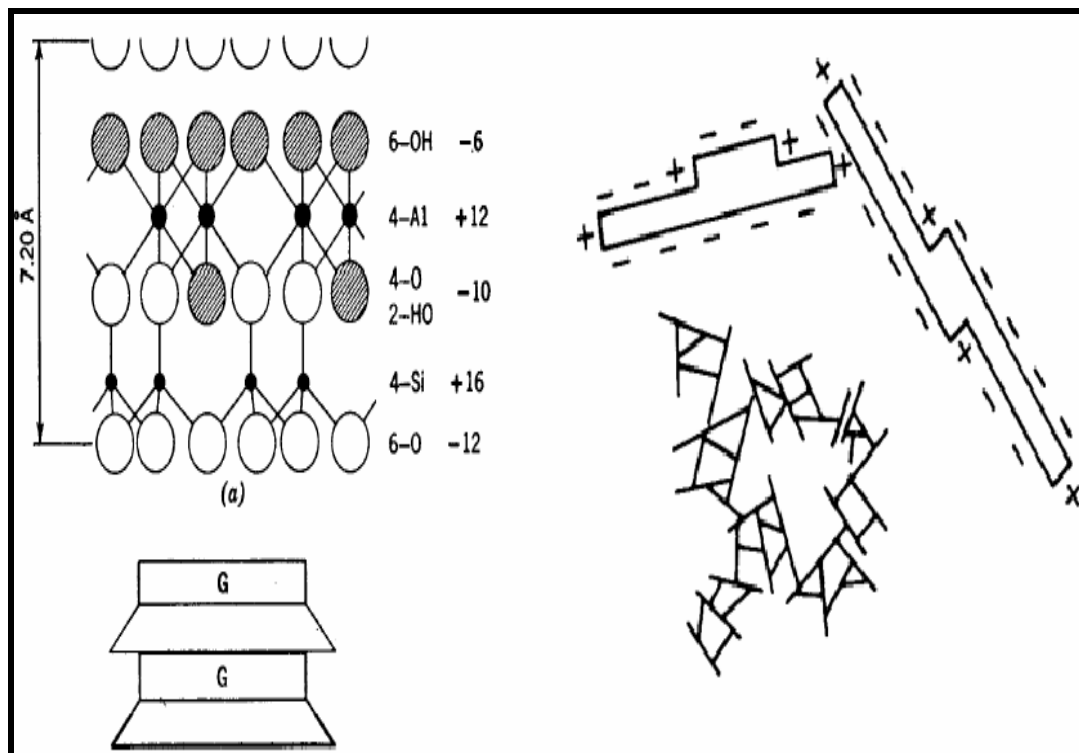
Πίνακας 3.1: Ταξινόμηση εδαφών κατά DIN (Stiegler, 1970)

	Διάμετρος d (mm)	Ονομασία
Χονδρόκοκκα εδάφη (από κόσκινα)	Πάνω από 200	Ογκόλιθοι
	ως 63	Λίθοι
	63 ως 20	Χοντρόκοκκο χαλίκι
	20 ως 6,3 6,3 ως 2	Μέσο χαλίκι Λεπτόκοκκο χαλίκι
Λεπτόκοκκα εδάφη (Ιλυώδη)	2 ως 0,6	Χοντρόκοκκη άμμος
	0,6 ως 0,2	Μέση άμμος
	0,2 ως 0,06	Λεπτόκοκκη άμμος
	0,06 ως 0,02 0,02 ως 0,006 0,006 ως 0,002	Χονδρόκοκκος πηλός Μέσος πηλός Λεπτόκοκκος πηλός
	0,002 ως 0	Άργιλος

Οι κόκκοι των άμμων και των χαλίκων είναι γενικά σφαιροειδείς, με την έννοια ότι η μέγιστη και η ελάχιστη διάσταση του κόκκου δεν διαφέρουν σημαντικά ακόμη και στην περίπτωση πολύ πεπλατυσμένων κόκκων, ο λόγος της μέγιστης προς την ελάχιστη διάσταση δεν υπερβαίνει συνήθως το πέντε (5). Η μορφή της επιφάνειας των κόκκων ποικίλλει και κυμαίνεται μεταξύ λείας (στην περίπτωση εδαφών που η επιφάνεια των κόκκων τους έχει λειανθεί από τη διάβρωση) και γωνιώδους (στην περίπτωση πρόσφατων κλαστικών ιζημάτων). Η διάταξη των κόκκων των χονδρόκοκκων εδαφών καθορίζεται από το βάρος, τις διαστάσεις, τη μορφή της επιφάνειας και τις μηχανικές δυνάμεις επαφής που ασκούνται μεταξύ των κόκκων. Η μηχανική αυτή διάταξη των κόκκων δημιουργεί μια δομή (εδαφικός σκελετός) με πυκνότητα που κυμαίνεται μεταξύ μιας ελάχιστης τιμής (πολύ χαλαρή δομή) και μιας μέγιστης τιμής (πολύ πυκνή δομή). Πάντως, η διαφορά μεταξύ της μέγιστης και της

ελάχιστης πυκνότητας δεν είναι σημαντική, επειδή σε όλες τις περιπτώσεις οι κόκκοι βρίσκονται σε επαφή (Καββαδάς, 2000).

Σε αντίθεση με τα χονδρόκοκκα εδάφη, οι κόκκοι των λεπτόκοκκων εδαφών είναι πολύ πεπλατυσμένοι και έχουν τη μορφή πλακιδίων (αργιλικά πλακίδια) με μικρό πάχος που είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με το μόριό τους. Αντίθετα, στις άλλες δύο διαστάσεις ο κρύσταλλος των αργιλικών πλακιδίων αναπτύσσεται κανονικά με τη διάταξη μεγάλου αριθμού μορίων. Ο καολίνης είναι ένα από τα αργιλικά ορυκτά με μικρό λόγο διαμέτρου προς πάχος, δηλαδή ένα από τα λιγότερο ενεργά αργιλικά ορυκτά. Άλλα περισσότερα ενεργά αργιλικά ορυκτά είναι ο ιλλίτης, με λόγο διαμέτρου προς πάχος του πλακιδίου ίσο με 10-30, και ο μοντμοριλλονίτης, με αντίστοιχο λόγο διαμέτρου προς πάχος περίπου 100. Λόγω των ιδιαίτερα μικρών διαστάσεων και της πλακοειδούς μορφής των αργιλικών ορυκτών, η αλληλεπίδραση μεταξύ των πλακιδίων διέπεται και από άλλες δυνάμεις πέραν της βαρύτητας και της τριβής μεταξύ των πλακιδίων. Ειδικότερα, η επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων είναι ηλεκτρικά φορτισμένη, η άνω και κάτω (μεγάλες) επιφάνειες φέρουν αρνητικά φορτία και η περιφέρεια (το πάχος) φέρει ίσα και αντίθετα θετικά φορτία (Σχήμα 3.2) (Καββαδάς, 2000).



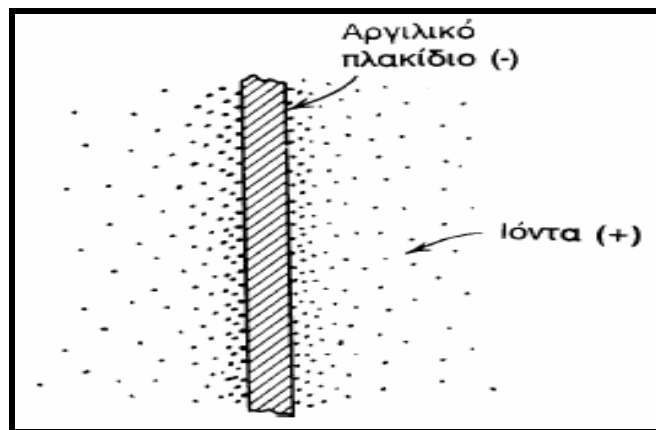
Σχήμα 3.2: Η δομή του αργιλικού ορυκτού καολίνη, ηλεκτρικά φορτία στην επιφάνεια αργιλικών πλακιδίων (Καββαδάς, 2000)

Οι επιφανειακές ηλεκτρικές δυνάμεις έλξης και άπωσης, που πρακτικά δεν εμφανίζονται στα χονδρόκοκκα εδάφη, κυριαρχούν στα λεπτόκοκκα εδάφη, επειδή η έντασή τους είναι αρκετές τάξεις μεγέθους ισχυρότερη από τις δυνάμεις βαρύτητας. Πιο συγκεκριμένα, ο λόγος των ηλεκτρικών δυνάμεων (που είναι ανάλογες της επιφάνειας) προς τις δυνάμεις βαρύτητας (που είναι ανάλογες της μάζας) εξαρτάται από την ειδική επιφάνεια, δηλαδή το λόγο της επιφάνειας προς τη μάζα του πλακιδίου. Η ειδική επιφάνεια ενός σφαιρικού κόκκου μεσόκοκκης άμμου είναι $2.3 \text{ m}^2/\text{kg}$, ενώ η ειδική επιφάνεια του καολίνη είναι $15000 \text{ m}^2/\text{kg}$ και του μοντμοριλλονίτη $800.000 \text{ m}^2/\text{kg}$. Η μεγάλη διαφορά στην ειδική επιφάνεια των κόκκων μεταξύ των χονδρόκοκκων (αμμωδών) και των λεπτόκοκκων (αργιλικών) εδαφών καθορίζει την τελείως διαφορετική δομή τους και, κατ' επέκταση, τις διαφορές της μηχανικής τους συμπεριφοράς (Καββαδάς, 2000).

3.2.2 Αλληλεπίδραση Μεταξύ του Νερού και των Αργιλικών Ορυκτών

Η επιρροή του νερού στη μηχανική συμπεριφορά των χονδρόκοκκων εδαφών είναι πρακτικά μηδενική, εφόσον η επιβολή της φόρτισης γίνεται με επαρκώς βραδύ ρυθμό. Η γωνία διατμητικής τριβής, π.χ., μιας άμμου είναι η ίδια ανεξάρτητα από το εάν η άμμος είναι ξηρή ή κορεσμένη με νερό. Αντίθετα, η συμπεριφορά των αργιλικών εδαφών επηρεάζεται σημαντικά από την παρουσία και την ποσότητα του νερού στους πόρους. Η επιρροή αυτή οφείλεται κυρίως στην ηλεκτρική αλληλεπίδραση του νερού με τις φορτισμένες επιφάνειες των αργιλικών πλακιδίων.

Όπως είναι γνωστό, το μόριο του νερού, αν και ηλεκτρικά ουδέτερο, παρουσιάζει τις ιδιότητες ηλεκτρικού διπόλου, με κέντρα θετικού και αρνητικού φορτίου που δεν ταυτίζονται. Τα ηλεκτρικά αυτά δίπολα έλκονται προς την ηλεκτρικά φορτισμένη επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων, (Σχήμα 3.3), και προσροφώνται σε αυτή, δηλαδή συνδέονται ισχυρά με την επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων και αποτελούν ενιαίο σώμα. Η έλξη των δίπολων του νερού προς τα αργιλικά πλακίδια είναι πολύ ισχυρή κοντά στην επιφάνεια και μειώνεται ραγδαία με την απόσταση από την επιφάνεια επειδή, ως γνωστόν, οι ηλεκτρικές δυνάμεις είναι αντιστρόφως ανάλογες του τετραγώνου της απόστασης. Έτσι, δημιουργείται μια ζώνη γύρω από το αργιλικό πλακίδιο, στην οποία το προσροφημένο νερό έχει ιδιότητες πολύ διαφορετικές από το ελεύθερο νερό που βρίσκεται έξω από τη ζώνη αυτή. Η ζώνη (στρώση) του προσροφημένου νερού γύρω από το αργιλικό πλακίδιο ονομάζεται διπλή στρώση, επειδή αναπτύσσεται και στις δύο επιφάνειες του πλακιδίου (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 3.3: Προσροφημένα δίπολα νερού σε αργιλικό πλακίδιο (Καββαδάς, 2000).

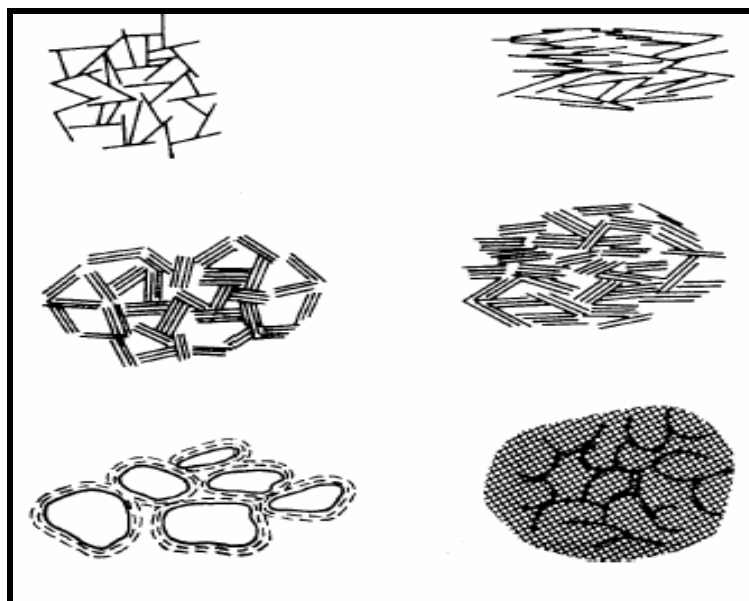
Η ύπαρξη και το μέγεθος της διπλής στρώσης είναι καθοριστικοί παράγοντες των μηχανικών ιδιοτήτων των αργιλικών εδαφών. Έτσι, π.χ., με την αύξηση της υγρασίας (δηλαδή της ποσότητας του νερού στους πόρους των αργιλικών εδαφών) αυξάνει αρχικά και το πάχος της διπλής στρώσης, επειδή ένα μέρος του διαθέσιμου νερού προσροφάται στην επιφάνεια των αργιλικών πλακιδίων.

Εάν το ποσοστό της υγρασίας αυξηθεί πέρα από κάποιο όριο, το πάχος της διπλής στρώσης γίνεται πολύ μεγάλο, οπότε τα μόρια του νερού που βρίσκονται στο απομακρυσμένο από το πλακίδιο όριο της διπλής στρώσης και είναι ασθενώς συνδεδεμένα με τη διπλή στρώση (λόγω της πτώσης του ηλεκτρικού δυναμικού με την απόσταση) αποκτούν ιδιότητες ελεύθερου νερού δηλαδή εμφανίζουν μικρή έως μηδενική διατμητική αντοχή. Κατά συνέπεια, οι επαφές μεταξύ των πλακιδίων, μέσω των μορίων του νερού που είναι ασθενώς συνδεδεμένα με τις διπλές στρώσεις, οδηγεί στη βαθμιαία μείωση της διατμητικής αντοχής της αργίλου και τη μετάπτωσή της από τη στερεά μορφή (για μικρά ποσοστά υγρασίας) στην υδαρή κατάσταση. Αντίθετα, η μείωση της υγρασίας έχει σαν συνέπεια τη μείωση του πάχους των διπλών στρώσεων, την ισχυρότερη ηλεκτρική αλληλεπίδραση μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων (έλξη της θετικά φορτισμένης περιφέρειας ενός πλακιδίου προς τις αρνητικά φορτισμένες παρειές του γειτονικού πλακιδίου) και την αύξηση της διατμητικής αντοχής του εδάφους (Καββαδάς, 2000).

Εάν το σύνολο του προσροφημένου νερού απομακρυνθεί (π.χ. με θέρμανση σε κλίβανο), τότε οι ηλεκτρικές δράσεις μεταξύ των πλακιδίων είναι ισχυρότατες λόγω της μικρής απόστασης και η διατμητική αντοχή μέγιστη (όπως π.χ. στα κεραμικά υλικά). Στην περίπτωση αυτή η αλληλεπίδραση μεταξύ των πλακιδίων είναι τόσο ισχυρή που, ακόμη και

αν η άργιλος βραχεί, τα πλακίδια δεν απομακρύνονται και δεν επιτρέπουν την είσοδο νερού στους πόρους και το σχηματισμό διπλών στρώσεων προσροφημένου νερού. Για το λόγο αυτό τα (καλά) κεραμικά δεν απορροφούν νερό και δεν χάνουν την αντοχή τους εάν βραχούν. Από όλα τα προηγούμενα καθίσταται πλέον σαφής η δραστική επίδραση της υγρασίας στα αργιλικά εδάφη. Μια άλλη εφαρμογή της επιρροής της διπλής στρώσης του προσροφημένου νερού στη συμπεριφορά των αργιλικών εδαφών είναι οι συνέπειες της μεταβολής του pH του νερού των πόρων, λόγω π.χ. μεταβολής της αλατότητας του περιβάλλοντος.

Η κατάσταση αυτή απαντάται στα θαλάσσια ιζήματα, όπου το νερό των πόρων είναι αλμυρό, δηλαδή εκτός από τα δίπολα του νερού υπάρχουν και τα ιόντα των διαλυμένων αλάτων. Στην περίπτωση αυτή, λόγω της μεγάλης συγκέντρωσης ιόντων στο νερό, η πτώση του ηλεκτρικού δυναμικού των αργιλικών πλακιδίων με την απόσταση είναι εντονότερη από ότι στην περίπτωση που οι πόροι πληρούνται με γλυκό νερό. Έτσι, το πάχος της διπλής στρώσης είναι μικρότερο, με συνέπεια την ισχυρότερη αλληλεπίδραση μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων. Εάν το ίζημα αυτό βρεθεί πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας και εκπλυθεί με γλυκό νερό (π.χ. από τον υδροφόρο ορίζοντα), τότε η αλατότητα του νερού των πόρων θα μειωθεί, οι διπλές στρώσεις θα αυξηθούν σε μέγεθος και θα τείνουν να απομακρύνουν τα αργιλικά πλακίδια, δηλαδή να μειώσουν τη διατμητική τους αντοχή (ευαίσθητες άργιλοι). Συνέπεια της δράσης των διπλών στρώσεων και των ηλεκτρικών αλληλεπιδράσεων μεταξύ των αργιλικών πλακιδίων είναι και η προκύπτουσα "ανοικτή" δομή της αργίλου, που εμφανίζει σημαντικό ποσοστό κενών, (Σχήμα 3.4), (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 3.4: Σχηματική διάταξη αργιλικών πλακιδίων (Καββαδάς, 2000).

3.3 Φυσικές Ιδιότητες των Εδαφών

Οι φυσικές ιδιότητες των εδαφών αναφέρονται σε μεγέθη που είναι απαραίτητα για την ταυτοποίηση και την ταξινόμηση τους. Οι μηχανικές ιδιότητες των εδαφών δεν συνδέονται άμεσα με τις φυσικές ιδιότητες τους. Υπάρχουν όμως εμπειρικές σχέσεις και νομογραφήματα που επιτρέπουν τον προσεγγιστικό προσδιορισμό των μηχανικών ιδιοτήτων τους από τις φυσικές ιδιότητες. Ο ποσοτικός προσδιορισμός των φυσικών ιδιοτήτων γίνεται στο εργαστήριο ή επί τόπου. Στο εργαστήριο υπολογίζονται ορισμένα φυσικά μεγέθη και τα υπόλοιπα από μαθηματικές σχέσεις που συνδέουν τα φυσικά μεγέθη μεταξύ τους.

Παρακάτω παρουσιάζονται οι έξι βασικές παράμετροι, (Σχήμα 3.5), (Βαλαλάς, 1981):

1. Πορώδες n (%): Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v) προς τον ολικό

$$\text{όγκο του εδάφους (V):} \quad n = \frac{V_v}{V}$$

2. Δείκτης πόρων ή λόγος κενών e : Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου των κενών (V_v)

$$\text{προς τον όγκο των εδαφικών κόκκων (V_s):} \quad e = \frac{V_v}{V_s}$$

Το πορώδες και ο δείκτης πόρων συσχετίζονται ως εξής :

$$n = \frac{e+1}{e} \quad \text{ή} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

3. Βαθμός κορεσμού S (%): Ορίζεται ως ο λόγος του όγκου του νερού των πόρων

$$\text{προς τον όγκο των κενών:} \quad S = \frac{V_w}{V_v}$$

Ένα ξηρό εδαφικό υλικό έχει βαθμό κορεσμού μηδέν, ενώ ένα εδαφικό υλικό του οποίου το σύνολο των πόρων πληρούται με νερό (κορεσμένο) έχει βαθμό κορεσμού 1 (100%)

4. Περιεκτικότητα σε νερό ή ποσοστό υγρασίας w (%): Ορίζεται ως ο λόγος του

$$\text{βάρους του νερού των πόρων προς το βάρος των στερεών κόκκων:} \quad w = \frac{B_w}{B_s}$$

Το ποσοστό υγρασίας ενός εδαφικού υλικού υπολογίζεται με την εξής μέθοδο: ένα δείγμα του εδάφους ζυγίζεται στην φυσική του κατάσταση (βάρος B_1) και στη συνέχεια ξηραίνεται σε κατάλληλο κλίβανο ώστε να εξατμιστεί το σύνολο του νερού των πόρων (βάρος B_2). Στη συνέχεια το ποσοστό υγρασίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$w = \frac{B_1 - B_2}{B_2} \quad \text{ή} \quad w = \frac{B_1 - B_2}{B_2} * 100(\%)$$

5. Πυκνότητα στερεών κόκκων ρ_s : Ορίζεται ως ο λόγος της μάζας των στερεών

$$\text{κόκκων προς τον όγκο τους } V_s: \quad \rho_s = \frac{M_s}{V_s}$$

6. Πυκνότητα εδαφικού υλικού(ή φαινόμενη πυκνότητα) ρ : Ορίζεται ως ο λόγος της

$$\text{μάζας του εδαφικού δείγματος προς τον όγκο του: } \rho = \frac{M}{V}$$

Οι προηγούμενες ποσότητες συνδέονται με τις εξής σχέσεις:

$$\rho = \rho_s * \left(\frac{1+w}{1+e} \right), \rho_s * w = S * e * \rho_w, \text{ όπου } \rho_w \text{ είναι η πυκνότητα του νερού.}$$

Εκτός από τις παραπάνω θεμελιώδεις ποσότητες μπορούν να ορισθούν και τα εξής μεγέθη:

- Ξηρή πυκνότητα του εδαφικού υλικού, που δεν είναι η πυκνότητα ενός εδαφικού

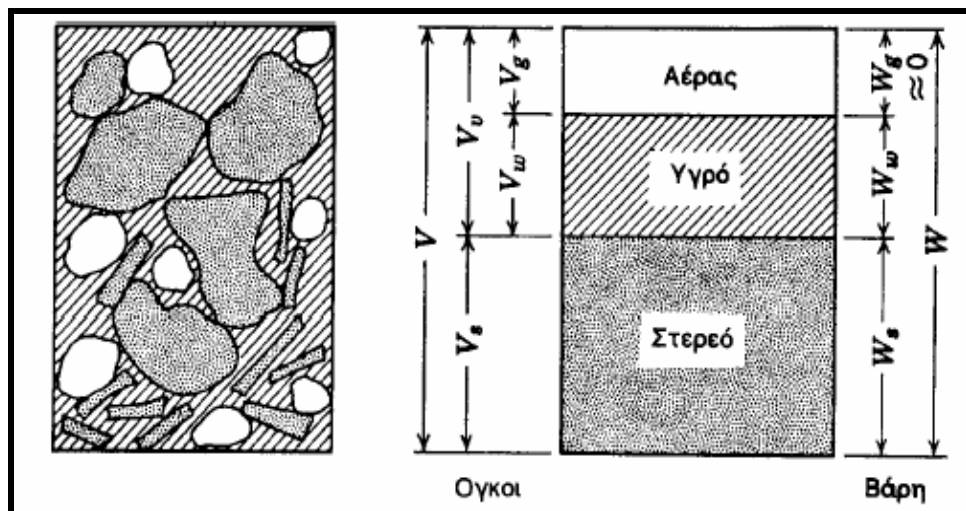
$$\text{υλικού με ποσοστό υγρασίας μηδέν: } \rho_d = \rho_s \frac{1}{1+e}$$

- Πυκνότητα κορεσμένου εδαφικού υλικού, που είναι η πυκνότητα ενός εδαφικού

$$\text{υλικού με βαθμό κορεσμού } S=1: \quad \rho_{sat} = \frac{\rho_s + e * \rho_w}{1+w}$$

- Υπό άνωση πυκνότητα ενός (κορεσμένου) εδαφικού υλικού:

$$\rho_b = \rho_{sat} - \rho_w = \frac{\rho_s - \rho_w}{1-e}$$



Σχήμα 3.5: Φάσεις των εδαφικών υλικών (Καββαδάς, 2000).

3.4 Φυσικά Χαρακτηριστικά μη Συνεκτικών Εδαφών

Τα κυριότερα φυσικά χαρακτηριστικά των μή-συνεκτικών (αμμωδών, κοκκωδών ή χονδρόκοκκων) εδαφικών υλικών είναι η σχετική πυκνότητα και η κοκκομετρική διαβάθμιση.

3.4.1 Σχετική Πυκνότητα

Ένα εδαφικό υλικό μπορεί να έχει λόγο κενών σε διάφορες τιμές. Αυτό εξαρτάται από τη δομή του, δηλαδή από τη διάταξη των κόκκων του. Πρόσφατες αποθέσεις άμμων είναι πολύ χαλαρές με αραιή διάταξη των κόκκων και με λόγο κενών που τείνει σε μία ελάχιστη τιμή. Αντίθετα, εάν η άμμος συμπυκνωθεί με έντονη δόνηση, οι κόκκοι πλησιάζουν μεταξύ τους παίρνοντας μία πυκνή διάταξη. Ο λόγος κενών τείνει τότε σε μία μέγιστη τιμή. Αυτές οι ακραίες καταστάσεις διάταξης των κόκκων μπορούν να πραγματοποιηθούν στο εργαστήριο. Ένα χρήσιμο μέγεθος που συγκρίνει την πραγματική κατάσταση μιας άμμου με τις ακραίες τιμές της πυκνότητάς της είναι η σχετική πυκνότητα. Ορίζεται ως σχετική πυκνότητα το πηλίκο (Σακελαρίου, 2004):

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

Όπου: e είναι ο πραγματικός λόγος κενών της άμμου, e_{\max} είναι ο λόγος κενών που αντιστοιχεί στην ελάχιστη πυκνότητα (χαλαρό δείγμα- μέγιστο πορώδες) και e_{\min} είναι ο λόγος κενών που αντιστοιχεί στη μέγιστη πυκνότητα (πυκνό δείγμα-ελάχιστο πορώδες). Με βάση την τιμή της σχετικής πυκνότητας κατατάσσουμε ένα αμμώδες έδαφος σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2:

Πίνακας 3.2: Κατάταξη αμμωδών εδαφών με βάση τη σχετική πυκνότητα (Σακελαρίου, 2004)

Σχετική πυκνότητα (%)	Περιγραφή εδάφους
0 – 15	Πολύ χαλαρό
15 – 35	Χαλαρό
35 – 65	Μέσης πυκνότητας
65 – 85	Πυκνό
85 – 100	Πολύ πυκνό

3.4.2 Κοκκομετρική Διαβάθμιση

Το μέγεθος των κόκκων και η ποικιλία (κατανομή) τους σε ένα δείγμα εδαφικού υλικού επηρεάζουν τη μηχανική συμπεριφορά των μη συνεκτικών εδαφών και για το λόγο αυτό μελετώνται στα πλαίσια των φυσικών τους χαρακτηριστικών. Η απαιτούμενη ποικιλία μεγεθών κόκκων στους εδαφικούς σχηματισμούς είναι ευρύτατη. Οι χάλικες αποτελούνται από κόκκους μεγέθους αρκετών εκατοστών, ενώ οι άργιλοι περιέχουν κόκκους μεγέθους μικρότερου του ενός μικρού (μm), δηλαδή περισσότερο από 10000 φορές μικρότερους από τους κόκκους των χαλκών. Οι μέθοδοι κατάταξης των εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων τους ποικίλουν (Καββαδάς, 2000).

Ο Πίνακας 3.3 παρουσιάζει την κατάταξη που προτείνουν οι Βρετανικοί Κανονισμοί (British Standards), η οποία τείνει να γίνει γενικά αποδεκτή στην Ευρωπαϊκή Κοινότητα.

**Πίνακας 3.3: Κατάταξη εδαφών με βάση το μέγεθος των κόκκων (British Standards)
(Καββαδάς, 2000)**

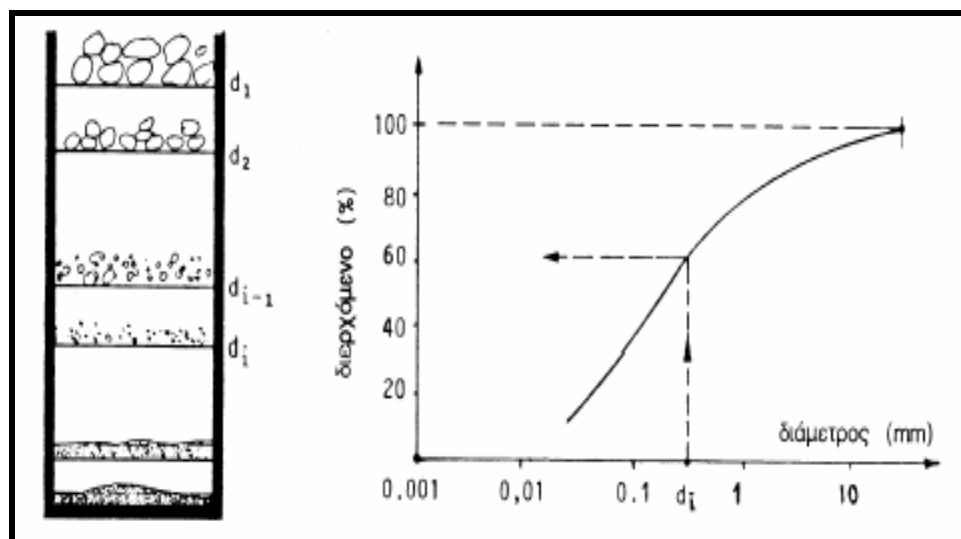
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΥΠΟΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	Μέγεθος κόκκων (mm)	
		Από	Έως
Χάλικες	Χονδρόκοκκοι	60	20
	Μεσόκοκκοι	20	6
	Λεπτόκοκκοι	6	2
Άμμοι	Χονδρόκοκκες	2	0.6
	Μεσόκοκκες	0.6	0.2
	Λεπτόκοκκες	0.2	0.06
Ιλείς	Χονδρόκοκκες	0.06	0.02
	Μεσόκοκκες	0.02	0.006
	Λεπτόκοκκες	0.006	0.002
Άργιλοι	-	< 0.002	-

Ο προσδιορισμός της κατανομής των μεγεθών κόκκων των εδαφικών υλικών (κοκκομετρική διαβάθμιση) γίνεται για μεν τους χάλικες και τις άμμους με τη λεγόμενη "κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα", για δε τις ιλείς και αργίλους με την "κοκκομετρική ανάλυση με τη μέθοδο του αραιομέτρου". Η ανάλυση με κόσκινα γίνεται με τη μηχανική δόνηση δείγματος του εδαφικού υλικού διαμέσου σειράς κόσκινων με βαθμιαία μικρότερη διάσταση οπής και τη μέτρηση του βάρους του υλικού που συγκρατείται σε κάθε κόσκινο (Σχήμα 3.6). Τα πρότυπα μεγέθη (διαστάσεις οπής) των κοσκίων ποικίλουν. Στην Ελλάδα χρησιμοποιούνται κόσκινα που ακολουθούν την Αμερικανική Προδιαγραφή ASTM D422-

1980. Ο κωδικός και η διάσταση της οπής των κόσκινων αυτών φαίνονται στον Πίνακα 3.4 (Καββαδάς, 2000).

Πίνακας 3.4: Κωδικός και διάσταση οπής των κόσκινων σύμφωνα με την Αμερικάνικη προδιαγραφή (Καββαδάς, 2000)

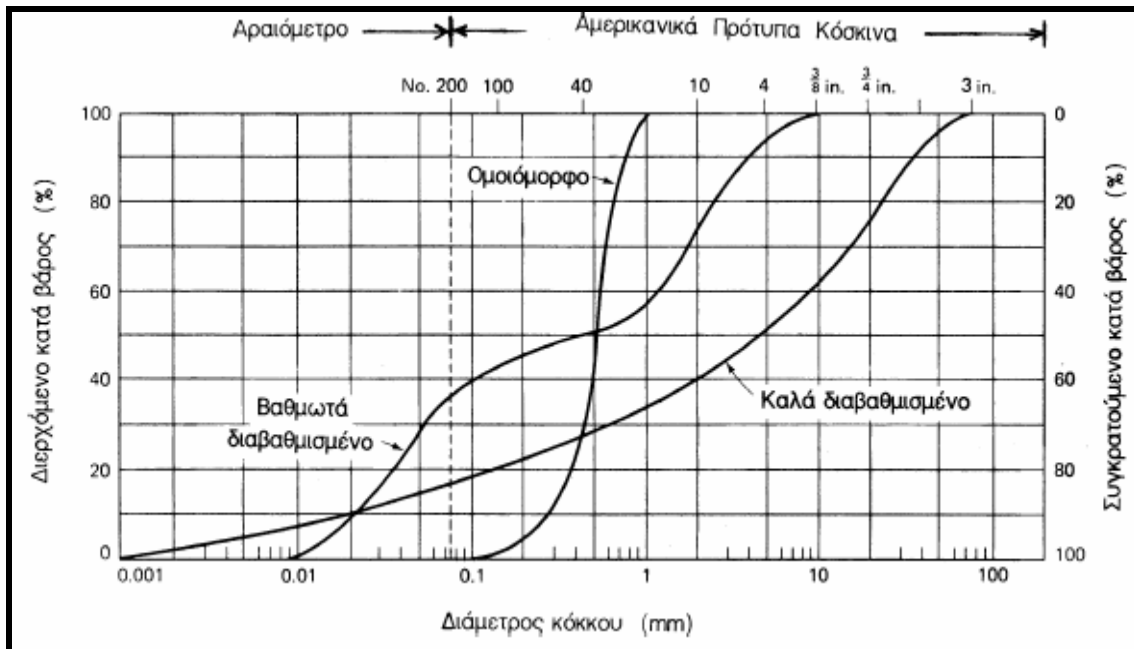
Αριθμός κόσκινου (No)	Διάσταση οπής (mm)
4	4.75
10	2
20	0.85
40	0.425
60	0.25
100	0.15
140	0.106
200	0.075



Σχήμα 3.6 Κοκκομέτρηση εδαφών με κόσκινα (Καββαδάς, 2000)

Η κατανομή του μεγέθους των κόκκων ενός εδαφικού υλικού, όπως προκύπτει από την κοκκομετρική ανάλυση με κόσκινα και το αραιόμετρο, παρουσιάζεται συνήθως σε ένα διάγραμμα αθροιστικής συχνότητας εμφάνισης ως προς το μέγεθος του κόκκου (σε λογαριθμική κλίμακα). Ένα τέτοιο διάγραμμα φαίνεται στο Σχήμα 3.7, στο οποίο παρουσιάζονται και τυπικές κοκκομετρικές καμπύλες ενός εδάφους με ομοιόμορφους κόκκους και ενός καλά διαβαθμισμένου (δηλαδή με ποικιλία κόκκων). Από διαγράμματα αυτού του τύπου μπορούν να προσδιορισθούν ποσοτικά μεγέθη ιδιαίτερου ενδιαφέροντος, όπως το εύρος των διαμέτρων των κόκκων ενός εδαφικού υλικού και το ποσοστό (κατά

βάρος) του υλικού που είναι μικρότερο από κάποια συγκεκριμένη διάμετρο. Επιπλέον, συνήθως υπολογίζονται η διάμετρος d_{10} (δηλαδή το μέγεθος κόκκου από το οποίο 10% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος) και η διάμετρος d_{60} (δηλαδή το μέγεθος κόκκου από τον οποίο 60% του υλικού έχει μικρότερο μέγεθος), (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 3.7: Κοκκομετρικές καμπύλες (Καββαδάς, 2000)

Ο προσδιορισμός της κοκκομετρικής διαβάθμισης των λεπτόκοκκων εδαφικών υλικών γίνεται με τη μέθοδο του υδρομέτρου. Κατά την προετοιμασία της δοκιμής παρασκευάζεται σε πρότυπο γυάλινο δοχείο, ομοιόμορφο αιώρημα των λεπτών κόκκων του εδάφους. Στη συνέχεια, κατά την διάρκεια, της δοκιμής οι εδαφικοί κόκκοι καθιζάνουν στον πυθμένα του δοχείου με συνέπεια την αργή και συνεχή μείωση της πυκνότητάς του, η οποία μετράται με χρήση κατάλληλου πυκνόμετρου σε τακτά χρονικά διαστήματα. Για την αξιοποίηση των αποτελεσμάτων της δοκιμής χρησιμοποιείται ο νόμος του Stokes, ο οποίος ισχύει για αιωρούμενα σωματίδια σφαιρικού σχήματος και προσδιορίζεται η ταχύτητα καθίζησης των κόκκων του εδαφικού υλικού από την οποία προκύπτει η κατανομή του μεγέθους των κόκκων.

Η κλίση της κοκκομετρικής καμπύλης αποτελεί μέτρο της ανομοιομορφίας του εδάφους και εκφράζεται ποσοτικά με την τιμή του λόγου $c_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$, όπου c_u είναι ο συντελεστής ομοιομορφίας. Για τιμές του c_u μικρότερες του 5 θεωρείται ότι το έδαφος είναι

ομοιόμορφο, ενώ ως καλά διαβαθμισμένα εδάφη χαρακτηρίζονται τα ανομοιόμορφα εδάφη που έχουν τιμές του c_u μεγαλύτερες του 15.

Η ανομοιομορφία ευνοεί την αύξηση της διατμητικής αντοχής των εδαφών. Η παρουσία κόκκων ποικίλων μεγεθών έχει ως αποτέλεσμα οι μικροί κόκκοι να εισέρχονται στα κενά των μεγαλύτερων, έτσι ώστε να αυξάνεται το πλήθος των επαφών μεταξύ των κόκκων και με την τυχαία και ακανόνιστη παρεμβολή τους τελικά συμβάλλουν στην αύξηση της αντίστασης του εδάφους (Τσότσος, 1991).

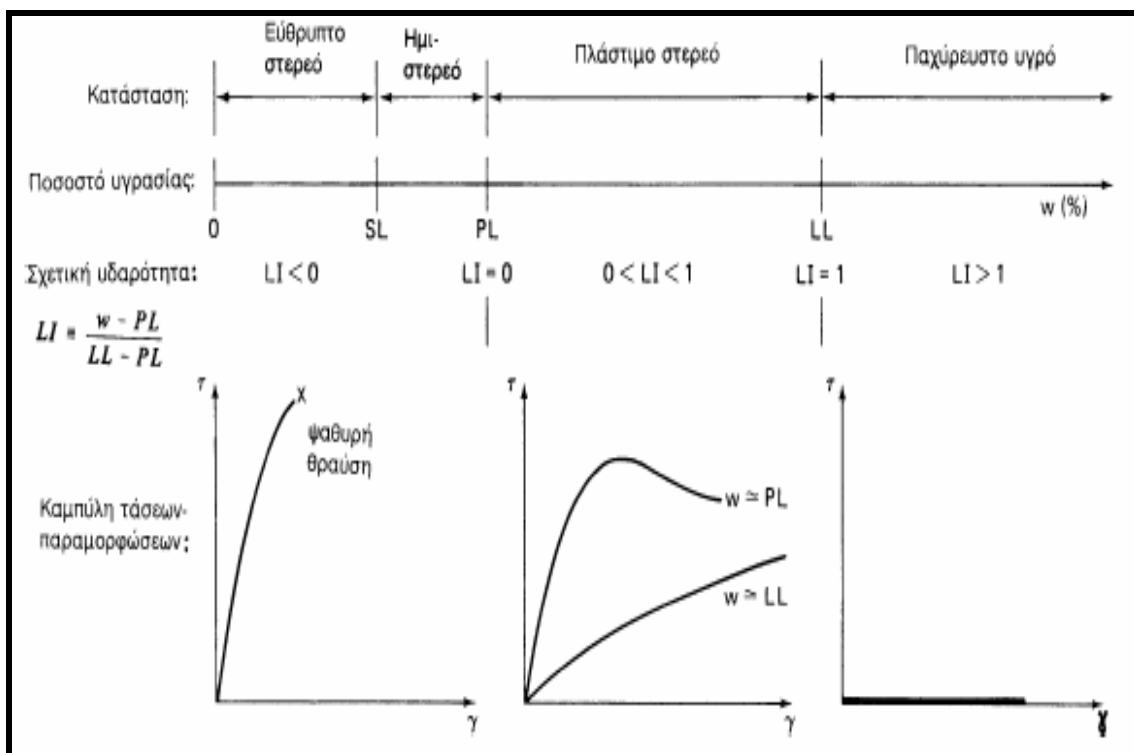
3.5 Φυσικά Χαρακτηριστικά Συνεκτικών Εδαφών

Στα συνεκτικά εδάφη (ιλύες και άργιλοι) δεν είναι δυνατόν να γίνει κοσκίνισμα λόγω του πολύ μικρού μεγέθους των κόκκων. Επιπλέον τα φυσικά χαρακτηριστικά που αναφέραμε στα μη συνεκτικά εδάφη δεν συσχετίζονται με τις ιδιότητες των συνεκτικών εδαφών. Μία παράμετρος, η οποία φαίνεται πως έχει μεγάλη επιρροή σ' αυτά τα εδάφη είναι η περιεχόμενη υγρασία και τα όρια Atterberg. Η παρουσία του νερού είναι καθοριστική για τη μηχανική συμπεριφορά των συνεκτικών εδαφών. Μεταβάλλοντας την περιεχόμενη υγρασία παρατηρούμε ότι με την αύξησή της έχουμε μεταβολή της κατάστασης του εδάφους από τη στερεή κατάσταση στην υδαρή. Η ερμηνεία αυτής της επιρροής έγκειται στην ιδιότητα που έχουν τα πολύ λεπτόκοκκα υλικά να προσροφούν στην επιφάνεια των κόκκων τους, οι οποίοι έχουν σχήμα πλακιδίου, νερό με ισχυρές δυνάμεις (Σακελαρίου, 2004).

Το Σχήμα 3.8 παρουσιάζει τη βαθμιαία μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών ενός συνεκτικού εδάφους με την αύξηση του ποσοστού της υγρασίας. Είναι σαφές ότι, όσο αυξάνει το ποσοστό της υγρασίας, τόσο μειώνεται η αλληλεπίδραση μεταξύ των κόκκων του εδαφικού υλικού και η συμπεριφορά του προσομοιάζει τη συμπεριφορά των ρευστών. Γενικά, μπορούν να διακριθούν τέσσερεις καταστάσεις, στις οποίες ένα συνεκτικό εδαφικό υλικό μπορεί να μεταπίπτει διαδοχικά με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας (Καββαδάς, 2000):

1. Εύθρυπτο στερεό: Στην κατάσταση αυτή το έδαφος παρουσιάζει μεγάλο δείκτη δυσκαμψίας (δηλαδή μικρές παραμορφώσεις) και η θραύση του είναι απότομη και ψαθυρή. Ποιοτικά, η συμπεριφορά του είναι ανάλογη με άλλα ψαθυρά υλικά, όπως π.χ. το σκυρόδεμα.

2. Ημιστερεό: Είναι μια μεταβατική κατάσταση μεταξύ της προηγούμενης (του εύθρυπτου στερεού) και της επόμενης (του πλάστιμου στερεού) με ενδιάμεσα χαρακτηριστικά.
3. Πλάστιμο στερεό: Στην κατάσταση αυτή το έδαφος μπορεί να πλάθεται, δηλαδή να υφίσταται σημαντικές πλαστικές (μη-αντιστρεπτές) παραμορφώσεις χωρίς ρηγματώσεις και θραύση (θρυμματισμό). Ο δείκτης δυσκαμψίας του μειώνεται βαθμιαία με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας.
4. Παχύρευστο υγρό: Στην κατάσταση αυτή το έδαφος δεν μπορεί να αναλάβει διατμητικές τάσεις χωρίς συνεχιζόμενη παραμόρφωση (ροή). Στο κάτω όριο (μικρά ποσοστά υγρασίας) της κατάστασης αυτής το έδαφος παρουσιάζει χαρακτηριστικά ερπυσμού, η συμπεριφορά του, όμως, με την αύξηση του ποσοστού υγρασίας γρήγορα εξελίσσεται σε πραγματική ροή.



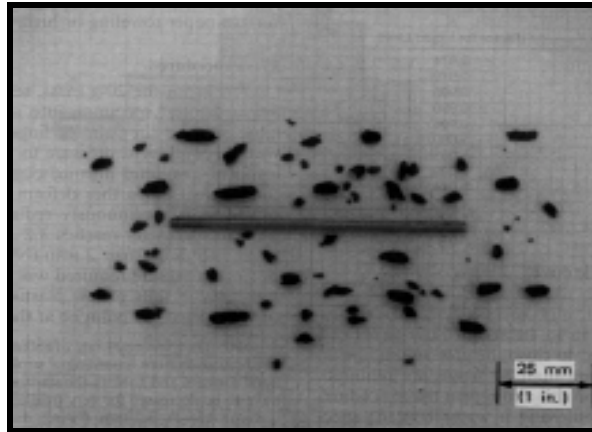
Σχήμα 3.8: Μεταβολή της συνεκτικότητας των αργίλων με το ποσοστό υγρασίας (Καββαδάς, 2000)

Τα ποσοστά υγρασίας που αντιστοιχούν στα όρια μεταξύ των ανωτέρω τεσσάρων καταστάσεων ονομάζονται: όριο συρρίκνωσης w_s ή SL (μεταξύ στερεάς και ημιστερεάς), όριο πλαστιμότητας w_p ή PL (μεταξύ ημιστερεάς και πλάστιμης) και όριο υδαρότητας w_L ή LL (μεταξύ πλάστιμης και υδαρούς). Τα όρια αυτά, που συνοπτικά λέγονται όρια Atterberg,

αποτελούν χαρακτηριστικές ιδιότητες κάθε συνεκτικού υλικού και προσδιορίζονται με πρότυπες δοκιμές. Έτσι, το όριο υδαρότητας ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας, στο οποίο τα χείλη μιας σχισμής που έχει δημιουργηθεί σε δείγμα του εδαφικού υλικού στη συσκευή Casagrande (Σχήμα 3.9) κλείνουν μετά από 25 πτώσεις της κάψας πάνω στην ειδική βάση. Το όριο πλαστιμότητας (Σχήμα 3.10) ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας, στο οποίο επιμήκη στοιχεία του εδαφικού υλικού θρυμματίζονται όταν η διάμετρός τους γίνει 3 mm. Τέλος, το όριο συρρίκνωσης ορίζεται σαν το ποσοστό υγρασίας που αρκεί για να πληρώσει τα κενά του ξηρού εδαφικού υλικού, δηλαδή το ποσοστό της υγρασίας του οποίου περαιτέρω μείωση δεν οδηγεί σε μείωση του όγκου του εδαφικού υλικού (Καββαδάς, 2000).



Σχήμα 3.9: Συσκευή Casagrande (Καββαδάς, 2004)



Σχήμα 3.10: Προσδιορισμός του ορίου πλαστιμότητας (Σακελαρίου, 2004)

Η φυσική σημασία των ορίων Atterberg έγκειται όπως αναφέρθηκε στο ότι τα συνεκτικά εδάφη έχουν την ιδιότητα να προσροφούν στην επιφάνεια των αργιλικών τους πλακιδίων νερό, το οποίο συνδέεται ισχυρά με το συγκεκριμένο πλακίδιο χωρίς να μειώνει σημαντικά το βαθμό της ηλεκτροχημικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των πλακιδίων, με συνέπεια να μη μειώνεται ουσιαστικά και η μηχανική τους αντοχή. Προφανώς, η παραπάνω δυνατότητα προσρόφησης νερού χωρίς σημαντική απώλεια αντοχής δεν είναι απεριόριστη. Αντίθετα, το μέγιστο ποσοστό υγρασίας που μπορεί να προσροφηθεί στην επιφάνεια των πλακιδίων χωρίς να αλλάξει η κατάσταση του εδαφικού υλικού (στερεά, ημιστερεά, πλάστιμη και υδαρή) καθορίζει τα όρια Atterberg. Έτσι, εάν κάποιο εδαφικό υλικό Α έχει μεγαλύτερη τάση να προσροφά νερό στην επιφάνεια των αργιλικών του πλακιδίων από ότι το εδαφικό υλικό Β, τότε το ποσοστό υγρασίας στο οποίο το έδαφος Α μεταπίπτει στην υδαρή κατάσταση είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο ποσοστό υγρασίας του εδάφους Β, δηλαδή το έδαφος Α έχει μεγαλύτερο όριο υδαρότητας από το Β. Είναι προφανές ότι το ίδιο σκεπτικό μπορεί να εφαρμοσθεί και στα υπόλοιπα όρια Atterberg (Καββαδάς, 2000).

Με βάση τα ανωτέρω όρια, ορίζονται οι λεγόμενοι δείκτες συνεκτικότητας και συγκεκριμένα:

$$1. \text{ Ο δείκτης πλαστιμότητας: } PI = I_p = W_l - W_p$$

που εκφράζει το εύρος της πλάστιμης περιοχής, δηλαδή το εύρος της περιοχής (μετρούμενης σε ποσοστά υγρασίας) στην οποία το εδαφικό υλικό συμπεριφέρεται σαν πλάστιμο στερεό. Είναι προφανές ότι όσο περισσότερο ενεργά είναι τα αργιλικά πλακίδια του εδαφικού υλικού, δηλαδή όσο περισσότερο νερό μπορεί να προσροφηθεί στην επιφάνεια τους χωρίς να μειωθεί σημαντικά ο βαθμός της ηλεκτροχημικής αλληλεπίδρασης μεταξύ των πλακιδίων τόσο μεγαλύτερος είναι ο δείκτης πλαστιμότητας.

$$2. \text{ Ο δείκτης σχετικής υδαρότητας: } LI = I_L = \frac{w - w_p}{w_l - w_p}$$

που εκφράζει τη σχέση του πραγματικού ποσοστού υγρασίας (w) ως προς το όριο υδαρότητας. Πράγματι εάν το ποσοστό υγρασίας είναι ίσο με το όριο υδαρότητας τότε $I_L = 1$, ενώ εάν είναι ίσο με το όριο πλαστιμότητας $I_L = 0$. Γενικά, τιμές του I_L μεταξύ 0 και 1 αντιστοιχούν στην πλάστιμη περιοχή. Αντίθετα, τιμές του $I_L < 0$ αντιστοιχούν στην ημιστερεά και στερεά κατάσταση, ενώ τιμές του $I_L > 1$ στην υδαρή κατάσταση.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι τα όρια του Atterberg και οι δείκτες συνεκτικότητας που προκύπτουν από αυτά έχουν οριστεί εμπειρικά και κατά συνέπεια δεν έχουν θεμελιώδη ποσοτική έννοια, δηλαδή δεν είναι δυνατόν να συσχετισθούν απ' ευθείας, π.χ. με το πάχος της στρώσης του προσροφημένου νερού. Το μειονέκτημα αυτό, όμως, ουδόλως περιορίζει τη χρησιμότητά τους για την ποιοτική περιγραφή των συνεκτικών υλικών καθώς και για την κατάταξη των εδαφών σε κατηγορίες. Τέλος, θα πρέπει να αναφερθεί ότι τα όρια του Atterberg προσδιορίζονται σε διαταραγμένα (αναμοχλευμένα) δείγματα του εδαφικού υλικού και κατά συνέπεια δεν μπορούν να χρησιμεύσουν για την περιγραφή ιδιοτήτων του υλικού που εξαρτώνται από την ύπαρξη δομής (π.χ. ανισοτροπία, προφόρτιση, τσιμέντωση, θιξοτροπικοί δεσμοί κλπ.), καθόσον η δομή του υλικού καταστρέφεται κατά την αναμόχλευση που προηγείται των δοκιμών προσδιορισμού των ορίων Atterberg (Καββαδάς, 2000).

3.6 Συστήματα κατάταξης

Οι τιμές των ιδιοτήτων και τα χαρακτηριστικά της μηχανικής συμπεριφοράς διαφέρουν σημαντικά στους διάφορους τύπους εδαφών. Έτσι η ταξινόμηση των εδαφών σε κατηγορίες με παρόμοιες μηχανικές ιδιότητες είναι πολύ χρήσιμη. Εξάλλου οι δοκιμές που απαιτούνται είναι σύντομες, απλές αλλά και με μικρό κόστος (Τσότσος, 1991).

Ένα σύστημα κατάταξης θα πρέπει να ικανοποιεί σύμφωνα με τον McCarthy (1977) τα εξής:

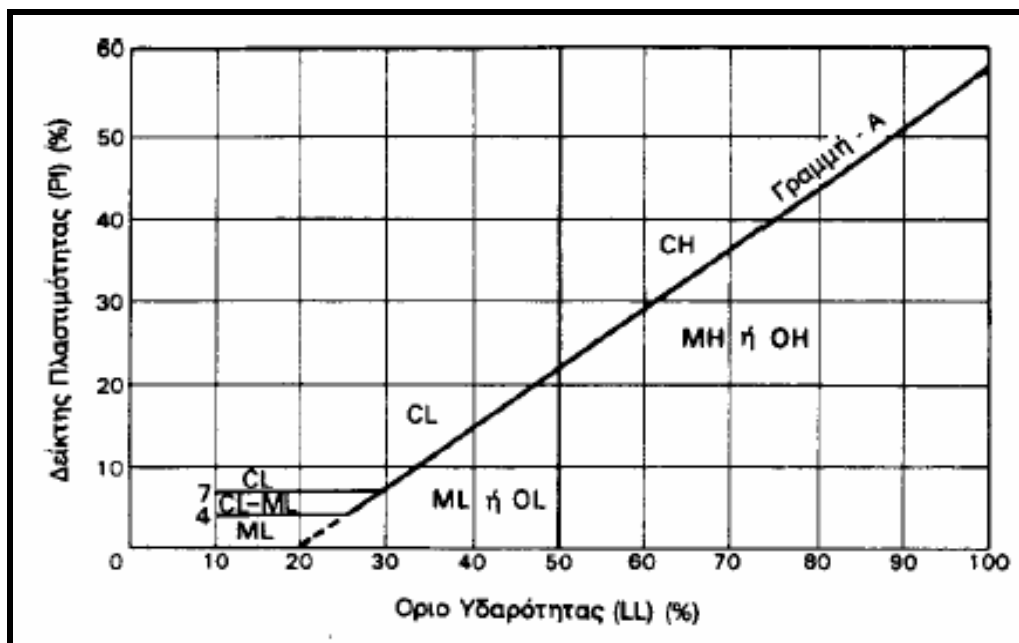
1. Ο αριθμός των κατηγοριών να είναι σχετικά μικτός και η περιγραφή να είναι απλή και εύκολα κατανοητή
2. Οι τιμές των κριτηρίων διαχωρισμού να είναι τέτοιες ώστε να βρίσκονται σχετικά εύκολα.

3. Κάθε κατηγορία να διακρίνεται να διακρίνεται από κοινά χαρακτηριστικά στα τρία κύρια στοιχεία μηχανικής συμπεριφοράς, δηλαδή τη διατμητική αντοχή, τη συμπιεστότητα και τη διαπερατότητα.

Για γεωτεχνικούς σκοπούς τα πιο συνηθισμένα συστήματα ταξινόμησης εδαφών είναι (Κούκης, 2002):

- AUSCS (American Unified Soil Classification System) ή Ενοποιημένο Σύστημα Ταξινόμησης Εδαφών.
- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) το οποίο είναι προσαρμοσμένο κυρίως στην καταλληλότητα των εδαφών για τη χρήση τους σαν υλικά υπόβασης και επιχωμάτων.
- BSCS (British Soil Classification System).

Στον Ελληνικό χώρο συνήθως χρησιμοποιείται το Ενοποιημένο Σύστημα (USCS) το οποίο είναι αποδεκτό από την Αμερικάνικη Εταιρία Ελέγχου των Υλικών (ASTM- American Society for Testing Materials). Με το διάγραμμα (Σχήμα 3.11) και με τους πίνακες 3.5-3.9 μπορεί να επιτευχθεί κατάταξη των εδαφών κατά τους κανονισμούς ASTM (Κούκης, 2002).



Σχήμα 3.11: Διάγραμμα πλαστιμότητας Casagrande για την ταξινόμηση των λεπτόκοκκων εδαφών καθώς επίσης και του λεπτόκοκκου κλάσματος των χονδρόκοκκων εδαφών (ASTM. D2487) (Σακελαρίου, 2004)

Πίνακας 3.5: Ενιαίο Σύστημα Κατάταξης Εδαφών (ASTM D-2487) (Σακελαρίου, 2004)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ
ΧΟΝΔΡΟΚΟΚΚΑ ΕΔΑΦΗ	ΧΑΛΙΚΙΑ (λιγότερο από 50% του χονδρόκοκκου διέρχεται από κόσκινο No. 4)	<i>GW</i>	Χαλίκι καλά διαβαθμισμένο με μίγμα άμμου-χαλικιού. Λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα.
		GP	Χαλίκι κακής διαβάθμισης με μίγμα άμμου-χαλικιού. Λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα.
		GM	Χαλίκια ιλυώδη, μίγμα χαλικιών, άμμου και ιλύος.
		GC	Ιλυώδης άργιλος, μίγμα χαλικιών, άμμου και αργίλου.
	ΑΜΜΟΣ (πάνω από 50% του χονδρόκοκκου διέρχεται από κόσκινο No. 4)	SW	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με χαλίκια, λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα.
		SP	Άμμος κακής διαβάθμισης με χαλίκια, λίγα ή καθόλου λεπτόκοκκα.
		SM	Ιλυώδης Άμμος
		SC	Αργιλώδης Άμμος
ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΑ ΕΔΑΦΗ	ΙΛΥΣ ΚΑΙ ΑΡΓΙΛΟΣ Όριο υδαρότητας 50% ή μικρότερο	ML	Ανόργανη ιλύς, λεπτόκοκκη άμμος, ιλυώδης ή αργιλώδης λεπτόκοκκη άμμος.
		CL	Ανόργανη άργιλος μικρής ή μέσης πλαστιμότητας, χαλικιώδης άργιλος, αμμώδης άργιλος, ιλυώδης άργιλος, ισχνή άργιλος.
		<i>OL</i>	Οργανική ιλύς και οργανική ιλυώδης άργιλος χαμηλής πλαστιμότητας.
	ΙΛΥΣ ΚΑΙ ΑΡΓΙΛΟΣ Όριο υδαρότητας μεγαλύτερο του 50%	MH	Ανόργανη ιλύς, μαρμαρυγιακά ή λεπτόκοκκα αμμώδη ή ιλυώδη εδάφη, ελαστική ιλύς.
		CH	Ανόργανη άργιλος μεγάλης πλαστιμότητας, παχιά άργιλος.
		OH	Οργανική άργιλος με μέση ως μεγάλη πλαστιμότητα
	ΟΡΓΑΝΙΚΑ ΕΔΑΦΗ		PT Χούμος, τύρφη και άλλα έντονα οργανικά εδάφη.

Πίνακας 3.6: Ανόργανα συνεκτικά εδάφη συγκρατούμενο από Νο 200 ($D = 0,074 \text{ mm}$) $< 50\%$, $LL < 50$ (Σακελαριού, 2004)

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ No 200		ΑΜΜΟΣ – ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL<50	PI > 7 Και σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CL	< 30%	< 15% συγκρ. No 200		Ισχνή άργιλος
				15–29% συγκρατ. No 200	% άμμου > % χαλικιών	Ισχνή άργιλος με άμμο
					% άμμου <% χαλικιών	Ισχνή άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου> % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης ισχνή άργιλος
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης ισχνή άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	<15% άμμος	Χαλικώδης ισχνή άργιλος
	4 < PI < 7 Και σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CL -- ML	< 30%	<15% συγκρ. No 200		Ιλυώδης άργιλος
				15-29% συγκρατ. No 200	% άμμου > % χαλίκια	Ιλυώδης άργιλος με άμμο
					% άμμου < χαλίκια	Ιλυώδης άργιλος με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης- Ιλυώδης άργιλος
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης – Ιλυώδης άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης – Ιλυώδης άργιλος
	PI < 4 Ή σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	ML	< 30%	< 15% συγκρ. No 200		Ιλύς
				15-29% συγκρατ. No 200	% άμμου > % χαλίκια	Ιλύς με άμμο
					% άμμου < % χαλίκια	Ιλύς με χαλίκια
			≥ 30%	% άμμου > % χαλικιών	< 15% χαλίκια	Αμμώδης ιλύς
					≥ 15% χαλίκια	Αμμώδης ιλύς με χαλίκια
				% άμμου < % χαλικιών	< 15% άμμος	Χαλικώδης ιλύς
	≥ 15% άμμος	Χαλικώδης ιλύς με άμμο				

Πίνακας 3.7: Ανόργανα συνεκτικά εδάφη συγκρατούμενο από Νο 200 ($D = 0,074 \text{ mm}$) $< 50\%$, $LL \geq 50$ (Σακελαρίου, 2004)

ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ		ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΟΝΟΜΑΣΙΑ
			ΣΥΓΚΡΑΤΟΥΜΕΝΟ No 200		ΑΜΜΟΣ - ΧΑΛΙΚΙΑ	
LL \geq 50	Σημεία επάνω στη ή επάνω από τη γραμμή «Α»	CH	< 30%	< 15% συγκρ. No 200		Παχιά άργιλος
				15 – 29% συγκρατ. No 200	% άμμου > % χαλίκιων	Παχιά άργιλος με άμμο
					% άμμου < % χαλίκιων	Παχιά άργιλος με χαλίκια
			$\geq 30\%$	% άμμου > % χαλίκιων	< 15% χαλίκια	Αμμώδης παχιά άργιλος
					$\geq 15\%$ χαλίκια	Αμμώδης παχιά άργιλος με χαλίκια
				% άμμου < % χαλίκιων	< 15% άμμος	Χαλικώδης παχιά άργιλος
					$\geq 15\%$ άμμος	Χαλικώδης παχιά άργιλος με άμμο
	Σημεία κάτω από τη γραμμή «Α»	MH	< 30%	< 15% συγκρ. No 200		Ελαστική ιλύς
				15 – 29% συγκρατ. No 200	% άμμου > % χαλίκιων	Ελαστική ιλύς με άμμο
					% άμμου < % χαλίκιων	Ελαστική ιλύς με χαλίκια
			$\geq 30\%$	% άμμου > % χαλίκιων	< 15% χαλίκια	Αμμώδης ελαστική ιλύς
					$\geq 15\%$ χαλίκια	Αμμώδης ελαστική ιλύς με χαλίκια
				% άμμου < % χαλίκιων	< 15% άμμος	Χαλικώδης ελαστική ιλύς
					$\geq 15\%$ άμμος	Χαλικώδης ελαστική ιλύς με άμμο

Πίνακας 3.8: Μη συνεκτικά εδάφη κοκκώδη, συγκρατούμενο από No 200 ($D=0,074 \text{ mm}$) < 50% (Σακελαρίου, 2004)

ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΑΜΜΟΣ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ
ΧΑΛΙΚΙΑ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΙΑ				
% άμμου < %χαλικιών	Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) <5%	$C_u \geq 4$ και $1 \leq C_c \leq 3$		GW	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένα
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άμμο
		$C_u < 4$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$		GP	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άμμο
	Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) 5-12%	$C_u \geq 4$ και $1 \leq C_c \leq 3$ (1*)	ML ή MH	GW – GM	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με ιλύ
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με ιλύ και άμμο
			CL, CH ή (CL – ML)	GW – GC	<15%	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Χαλίκια καλά διαβαθμισμένοι με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και άμμο
		$C_u < 4$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$ (1*)	ML ή MH	GP – GM	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με ιλύ
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με ιλύ και άμμο
			CL, CH ή (CL – ML)	GP – GC	<15%	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Χαλίκια κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και άμμο
	Λεπτά χαλίκια ($d=4,75\text{mm}$) >12%		ML ή MH	GM	<15%	Ιλυώδη χαλίκια
					$\geq 15\%$	Ιλυώδη χαλίκια με άμμο
					<15%	Αργιλώδη χαλίκια

Πίνακας 3.9: Μη συνεκτικά εδάφη κοκκώδη, συγκρατούμενο από Νο 200 ($D=0,074 \text{ mm}$) $\geq 50\%$ (Σακελαρίου, 2004)

ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΑ			ΠΛΑΣΤΙΜΟΤΗΤΑ ΛΕΠΤΟΚΟΚΚΩΝ	ΣΥΜΒΟ- ΛΙΣΜΟΣ	ΧΑΛΙΚΕΣ	ΟΝΟΜΑΣΙΑ
ΑΜΜΟΣ	ΔΙΕΡΧΟΜΕΝΟ	ΟΜΟΙΟ- ΜΟΡΦΙΑ				
% άμμου > % χαλίκιων	Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) <5%	$C_u \geq 6$ και $1 \leq C_c \leq 3$		SW	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη
					$\geq 15\%$	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με χαλίκια
		$C_u < 6$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$		SP	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης
					$\geq 15\%$	Άμμος κακής διαβάθμισης με χαλίκια
	Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) 5-12%	$C_u \geq 6$ και $1 \leq C_c \leq 3$ (1*)	ML ή MH	SW – SM	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με ιλύ
					$\geq 15\%$	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με ιλύ και χαλίκια
			CL, CH ή (CL – ML)	SW – SC	<15%	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Άμμος καλά διαβαθμισμένη με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και χαλίκια
		$C_u < 6$ και / ή $C_c < 1$ ή $C_c > 3$ (1*)	ML ή MH	SP – SM	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης με ιλύ
					$\geq 15\%$	Άμμος κακής διαβάθμισης με ιλύ και χαλίκια
			CL, CH ή (CL – ML)	SP – SC	<15%	Άμμος κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο)
					$\geq 15\%$	Άμμος κακής διαβάθμισης με άργιλο (ή ιλυώδη άργιλο) και χαλίκια
	Λεπτή άμμος ($d=0,425\text{mm}$) >12%		ML ή MH	SM	<15%	Ιλυώδης άμμος
					$\geq 15\%$	Ιλυώδης άμμος με χαλίκια
					<15%	Αργιλώδης άμμος

Εκτός από τα παραπάνω συστήματα είναι σημαντικό να αναφερθούν και οι επιτρεπόμενες τάσεις για τις επιφανειακές θεμελιώσεις που έγιναν με βάση τα στοιχεία των Αμερικάνικων προδιαγραφών Πίνακας 3.10 (Terzaghi-Peck, 1967).

Πίνακας 3.10: Επιτρεπόμενες τιμές φόρτισης για τις επιφανειακές θεμελιώσεις σύμφωνα με τις Αμερικάνικες Προδιαγραφές (Terzaghi & Peck, 1969)

Τύπος του εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση σε Kg/cm²
I Αμμώδη εδάφη	
Διαρρέουσα αμμος	0.5
Υγρή άμμος	2.0
Λεπτή άμμος ξηρή και συμπαγής	2.5-3
Πολύ συμπαγής άμμος	3-6
Χοντρή άμμος και χάλλικες	5-8
II Αργιλώδη εδάφη	
Χαλαρή ή υγρή άργιλος πάχους 4-5m	1-2
Χαλαρή άργιλος μετά άμμου και ιλύος	1
Χαλαρή άργιλος μετά υγρής άμμου	1-1.5
Χαλαρή άργιλος συγκρατούμενη πλαγίως	2
Συμπαγής άργιλος	2
Άργιλος σε ισχυρά στρώματα μετρίως ξηρά	2-4
Συμπαγή ξηρή άμμος	2.28-3
Σκληρή άργιλος	3-4
Ισχυρό στρώμα αργίλου σταθερώς ξηρής	4
	4-6

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΕΤΑΡΤΟ

ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΡΑΣΗΣ ΣΤΟ ΕΔΑΦΟΣ

4.1 Εισαγωγή

Ένα σύνηθες αποτέλεσμα των τεχνικών έργων είναι η επιβολή φορτίων στο έδαφος (π.χ. κατασκευή κτιρίων, φραγμάτων) ή η μείωση των ήδη επιβεβλημένων φορτίων (π.χ. εκσκαφές). Τα φορτία αυτά αναλαμβάνονται από τις εδαφικές μάζες με την ανάπτυξη εσωτερικών τάσεων κατά τέτοιο τρόπο έτσι ώστε να ικανοποιούνται οι συνθήκες ισορροπίας σε όλα τα εδαφικά στοιχεία και συνεπώς το σύστημα κατασκευή-έδαφος να ισορροπεί (Καββαδάς, 2000).

Η εκτίμηση των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος λόγω εξωτερικών φορτίων είναι χρήσιμη για τους εξής λόγους (Καββαδάς, 2000):

1. Οι αντοχές των κατασκευών σε υποχωρήσεις στα σημεία στήριξης είναι περιορισμένες. Για την εκτίμηση των υποχωρήσεων είναι απαραίτητη η γνώση των παραμορφώσεων που προκαλούν στο έδαφος τα επιβεβλημένα φορτία. Οι παραμορφώσεις, όμως, εξαρτώνται από τις αναπτυσσόμενες τάσεις, γεγονός που καθιστά αναγκαία την εκτίμηση των τάσεων.
2. Όλα τα υλικά αστοχούν (θραύονται), όταν η φόρτιση υπερβεί το όριο αντοχής τους. Το όριο αντοχής κάθε υλικού δεν είναι σταθερό αλλά εξαρτάται από τις υπόλοιπες τάσεις, δηλαδή αντιστοιχεί σε ορισμένους κρίσιμους συνδυασμούς τάσεων, τα λεγόμενα κριτήρια αστοχίας. Η γνώση των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος είναι, λοιπόν, απαραίτητη για να εκτιμηθεί κατά πόσον η υφιστάμενη εντατική κατάσταση του εδάφους προσεγγίζει την κατάσταση αστοχίας.

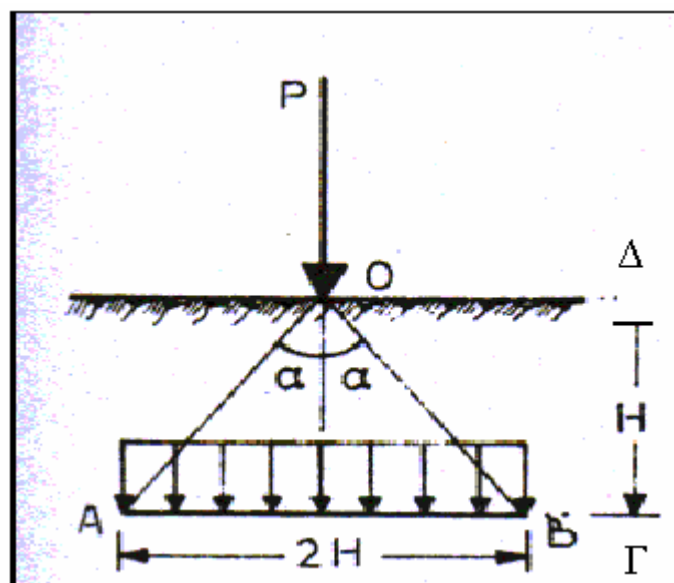
4.2 Τάσεις και Έδαφος

Η έννοια της τάσης όπως εκφράζεται στη θεωρία της ελαστικότητας είναι ασυμβίβαστη με τον ορισμό του εδάφους ως ενός συνόλου κόκκων. Στην κλίμακα των κόκκων μπορούν να υπάρξουν μόνο δυνάμεις στα σημεία επαφής. Έτσι το σύστημα είναι ασυνεχές, ανομοιογενές και ανισότροπο. Όμως παρόλα αυτά αν γίνει η παραδοχή ότι η διάσταση των επιφανειών που δέχεται τις τάσεις είναι τουλάχιστον πέντε φορές μεγαλύτερη

από τις διαστάσεις των κόκκων μπορεί να θεωρηθεί ότι ισχύει ο ορισμός της τάσης και ότι το υλικό είναι ισότροπο.

Όπως ειπώθηκε στην εδαφομηχανική οι τάσεις χρησιμοποιούνται σε διάφορους θεωρητικούς συλλογισμούς όπως τον υπολογισμό των παραμορφώσεων. Είναι όμως επίσης πολύ χρήσιμες στις θεωρίες των ωθήσεων και των κατολισθήσεων. Επειδή οι διάφοροι υπολογισμοί γίνονται με σχετική προσέγγιση, δεν είναι απαραίτητο να υπολογίζεται η τιμή των τάσεων με πολύ μεγάλη ακρίβεια (Βαλαλάς, 1981).

Στο έδαφος ενεργούν διάφορες δυνάμεις που δημιουργούν μια ορισμένη εντατική κατάσταση. Ο υπολογισμός αυτής της κατάστασης μπορεί να γίνει με πολλούς τρόπους ανάλογα με τις εκάστοτε παραδοχές που υποχρεωτικά γίνονται κάθε φορά. Σε καμιά περίπτωση όμως δεν χρειάζεται να προσδιορισθεί ο πλήρης τανυστής των τάσεων. Αρκεί μόνο να υπολογισθούν κάθε φορά ορισμένες δυνάμεις που έχουν γνωστή διεύθυνση και ενεργούν σε ορισμένα επίπεδα μέσα στο έδαφος. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι κατακόρυφες δυνάμεις που ενεργούν στα οριζόντια επίπεδα AB και που οφείλονται σε επιφανειακά φορτία. Σε πολλές περιπτώσεις ενδιαφέρον παρουσιάζουν και οι οριζόντιες δυνάμεις που ενεργούν στα κατακόρυφα επίπεδα ΓΔ (Σχήμα, 4.1). Επίσης ενδιαφέρον παρουσιάζει και ο υπολογισμός των δυνάμεων που δρουν σε ορισμένα οριακά επίπεδα AB (Σχήμα, 4.1) όταν αφαιρείται το έδαφος από τη μια πλευρά. Αυτές οι δυνάμεις ονομάζονται ωθήσεις του εδάφους στο επίπεδο AB (Βαλαλάς, 1981).

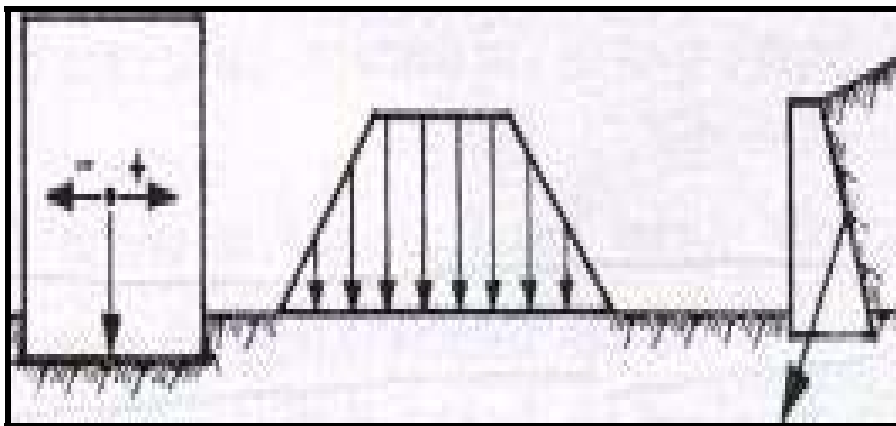


**Σχήμα 4.1: Τάσεις στο έδαφος που ενεργούν σε διάφορα ενδιαφέροντα επίπεδα
(Βαλαλάς, 1981)**

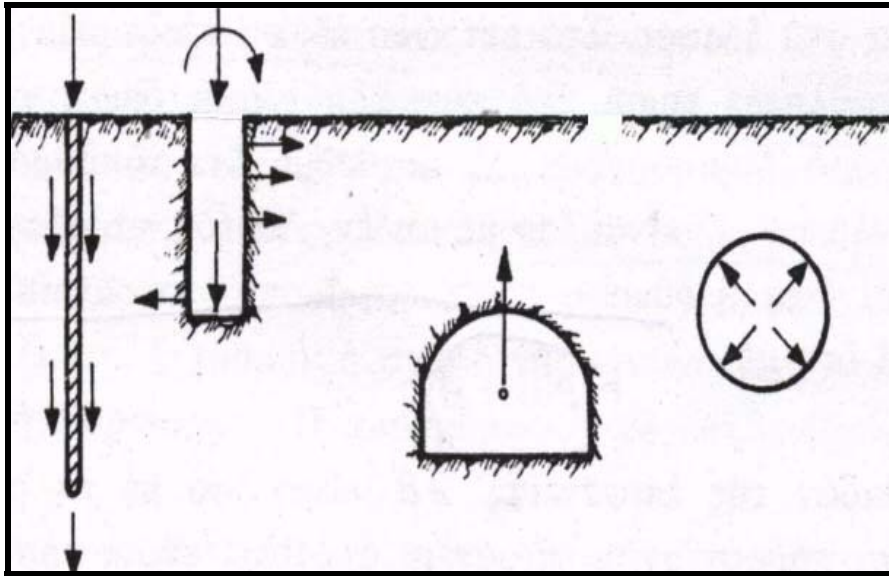
4.3 Τρόποι Μεταφοράς των Δυνάμεων στο Έδαφος

Οι δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος, δηλαδή τα φορτία, μπορούν να καταταχθούν ως εξής (Βαλαλάς, 1981):

- Φορτία από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους η φορτία από μικρό βάθος κάτω από την επιφάνεια. Συνήθως τα φορτία αυτά είναι κατακόρυφα ή παρουσιάζουν μια μικρή κλίση. Ουσιαστικά αναφέρονται στα φορτία που μεταφέρουν οι επιφανειακές θεμελιώσεις όπως επίσης και τα οχήματα που κυκλοφορούν. Ακόμα μπορεί να αναφέρονται και σε φορτία που τοποθετούνται στην επιφάνεια όπως εμπορεύματα στα λιμάνια ή στα εργοστάσια, τα αναχώματα, τα διάφορα κοκκώδη προϊόντα-λιπάσματα μεταλλεύματα κ.α. που αποθηκεύονται. Τα φορτία αυτού του τύπου μπορεί να είναι δυναμικά αλλά κυρίως είναι στατικά.
- Φορτία από το εσωτερικό του εδάφους. Τέτοιου είδους φορτία μεταφέρουν οι βαθιές θεμελιώσεις και ιδιαίτερα οι πάσσαλοι. Τα φορτία σε αυτήν την περίπτωση μπορεί να είναι ακόμα και αρνητικά όπως συμβαίνει στην περίπτωση μιας σήραγγας ή ενός υπόγειου αγωγού υπό πίεση.
- Φορτία από το ίδιο το βάρος του εδάφους. Το ίδιο το βάρος του εδάφους αναπόφευκτα αποτελεί το σημαντικότερο φορτίο. Αυτό γίνεται κατανοητό αν αναλογιστεί κανείς ότι σε βάθος 100 μέτρων για μια επιφάνεια 10m^2 το ίδιο το βάρος του εδάφους είναι της τάξης των 1700 τόνων ενώ τα φορτία που μεταφέρουν οι κατασκευές στην ίδια επιφάνεια είναι τουλάχιστον 30 φορές μικρότερα. Επίσης στο ίδιο το βάρος του εδάφους μπορούν να προστεθούν και άλλες μαζικές δυνάμεις όπως είναι οι σεισμικές δυνάμεις και οι δυνάμεις ροής.



Σχήμα 4.2: Φορτία στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (Βαλαλάς, 1981)

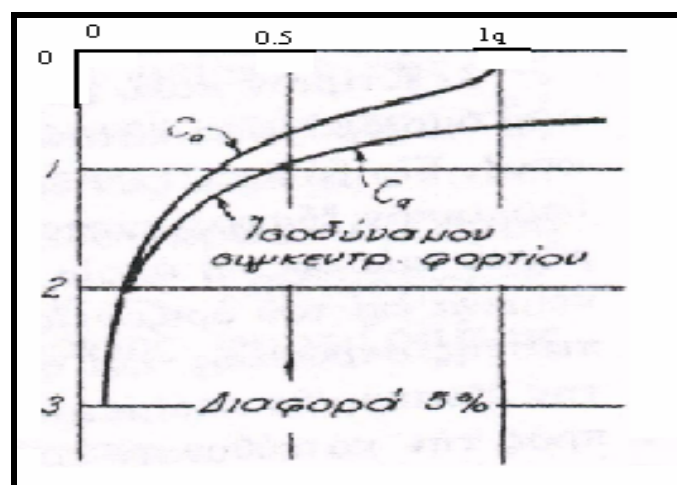


Σχήμα 4.3: Φορτία από το εσωτερικό του εδάφους (Βαλαλάς, 1981)

4.4 Μεταβολή της Πίεσης με το Βάθος

Γενικά είναι γνωστό και εύκολα κατανοητό ότι η ένταση της κατακόρυφης πίεσης κατά μήκος οποιασδήποτε κατακόρυφης γραμμής ξεκινώντας από την επιφάνεια όπου ασκείται το κατανεμημένο φορτίο και μετακινούμενοι προς τα κάτω μειώνεται. Αυτή η μείωση συμβαίνει όσο αυξάνεται το βάθος z κάτω από την επιφάνεια φόρτισης.

Μια σημαντική παρατήρηση που έγινε από τον Karl Terzaghi έχει ως εξής (Σχήμα 4.4):



Σχήμα 4.4: Διάγραμμα κατανομής πίεσης για σημειακό φορτίο (C_q) και τετραγωνικής επιφάνειας (C_a) (Terzaghi & Peck, 1968)

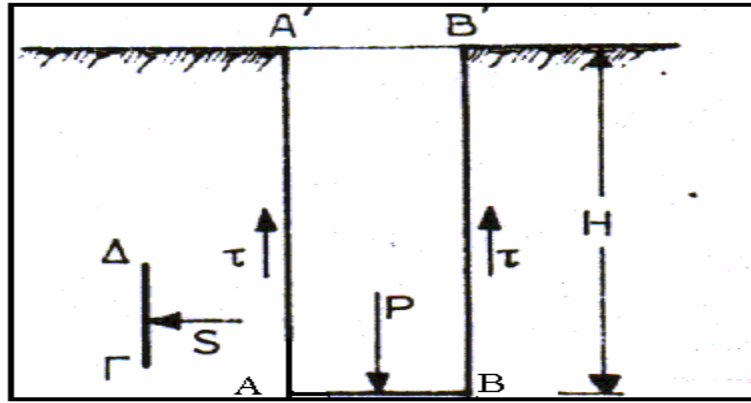
Στο Σχήμα 4.4 η τετμημένη της καμπύλης C_a παριστάνει την ένταση της κατακόρυφης πίεσης σε διάφορα βάθη κάτω από το κέντρο βάρους μιας τετραγωνικής επιφάνειας διαστάσεων $B \times B$, η οποία επιβάλλεται σε ομοιόμορφο κατανεμημένο φορτίο q . Σύμφωνα με την παρατήρηση του Terzaghi αν το συνολικό φορτίο $B^2 \cdot q$ αντικατασταθεί με ένα ισοδύναμο συγκεντρωμένο φορτίο $Q = B^2 \cdot q$ το οποίο ενεργεί στο κέντρο βάρους του τετραγώνου θα προκύψει η καμπύλη C_q αντί της C_a . Από το σχήμα προκύπτει ότι όταν το βάθος ξεπεράσει το $3B$ οι δυο καμπύλες σχεδόν συμπίπτουν. Έτσι σε τυχαίο βάθος μεγαλύτερο από $3B$ επί οριζοντίου επιπέδου η πίεση που προκαλείται από την ομοιόμορφη φόρτιση τετραγωνικής επιφάνειας είναι πρακτικά η ίδια με αυτή που προκαλείται από ένα ισοδύναμο συγκεντρωμένο φορτίο το οποίο ενεργεί στο κέντρο βάρους της τετραγωνικής επιφάνειας φόρτισης. Συνεπώς οι τάσεις σε τέτοια βάθη που προέρχονται από τετραγωνική φόρτιση είναι δυνατό να υπολογίζονται από τις αντίστοιχες εξισώσεις που έχουν αναπτυχθεί και ισχύουν για σημειακό φορτίο (Terzaghi & Peck, 1968).

4.5 Δυνάμεις που Οφείλονται στο Ίδιο το Βάρος του Εδάφους

Θεωρητικά το να υπολογιστούν οι δυνάμεις που ενεργούν σε κάθε οριζόντιο επίπεδο AB ή σε κάθε κατακόρυφο $\Gamma\Delta$ κάτω από την επίδραση του ίδιου του βάρους του εδάφους δεν είναι δυνατό.

Αν θεωρηθεί μια τετραγωνική επιφάνεια AB η οποία βρίσκεται σε βάθος H όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.5 τότε σε αυτή την επιφάνεια μεταφέρονται οι εξής τάσεις (Βαλαλάς, 1981):

- Το φορτίο P που αντιστοιχεί στο βάρος της στήλης $ABA'B'$ του εδάφους η οποία υπολογίζεται με βάση τον τύπο $AB^2 \cdot H \cdot \gamma$ (όπου γ = μέσο φαινόμενο βάρος του εδάφους)
- Το άθροισμα των διατμητικών δυνάμεων T που ενεργούν κατά μήκος των επιφανειών AA' , BB' της στήλης



Σχήμα 4.5: Υπολογισμός του φορτίου λόγο του βάρους του εδάφους (Βαλαλάς, 1981)

Οι διατμητικές δυνάμεις μπορούν να έχουν θετική ή αρνητική επίδραση στο ολικό φορτίο που μεταφέρεται στο επίπεδο AB. Στην πραγματικότητα η δημιουργία διάφορων χωμάτων θόλων μέσα στο έδαφος όπως επίσης και η ανισοτροπία των υλικών επηρεάζουν την κατανομή των τάσεων. Έτσι όταν υπάρχουν πετρώδη εδάφη μπορεί να υφίστανται πολύ μεγάλες μεταβολές στις τιμές των φορτίων. Από την άλλη μεριά στα κοκκώδη εδάφη είναι λογικό να μπορεί να θεωρηθεί ότι το άθροισμα των διατμητικών δυνάμεων T είναι ίσο με μηδέν για λόγους συμμετρίας. Αυτή η παραδοχή γίνεται συστηματικά και έτσι η δύναμη που ενεργεί στην επιφάνεια AB είναι κατακόρυφη και ίση με:

$$P = \gamma^* H \tag{4.1}$$

Στην περίπτωση που το εμβαδόν της επιφάνειας AB είναι ίσο με τη μονάδα τότε η δύναμη που είναι κάθετη στην επιφάνεια θα είναι και η μέγιστη κύρια τάση εκτός μόνο από την περίπτωση που υπάρχει δημιουργία παθητικών ωθήσεων. Άρα ο υπολογισμός μιας από τις σημαντικότερες τάσεις βασίζεται σε μια απλή παραδοχή.

Το γεγονός ότι δεν μπορούν να γίνουν γεωτρήσεις σε όλα τα σημεία του εδάφους αποτελεί πρόβλημα για τον προσδιορισμό της τιμής του φαινομένου ειδικού βάρους. Όμως το βάρος των διαφόρων εδαφών κυμαίνεται με μικρή απόκλιση περί μιας μέσης τιμής. Όταν υπάρχει περίπτωση βυθισμένου εδάφους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η ενέργεια των δυνάμεων της άνωσης αλλά και το βάρος του νερού των πόρων. Έτσι θα πρέπει να υπάρχει αντικατάσταση του φαινόμενου ειδικού βάρους γ του ξηρού εδάφους με το φαινόμενο βάρος γ' του βυθισμένου εδάφους (Βαλαλάς, 1981).

Μια δεύτερη δύναμη του τανυστή των τάσεων του ίδιου του βάρους είναι η δύναμη S που ενεργεί στα κατακόρυφα επίπεδα. Αυτή η δύναμη είναι γνωστή ως ώθηση σε ηρεμία. Επίσης και για αυτή την δύναμη δεν υπάρχει τρόπος για θεωρητικό υπολογισμό της άρα και εδώ γίνεται χρήση παραδοχών. Έχουν γίνει διάφορες παραδοχές που οδηγούν σε διάφορες

τιμές του S χωρίς όμως να μπορεί να επιλεγθεί η καλύτερη. Η δύναμη S γράφεται σαν ποσοστό της δύναμης $P = \gamma^* H$

$$S = K_0 \cdot \gamma^* H \quad 4.2$$

Συχνά γίνεται η παραδοχή ότι $K_0 = 1$ που αντιστοιχεί σε υδροστατική κατανομή των δυνάμεων. Αλλά προτείνονται και τιμές $K_0 = 1/2$ ή $K_0 = 2$

Υπάρχουν τέλος και κάποιες σχέσεις που δίνουν το K_0 σε αναλογία με την εσωτερική τριβή αλλά και την τιμή του λόγου poisson ν (Βαλαλάς, 1981).

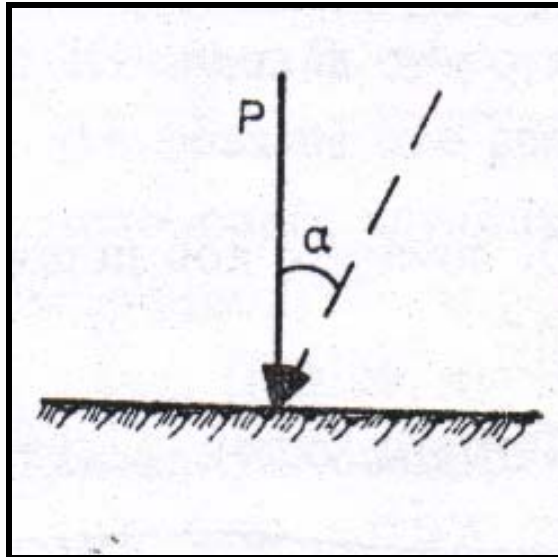
$$K_0 = 1 - \sin(\varphi) \quad 4.3$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad 4.4$$

4.6 Δυνάμεις που Οφείλονται σε Εξωτερικά Φορτία

Η πιο ενδιαφέρουσα περίπτωση δυνάμεων από εξωτερικά φορτία είναι η περίπτωση ενός φορτίου που ενεργεί στην επιφάνεια του εδάφους. Δηλαδή πιο απλά είναι η περίπτωση ενός φορτίου θεμελίωσης (Σχήμα 4.6) (Βαλαλάς, 1981).

Οι τάσεις που μεταφέρουν τα θεμέλια είναι θλιπτικές. Ανάλογα με το είδος της θεμελίωσης υπάρχει και διαφορετικός τρόπος μεταφοράς των τάσεων στο έδαφος. Στην περίπτωση των επιπέδων θεμελιώσεων οι τάσεις κατανέμονται σε επιφάνειες πλακών ή λωρίδων, σε αντίθεση με τα φορτία των πασσάλων τα οποία θεωρούνται σημειακά. Η επιρροή που ασκούν αυτές οι τάσεις μειώνεται με το βάθος. Δηλαδή όσο πιο βαθιά βρίσκεται το υπό εξέταση σημείο, από το επίπεδο επαφής θεμελίου - εδάφους τόσο μικρότερη είναι η επιρροή των τάσεων προς το έδαφος. Όπως είναι γνωστό το έδαφος είναι ανομοιομόρφο. Γι' αυτό το λόγο γίνονται αρκετές απλουστεύσεις και παραδοχές ώστε να αποδοθεί ο τρόπος κατανομής των τάσεων μέσα στο έδαφος με αρκετή, σχετικά, ακρίβεια. Για το λόγο αυτό το έδαφος θεωρείται ομογενές, ελαστικό και ισότροπο υλικό (ισότροπο είναι το σώμα που εμφανίζει τις ίδιες ιδιότητες προς όλες τις κατευθύνσεις). Η κατανομή των τάσεων σε ένα τέτοιο ιδανικό υλικό, διερευνήθηκε τον 19^ο αιώνα από τον Boussinesq, ο οποίος βρήκε τους σχετικούς νόμους και τις μαθηματικές σχέσεις (Stiegler, 1997).

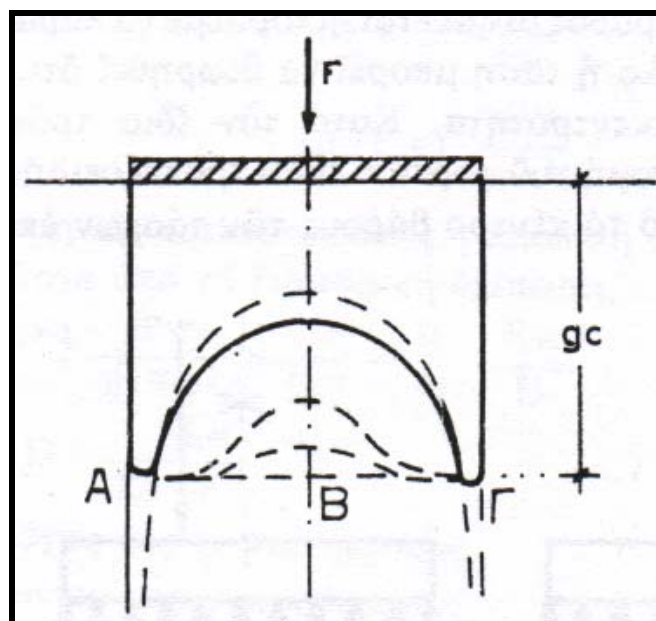


Σχήμα 4.6: Φορτίο που ενεργεί στην επιφάνεια του εδάφους (Βαλαλάς, 1981)

4.6.1 Μορφή της Κατανομής των Τάσεων Επαφής

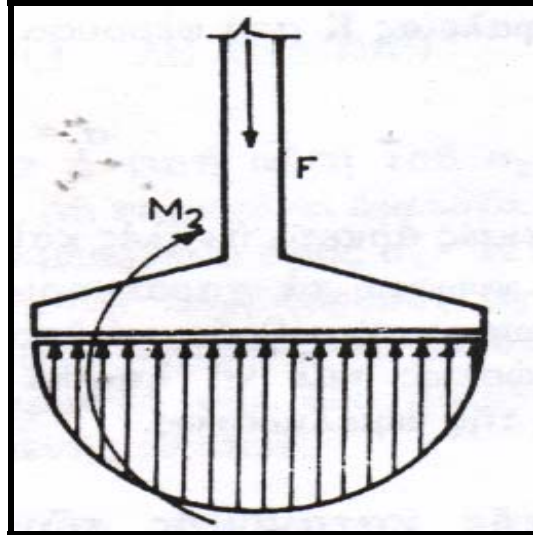
Ο τρόπος υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (Κεφάλαιο Δεύτερο), με θεωρητικό τρόπο για μια κεντρική φόρτιση αντιστοιχεί σε μια ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων.

Όταν το έδαφος θεωρηθεί ότι είναι πλαστικό στην περιφέρεια και ελαστικό στο κέντρο (όπως ένα καλό αργιλικό έδαφος) η θεωρία του Boussinesq οδηγεί, για την περίπτωση άκαμπτου θεμελίου σε μια από τις κατανομές της μορφής του Σχήματος 4.7 (Βαλαλάς, 1979).



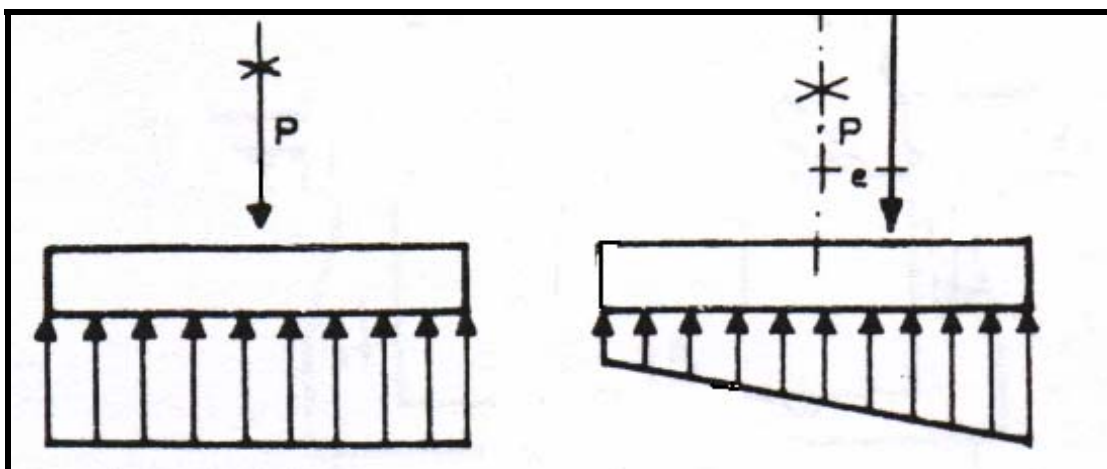
Σχήμα 4.7: Κατανομή τάσεων σύμφωνα με την θεωρία του Boussinesq (Βαλαλάς, 1979)

Αντίθετα όταν το έδαφος αναφέρεται ως αμμώδες έδαφος και κοντά στην επιφάνεια η αντοχή είναι μειωμένη κατά μήκος της περιφέρειας και η μορφή της καμπύλης της κατανομής είναι τελείως διαφορετική από τη μορφή που οδηγεί η θεωρία του Boussinesq (Σχήμα 4.8).



Σχήμα 4.8: Κατανομή τάσεων σε αμμώδες έδαφος (Βαλαλάς, 1979)

Αν θεωρηθεί ότι η κατανομή της τάσης είναι σχεδόν ομοιόμορφη (καμπύλη ΑΒΓ στο Σχήμα 4.7) για ελαστικά εδάφη όπου το μέτρο ελαστικότητας αυξάνει γραμμικά με το βάθος μπορεί να γίνει η παραδοχή ότι κάτω από ένα πέδιλο το οποίο είναι άκαμπτο η τάση είναι ομοιόμορφη όταν δεν υπάρχει εκκεντρότητα. Στην περίπτωση που υπάρχει εκκεντρότητα το φορτίο P πρέπει να περνάει από το κέντρο βάρους των τάσεων επαφής και άρα η κατανομή έχει τραπεζοειδή μορφή (Σχήμα 4.9) (Βαλαλάς, 1979).



Σχήμα 4.9: Κατανομή τάσεων για γραμμική αύξηση της ελαστικότητας με το βάθος (Βαλαλάς, 1979)

Η προηγούμενη απλοποιημένη μορφή κατανομής των τάσεων έχει αποδειχθεί ότι δεν δημιουργεί προβλήματα όσον αφορά τον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους άρα η παραδοχή αυτή μπορεί κάλλιστα να θεωρηθεί ότι είναι λογική. Το σημαντικό ελάττωμα όμως είναι ότι μπορεί να οδηγήσει σε ροπές κάμψης στις διατομές των πακτώσεων του πέδιλου διαφορετικές από τις κανονικές. Οι αντίστοιχες μεταβολές της τάσης κάμψης του οπλισμού βρίσκονται μέσα στα περιθώρια που καλύπτει ο συντελεστής ασφαλείας.

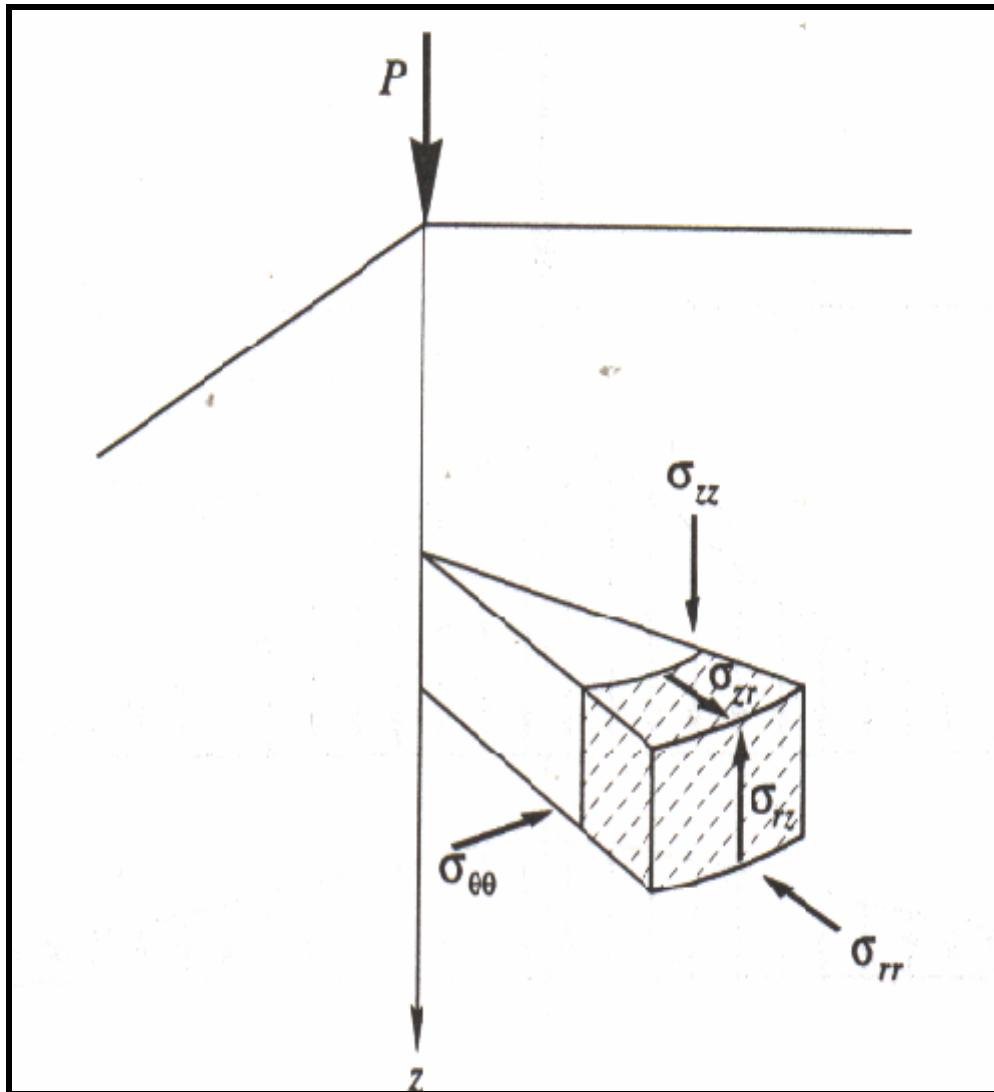
Πρέπει όμως να τονισθεί ότι στις περιπτώσεις που το θεμέλιο δεν μπορεί να θεωρηθεί άκαμπτο όπως συμβαίνει στις πεδιλοδοκούς με μεγάλο μήκος και στις κοιτοστρώσεις με μεγάλες διαστάσεις είναι αδύνατο να θεωρηθεί ότι η κατανομή των τάσεων παραμένει σταθερή (Βαλαλάς, 1979).

4.6.2 Μέθοδος Boussinesq

Η μέθοδος του Boussinesq θα μπορούσε να χαρακτηριστεί σαν μια μαθηματική θεωρία η οποία είναι περισσότερο προσανατολισμένη για τον προσδιορισμό των πιέσεων σε διάφορα σημεία μέσα στο έδαφος και βασίζεται στην θεωρία της ελαστικότητας. Η βασική εξίσωση του Boussinesq μας δίνει την κατανομή ενός συγκεντρωμένου φορτίου το οποίο εφαρμόζεται στην επιφάνεια απειρομήκους ημιχώρου (Bowles, 1982).

Η θεωρία του Boussinesq υποθέτει ότι το έδαφος είναι ομογενές, ελαστικό και ισότροπο και ότι τα χαρακτηριστικά του δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας (E) και ο λόγος του Poisson (ν) είναι σταθερά. Για εδάφη εκτός της συμπαγής αργίλου οι παραπάνω παραδοχές δεν ισχύουν. Για φορτία τα οποία αποτελούν ένα μικρό ποσοστό των φορτίων θραύσης μπορεί να γίνει δεκτή η γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων αλλά μόνο για τη φάση της φόρτισης.

Παρόλα αυτά όμως χρησιμοποιείται η θεωρία του Boussinesq επειδή δεν υπάρχει άλλη αναλυτική μέθοδος που να είναι πιο ικανοποιητική για τον υπολογισμό των κατακόρυφων τάσεων αλλά και επειδή οι τιμές που προκύπτουν για τις κατακόρυφες τάσεις είναι ανεξάρτητες από τους συντελεστές ελαστικότητας E και ν πράγμα που απλοποιεί πολύ την εφαρμογή της μεθόδου (Βαλαλάς, 1981).

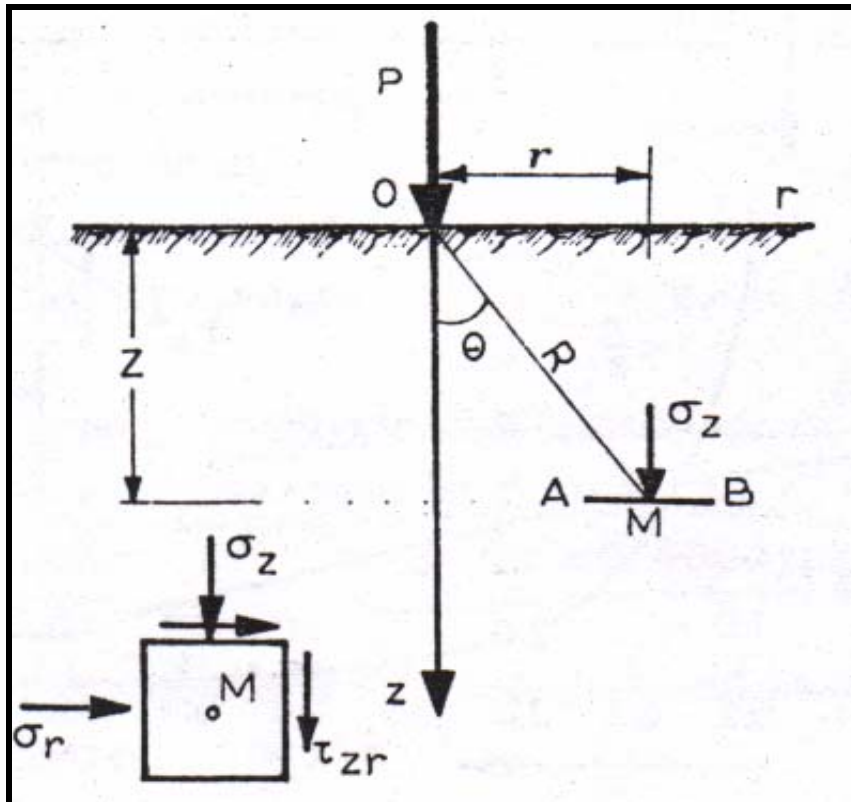


Σχήμα 4.10: Οι τάσεις που ασκούνται σε ένα τρισδιάστατο εδαφικό στοιχείο (Selvadurai, 1996)

Οι τανυστής των τάσεων σε ένα σημείο μέσα στο έδαφος στην τρισδιάστατη κατάσταση ορίζεται από την σ_{zz} (κατακόρυφη) την σ_{rr} (οριζόντια) την $\sigma_{\theta\theta}$ (οριζόντια) και τις διατμητικές $\sigma_{zr} = \sigma_{rz}$ (Σχήμα 4.10). Δηλαδή (Selvadurai, 1996):

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & 0 & \sigma_{rz} \\ 0 & \sigma_{\theta\theta} & 0 \\ \sigma_{rz} & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad 4.5$$

Αν θεωρηθεί δισδιάστατη κατάσταση σε σημείο M σε βάθος z, σε απόσταση r από τον άξονα OZ που περνά από το σημείο O εφαρμογής του φορτίου P και σε απόσταση $R = z^2 + r^2$ από το σημείο O απαλείφεται από τον τανυστή των τάσεων ο όρος $\sigma_{\theta\theta}$ και αν γραφτούν οι διατμητικές τάσεις ως $\tau_{zr} = \tau_{rz}$ έχουμε το Σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11: Τάσεις σε ένα δισδιάστατο εδαφικό στοιχείο (Βαλαλάς, 1981)

Οι τιμές αυτών των τάσεων σύμφωνα με τον Boussinesq δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad 4.6$$

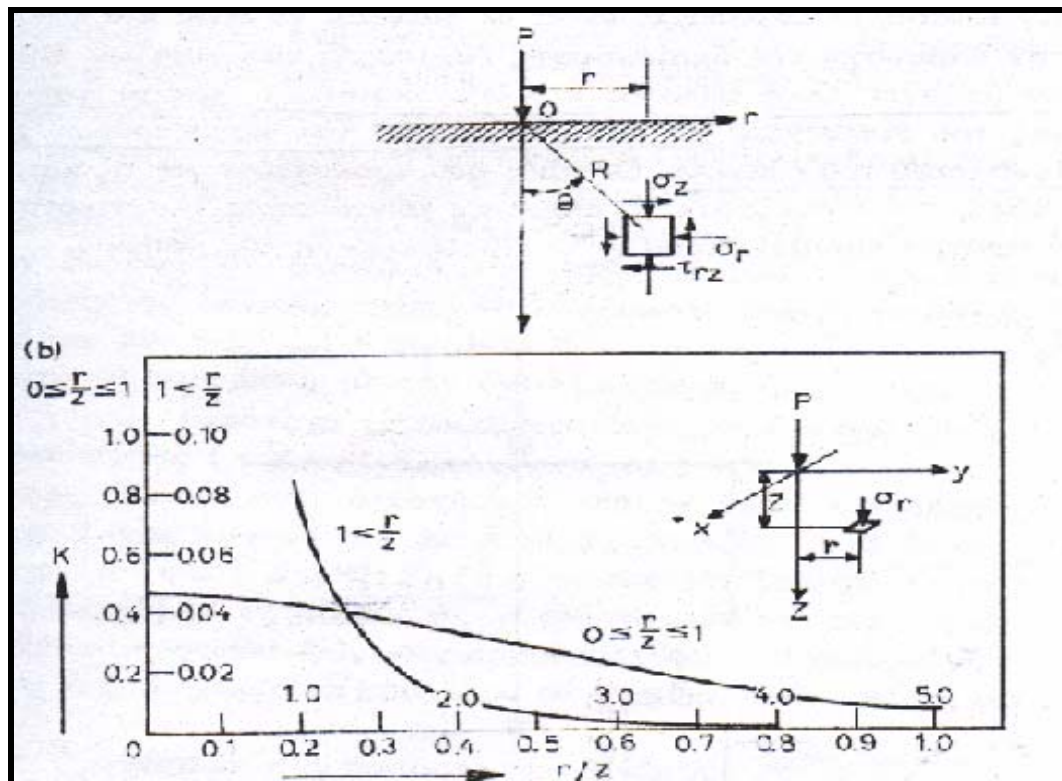
$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3zr^2}{R^2} - \frac{1-2\nu}{R(R+z)} \right] \quad 4.7$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^2 r}{R^5} \quad 4.8$$

Η σχέση όμως που είναι πιο χρήσιμη από αυτές είναι η πρώτη που μας δίνει την κατακόρυφη τάση σε ένα σημείο μέσα στο έδαφος. Αυτή χρησιμοποιείται συνήθως με την παρακάτω μορφή (Βαλαλάς, 1981):

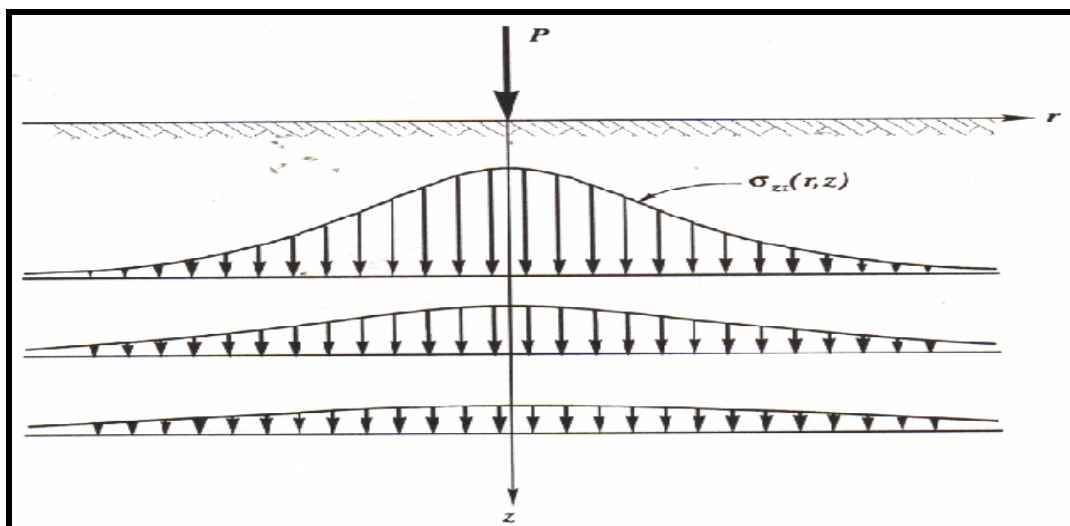
$$\sigma = K \frac{P}{z^2} \quad 4.9$$

όπου $K=0.478[1+(r/z)^2]^{-5/2}$ ο συντελεστής αυτός εξαρτάται μόνο από το λόγο r/z και δίνεται από το (Σχήμα 4.12) (Βαλαλάς, 1981).



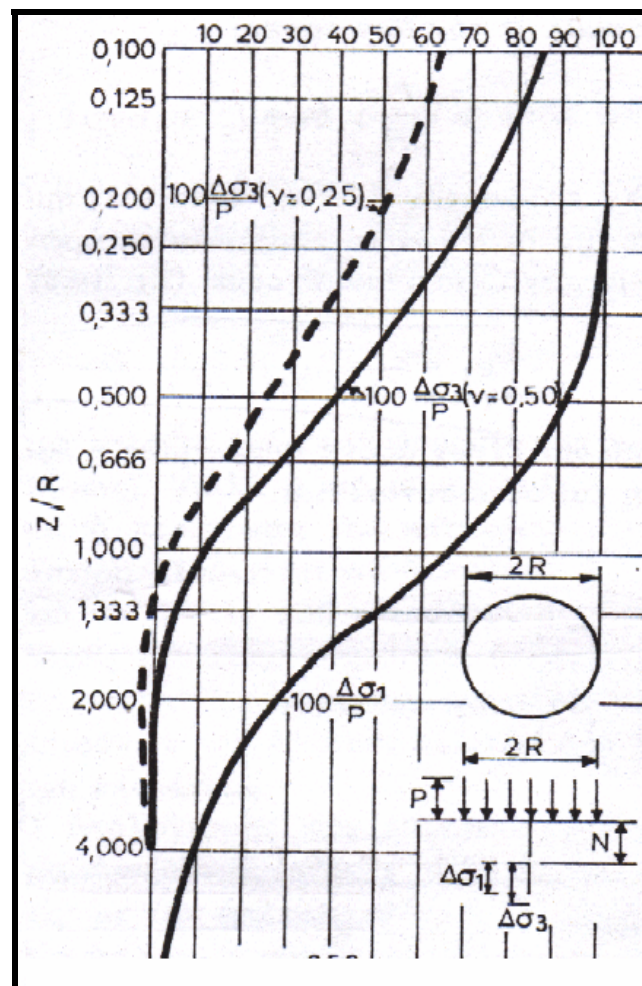
Σχήμα 4.12: Ο συντελεστής K ως συνάρτηση του λόγου r/z (Βαλαλάς, 1981)

Η κατανομή των τάσεων κάτω από ένα επιφανειακό σημειακό φορτίο απεικονίζεται στο Σχήμα 4.13.



Σχήμα 4.13: Κατανομή των τάσεων με το βάθος κάτω από σημειακό φορτίο (Selvadurai, 1996)

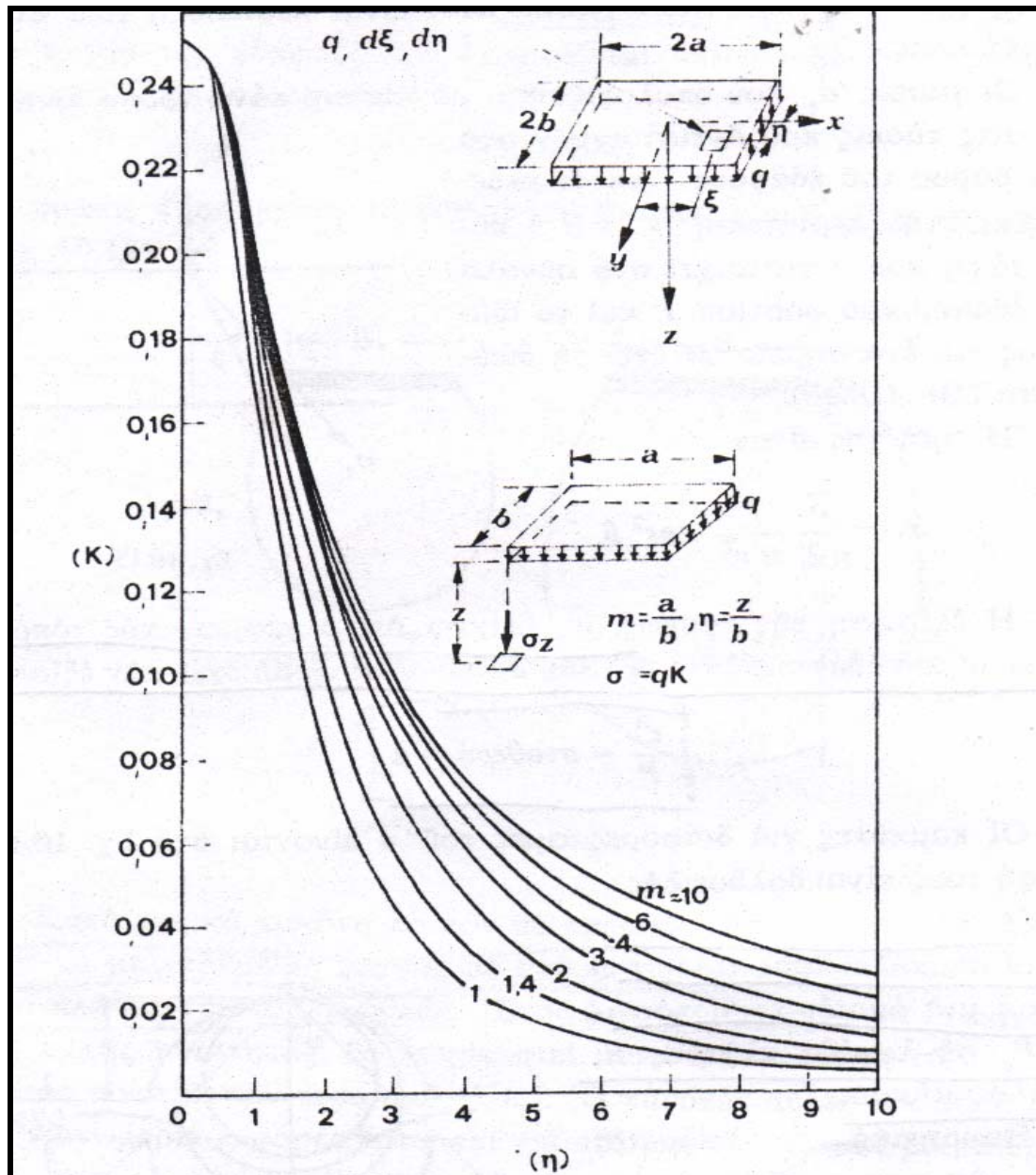
Από τη σχέση 4.7 δίνεται η τάση που ασκείται στα κατακόρυφα επίπεδα. Η τιμή της τάσης που προκύπτει δεν είναι τόσο ικανοποιητική και δεν χρησιμοποιείται συχνά. Ενδιαφέρον παρουσιάζει μόνο για την επιλογή της τάσης στερεοποίησης που χρησιμοποιείται στην δοκιμή τριαξονικής συσκευής. Η τιμή της εξαρτάται από το λόγο του Poisson ν . Στο Σχήμα 4.14 δίνονται οι τιμές του σ_r για κυκλική φόρτιση P (t/m^2) για $\nu=0.25$ και $\nu=0.5$. Επίσης για σύγκριση δίνεται και η τιμή της κατακόρυφης τάσης σ_z (Βαλαλάς, 1981).



Σχήμα 4.14: Τιμές της σ_r για κυκλική φόρτιση (Βαλαλάς, 1981)

Από την εφαρμογή των εξισώσεων μπορεί να υπολογιστεί η τιμή του σ_z για οποιαδήποτε επιφανειακό φορτίο. Αυτό μπορεί να γίνει αν καταρχήν το έδαφος υποτεθεί ελαστικό, έτσι η τάση για διάφορα επιφανειακά φορτία προστίθεται γραμμικά, και το επιφανειακό φορτίο αντικατασταθεί από ένα σύνολο σημειακών φορτίων και λαμβάνεται για κάθε ένα ως σημείο εφαρμογής η αρχή O του συστήματος συντεταγμένων.

Υπάρχουν όμως και διάφορα νομογράφημα τα οποία είναι διαθέσιμα για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης και μορφής της φορτισμένης επιφάνειας. Όπως για παράδειγμα το νομογράφημα του Σχήματος 4.15 όπου δίνονται οι τάσεις στην κατακόρυφο της αιχμής μιας ομοιόμορφα φορτισμένης επιφάνειας (Βαλαλάς, 1981).



Σχήμα 4.15: Νομογράφημα κατακόρυφων τάσεων στην αιχμή μιας ορθογώνιας φορτισμένης επιφάνειας (Βαλαλάς, 1981)

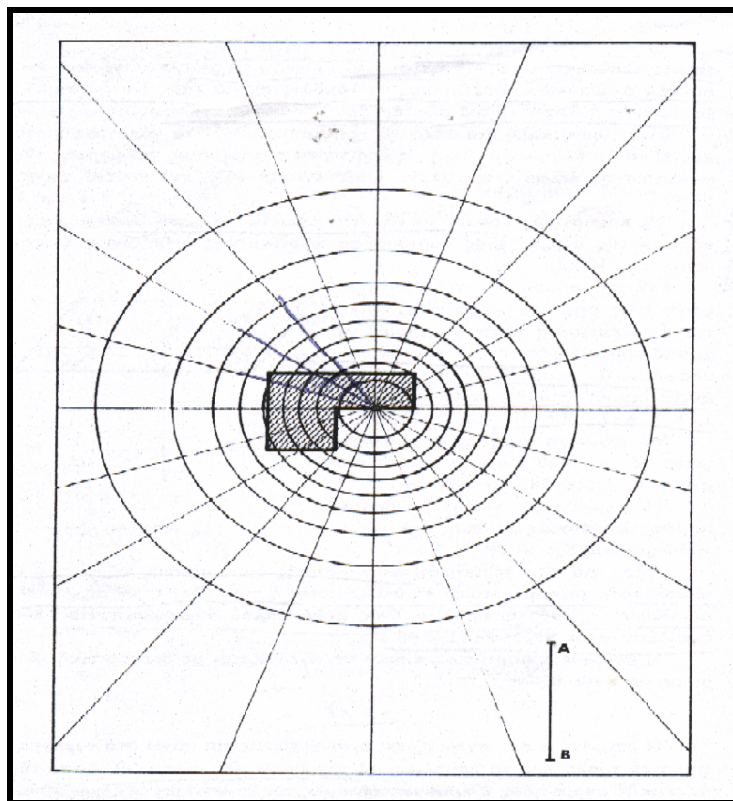
Επίσης για μια επιφανειακή ομοιόμορφη φόρτιση οποιασδήποτε μορφής μπορεί να υπολογιστεί η τιμή της τάσης Δq σε βάθος z σε σημείο M με τη βοήθεια ενός απλού νομογραφήματος του Newmark.

Για να χρησιμοποιηθεί το διάγραμμα του Newmark πρέπει μόνο να σχεδιαστεί το σύστημα των πέλδων σε μια κλίμακα τέτοια ώστε το z να είναι ίσο με το χαρακτηριστικό μήκος AB του διαγράμματος. Για παράδειγμα αν το z είναι 15 πόδια το μήκος AB πρέπει να θεωρηθεί και αυτό 15 πόδια. Η κλίμακα αυτή χρησιμοποιείται για να σχεδιαστούν τα πέδιλα. Έπειτα τοποθετείται το σχέδιο των πέλδων πάνω στο διάγραμμα επιρροής βάζοντας το σημείο για οποίο θα υπολογιστεί η τάση στο κέντρο του κύκλου όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.15. Μετράται το πλήθος των τμημάτων (τετραγωνίδια ή κομμάτια από τετραγωνίδια) που περιλαμβάνονται μέσα στο πέδιλο ή στα πέδιλα και η αύξηση της τάσης στο βάθος z υπολογίζεται από τον τύπο 4.10 (Bowles, 1982).

$$\Delta q = 0.005 P * n \quad 4.10$$

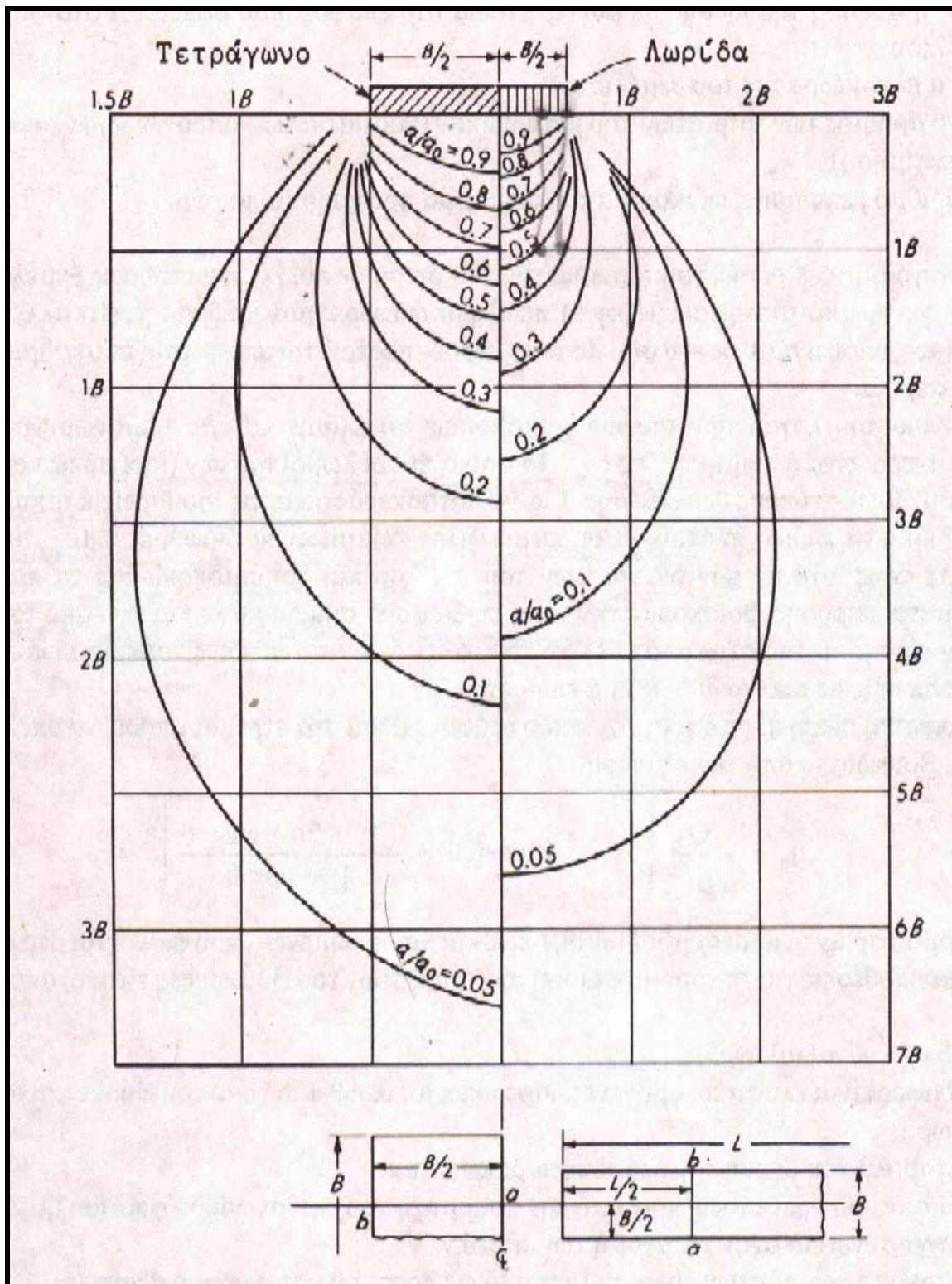
Όπου n είναι ο αριθμός των τμημάτων από δυο ακτίνες και δυο κύκλους που βρίσκονται στο εσωτερικό της επιφάνειας φόρτισης και P η τάση φόρτισης.

Το διάγραμμα επιρροής χρησιμοποιείται ειδικότερα σε πολλές περιπτώσεις θεμελιώσεων όπως στις γενικές κοιτοστρώσεις, πέδιλα με διάφορες τάσεις έδρασης είτε σε άλλου είδους προβλήματα.



Σχήμα 4.16: Το νομόγραμμα του Newmark (Bowles, 1982)

Στο Σχήμα 4.17 φαίνονται οι λωβοί των τάσεων δηλαδή οι ισοβαρείς καμπύλες για δυο συνηθισμένους τύπους θεμελίων (Bowles, 1982).



Σχήμα 4.17: Ισοβαρείς καμπύλες, στηριζόμενες στην εξίσωση του Boussinesq για τετράγωνο πέδιλο και λωρίδα (Bowles, 1982)

4.6.3 Μέθοδος Westergaard

Όταν η μάζα του εδάφους δεν είναι ομογενής αλλά αποτελείται από διάφορες στρώσεις λεπτομερέστερου και αδρομερέστερου υλικού (τυπική περίπτωση στρωσιγενών, ιζηματογενών αποθέσεων) ή το υλικό είναι ανισότροπο οι εξισώσεις του Boussinesq δεν οδηγούν σε αξιόπιστα αποτελέσματα. Η εξίσωση του Westergaard είναι ένα μαθηματικό ομοίωμα αυτής της κατάστασης. Η εξίσωση είναι (Bowles, 1982):

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi * z^2} \frac{\sqrt{(1-2\nu)/(2-2\nu)}}{\left[(1-2\nu)/(2-2\nu) + (r/z)^2\right]^{3/2}} \quad 4.11$$

όπου σ_z είναι η πίεση σε βάθος z μέσα στο έδαφος, που οφείλεται στο επιφανειακό φορτίο Q , ν είναι λόγος του Poisson ο οποίος όταν έχει την ελάχιστη τιμή 0 απλοποιεί πολύ σημαντικά το πρόβλημα, r είναι η οριζόντια απόσταση από το σημειακό φορτίο και z είναι το βάθος μέσα στο έδαφος.

Όταν ο λόγος του Poisson είναι 0 τότε η εξίσωση απλοποιείται και γίνεται:

$$\sigma_z = \frac{Q}{\pi z^2} \frac{1}{\left[1 + 2(r/z)^2\right]^{3/2}} \quad 4.12$$

Για ευκολία η εξίσωση 4.11 μπορεί να γραφτεί με την παρακάτω μορφή

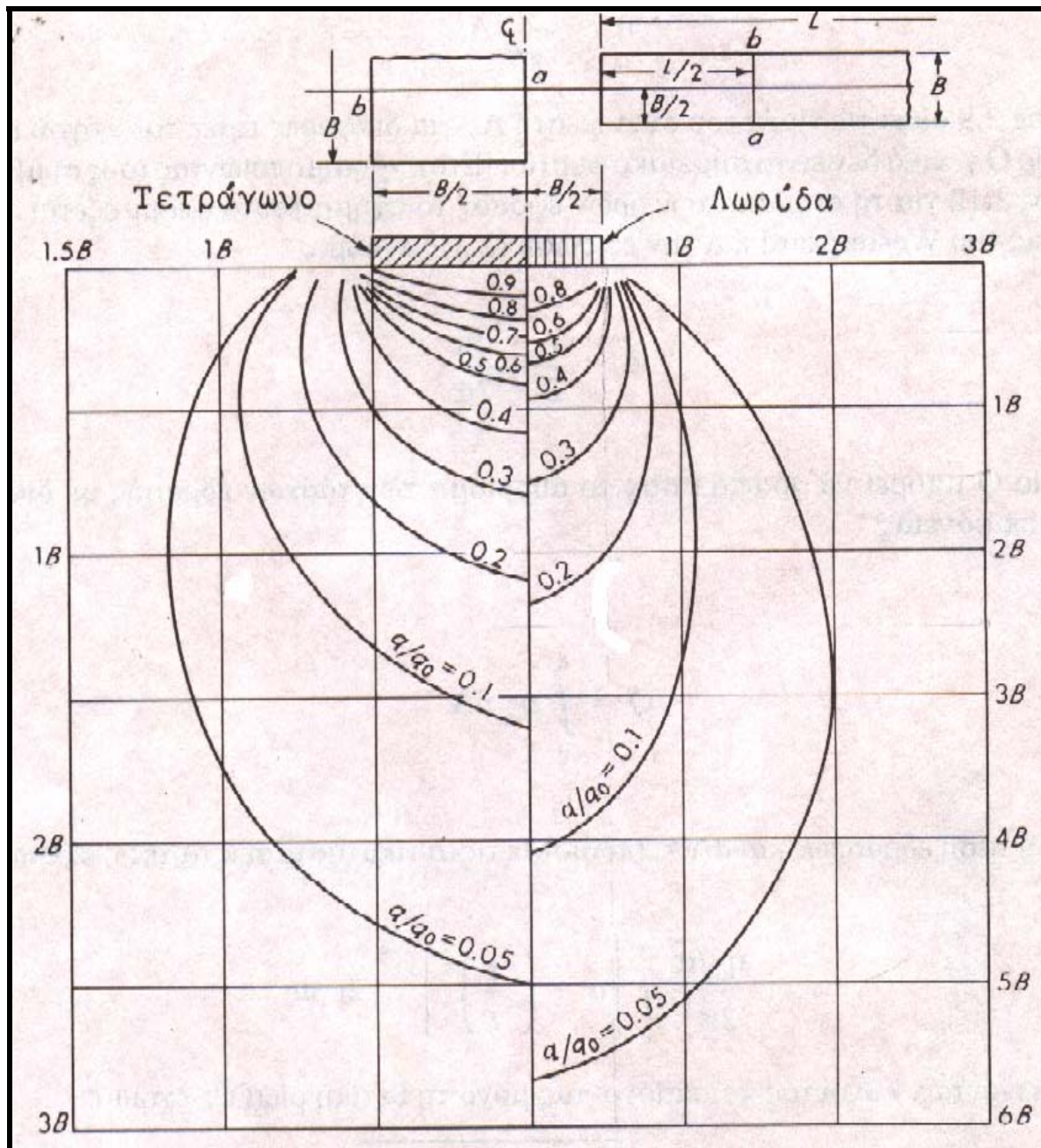
$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} A_w \quad 4.13$$

Ο συντελεστής A_w είναι συνάρτηση του ν και στον πίνακα 4.1 δίνονται οι τιμές του συντελεστή για διάφορες τιμές του λόγου r/z (Bowles, 1982).

POISSON'S RATIO $\mu = 0.00$											
r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w
.0	.3183	1.0	.0613	2.0	.0118	3.0	.0038	4.0	.0017	5.0	.0009
.1	.3098	1.1	.0583	2.1	.0103	3.1	.0035	4.1	.0016	5.1	.0008
.2	.2836	1.2	.0416	2.2	.0091	3.2	.0032	4.2	.0015	5.2	.0008
.3	.2483	1.3	.0347	2.3	.0081	3.3	.0029	4.3	.0014	5.3	.0007
.4	.2099	1.4	.0292	2.4	.0072	3.4	.0027	4.4	.0013	5.4	.0007
.5	.1733	1.5	.0247	2.5	.0064	3.5	.0025	4.5	.0012	5.5	.0007
.6	.1411	1.6	.0210	2.6	.0056	3.6	.0023	4.6	.0011	5.6	.0006
.7	.1142	1.7	.0180	2.7	.0052	3.7	.0021	4.7	.0010	5.7	.0006
.8	.0925	1.8	.0150	2.8	.0047	3.8	.0019	4.8	.0010	5.8	.0006
.9	.0751	1.9	.0135	2.9	.0042	3.9	.0018	4.9	.0009	5.9	.0006
POISSON'S RATIO $\mu = 0.20$											
r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w
.0	.4244	1.0	.0604	2.0	.0107	3.0	.0034	4.0	.0015	5.0	.0008
.1	.4020	1.1	.0468	2.1	.0093	3.1	.0031	4.1	.0014	5.1	.0007
.2	.3646	1.2	.0399	2.2	.0082	3.2	.0028	4.2	.0013	5.2	.0007
.3	.3074	1.3	.0328	2.3	.0072	3.3	.0026	4.3	.0012	5.3	.0006
.4	.2491	1.4	.0273	2.4	.0064	3.4	.0024	4.4	.0011	5.4	.0006
.5	.1972	1.5	.0229	2.5	.0057	3.5	.0022	4.5	.0010	5.5	.0006
.6	.1547	1.6	.0194	2.6	.0051	3.6	.0020	4.6	.0010	5.6	.0006
.7	.1211	1.7	.0165	2.7	.0046	3.7	.0018	4.7	.0009	5.7	.0006
.8	.0953	1.8	.0142	2.8	.0041	3.8	.0017	4.8	.0009	5.8	.0006
.9	.0756	1.9	.0123	2.9	.0037	3.9	.0016	4.9	.0008	5.9	.0006
POISSON'S RATIO $\mu = 0.40$											
r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w	r/z	A_w
.0	.9349	1.0	.0516	2.0	.0076	3.0	.0023	4.0	.0010	5.0	.0005
.1	.8750	1.1	.0402	2.1	.0066	3.1	.0021	4.1	.0009	5.1	.0005
.2	.8918	1.2	.0319	2.2	.0058	3.2	.0019	4.2	.0009	5.2	.0005
.3	.4997	1.3	.0257	2.3	.0051	3.3	.0018	4.3	.0008	5.3	.0004
.4	.3480	1.4	.0210	2.4	.0045	3.4	.0016	4.4	.0008	5.4	.0004
.5	.2416	1.5	.0173	2.5	.0040	3.5	.0015	4.5	.0007	5.5	.0004
.6	.1700	1.6	.0144	2.6	.0036	3.6	.0014	4.6	.0007	5.6	.0003
.7	.1221	1.7	.0122	2.7	.0032	3.7	.0013	4.7	.0006	5.7	.0003
.8	.0897	1.8	.0103	2.8	.0029	3.8	.0012	4.8	.0006	5.8	.0003
.9	.0673	1.9	.0089	2.9	.0026	3.9	.0011	4.9	.0005	5.9	.0003

Πίνακας 3.1: Τιμές του συντελεστή A_w για διάφορες τιμές του λόγου r/z για την εξίσωση 4.13 (Bowles, 1982)

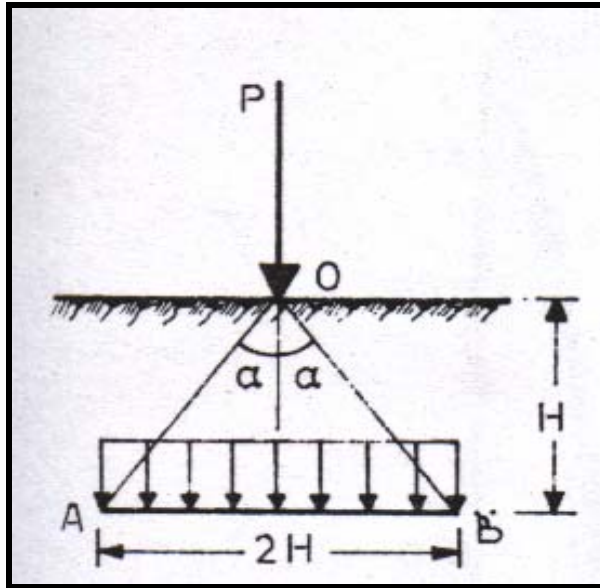
Όπως και στην περίπτωση της θεωρίας του Boussinesq μπορεί να χρησιμοποιηθεί ένα αντίστοιχο διάγραμμα του Newmark για τον υπολογισμό της τάσης που προέρχεται από οποιαδήποτε μορφή επιφάνειας φόρτισης. Τέλος από το διάγραμμα του Newmark μπορούν να κατασκευαστούν και οι ισοβαρείς καμπύλες όπως και στην περίπτωση του Boussinesq (Σχήμα 4.18), (Bowles, 1982).



Σχήμα 4.18: Ισοβαρείς καμπύλες στηριζόμενες στην εξίσωση του Westergaard για τετραγωνικό πέδιλο και λωρίδα (Bowles, 1982)

4.6.4 Ομοιόμορφη Κατανομή

Η μέθοδος της ομοιόμορφης κατανομής δέχεται ότι το εξωτερικό φορτίο P σε βάθος H μέσα στο έδαφος κατανέμεται ομοιόμορφα στην επιφάνεια AB που αντιστοιχεί σε μια γωνία α , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.19



Σχήμα 4.19: Μέθοδος της ομοιόμορφης κατανομής (Βαλαλάς, 1981)

Στην πραγματικότητα και για λόγους συμμετρίας ο χώρος της κατανομής θα έπρεπε να είχε την μορφή ενός κώνου κορυφής O. Όμως για λόγους απλότητας μπορεί να θεωρηθεί κατανομή στο εσωτερικό μιας πυραμίδας ούτως ώστε η επιφάνεια κατανομής να είναι τετραγωνική. Στη γωνία α του Σχήματος 4.19 δίνονται διάφορες τιμές που κυμαίνονται από 30° έως 55° . Συνήθως χρησιμοποιείται η μέση τιμή 45° που απλοποιεί πολύ τους υπολογισμούς.

Για τιμή της γωνίας $\alpha=45^\circ$ η τιμή της κατακόρυφης τάσης σ_z ομοιόμορφα κατανεμημένης στο τμήμα AB είναι:

$$\sigma_z = \frac{P}{4Z^2} \quad 4.14$$

Όπου P η τάση φόρτισης σε τόνους και Z το βάθος σε m^2 .

Αν η επιφάνεια φόρτισης είναι ένα πέδιλο τότε η πίεση σε βάθος Z θα είναι:

$$\sigma_z = \frac{P}{(B+Z)(L+Z)} \quad 4.15$$

Όπου B και L οι διαστάσεις του θεμελίου.

Για επιφάνειες φόρτισης που δεν έχουν άξονα συμμετρίας η εφαρμογή της μεθόδου δεν είναι απλή και συνήθως δεν γίνεται χρήση της (Βαλαλάς, 1981).

4.6.5 Άλλες Θεωρίες Κατανομής Τάσεων

Στην περίπτωση ενός οριζόντιου φορτίου Q σύμφωνα με τον Cerruti η τιμή της κατακόρυφης τάσης είναι:

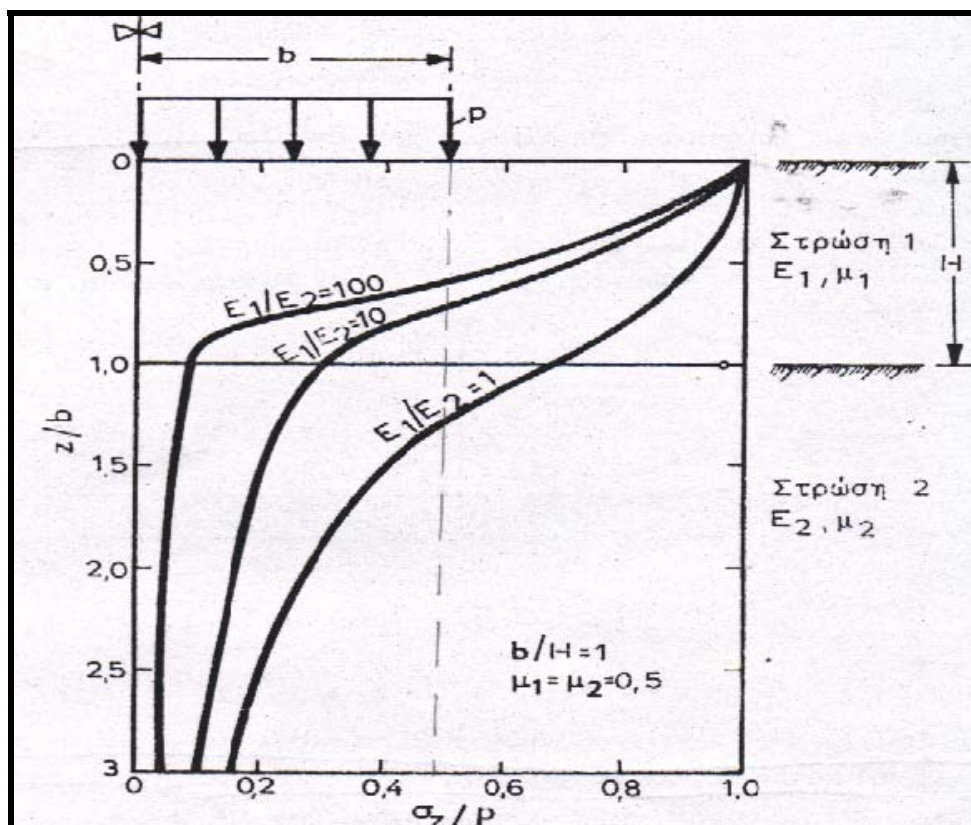
$$\sigma_z = \frac{3Q^* z^2}{2\pi R^5} \quad 4.16$$

Ο Mindlin (1936) έδωσε τις εξισώσεις που επιτρέπουν τη μελέτη της εντατικής κατάστασης ενός ελαστικού ημιχώρου για την περίπτωση μιας κατακόρυφης δύναμης B που εφαρμόζεται σε ένα σημείο M στο εσωτερικό του χώρου. Η θεωρία αυτή έχει ενδιαφέρον στην περίπτωση που μελετάται η συμπεριφορά των πασάλων.

Ο Froehlich πρότεινε να αντικατασταθεί η σχέση του Boussinesq με την σχέση 4.17 για να συμπεριλαμβάνει και την αύξηση της τιμής του μέτρου ελαστικότητας E με το βάθος.

$$\sigma_z = \frac{4P}{2\pi R^2} \cos^4 \beta \quad 4.17$$

Τέλος ο Burmister μελέτησε την κατανομή των τάσεων για μια κυκλική φόρτιση στην περίπτωση που υπάρχουν δυο ή τρία ελαστικά στρώματα. Στο Σχήμα 4.20 δίνονται οι καμπύλες της τάσης σ_z για δυο στρώματα για διάφορους λόγους του μέτρου ελαστικότητας (Βαλαλάς, 1981).



Σχήμα 4.20: Καμπύλες κατακόρυφης τάσης για δυο στρώματα (Βαλαλάς, 1981)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΕΜΠΤΟ

ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΩΝ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ.

5.1 Εισαγωγή

Η όρυξη σηράγγων, η εκσκαφή πρανών καθώς και μια σειρά τεχνικών έργων προκαλεί σημαντικές αλλαγές στο εντατικό πεδίο των περιβαλλόντων πετρωμάτων. Για την κατανόηση των φαινομένων που σχετίζονται με την δημιουργία των έργων αυτών είναι απαραίτητος ο υπολογισμός των δυνάμεων, τάσεων, μετατοπίσεων καθώς και ανοιγμένων παραμορφώσεων σε φυσικά υλικά κάτω από δεδομένες συνθήκες.

Τα τελευταία χρόνια ιδιαίτερα με την ανάπτυξη της τεχνολογίας των υπολογιστών, μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι λεγόμενες αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης. Σήμερα υπάρχει πληθώρα μεθόδων για την αριθμητική επίλυση των προβλημάτων ελαστικότητας – πλαστικότητας σε ομογενή, ανοιχομογενή, ισότροπά, ανισότροπα, συνεχή και ασυνεχή υλικά.

5.2 Μέθοδοι για την Επίλυση των Προβλημάτων

Ως βασικό αντικείμενο της Έδαφομηχανικής μπορεί να ορισθεί η μελέτη της αντοχής και των παραμορφώσεων ενός ιδεατού απλοποιημένου υλικού το οποίο παριστάνει το πραγματικό έδαφος με την μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια, κάτω από συνθήκες φόρτισης και συνθήκες στα όρια που ορίζονται από το είδος και τα δεδομένα του κάθε προβλήματος (Βαλαλάς, 1981).

Οι μέθοδοι για την επίλυση των προβλημάτων χωρίζονται στις εξής τρεις ομάδες (Βαλαλάς, 1981):

- α)** Τις αναλυτικές μεθόδους.
- β)** Τις αριθμητικές μεθόδους.
- γ)** Τις εμπειρικές μεθόδους.

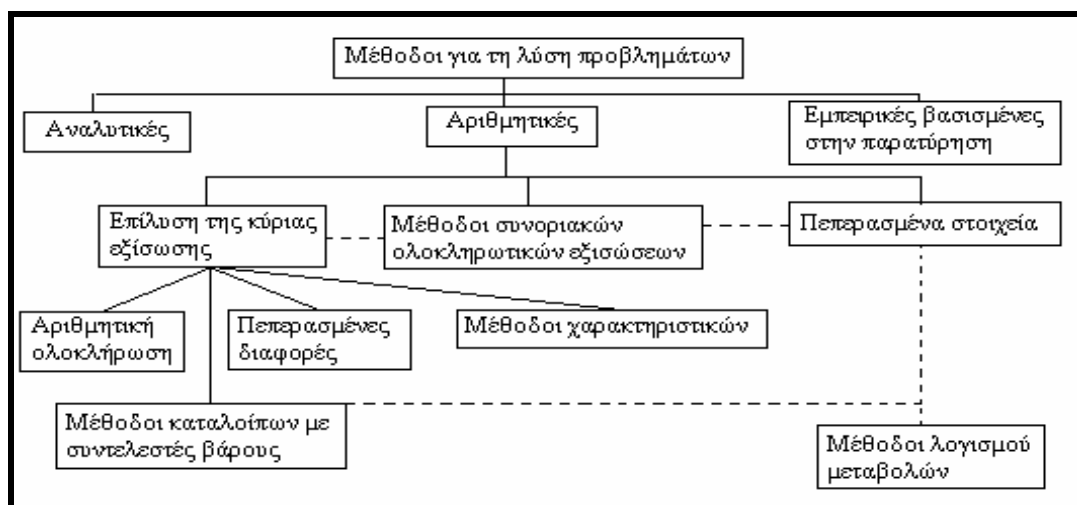
Η υπολογιστική πορεία που ακολουθούν οι δυο πρώτοι τύποι είναι παρόμοια και διαιρείται σε δύο κύρια τμήματα.

Στο πρώτο τμήμα υπάρχει προσπάθεια για κατανόηση και ανάλυση του φυσικού προβλήματος και στη συνέχεια η δημιουργία του μαθηματικού μοντέλου που παριστάνει κατά το δυνατό καλύτερα το φυσικό πρόβλημα. Στο δεύτερο υπάρχει επίλυση του μαθηματικού προβλήματος που έχει συνήθως τη μορφή μιας ή περισσότερων διαφορικών εξισώσεων ως προς ορισμένες ανεξάρτητες μεταβλητές που συνήθως είναι μια ή περισσότερες από τις διαστάσεις X , Y , Z ή ο χρόνος t .

Η διαφορά των αναλυτικών από τις αριθμητικές μεθόδους βρίσκεται στη λύση του μαθηματικού μέρους, στις πρώτες χρησιμοποιείται αναλυτική μεθοδολογία ενώ στις δεύτερες εφαρμόζεται κάποια αριθμητική τεχνική. Οι αναλυτικές λύσεις που έχουν βρεθεί μέχρι σήμερα είναι μόνο για περιορισμένο αριθμό διαφορικών εξισώσεων στις οποίες πρέπει απαραίτητα να καταλήγει το φυσικό πρόβλημα για να υπάρχει αναλυτική λύση.

Οι εμπειρικές μέθοδοι βασίζονται στην παρατήρηση και στη συστηματική μελέτη μεγάλου κατά τεκμήριο αριθμού περιπτώσεων που οδηγούν συχνά με τη βοήθεια της στατιστικής στην εκτίμηση κάποιας εμπειρικής σχέσεως. Υπάρχουν όμως ακόμη πολλές ολοκληρωμένες εμπειρικές μέθοδοι υπολογισμού, όπως π.χ. υπολογισμού θεμελιώσεων ή υπολογισμού ωθήσεων. Πολλοί σημαντικοί επιστήμονες υποστηρίζουν ότι οι εμπειρικές μέθοδοι δίνουν ικανοποιητικές απαντήσεις σε πολλά προβλήματα παρ' όλη την απλότητα και την ευκολία εφαρμογής των.

Όμως σε αυτή την τόσο θετική γνώμη πρέπει να προστεθεί ότι για την εφαρμογή τέτοιων σχέσεων και μεθόδων πρέπει να αποδεικνύεται ότι η περίπτωση που μελετάται είναι αντίστοιχη με εκείνες στις οποίες βασίστηκαν οι εμπειρικές σχέσεις (Βαλαλάς, 1981)



Σχ. 5.1 Παρουσίαση του συνόλου των αριθμητικών μεθόδων (Βαλαλάς, 1981)

Η ραγδαία εξέλιξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών τα τελευταία χρόνια έδωσε μια πολύ σημαντική ώθηση στις αριθμητικές μεθόδους.

Οι ασχολούμενοι με την Εδαφομηχανική άρχισαν να ξαναβλέπουν από την αρχή τα παλιά γνωστά προβλήματα και να δέχονται παραδοχές κοντά στην πολύπλοκη πραγματικότητα λαμβάνοντας υπόψη χαρακτηριστικές ιδιότητες, όπως η ανομοιογένεια, η μη γραμμικότητα του υλικού μέσου, οι πολύπλοκες αρχικές συνθήκες τάσεων, η τυχαία γεωμετρία οι ασυνέχειες, η μεταβλητότητα με το χώρο και τον χρόνο των ιδιοτήτων και διαφόρους άλλους παράγοντες. Παράλληλα επεδίωξαν και χάρη στις πολλές δυνατότητες των Η/Υ, πέτυχαν να πυκνώσουν τόσο το χρησιμοποιούμενο δίκτυο έτσι ώστε η ακρίβεια των υπολογισμών να είναι απόλυτα ικανοποιητική.

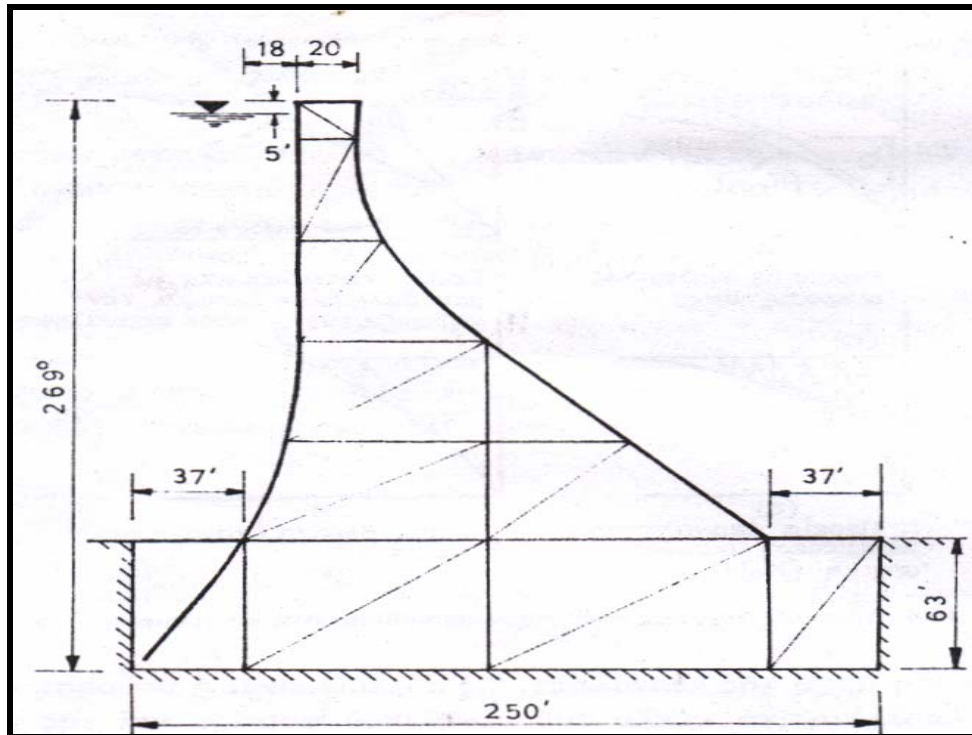
Στο Σχήμα 5.1 δίνονται οι τρεις ομάδες μεθόδων που αναφέρθηκαν αλλά και μια περισσότερο συστηματική και λεπτομερή ανάλυση των διαφόρων αριθμητικών μεθόδων που έχουν χρησιμοποιηθεί με επιτυχία.

Από όλες αυτές τις μεθόδους η μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων και η μέθοδος Πεπερασμένων Διαφορών έχουν χρησιμοποιηθεί περισσότερο. Βασική αρχή των περισσότερων αριθμητικών μεθόδων είναι η αρχή της διακριτοποίησης. Με απλά λόγια διακριτοποίηση είναι η εργασία με την οποία το πρόβλημα, το οποίο μελετάτε σε μια σημαντική περιοχή, διαιρείται κατάλληλα σε μικρά στοιχεία. Κατά περίπτωση η διακριτοποίηση (διακεκριμμενοποίηση) είναι δυνατό να έχει διαφορετικές μορφές. Για παράδειγμα θα αναφέρουμε ότι στη μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων διασπάται προσωρινά η περιοχή που μελετάτε σε γεωμετρικά στοιχεία μικρών διαστάσεων ενώ στην πραγματικότητα είναι συνεχής (Βαλαλάς, 1981).

5.3 Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων

Ο μηχανικός προσπαθεί να κατανοήσει τα προβλήματα αναλύοντας το σύστημα στα στοιχεία του, οπότε η συμπεριφορά του καθενός ξεχωριστά είναι πιο εύκολα κατανοητή και στη συνέχεια συνθέτοντας και θεωρώντας ολόκληρο το σύστημα μελετά την γενική συμπεριφορά (Βαλαλάς, 1981).

Ο όρος F.E.M. (Finite Element Method) χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά από τον Clough το 1960 στην μελέτη της εντατικής κατάστασης που το ανέλυσε σε λίγα σχετικά τριγωνικά στοιχεία (Σχήμα. 5.2).



Σχ. 5.2 Ανάλυση φράγματος σε τριγωνικά στοιχεία (Βαλαλάς, 1981).

Η F.E.M αρχικά χρησιμοποιήθηκε για υλικά μέσα που είναι γραμμικά ελαστικά. Μια σημαντική επέκταση της μεθόδου ιδιαίτερη για την εδαφομηχανική ήταν η εφαρμογή της μεθόδου σε μη γραμμικά υλικά όπως χαρακτηριστικά είναι το έδαφος.

Η εφαρμογή της Μ.Π.Σ (Μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων) σε προβλήματα ελαστικότητας (ή γενικότερα παραμόρφωσης των υλικών) σε δύο ή και τρεις διαστάσεις περιλαμβάνει τα ακόλουθα στάδια (Desai, 1979):

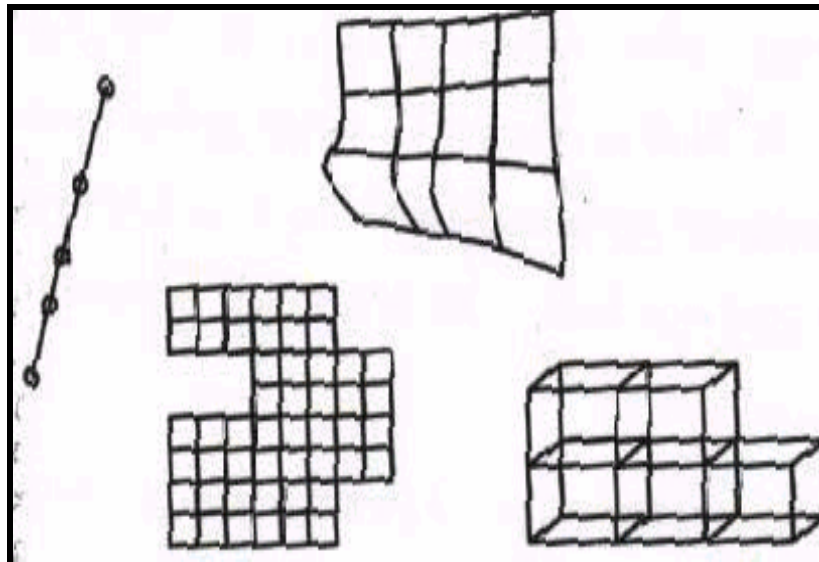
- διαίρεση του πεδίου, το οποίο εξετάζεται σε κατάλληλα στοιχεία. Η διαίρεση πεδίων με ακανόνιστη γεωμετρία γίνεται προσεγγιστικά με μικρά ευθύγραμμα τμήματα (Σχήμα 5.3)
- επιλογή των καταλλήλων συναρτήσεων για την κατανομή των άγνωστων μεταβλητών σε κάθε στοιχείο
- προσδιορισμό των συναρτήσεων που συνδέουν την ανοιγμένη παραμόρφωση με τη μετατόπιση (strain - displacement) και των συναρτήσεων που συνδέουν την τάση με την ανοιγμένη παραμόρφωση (stress - strain), ώστε να συνδεθεί το αίτιο (τάση, δύναμη) με το αποτέλεσμα (μετατόπιση) που αποτελεί και άγνωστο μέγεθος
- κατασκευή των καταστατικών (θεμελιωδών) εξισώσεων για κάθε στοιχείο (element equations)

- υπέρθεση (άθροιση κατά κόμβο) των εξισώσεων των στοιχείων για τον προσδιορισμό του τελικού συστήματος και εισαγωγή των συνοριακών συνθηκών
- υπολογισμό της εντατικής κατάστασης κάθε στοιχείου ως συνάρτηση των μετατοπίσεων στους κόμβους του στοιχείου
- υπολογισμό των δευτερογενών μεγεθών που προκύπτουν από την επίλυση (ανοιγμένες παραμορφώσεις, τάσεις, κλπ)
- αξιολόγηση των αποτελεσμάτων

Πρέπει να σημειώνεται ότι τα στάδια αυτά είναι γενικά και υπάρχουν στα περισσότερα προβλήματα που αντιμετωπίζονται από τη Μ.Π.Σ (Αγιουτάντης, 2002).

5.4 Επίλυση Προβλημάτων με την Μ.Π.Σ

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται κατανοητή με το εξής παράδειγμα. Έστω ένα σώμα τον οποίου ζητείται να βρεθεί η κατανομή μιας άγνωστης μεταβλητής, όπως είναι η μετατόπιση, τότε, το σώμα θα πρέπει να διαιρεθεί σε σύνολο μικρότερων γεωμετρικών μορφών (Σχήμα 5.3), δηλαδή σε στοιχεία (elements). Τα στοιχεία αυτά είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους σε συγκεκριμένα σημεία, τους κόμβους (nodes). Αυτή η διαδικασία της διαίρεσης του μέσου σε μικρότερα στοιχεία ή τμήματα ονομάζεται διακριτοποίηση (Αγιουτάντης, 2002).



Σχ. 5.3 Διαίρεση σώματος σε στοιχεία (Αγιουτάντης, 2002).

Ο αριθμός και το είδος των στοιχείων που επιλέγονται για να περιγράψουν το σώμα καθορίζουν την επίδραση της ζητούμενης άγνωστης μεταβλητής σε κάθε στοιχείο και η

επίδραση αυτή γίνεται με κάποιο προκαθορισμένο τρόπο. Η κατανομή της άγνωστης μεταβλητής στη μάζα του σώματος προσεγγίζεται ικανοποιητικά αν αυτό έχει διακριτοποιηθεί σωστά (Καλογήρου, 2003).

Η κατανομή των μεταβλητών σε κάθε στοιχείο ορίζεται από μαθηματικές σχέσεις, όπως είναι οι τριγωνομετρικές και οι πολυωνυμικές συναρτήσεις, οι οποίες χρησιμοποιούνται περισσότερο γιατί είναι απλός και εύχρηστος ο μαθηματικός τους χειρισμός και μπορούν να αποδώσουν με αρκετή ακρίβεια τις μετατοπίσεις των κόμβων (Καλογήρου, 2003).

Οι εξισώσεις ισορροπίας που διέπουν κάθε στοιχείο υπολογίζονται με βάση τη μέθοδο των μετατοπίσεων και σχηματίζεται ένα σύστημα εξισώσεων, που περιγράφει τη συμπεριφορά όλων των στοιχείων του σώματος.

Το σύστημα αυτό των εξισώσεων έχει τη μορφή:

$$[K]*\{U\}=\{F\} \quad (5.1)$$

όπου:

$[K]$ = το μητρώο ακαμψίας του σώματος

$\{U\}$ = το διάνυσμα των αγνώστων μετατοπίσεων στους κόμβους

$\{F\}$ = οι δυνάμεις που ασκούνται στους κόμβους.

Όπως είναι φανερό, η επίλυση της παραπάνω εξίσωσης ως προς το διάνυσμα των μετατοπίσεων θα δώσει τις τιμές των άγνωστων μεταβλητών. Όμως για να γίνει αυτό θα πρέπει να οριστούν οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόζονται στο σώμα και στη συνέχεια να πραγματοποιηθεί η αναστροφή του μητρώου ακαμψίας, που είναι όμως μια δύσκολη διαδικασία, λόγω του ότι απαιτείται μεγάλος αριθμός εξισώσεων για να περιγραφεί ο μεγάλος αριθμός κόμβων. Τα τελευταία χρόνια με την ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών και τη δημιουργία ειδικών μαθηματικών μεθόδων έχει γίνει εφικτή η επίλυση αυτών των εξισώσεων σε ικανοποιητικά χρονικά όρια (Καλογήρου, 2003).

Με την επίλυση της εξίσωσης και της εύρεση των άγνωστων μετατοπίσεων για κάθε κόμβο γίνεται εύκολος ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και στη συνέχεια των τάσεων στα στοιχεία και τελικά γίνεται ο υπολογισμός των παραμορφώσεων και των τάσεων σε όλο το σώμα (Καλογήρου, 2003).

5.5 Διαδικασία της Μεθόδου

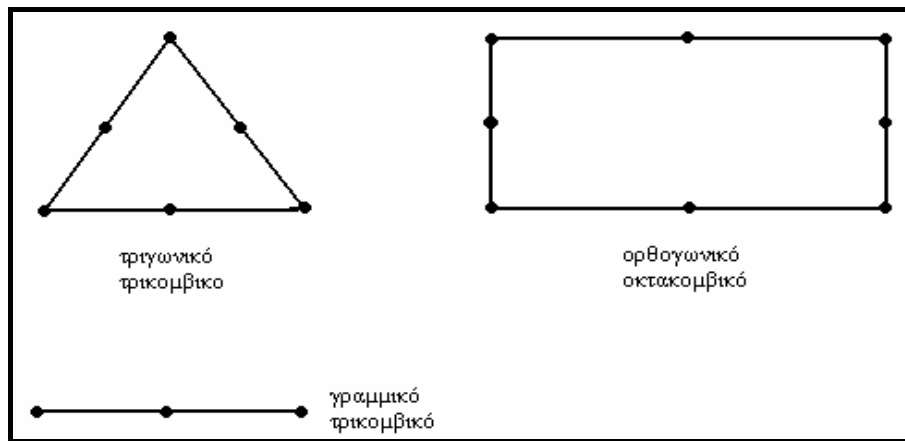
Η διαδικασία που ακολουθείται σε μια ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων σε κάποιο λογισμικό πακέτο αποτελείται από τα εξής στάδια (Spyrakos, 1996):

- Την *προ-επεξεργασία*, που αποτελεί το βασικότερο μέρος του ορισμού από το χρήστη των παραμέτρων της ανάλυσης. Σε αυτό το στάδιο γίνεται η διακριτοποίηση και η δημιουργία του προς ανάλυση μοντέλου. Γίνεται η εισαγωγή των εξισώσεων που διέπουν τους κόμβους, με την κατάλληλη επιλογή των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν και στο τέλος εισάγονται τα χαρακτηριστικά των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν και οι συνοριακές συνθήκες.
- Την *επεξεργασία*, που αποτελεί το μαθηματικό μέρος της μεθόδου και εκτελείται κυρίως από τον ηλεκτρονικό υπολογιστή με τη βοήθεια του λογισμικού. Γίνεται ο υπολογισμός των μητρώων και των διανυσμάτων κάθε στοιχείου χωριστά και στη συνέχεια πραγματοποιείται η σύνδεση των επιμέρους πινάκων και διανυσμάτων, ώστε να δημιουργηθούν οι εξισώσεις που περιγράφουν όλο το μοντέλο. Από τις εξισώσεις αυτές δημιουργείται το μητρώο ακαμψίας και τα διανύσματα όλου του μοντέλου. Εισάγονται οι συνοριακές συνθήκες που επιδρούν στο μοντέλο και στο τελευταίο μέρος του σταδίου πραγματοποιείται η επίλυση των εξισώσεων και η εύρεση των άγνωστων μεταβλητών στους κόμβους.
- Την *μετα-επεξεργασία*, κατά την οποία γίνεται η επεξεργασία των αποτελεσμάτων για να παρασταθούν στο μοντέλο οι τάσεις και οι παραμορφώσεις, τόσο με αριθμητικές τιμές όσο και με γραφικές παραστάσεις.

5.6 Διακριτοποίηση (Διαίρεση Πεδίου)

Η διακριτοποίηση είναι ένα από τα πιο απαραίτητα στοιχεία για την εφαρμογή των Μ.Π.Σ. Κατά την διακριτοποίηση υπάρχει διαίρεση του μέσου σε στοιχεία (elements) με τη βοήθεια ιδεατών γραμμών ή επιφανειών.

Τα στοιχεία αυτά αποτελούνται από κόμβους, οι οποίοι συνδέονται με ευθύγραμμο ή καμπύλο τμήματα. Οι κορυφές των στοιχείων ορίζουν τους κόμβους (nodes) του πλέγματος ή καννάβου διακριτοποίησης του προβλήματος (grid or mesh).



Σχ. 5.4 Είδη στοιχείων (Αγιουτάντης, 2002)

Χαρακτηριστικές μορφές στοιχείων είναι τα μονοδιάστατα ή γραμμικά, τα τριγωνικά και ορθογωνικά ή γενικότερα τετραπλευρικά (quadrilateral) σε δύο διαστάσεις και τα πυραμιδοειδή και πρισματικά (τρισδιάστατα). Οι πιο απλές μορφές στοιχείων είναι αυτές στις οποίες ο αριθμός των κόμβων του στοιχείου είναι ίσος με τον αριθμό των πλευρών, όπως για παράδειγμα τριγωνικά και τρικομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και τετρακομβικά (επίπεδα) στοιχεία, πυραμιδοειδή και τετρακομβικά (στερεά) στοιχεία, κλπ. Υπάρχουν, όμως, και περιπτώσεις, όπου υπάρχουν παραπάνω κόμβοι που περιγράφουν ένα στοιχείο, όπως τριγωνικά και εξακομβικά στοιχεία, τετραπλευρικά και οκτακομβικά (επίπεδα) στοιχεία, κλπ (Σχήμα 5.4) (Αγιουτάντης, 2002).

Σε κάθε κόμβο ουσιαστικά αντιστοιχούνται τα φυσικά μεγέθη που περιγράφουν το αίτιο και το αποτέλεσμα.

Ο αριθμός των βαθμών ελευθερίας ενός στοιχείου (degrees of freedom) είναι το σύνολο των αγνώστων μεταβλητών που αντιστοιχούνται σε κάθε στοιχείο. Επίσης, τα στοιχεία χαρακτηρίζονται από το πώς συνδέεται η συμπεριφορά και κατ' επέκταση οι ιδιότητες τους με τα μεγέθη που αντιστοιχούνται στους κόμβους τους. Έτσι, ένα γραμμικό στοιχείο, το οποίο ουσιαστικά παριστάνει μία ράβδο με τις κατάλληλες ιδιότητες (με ή χωρίς μάζα) ανάλογα με το εξεταζόμενο πρόβλημα, μπορεί να έχει δύο ή περισσότερους κόμβους και 1, 2, 3 ή και περισσότερους βαθμούς ελευθερίας σε κάθε κόμβο ανάλογα με τη διάσταση του προβλήματος.

Τα επίπεδα στοιχεία μπορεί να παριστάνουν επιφάνειες σε δις- ή τριςδιάστατα προβλήματα. Στις συνήθεις περιπτώσεις των προβλημάτων μηχανικής, κάθε κόμβος έχει δύο ή τρεις βαθμούς ελευθερίας που αντιστοιχούν στις συνιστώσες του διανύσματος μετατόπισης του κόμβου. Εάν οι κόμβοι μεταφέρουν ροπές, τότε οι βαθμοί ελευθερίας ανά κόμβο μπορεί

να αυξηθούν κατά έναν στις δύο διαστάσεις και κατά τρεις στις τρεις διαστάσεις. Στις γεωτεχνικές εφαρμογές, είναι συνήθης η χρήση τριγωνικών ή τετραπλευρικών (επίπεδων) στοιχείων, τα οποία απεικονίζουν τμήματα υλικού, των οποίων η τρίτη διάσταση είναι μοναδιαία (στις περιπτώσεις όπου είναι δυνατή μία τέτοια απλοποιητική παραδοχή) (Αγιουτάντης, 2002).

5.7 Χαρακτηριστικά της Διαίρεσης του Πεδίου

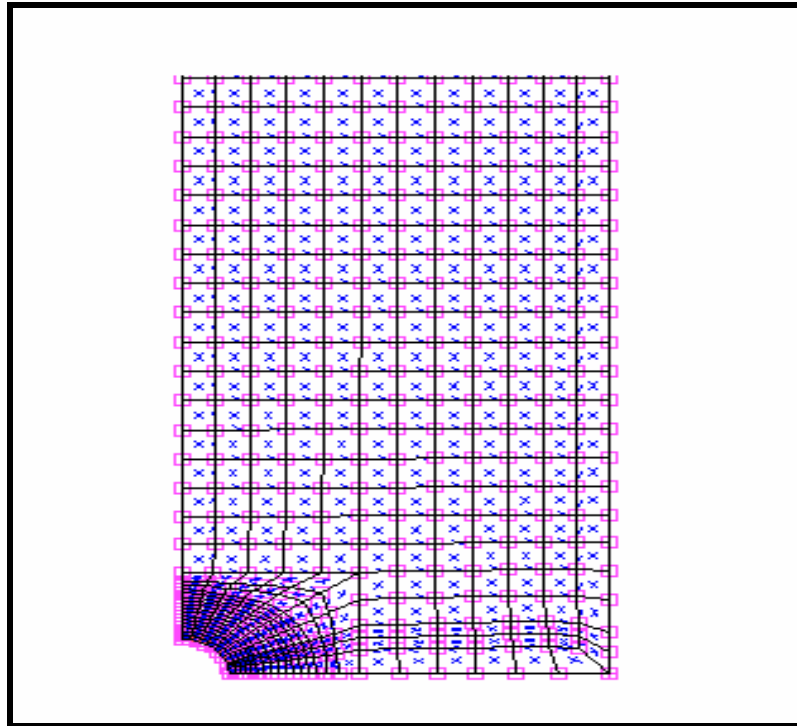
Για την επιτυχή προσομοίωση της συμπεριφοράς κάποιου σώματος με τη Μ.Π.Σ είναι η κατάλληλη διαίρεση του σώματος (πεδίου) σε επιμέρους τμήματα (στοιχεία). Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τις ακόλουθες παραμέτρους (Αγιουτάντης, 2002):

- την επιλογή της γεωμετρίας του στοιχείου
- την επιλογή του αριθμού κόμβων του στοιχείου και κατ' επέκταση των βαθμών ελευθερίας κάθε στοιχείου
- την επιλογή των συναρτήσεων μορφής κάθε στοιχείου
- την επιλογή της πυκνότητας του καννάβου

Συνήθης πρακτική για την επιλογή των διαστάσεων και της μορφής των στοιχείων είναι η χρησιμοποίηση μικρότερων στοιχείων εκεί που αναμένονται μεγάλες μεταβολές των υπολογιζόμενων μεταβλητών.

Για παράδειγμα, όταν έχουμε ανάλυση δύο διαστάσεων συνηθέστερα είναι τα τριγωνικά ή τετραπλευρικά στοιχεία με τρεις και τέσσερις κόμβους αντίστοιχα. Είναι δυνατόν, ανάλογα με τις απαιτήσεις του προβλήματος, να αυξηθούν οι βαθμοί ελευθερίας ενός στοιχείου με την προσθήκη περισσότερων κόμβων, όπως είναι η χρήση τετραπλευρικού στοιχείου με οκτώ κόμβους.

Η διαίρεση του πεδίου γίνεται έτσι ώστε το μέγεθος των στοιχείων να είναι μικρό σε εκείνα τα σημεία όπου απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στους υπολογισμούς, ή εκεί που αναμένεται έντονη μεταβολή του ζητούμενου μεγέθους, ενώ το μέγεθος των στοιχείων είναι μεγαλύτερο στις υπόλοιπες περιοχές του πεδίου. Στο Σχήμα 5.5 φαίνεται η μεταβαλλόμενη διακριτοποίηση του μέσου, στην περίπτωση προσομοίωσης κυκλικού ανοίγματος.



Σχ.5.5 Μεταβαλλόμενη διακριτοποίηση

Η επιλογή των συναρτήσεων που εκφράζουν την κατανομή των άγνωστων μεταβλητών (π.χ. μετατοπίσεων) σε κάθε στοιχείο συναρτήσει των τιμών των μεταβλητών στους κόμβους, συνδέεται άμεσα με την επιθυμητή ακρίβεια στους υπολογισμούς, αλλά και με τον χρόνο επίλυσης του προβλήματος. Οι συναρτήσεις αυτές ονομάζονται συναρτήσεις μορφής (Αγιουτάντης, 2002).

5.8 Συναρτήσεις Μορφής

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων λειτουργεί θεωρώντας μια γνωστή κατανομή διαμέσου κάθε στοιχείου για τις άγνωστες μεταβλητές. Οι εξισώσεις που ορίζουν την προσεγγιστική κατανομή των μεταβλητών ονομάζονται συναρτήσεις μορφής και μπορούν να διατυπωθούν με οποιαδήποτε μαθηματική μορφή. Στην πράξη όμως χρησιμοποιείται η πολυωνυμική. Η επιλογή αυτή είναι αρκετά δημοφιλής λόγω της ευκολίας του μαθηματικού χειρισμού της. Η μορφή αυτή είναι αρκετά απλή για να παραγωγηθεί και να ολοκληρωθεί. Επίσης η ακρίβεια της ανάλυσης μπορεί να βελτιωθεί με την αύξηση του βαθμού των πολυωνυμικών συναρτήσεων.

Είναι φανερό ότι όσο υψηλότερου βαθμού είναι τα πολυώνυμα τόσο πιο κοντά στην πραγματική λύση βρίσκεται η ανάλυση. Όμως με την αύξηση του βαθμού του πολυωνύμου αυξάνει και ο αριθμός των υπολογισμών που πρέπει να πραγματοποιηθούν για να αναλυθεί το μοντέλο. Χαρακτηριστικά μπορεί να αναφερθεί ότι η ανάλυση στοιχείου που περιγράφεται με

δευτέρου βαθμού πολυώνυμο απαιτεί τριπλάσιο υπολογιστικό χρόνο από ότι ένα γραμμικά ορισμένο στοιχείο.

Για τον λόγο αυτό πολλές φορές προτιμάται η χρήση πυκνότερου πλέγματος στοιχείων χαμηλότερου βαθμού, από ότι αραιότερο πλέγμα στοιχείων μεγαλύτερου βαθμού (Fagan 1992).

Στη γενική περίπτωση, η μετατόπιση σε κάθε σημείο ενός στοιχείου εκφράζεται ως συνάρτηση των γενικευμένων συντεταγμένων (δηλαδή συντεταγμένων των κόμβων και τιμών στους κόμβους). Για ένα στοιχείο με δυο κόμβους η μετατόπιση εκφράζεται ως εξής:

$$u = a_1 + a_2 y \quad (5.2)$$

όπου τα a_1 και a_2 περιέχουν τις μετατοπίσεις, καθώς και τις συντεταγμένες των κόμβων 1,2. Αν στην παραπάνω σχέση αντικατασταθούν τα διανύσματα u και με τις επιμέρους συνιστώσες προκύπτει:

$$u_1 = a_1 + a_1 y_1 \quad (5.3)$$

$$u_2 = a_1 + a_2 y_2 \quad (5.4)$$

Τελικά προκύπτει:

$$\{q\} = [A] \{a\} \quad (5.5)$$

όπου $\{q\}$ είναι το διάνυσμα των αγνώστων μετατοπίσεων, $[A]$ είναι ο πίνακας με τις συντεταγμένες του στοιχείου και $\{a\}$ οι άγνωστοι συντελεστές. Επιλύοντας προκύπτει:

$$u = \sum u_i N_i \quad (5.6)$$

Όσον αφορά τα δισδιάστατα στοιχεία οι ενέργειες που έχουν γίνει για την σύνδεση αιτίου-αποτελέσματος συνοψίζονται παρακάτω, ενώ για τρισδιάστατα στοιχεία οι ενέργειες είναι παρόμοιες:

Η μετατόπιση σε κάθε σημείο ενός στοιχείου εκφράζεται ως συνάρτηση των μετατοπίσεων στους κόμβους $\{u_i\}$ από τη σχέση:

$$u = N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3 + N_4 u_4 \quad (5.7)$$

Οι καταστατικές εξισώσεις συμπεριφοράς που παρίστανται από σχέσεις της μορφής:

$$\sigma_{ij} = f(\epsilon_{ij}) \quad (5.8)$$

το οποίο μπορεί να γραφεί υπό μορφή πινάκων ως εξής:

$$\{\sigma\} = [E] \{\epsilon\} \quad (5.9)$$

όπου ο πίνακας $[E]$ παριστάνει ένα γενικευμένο μητρώο των ελαστικών ιδιοτήτων του υλικού. Η δυναμική ενέργεια κάθε στοιχείου προκύπτει σαν άθροισμα της εσωτερικής ενέργειας, καθώς και του έργου των εξωτερικών δυνάμεων που επιδρούν στο στοιχείο, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\text{Δυναμική Ενέργεια} = \text{Εσωτερική Ενέργεια} - \text{Έργο Δυνάμεων}$$

Οι εξωτερικές δυνάμεις ανήκουν σε τρεις κατηγορίες:

- Δυνάμεις πεδίου (π.χ. βαρυτικές)
- Τάσεις (π.χ. υδροστατική)
- Σημειακές δυνάμεις

Η σχέση η οποία συνδέει τη δύναμη $\{F\}$ που δέχεται κάθε κόμβος και την μετατόπιση $\{q\}$ που υφίσταται δηλαδή το αίτιο και το αποτέλεσμα:

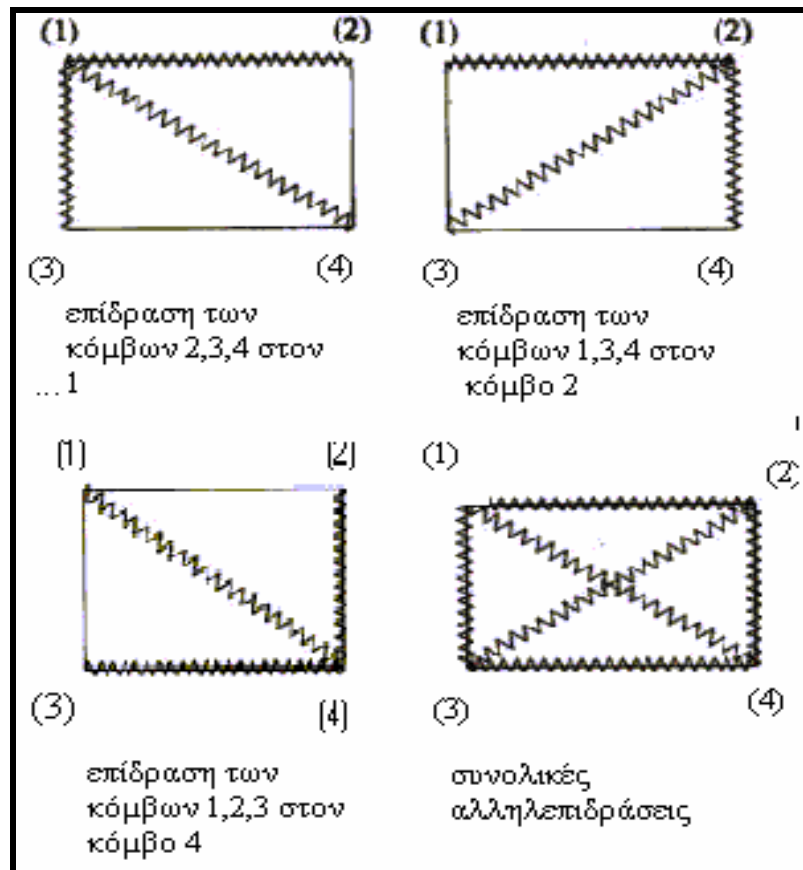
$$\{F\} = [K] \{Q\} \quad (5.10)$$

Η διάσταση του διανύσματος $\{F\}$ για κάθε στοιχείο εξαρτάται από τον αριθμό των κόμβων του στοιχείου και από τον βαθμό ελευθερίας του κάθε κόμβου. Για διδιάστατα τετράπλευρα στοιχεία προκύπτει ότι υπάρχουν συνολικά οκτώ βαθμοί ελευθερίας.

Η φυσική σημασία του μητρώου $[K]$ δίνεται παραστατικά στο Σχήμα 5.6, όπου οι συντελεστές του μητρώου, K_{ij} αποτελούν ισοδύναμες σταθερές ιδεατών ελατηρίων τα οποία συνδέουν τους κόμβους (βαθμούς ελευθερίας) του στοιχείου μεταξύ τους. (Αγιουτάντης, 2002).

5.9 Συνοριακές Συνθήκες

Μετά τη δημιουργία και την συσχέτιση των καταστατικών εξισώσεων των στοιχείων, για να σχηματιστεί το σύστημα των εξισώσεων του μοντέλου και για να περιγραφεί πλήρως το πρόβλημα πρέπει να γίνει η ενσωμάτωση και των συνοριακών συνθηκών που εφαρμόζονται στο σώμα. Η ενσωμάτωση των συνοριακών συνθηκών είναι απαραίτητη, γιατί το σύστημα των εξισώσεων δεν είναι δυνατό να λυθεί, αφού το μητρώο ακαμψίας δεν μπορεί να αντιστραφεί. Η αδυναμία αναστροφής του μητρώου ακαμψίας σημαίνει την ανεξέλεγκτη κίνηση με τη μορφή άκαμπτου σώματος (Σχήμα 5.6) και για αυτό το λόγο πρέπει να εφαρμοστούν περιοριστικές δυνάμεις, όπως είναι οι συνοριακές συνθήκες, για να μπορέσουν να κρατήσουν το μοντέλο σε ισορροπία (Καλογήρου, 2003).

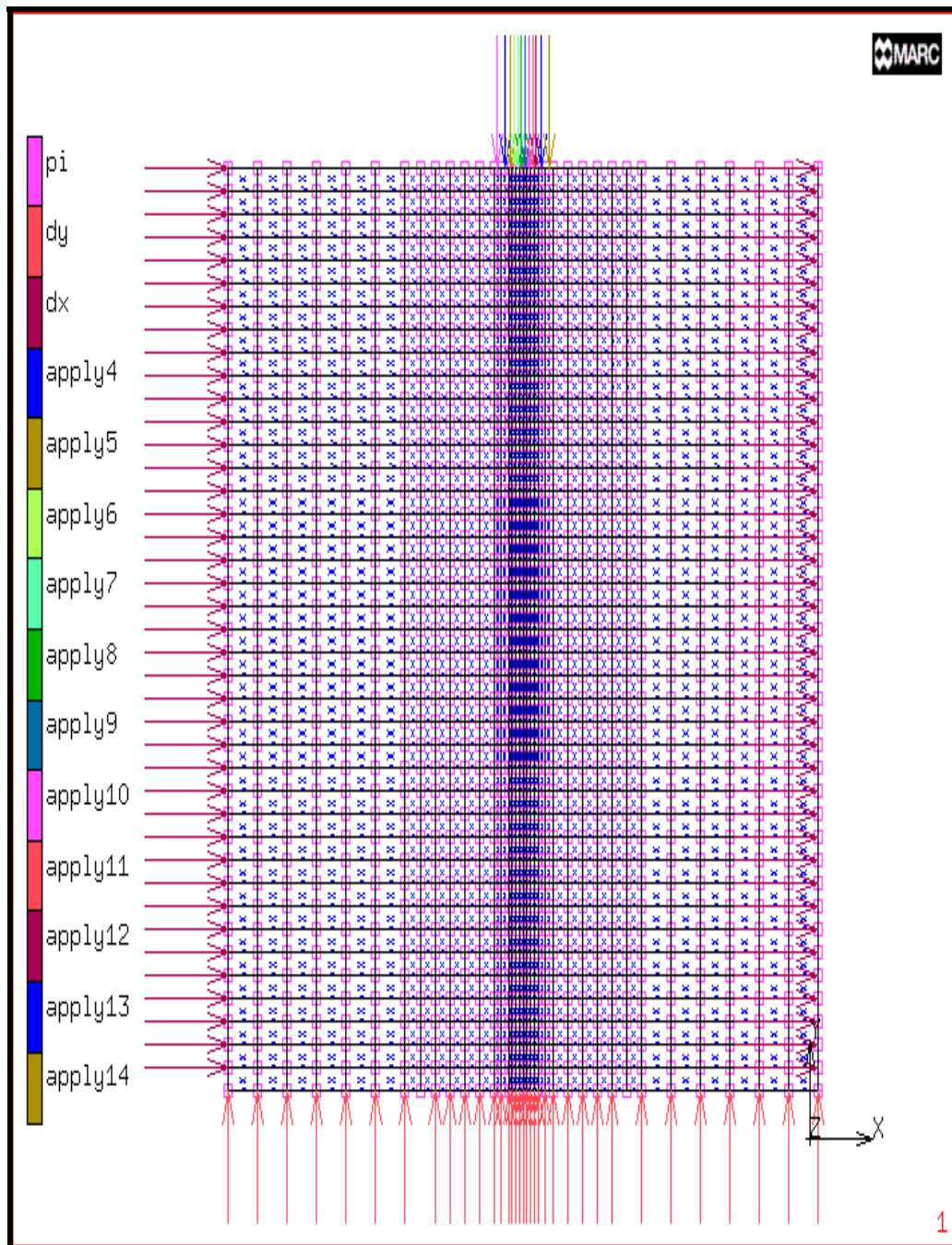


Σχήμα 5.6: Φυσική σημασία μητρώου ακαμψίας (Αγιουτάντης, 2002)

Η φόρτιση του διαιρεμένου πεδίου που αντιπροσωπεύει το υλικό είναι δυνατόν να επιτευχθεί με έναν ή περισσότερους από τους παρακάτω τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Επιβολή δυνάμεων πεδίου στη μάζα του στοιχείου (π.χ. βαρυτικές).
- Επιβολή σημειακών δυνάμεων στους κόμβους του στοιχείου (κομβικές δυνάμεις).
- Επιβολή κατανεμημένων δυνάμεων στις πλευρές του στοιχείου (επιφανειακές δυνάμεις).
- Επιβολή μετατοπίσεων στους κόμβους του στοιχείου

Όλες οι δυνάμεις (πεδίου, επιφανειακές ή κομβικές) πρέπει να αναλυθούν κατάλληλα σε κομβικές, οι οποίες συμμετέχουν στην επίλυση του προβλήματος. Στο Σχήμα 5.7 φαίνονται οι συνοριακές συνθήκες κατά την προσομοίωση φόρτισης εδάφους σε δύο διαστάσεις, όπου με την κατάλληλη χρήση συνοριακών συνθηκών μπορεί να αξιοποιηθεί και η συμμετρία του ορθογωνικού μοντέλου (Αγιουτάντης, 2002).

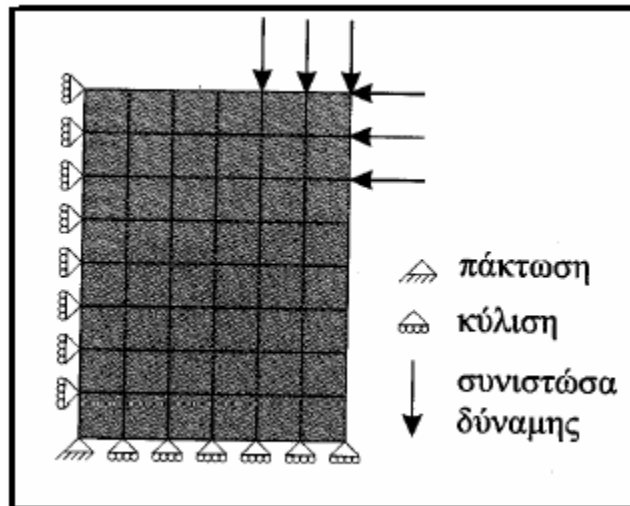


Σχ 5.7: Συνοριακές συνθήκες

Υπάρχουν τρεις τύποι συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002):

- Προσδιορισμός της ζητούμενης παραμέτρου (μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται γεωμετρικές και είναι γνωστές και ως συνθήκες Dirichlet.
- Προσδιορισμός της μεταβολής της ζητούμενης παραμέτρου (παράγωγος της μετατόπισης). Οι συνθήκες αυτές ονομάζονται φυσικές συνοριακές συνθήκες και είναι γνωστές ως συνθήκες Neumann.

Ο προσδιορισμός και των δύο παραπάνω παραμέτρων ή μικτές συνθήκες.



Σχ 5.8: Συμβολισμός συνοριακών συνθηκών (Αγιουτάντης, 2002)

Στην περίπτωση των προβλημάτων ελαστικότητας, οι γεωμετρικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής (Αγιουτάντης, 2002):

$$u_x = u_0 \quad (5.11)$$

$$u_y = u_0$$

Όπου:

u_x, u_y = οι μετατοπίσεις στους κόμβους

u_0 = οι αντίστοιχες συνιστώσες μετατοπίσεων που επιβάλλονται στον κόμβο.

Οι φυσικές συνθήκες δίνονται από εκφράσεις της μορφής (Αγιουτάντης, 2002):

$$f_x = f_0$$

$$f_y = w_0 \quad (5.12)$$

Όπου:

f_x, f_y = οι κομβικές δυνάμεις

f_0, w_0 = οι αντίστοιχες συνιστώσες που επιβάλλονται στον κόμβο.

Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζεται ο τυπικός συμβολισμός των συνοριακών συνθηκών στις περιπτώσεις προβλημάτων φορτίσεων - παραμορφώσεων. Πρέπει να σημειωθεί ότι με την αξιοποίηση της συμμετρίας ενός προβλήματος και την χρήση συνοριακών συνθηκών μπορεί να μειωθεί σημαντικά ο αριθμός των κόμβων ενός προβλήματος και τελικά να μειωθεί ο χρόνος επίλυσης (Αγιουτάντης, 2002).

5.10 Τύποι των Προβλημάτων

Τα προβλήματα, τα οποία μπορούν να επιλυθούν με τις αριθμητικές μεθόδους διακρίνονται σε τρεις τύπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Τα προβλήματα συνοριακών τιμών (boundary value problems). Σε αυτή την περίπτωση δίνεται η κατάσταση του πεδίου με τη μορφή συνοριακών συνθηκών στα όρια του πεδίου και ζητείται η επίλυση του προβλήματος για όλο το πεδίο ή για συγκεκριμένη περιοχή του πεδίου. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μια κλασική μέθοδο για την επίλυση τέτοιων προβλημάτων.
- Τα προβλήματα αρχικών τιμών (initial value problems). Σε αυτή την περίπτωση δίνονται οι αρχικές τιμές (αρχικές συνθήκες) ενός προβλήματος και ζητείται να υπολογιστεί η κατάσταση του μετά από ορισμένο χρόνο ή ορισμένη μεταβολή της κατάστασης του.
- Σε αυτή την κατηγορία προβλημάτων ανήκουν και τα δυναμικά προβλήματα, τα οποία εξετάζονται σε στάδια, με την έννοια ότι οι αρχικές τιμές ενός σταδίου (n) είναι οι τιμές που προέκυψαν από την επίλυση του προηγούμενου σταδίου (n-1).
- Τα μικτά προβλήματα (initial – boundary value problems). Αυτή η περίπτωση προβλημάτων είναι μια μικτή περίπτωση

5.11 Μοντέλα Συμπεριφοράς Υλικών

Η επιλογή του κατάλληλου μοντέλου συμπεριφοράς του υλικού, καθώς και η επιλογή των τιμών των σταθερών του μοντέλου αυτού, συνιστά έναν από τους σημαντικότερους παράγοντες για την επιτυχημένη προσομοίωση της συμπεριφοράς φυσικών υλικών (Αγιουτάντης, 2002).

Το απλούστερο μοντέλο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί είναι το γραμμικά ελαστικό μοντέλο. Το μοντέλο αυτό δεν θεωρείται το πλέον κατάλληλο για την περιγραφή της συμπεριφοράς πετρωμάτων και εδαφικών υλικών σε μια, ή περισσότερες διαστάσεις. Το υλικό θεωρείται ότι παραμορφώνεται γραμμικά και ισότροπα, όπως δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Αγιουτάντης, 2002):

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \left[\varepsilon_{ij} + \frac{\nu}{1-2\nu} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \right] \quad (5.13)$$

όπου:

σ_{ij} = ο τανυστής των τάσεων που υποδεικνύει την εντατική κατάσταση στο σώμα [MPa],

E = το μέτρο ελαστικότητας του υλικού [MPa],

ν = ο λόγος Poisson του υλικού,

ε_{ij} = ο τανυστής των παραμορφώσεων,

δ_{ij} = ο μοναδιαίος τανυστής (δέλτα του Kronecker).

Για την περίπτωση της παραμόρφωσης σε μια διάσταση, είναι:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (5.14)$$

όπου:

σ = η τάση που επιβάλλεται στο υλικό [MPa],

E = το μέτρο ελαστικότητάς του [MPa],

ε = η ανηγμένη παραμόρφωση που αυτό επιδέχεται.

Επιπλέον αυτών, μπορούν εύκολα να χρησιμοποιηθούν άλλα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς, όπως μοντέλα μη ισοτροπικής (ορθοτροπικής ή ανισοτροπικής) ελαστικής συμπεριφοράς, καθώς και μοντέλα μη ελαστικής συμπεριφοράς. Επίσης, καθώς η διαίρεση του πεδίου δημιουργεί συνεχή αλλά διακριτά τμήματα του σώματος, είναι δυνατόν να οριστούν διαφορετικά μοντέλα υλικού σε διάφορα σημεία του σώματος (Αγιουτάντης, 2002).

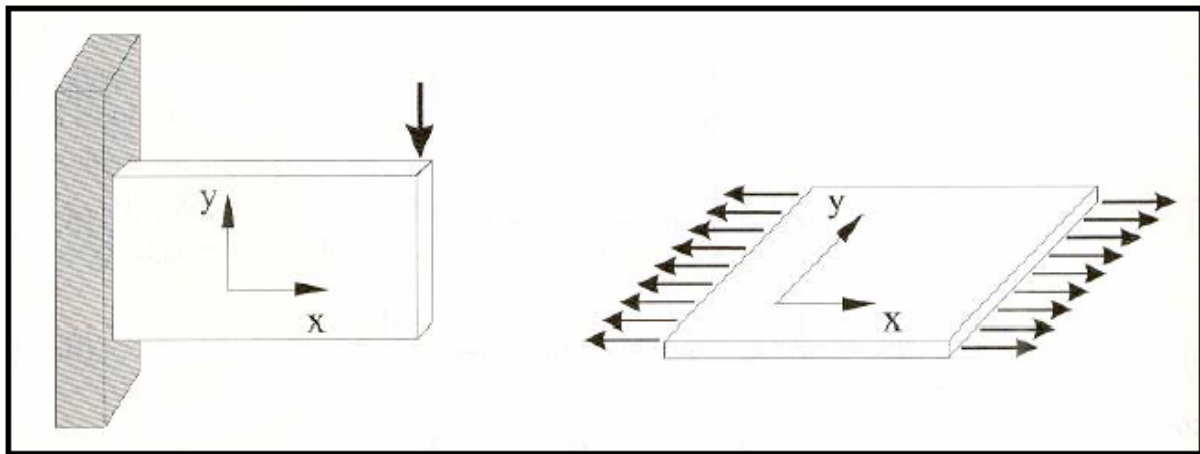
Ελαστική Συμπεριφορά σε δυο Διαστάσεις

Ο προσδιορισμός της εντατικής κατάστασης ενός σώματος για τις περισσότερες εφαρμογές είναι ένα δύσκολο τρισδιάστατο πρόβλημα. Σε αρκετές όμως περιπτώσεις προβλημάτων που εξετάζονται από την Εδαφομηχανική (π.χ. υποστήριξη στοών, εντατική κατάσταση πρανών, θεμελιώσεις), το γεωμετρικό σχήμα του σώματος και ο τρόπος φόρτισης του επιτρέπουν τη μελέτη σε δύο διαστάσεις (x, y). Στις επόμενες παραγράφους εξετάζεται η θεώρηση της επίπεδης τάσης (plane stress), και της επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain), όπου ένα σώμα θεωρείται ότι βρίσκεται σε διαξονική ή επίπεδη εντατική κατάσταση. Στις δύο αυτές θεωρήσεις, οι μόνες σημαντικές τάσεις και παραμορφώσεις είναι αυτές που ανήκουν στο επίπεδο (x, y) και εκφράζονται από τις σχέσεις (Αγιουτάντης, 2002):

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad \text{και} \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (5.15)$$

- **Θεώρηση Επίπεδης Τάσης**

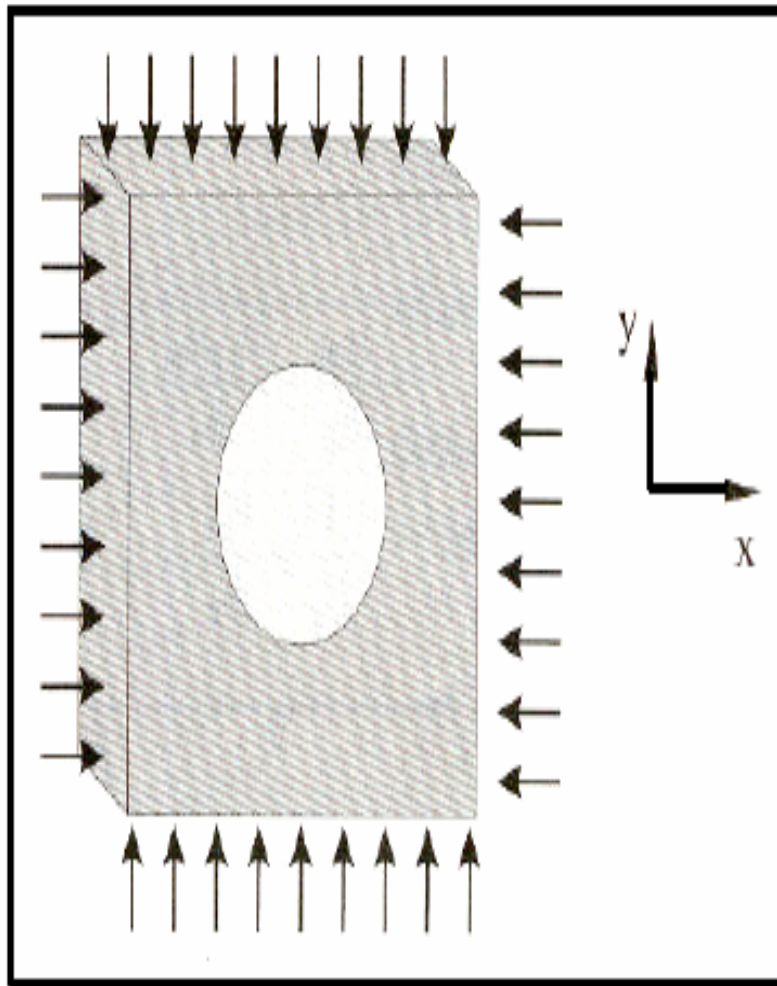
Στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (z) ενός σώματος είναι πολύ μικρή σε σχέση με τις άλλες δύο (π.χ. λεπτή επίπεδη πλάκα) και τα φορτία που δέχεται το σώμα ανήκουν στο επίπεδο των δύο σημαντικών διαστάσεων (επίπεδο x, y), μπορεί να θεωρηθεί ότι οι συνιστώσες τάσης κατά τον τρίτο άξονα είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις συνιστώσες κατά το επίπεδο φόρτισης (Σχήμα 5.9). Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης τάσης ή επίπεδης έντασης (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 5.9: Παραδοχή επίπεδης τάσης (Αγιουτάντης, 2002)

- **Θεώρηση Επίπεδης Παραμόρφωσης**

Στην περίπτωση που η τρίτη διάσταση (z) ενός σώματος δεν είναι μικρή, σε σύγκριση με τις άλλες δύο (x, y) όπως θεωρήθηκε προηγουμένως, και τα φορτία που δέχεται το σώμα είναι πάνω στο επίπεδο (x, y), τότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η συνιστώσα του διανύσματος μετατοπίσεων (u) είναι μηδενική κατά την τρίτη διάσταση ($u_z = 0$ και επομένως $\epsilon_z = 0$) (Σχήμα 5.10), καθώς επίσης ότι τα διανύσματα μετατόπισης στο επίπεδο (x, y) είναι ανεξάρτητα από την τρίτη διάσταση, δηλαδή $u_x = f(x, y)$ και $u_y = f(x, y)$. Η θεώρηση αυτή ονομάζεται θεώρηση της επίπεδης παραμόρφωσης (Αγιουτάντης, 2002).



Σχήμα 5.10: Παραδοχή επίπεδης παραμόρφωσης (Αγιουτάντης, 2002)

5.12 Εφαρμογές Πεπερασμένων Στοιχείων σε Γεωυλικά

Η μελέτη της απόκρισης των γεωυλικών σε διάφορα αίτια είναι ένα σύνθετο πρόβλημα, λόγω του ότι τα υλικά αυτά συμπεριφέρονται περισσότερο ως ασυνεχή, ανομοιογενή και ανισότροπα, παρά ως συνεχή, ομογενή και ισότροπα μέσα. Ανάλογα με το πρόβλημα που εξετάζεται κάθε φορά, ορισμένοι παράγοντες είναι δυνατόν να έχουν μεγαλύτερη ή μικρότερη επίδραση στον υπολογισμό ή στην εκτίμηση της συμπεριφοράς των γεωυλικών. Με το διαχωρισμό των παραγόντων αυτών σε περισσότερο ή λιγότερο σημαντικούς, είναι δυνατή η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου επεξεργασίας του προβλήματος, η οποία θα δίνει αξιόπιστα αποτελέσματα για δεδομένες συνθήκες, όπως γεωμετρία, γεωλογία, αρχικές τάσεις, τρόπο φόρτισης κ.α. (Αγιουτάντης, 2002).

Η πλειοψηφία των αριθμητικών μεθόδων όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενες παραγράφους, απαιτεί τη διαίρεση του μέσου σε επιμέρους τμήματα, το κάθε ένα από τα

οποία θεωρείται ότι έχει γνωστή γεωμετρία και γνωστές παραμέτρους συμπεριφοράς. Η λύση του προβλήματος προκύπτει από την επίλυση ενός γραμμικού ή μη γραμμικού συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων, στο οποίο συμμετέχουν όλα τα επιμέρους τμήματα του μέσου (Αγιουτάντης, 2002).

Τα γεωλογικά υλικά, όπως είναι το έδαφος, κάτω από την επίδραση εντατικών πεδίων μπορούν να αντιδράσουν με τους εξής τρόπους (Αγιουτάντης, 2002):

- Τμήματα του ακέραιου υλικού είναι δυνατόν να παραμορφωθούν ελαστικά κάτω από συγκεκριμένο εντατικό πεδίο και στη συνέχεια όταν οι τάσεις αυξηθούν είναι δυνατόν να επέλθει διαρροή (πλαστική συμπεριφορά) ή ψαθυρή αστοχία του υλικού.
- Τυχόν ασυνέχειες του υλικού είναι δυνατόν να διευρυνθούν, να κλείσουν ή να ολισθήσουν.
- Τμήματα του υλικού είναι δυνατόν να μετατοπισθούν είτε γραμμικά είτε στροφικά.

Με τις αριθμητικές μεθόδους μπορούν να αναλυθούν προβλήματα που με άλλες μεθόδους δεν είναι εύκολο να αναλυθούν. Τα προβλήματα που αντιμετωπίζονται με τις αριθμητικές μεθόδους είναι τα εξής (Αγιουτάντης, 2002):

- Η παρουσία ρηγμάτων, ασυνεχειών, διακλάσεων και άλλων τέτοιων μορφολογικών χαρακτηριστικών στα πετρώματα.
- Η παρουσία κατεύθυνσης και προσανατολισμού της αντοχής και αστοχίας σε πετρώματα.
- Η προσομοίωση των φάσεων εκσκαφής και τοποθέτησης των διαφόρων ειδών υποστήριξης.
- Η εφαρμογή κατάλληλων καταστατικών μοντέλων συμπεριφοράς του ερπυσμού του πετρώματος, της υποστήριξης, της σκληρότητας του εκτοξευμένου σκυροδέματος κλπ.
- Η επίδραση της πίεσης των πόρων.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται για την επίλυση των γεωμηχανικών προβλημάτων εξαρτάται από τη φυσική και μαθηματική παράσταση του κάθε προβλήματος. Οι κύριες παράμετροι που υπεισέρχονται στην κατάστρωση του πρότυπου συμπεριφοράς του υλικού αναλύονται στις επόμενες παραγράφους.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε αρχικά για γραμμικά ελαστικά υλικά. Σήμερα όμως γίνεται εφαρμογή της μεθόδου σε μη γραμμικά υλικά, όπως

είναι το έδαφος. Η μελέτη προβλημάτων αυτού του τύπου επιχειρείται συνήθως με τις εξής τεχνικές (Βαλαλάς, 1981):

α) Βήμα προς βήμα υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται η διαίρεση του συνολικού φορτίου σε μικρά βήματα φόρτισης και η διαδοχική εφαρμογή τους έτσι ώστε το τελικό φορτίο να είναι ίσο με το άθροισμα τους. Στη διάρκεια κάθε βήματος το μητρώο ακαμψίας υποτίθεται σταθερό, ενώ μπορεί να αλλάζει από βήμα σε βήμα, έτσι ώστε το μη γραμμικό πρόβλημα να μετασχηματίζεται ουσιαστικά σε μια σειρά γραμμικών προβλημάτων.

β) Επαναληπτική υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται η θεώρηση από τον πρώτο υπολογιστικό κύκλο του συνολικού φορτίου και της αρχικής ακαμψίας που οδηγεί στον υπολογισμό σημαντικά λανθασμένων μετατοπίσεων. Οι πρώτες μετατοπίσεις αντιστοιχούν σύμφωνα με την πραγματική μη γραμμική σχέση τάσεων -παραμορφώσεων σε ένα τμήμα του συνολικού φορτίου. Στο δεύτερο υπολογιστικό κύκλο και σε κάθε επόμενη, εκτιμάται από τα αποτελέσματα του προηγούμενου το απαιτούμενο συμπληρωματικό φορτίο και το νέο μητρώο ακαμψίας και υπολογίζονται στη συνέχεια οι αντίστοιχες πρόσθετες μετατοπίσεις. Η υπολογιστική πορεία συνεχίζεται έως ότου οι φθίνουσες με τη διαδοχή των κύκλων πρόσθετες μετατοπίσεις να γίνουν σημαντικά μικρές.

γ) Μικτή υπολογιστική πορεία, κατά την οποία γίνεται συνδυασμός των δυο προηγούμενων και οδηγεί σε μεγαλύτερη ακρίβεια με μεγαλύτερο όγκο υπολογισμών.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΚΤΟ

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΩΝ ΤΑΣΕΩΝ ΕΔΡΑΣΗΣ

6.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται εφαρμογή των συνηθέστερων αναλυτικών μεθόδων που αφορούν την κατανομή της τάσης στο υπέδαφος από εξωτερικό φορτίο έδρασης για διάφορες περιπτώσεις. Επίσης περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης των τάσεων έδρασης σε έδαφος είτε ομογενές ή έδαφος που αποτελείται από διαφορετικές στρώσεις. Η προσομοίωση γίνεται με το λογισμικό πακέτο 'Marc' το οποίο χρησιμοποιεί αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης.

Απώτερος στόχος της εργασίας αυτής είναι η σύγκριση των αναλυτικών μεθόδων με τις αριθμητικές. Με αυτόν τον τρόπο καθίσταται δυνατό ως ένα βαθμό η αξιολόγηση της αξιοπιστίας του λογισμικού πακέτου που χρησιμοποιεί αριθμητικές μεθόδους και συγκεκριμένα τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Σε ορισμένες περιπτώσεις μπορεί να υπάρξει και αξιολόγηση των αναλυτικών μεθόδων (όπως παραδείγματος χάριν η θεωρία του μέσου ως ομογενές ή η μη χρησιμοποίηση των χαρακτηριστικών του εδάφους, λόγος Poisson και μέτρο ελαστικότητας, στους αναλυτικούς τύπους). Έτσι μπορούν να γίνουν ευκολότερα αντιληπτές κάποιες αδυναμίες που τυχόν να υπάρχουν κατά την ανάλυση ορισμένων προβλημάτων.

Τα προβλήματα που αναλύονται αφορούν κυρίως την περίπτωση της πεδιλοδοκού (λωρίδα) και η μοντελοποίηση έγινε σε δυο διαστάσεις. Πιο συγκεκριμένα έγινε μια παραμετρική ανάλυση της κατανομής των τάσεων στο υπέδαφος. Ως παράμετροι χρησιμοποιήθηκαν η διακριτοποίηση του μέσου, η θεωρία επίλυσης (plane strain, plane stress), η παρουσία ή όχι εκκεντρότητας στον τρόπο φόρτισης του εδάφους (ομογενής φόρτιση, τριγωνική φόρτιση), οι μεταβολές στα χαρακτηριστικά του εδάφους (μέτρο ελαστικότητας E , λόγος Poisson ν) και τέλος η ύπαρξη ή όχι διαφορετικών στρώσεων (περίπτωση δυο και περίπτωση τριών στρώσεων).

Στις περισσότερες περιπτώσεις ανάλυσης με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται σύγκριση με τις αντίστοιχες αναλυτικές εξισώσεις ή τα αντίστοιχα διαγράμματα των αναλυτικών εξισώσεων (όπου φυσικά αυτό είναι δυνατό).

Όσον αφορά τις αναλυτικές μεθόδους που χρησιμοποιούνται, αυτές είναι οι περισσότερο διαδιδόμενες και οι περισσότερο αξιόπιστες. Συγκεκριμένα γίνεται χρήση της αναλυτικής μεθόδου του Boussinesq. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται στις περιπτώσεις σημειακού φορτίου, στην περίπτωση φόρτισης λωρίδας και στην περίπτωση τριγωνικής φόρτισης. Επίσης γίνεται χρήση της αναλυτικής μεθόδου του Westergaard για σημειακό φορτίο και λωρίδα στις περιπτώσεις όπου υπάρχει έδαφος που αποτελείται από στρώσεις. Τέλος γίνεται και μια περιορισμένη έκταση ανάπτυξη της αναλυτικής μεθόδου ομοιόμορφης κατανομής.

6.2 Αναλυτικές Μέθοδοι Επίλυσης

Όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενα κεφάλαια για την επίλυση των διάφορων γεωτεχνικών προβλημάτων στη σημερινή εποχή υπάρχουν δυο μέθοδοι αντιμετώπισης οι αναλυτικές μέθοδοι και οι αριθμητικές. Στις αναλυτικές μεθόδους (closed form solutions) γίνεται η επίλυση μιας διαφορικής εξίσωσης η οποία περιγράφει το συγκεκριμένο πρόβλημα. Λόγο όμως των πολλών παραδοχών που γίνονται δεν είναι δυνατή η εύρεση αξιόπιστων αναλυτικών μεθόδων επίλυσης για όλα τα προβλήματα της εδαφομηχανικής. Από τις πιο ενδιαφέρουσες και αξιόπιστες αναλυτικές μεθόδους είναι αυτές που πραγματεύεται το παρόν κεφάλαιο και παρατίθενται παρακάτω.

6.2.1 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος του Boussinesq

Η μέθοδος του Boussinesq είναι μια μαθηματική θεωρία που είναι περισσότερο προσανατολισμένη στον προσδιορισμό των τάσεων σε διάφορα σημεία μέσα στο έδαφος και βασίζεται στη θεωρία της ελαστικότητας.

Η θεωρία αυτή υποθέτει ότι το έδαφος είναι ομογενές ελαστικό και ισότροπο και τα χαρακτηριστικά του δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας E και ο λόγος του Poisson ν είναι σταθερά. Βέβαια στην πλειοψηφία των εδαφών αυτό δεν ισχύει (εξαίρεση ίσως αποτελεί η συμπαγής άργιλος).

Όμως παρόλα αυτά η μέθοδος του Boussinesq είναι ίσως η πιο δημοφιλής μέθοδος στον τομέα της εδαφομηχανικής. Αυτό συμβαίνει γιατί οι τάσεις που υπολογίζει είναι ανεξάρτητες από τα χαρακτηριστικά του εδάφους (μέτρο ελαστικότητας και λόγος Poisson)

αλλά και γιατί οι τάσεις που υπολογίζει είναι οι πλέον αξιόπιστες σε σχέση με άλλες μεθόδους.

Το κεφάλαιο αυτό ασχολείται με τις κατακόρυφες τάσεις που προκύπτουν από τα επιφανειακά εδραζόμενα φορτία οι οποίες είναι και οι πιο ενδιαφέρουσες στις θεμελιώσεις για την αστοχία του εδάφους αλλά και για τις καθιζήσεις.

Σύμφωνα με τη θεωρία του Boussinesq η κατακόρυφη τάση σ_z στο εσωτερικό του εδάφους που προέρχεται από ένα εξωτερικό, σημειακό, κατακόρυφο φορτίο είναι η παρακάτω:

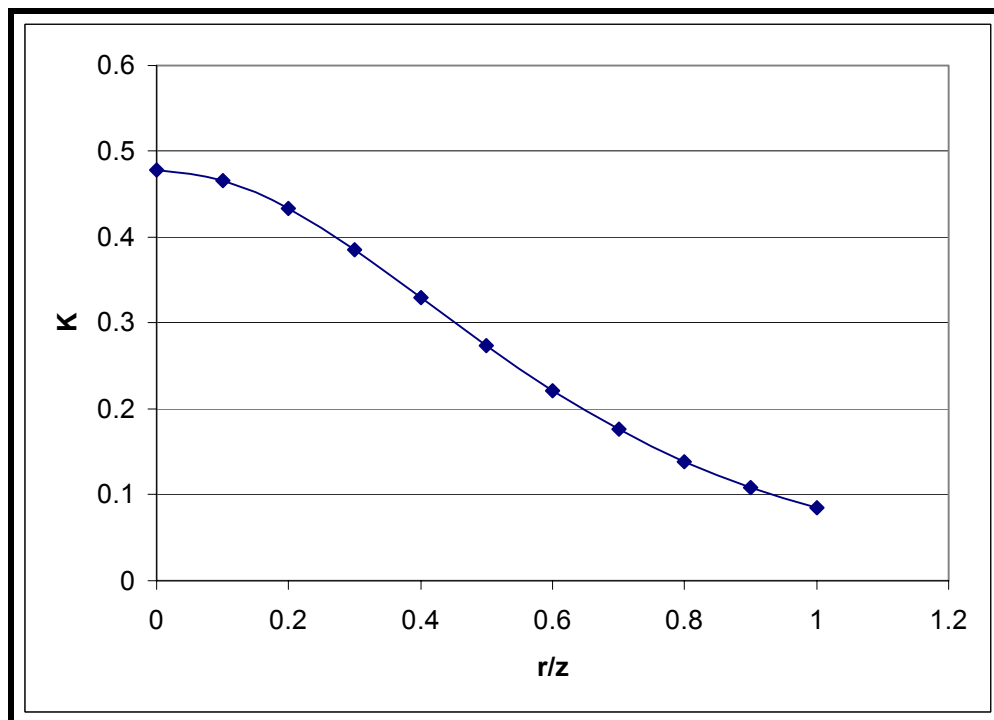
$$\sigma_z = K \frac{P}{z^2} \quad 6.1$$

όπου P είναι το εξωτερικό επιφανειακό σημειακό φορτίο, z είναι το βάθος μέσα στο έδαφος που θα υπολογιστεί η μεταβολή της τάσης και K ένας συντελεστής ο οποίος εξαρτάται μόνο από το λόγο r/z .

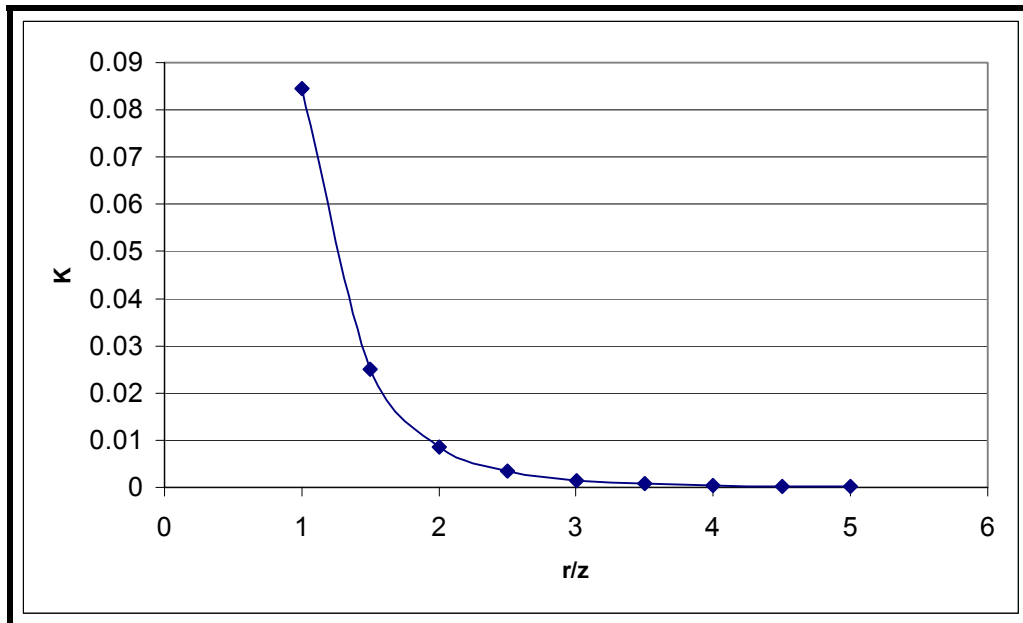
Η τιμή του συντελεστή K δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$K = 0.478 \left[1 + (r/z)^2 \right]^{-5/2} \quad 6.2$$

Για λόγους ευκολίας ο συντελεστής K παρίσταται γραφικά ως συνάρτηση του λόγου r/z . Στα Σχήματα 6.1 και 6.2 φαίνεται η γραφική παράσταση του K και για το λόγο $0 \leq r/z \leq 1$ και $r/z > 1$ αντίστοιχα.

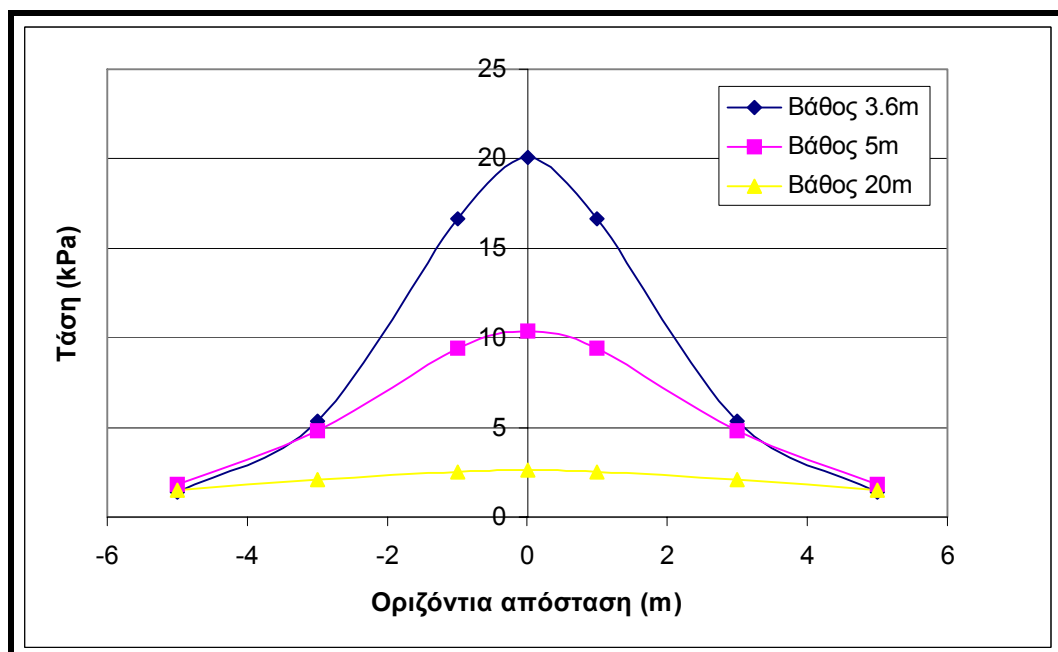


Σχήμα 6.1: Ο συντελεστής K ως συνάρτηση του λόγου r/z και για $0 \leq r/z \leq 1$



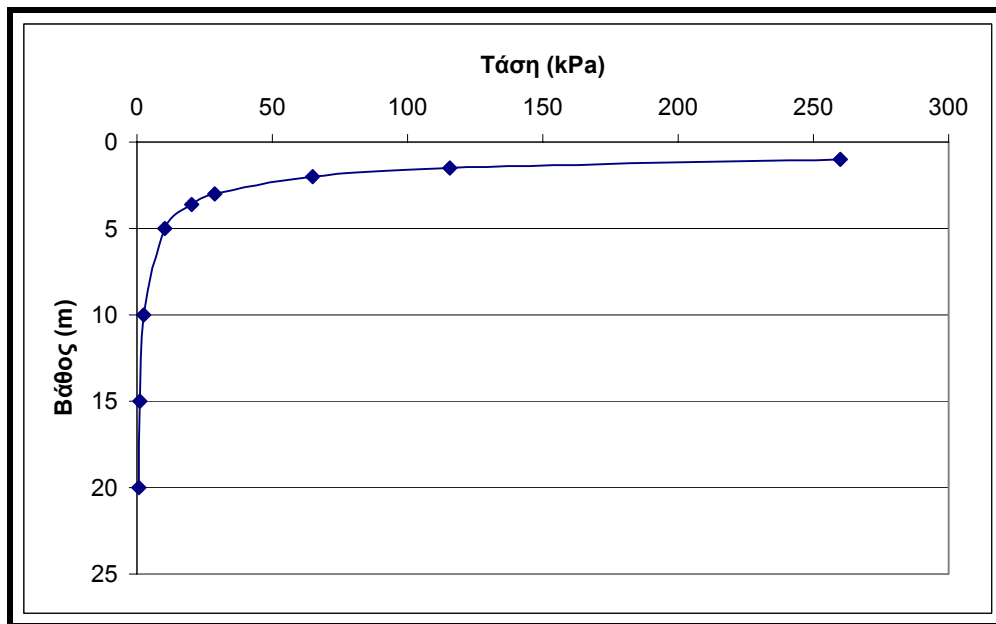
Σχήμα 6.2: Ο συντελεστής K ως συνάρτηση του λόγου r/z και για $r/z > 1$

Στη συνέχεια υπάρχει εφαρμογή της εξίσωσης του Boussinesq για μια επιφανειακή σημειακή κατακόρυφη φόρτιση 544kN. Το βάθος είναι 3.6m, 5m και 10m ενώ η οριζόντια απόσταση από -5m έως 5m για τα αντίστοιχα βάθη (Σχήμα 6.3). Τα μεγέθη της τάσης αλλά και του βάθους επιλέχθηκαν σύμφωνα με μία εφαρμογή που υπάρχει στη βιβλιογραφία για την μέθοδο Boussinesq (Bowles, 1982).



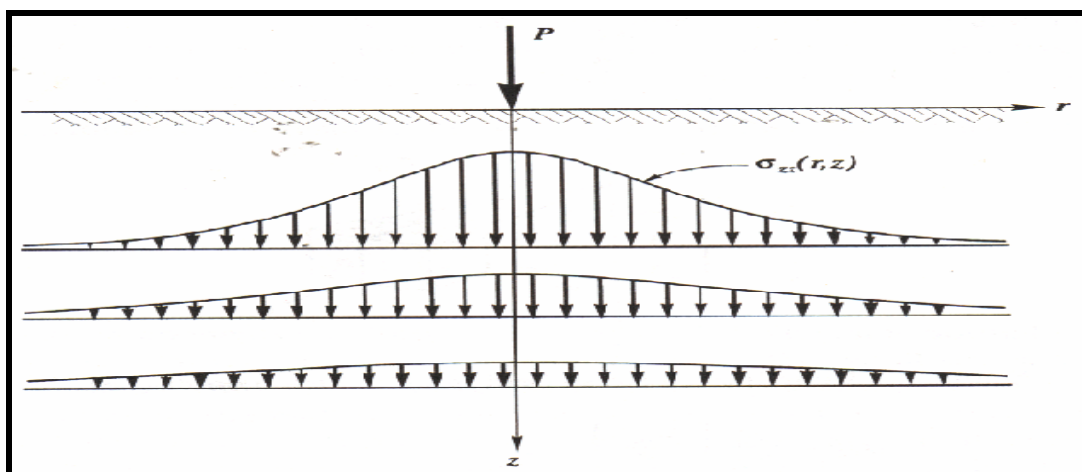
Σχήμα 6.3: Οριζόντια κατανομή των τάσεων σύμφωνα με την εξίσωση Boussinesq σε βάθος 3.6m, 5m και 10m

Στο Σχήμα 6.4 παρατηρείται η μεταβολή της τάσης με το βάθος κάτω από τον κατακόρυφο άξονα του επιφανειακού φορτίου.



Σχήμα 6.4: Μεταβολή της τάσης με το βάθος στον κατακόρυφο άξονα κάτω από το επιφανειακό φορτίο σύμφωνα με την εξίσωση του Boussinesq

Η οριζόντια κατανομή της τάσης για συγκεκριμένα βάθη που δίνει η εξίσωση του Boussinesq όπως φαίνεται είναι ομοιόμορφη (έχει την μεγαλύτερη της τιμή στον κατακόρυφο άξονα και μειώνεται ομοιόμορφα με την απόσταση από αυτόν) και συμφωνεί απόλυτα με τη θεωρητική που παρατίθεται στο Κεφάλαιο 4 (Σχήμα 6.5). Επίσης από το διάγραμμα του Σχήματος 6.5 παρατηρείται ότι όπως ήταν φυσικό υπάρχει βαθμιαία μείωση της τάσης με το βάθος.



Σχήμα 6.5: Κατανομή των τάσεων με το βάθος κάτω από σημειακό φορτίο (Selvadurai, 1996)

6.2.2 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος Westergaard

Η μέθοδος του Westergaard βρίσκει μεγάλη απήχηση στις περιπτώσεις όπου το έδαφος δεν θεωρείται ότι είναι ομογενές αλλά ότι αποτελείται από στρώσεις με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Στην περίπτωση αυτή οι εξισώσεις του Boussinesq δίνουν αποτελέσματα τα οποία δεν ανταποκρίνονται στα πραγματικά. Η εξίσωση αυτή για τις κατακόρυφες τάσεις είναι:

$$\sigma_z = \frac{Q}{2\pi * z^2} \frac{\sqrt{(1-2\nu)/(2-2\nu)}}{\left[(1-2\nu)/(2-2\nu) + (r/z)^2\right]^{3/2}} \quad 6.3$$

Όταν ο λόγος του Poisson είναι ίσος με μηδέν τότε η εξίσωση του Westergaard απλοποιείται πολύ και γίνεται:

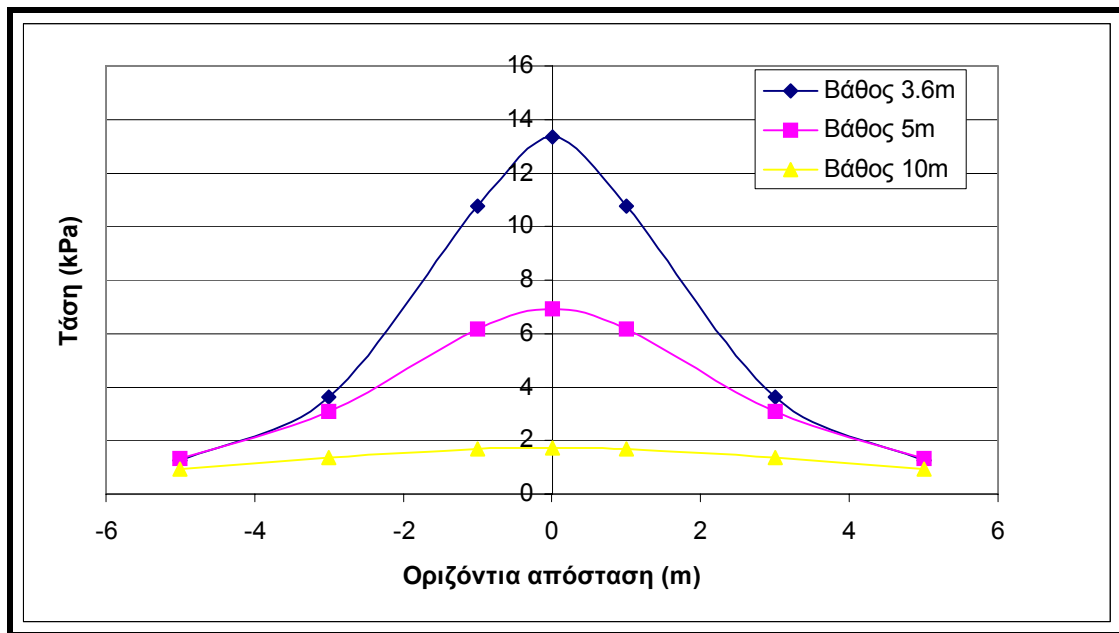
$$\sigma_z = \frac{Q}{\pi z^2} \frac{1}{\left[1 + 2(r/z)^2\right]^{3/2}} \quad 6.4$$

Όπως και στην περίπτωση του Boussinesq η εξίσωση μπορεί να γραφεί για ευκολία:

$$\sigma_z = \frac{Q}{z^2} A_w \quad 6.5$$

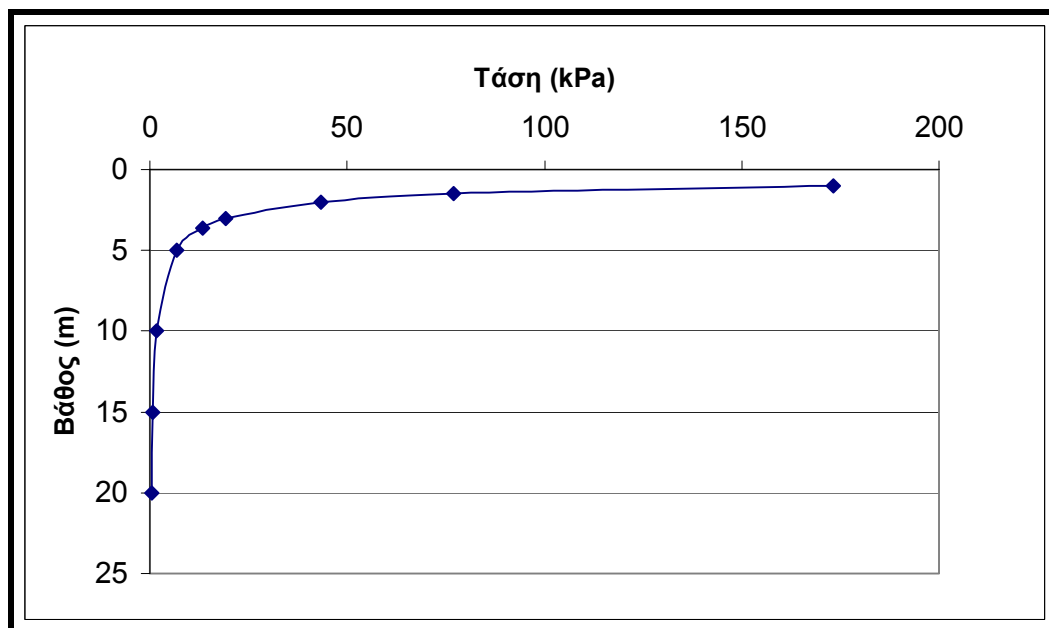
Οι τιμές του A_w δίνονται για ευκολία από πίνακες. Ένας τέτοιος πίνακας υπάρχει στο Κεφάλαιο 4 (Πίνακας 4.13).

Στο Σχήμα 6.6 φαίνεται η κατανομή της τάσης με την οριζόντια απόσταση για διάφορα βάθη. Η εφαρμογή της εξίσωσης του Westergaard έγινε για μια κατακόρυφη σημειακή φόρτιση 544kN (εφαρμογή κατά Bowles, 1982). Τα βάθη που μελετήθηκαν είναι 3.6m, 5m και 10m ενώ η οριζόντια απόσταση είναι από -5m μέχρι 5m.



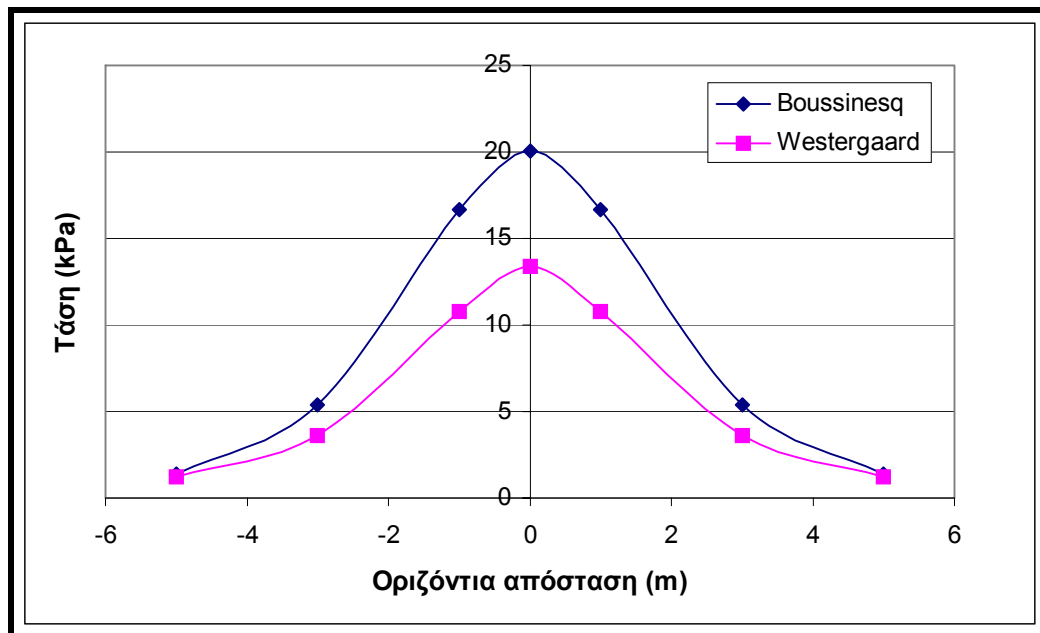
Σχήμα 6.6: Οριζόντια κατανομή των τάσεων σύμφωνα με την εξίσωση Westergaard σε βάθος 3.6m, 5m, 10m

Όπως φαίνεται και στη περίπτωση της θεωρίας του Westergaard η οριζόντια κατανομή των τάσεων σε ορισμένο βάθος είναι ομοιόμορφη και μειώνεται με την απόσταση από τον κατακόρυφο άξονα. Στο Σχήμα 6.7 φαίνεται η μεταβολή της κατακόρυφης τάσης με το βάθος κάτω από την επιφανειακή φόρτιση.

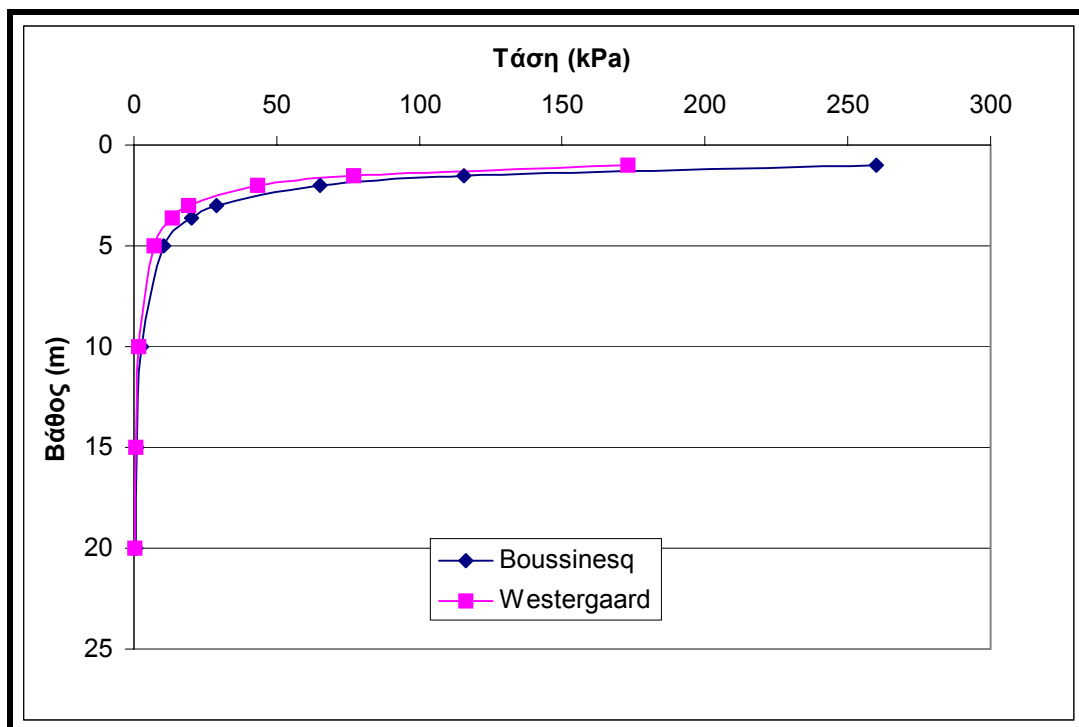


Σχήμα 6.7: Μεταβολή της τάσης με το βάθος στον κατακόρυφο άξονα κάτω από το επιφανειακό φορτίο σύμφωνα με την εξίσωση του Westergaard

Στη συνέχεια γίνεται μια σύγκριση της οριζόντιας κατανομής των τάσεων αλλά και της κατακόρυφης κατανομής σύμφωνα με τις δυο μεθόδους (Σχήματα 6.8, 6.9).



Σχήμα 6.8: Σύγκριση της κατανομής των τάσεων σε οριζόντιο επίπεδο σε 3.6m βάθος από την επιφάνεια κατά Boussinesq και Westergaard.



Σχήμα 6.9: Σύγκριση της κατανομής των κατακόρυφων τάσεων με το βάθος για τις μεθόδους Boussinesq και Westergaard

Το συμπέρασμα που προκύπτει από την παραπάνω σύγκριση των δύο μεθόδων είναι ότι η μέθοδος του Westergaard δίνει αρκετά μικρότερες τιμές τάσεων και ως προς την οριζόντια απόσταση και προς το βάθος από ότι δίνει η μέθοδος του Boussinesq. Σαν συνέπεια αυτού μπορεί να αναφερθεί ότι η μέθοδος του Boussinesq είναι ασφαλέστερη όσον αφορά τον υπολογισμό της αστοχίας του εδάφους και των καθιζήσεων στις θεμελιώσεις και στα άλλα τεχνικά έργα ανεξάρτητα αν το έδαφος θεωρείται ομογενές ή στρωσιγενές.

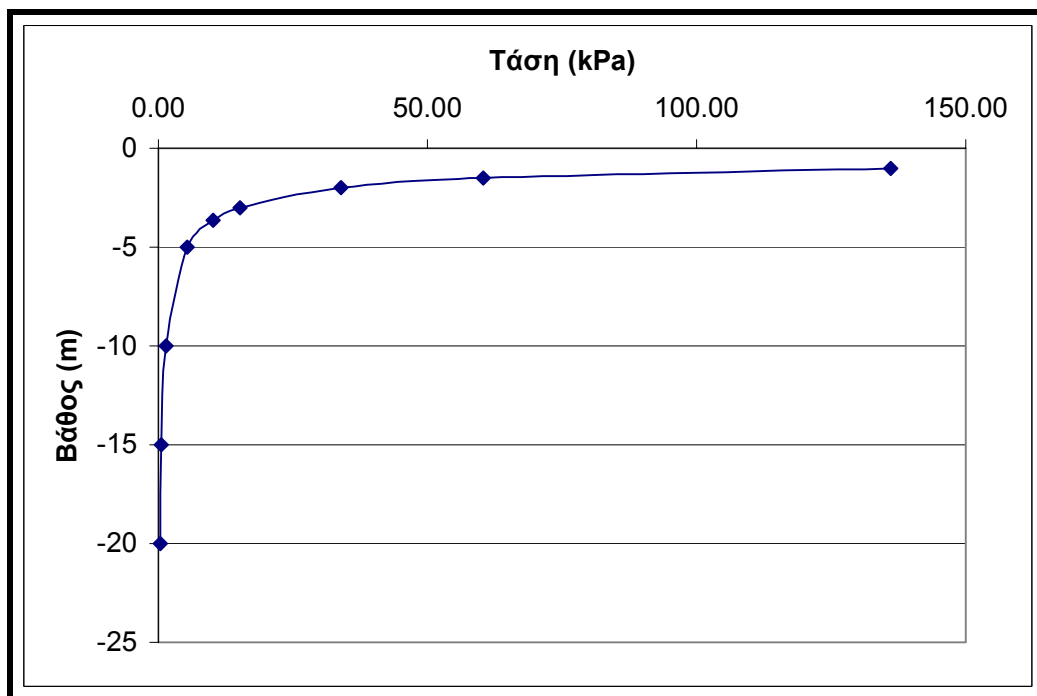
6.2.3 Σημειακό Φορτίο Μέθοδος Ομοιόμορφης Κατανομής

Η πιο απλή μέθοδος κατανομής των τάσεων είναι αυτή της ομοιόμορφης κατανομής. Σε αυτήν υποτίθεται ότι το φορτίο σε κάποιο βάθος κατανέμεται ομοιόμορφα για μια ορισμένη οριζόντια απόσταση και έτσι η μεταβολή της τάσης συμβαίνει μόνο με την μεταβολή του βάθους σύμφωνα με την εξίσωση:

$$\sigma_z = \frac{P}{4H^2} \quad 6.6$$

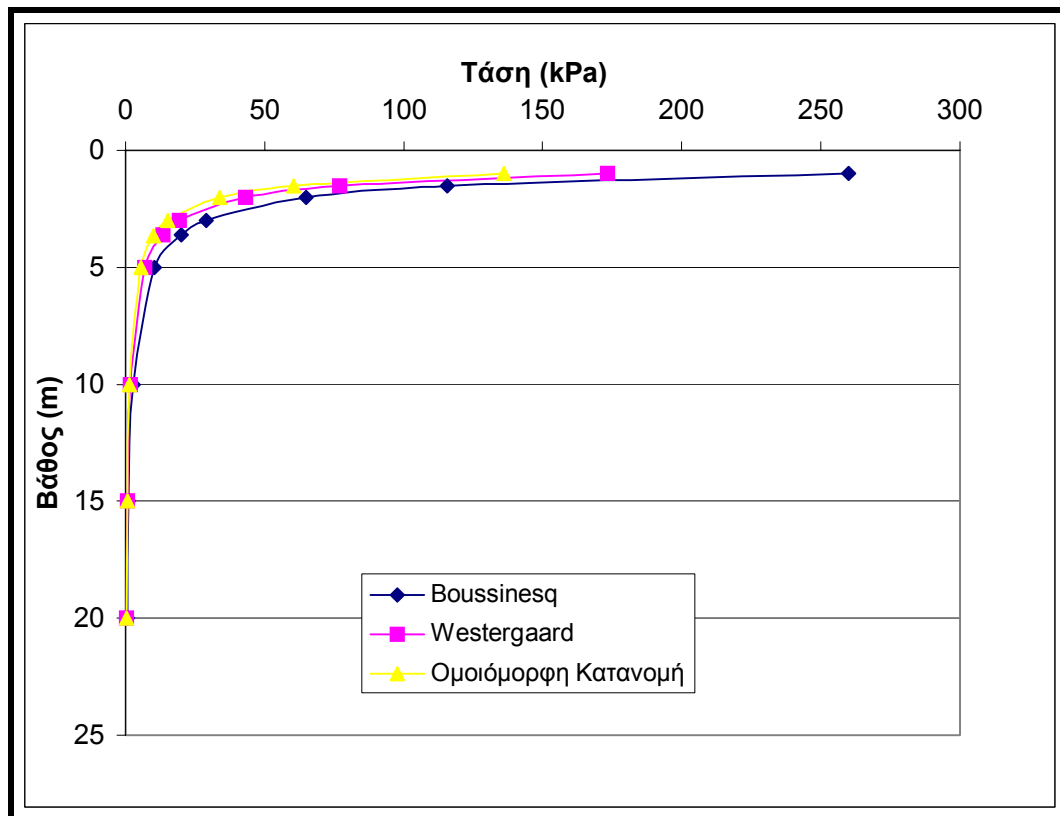
όπου P το κατακόρυφο επιφανειακό φορτίο και H το βάθος.

Στο Σχήμα 6.10 φαίνεται η μεταβολή της τάσης με το βάθος. Στο πρόβλημα που αναλύθηκε η επιφανειακή τάση είναι ίση με 544kN (εφαρμογή κατά Bowles, 1982).



Σχήμα 6.10: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής για σημειακό φορτίο

Τέλος στο Σχήμα 6.11 γίνεται μια συνολική σύγκριση για τις τρεις μεθόδους που αναλύθηκαν, την μέθοδο του Boussinesq, την μέθοδο Westergaard και την μέθοδο της ομοιόμορφης κατανομής. Στη σύγκριση υπάρχει η κατανομή της τάσης με το βάθος για ένα φορτίο 544kN (εφαρμογή κατά Bowles, 1982) και βάθος από 1m έως και 20m.



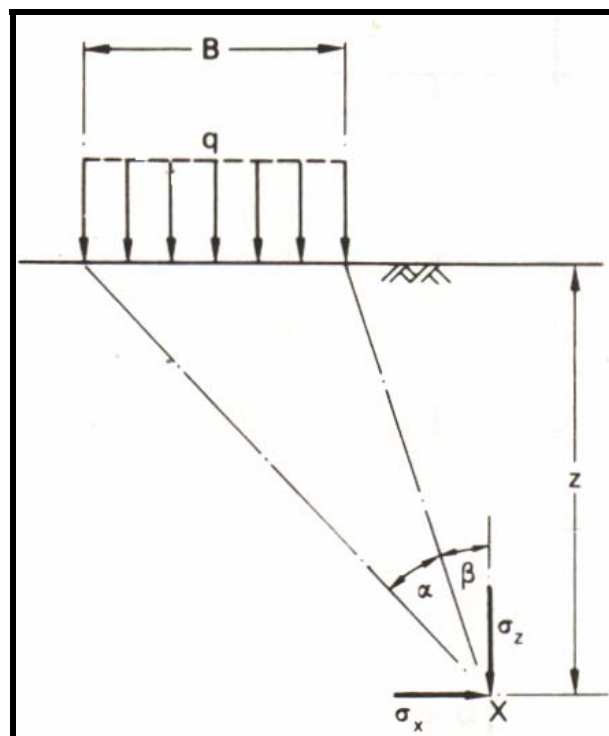
Σχήμα 6.11: Σύγκριση των τριών μεθόδων κατανομής τάσεων Boussinesq, Westergaard και ομοιόμορφης κατανομής.

Όπως γίνεται αντιληπτό από την παραπάνω σύγκριση η μέθοδος της ομοιόμορφης κατανομής δίνει τάσεις ενδιάμεσα από τις άλλες δυο μεθόδους. Περισσότερο δε οι τάσεις της ομοιόμορφης κατανομής πλησιάζουν τις τάσεις που δίνονται από την θεωρία του Westergaard παρά αυτές που δίνει η θεωρία του Boussinesq. Τις μεγαλύτερες τιμές τάσεων τις δίνει η θεωρία του Boussinesq ενώ τις μικρότερες η θεωρία του Westergaard. Άρα όσον αφορά τους λόγους ασφαλείας των γεωτεχνικών έργων και ειδικά το κομμάτι των θεμελιώσεων η μέθοδος του Boussinesq μπορεί να αναφερθεί ότι υπερκαλύπτει τις άλλες δυο χωρίς όμως να υπάρχει οικονομικό αντίκρισμα σε όλες τις περιπτώσεις και ειδικά σε αυτές όπου το έδαφος αποτελείται από στρώσεις.

6.2.4 Λωρίδα Ομοιόμορφα Φορτισμένη

Με τον όρο λωρίδα εννοείται μια επιφάνεια η οποία έχει πεπερασμένο πλάτος και απεριόριστο μήκος. Στην περίπτωση των θεμελίων σαν λωρίδα μπορεί να θεωρηθεί μία πεδילוδοκός.

Για την περίπτωση εξωτερικού φορτίου το οποίο είναι κατανεμημένο σε επιφάνεια λωρίδας έχουν αναλυθεί οι εξισώσεις του Boussinesq και έχουν παραχθεί αναλυτικοί τύποι οι οποίοι δίνουν την κατανομή των τάσεων στο έδαφος σαν συνάρτηση του φορτίου q , και των γωνιών α , β όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.12.



Σχήμα 6.12: Πίεση από ένα ομοιόμορφο φορτίο (Craig, 1997)

Οι εξισώσεις που προκύπτουν συναρτήσει αυτών των μεταβλητών είναι:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \{ \alpha + \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta) \} \quad 6.7$$

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \{ \alpha - \sin \alpha \cos(\alpha + 2\beta) \} \quad 6.8$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\pi} \{ \sin \alpha \sin(\alpha + 2\beta) \} \quad 6.9$$

Όπου σ_z είναι η κατακόρυφη τάση, σ_x είναι η οριζόντια τάση, τ_{xz} είναι η διατμητική τάση μέσα στο έδαφος σε κάποιο βάθος z και οι γωνίες α , β είναι αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 6.12.

Η εξίσωση αυτή όμως δεν είναι πολύ εύχρηστη εξαιτίας των γωνιών που περιέχει. Έτσι κρίνεται σκόπιμο και για λόγους ευκολίας να μετατραπεί αυτή η εξίσωση ώστε να έχει ως μεταβλητές όχι γωνίες αλλά την επιφανειακή πίεση q , την οριζόντια απόσταση από το κέντρο της κατανεμημένης εξωτερικής πίεσης, το βάθος z και το πλάτος της κατανομής του επιβαλλόμενου φορτίου. Έτσι γίνονται οι παρακάτω μετατροπές στην εξίσωση 6.7, που ενδιαφέρει, σύμφωνα με το Σχήμα 6.12:

$$\sin(\alpha + \beta) = \frac{\frac{B}{2} + r}{\sqrt{\left(\left(\frac{B}{2} + r\right)^2 + z^2\right)}} \quad 6.10$$

$$\cos(\alpha + \beta) = \frac{z}{\sqrt{\left(z^2 + \left(\frac{B}{2} + r\right)^2\right)}} \quad 6.11$$

$$\sin(\beta) = \frac{\frac{B}{2} + r}{\sqrt{\left(\left(\frac{B}{2} + r\right)^2 + z^2\right)}} \quad 6.12$$

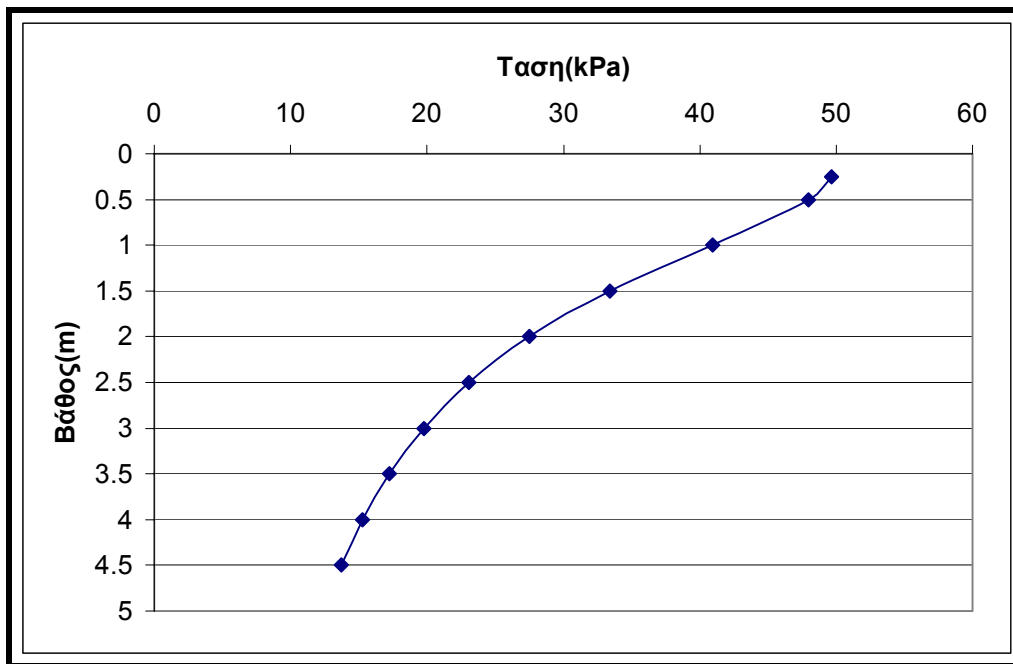
$$\cos(\beta) = \frac{z}{\sqrt{\left(\left(\frac{B}{2} + r\right)^2 + z^2\right)}} \quad 6.13$$

$$\sin(\alpha) = \sin(\alpha + \beta) * \cos(\beta) - \cos(\alpha + \beta) * \sin(\beta) \quad 6.14$$

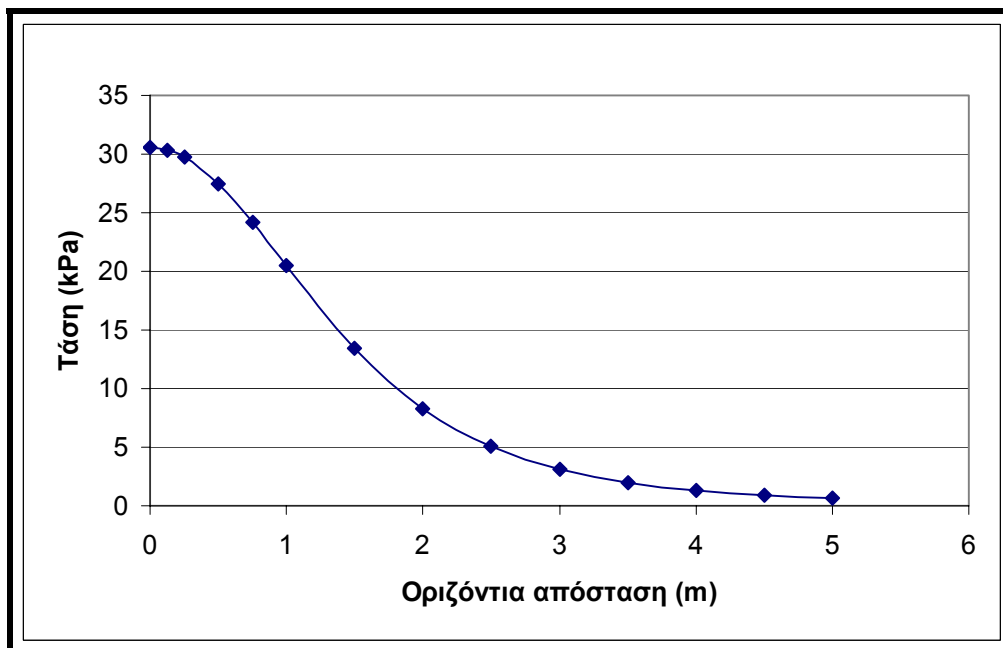
Όπου r είναι η οριζόντια απόσταση από το κέντρο της κατανεμημένης επιφανειακής τάσης. Έτσι με αυτές τις μετατροπές και τη βοήθεια του λογισμικού προγράμματος excel δημιουργείται ένας αλγόριθμος ο οποίος έχει ως παραμέτρους το φορτίο, το βάθος, το πλάτος του θεμελίου και την οριζόντια απόσταση από το κέντρο αυτού και ως αποτέλεσμα δίνει την τάση σε εσωτερικό σημείο του εδάφους.

Στη συνέχεια φαίνονται οι γραφικές παραστάσεις της τάσης με το βάθος και της οριζόντιας απόστασης με την τάση για ένα φορτίο 100 kPa το οποίο είναι ομοιόμορφα κατανεμημένο σε μήκος 1m. Για την μεν πρώτη περίπτωση θεωρείται σταθερή οριζόντια

απόσταση από το κέντρο του θεμελίου 0.5m (δηλαδή στο άκρο εφαρμογής της τάσης) ενώ για την δεύτερη περίπτωση σταθερό βάθος 2m (Σχήματα 6.13, 6.14).



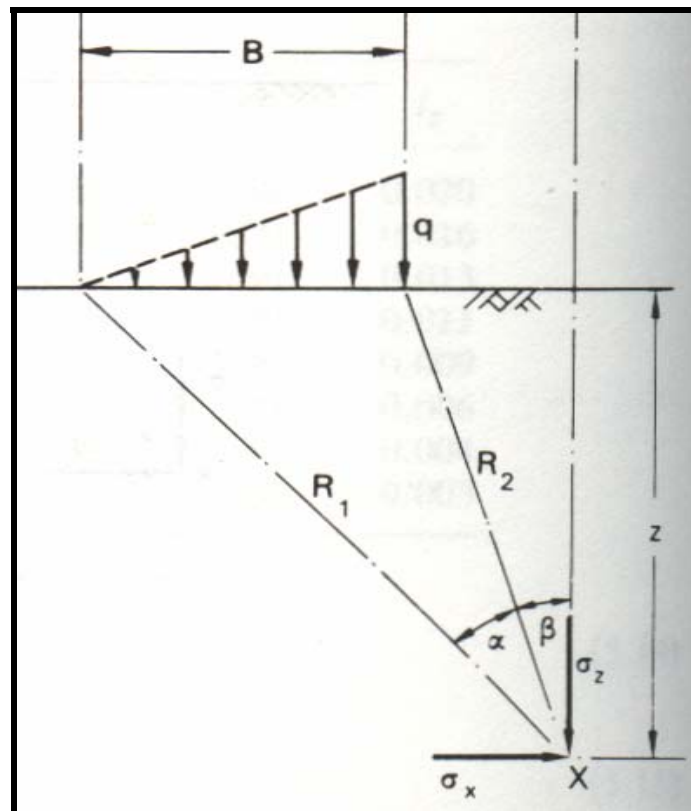
Σχήμα 6.13: Κατακόρυφη κατανομή τάσεων στην περίπτωση εφαρμογής ομοιόμορφης τάσης λωρίδας



Σχήμα 6.14: Οριζόντια κατανομή τάσεων στην περίπτωση εφαρμογής ομοιόμορφης τάσης λωρίδας

6.2.5 Λωρίδα με Τριγωνική Φόρτιση

Με τον όρο τριγωνική φόρτιση εννοείται μια γραμμικώς αυξανόμενη φόρτιση από μηδέν έως q . Για την περίπτωση όπου υπάρχει εξωτερική τριγωνική φόρτιση κατανεμημένη σε επιφάνεια λωρίδας οι εξισώσεις του Boussinesq έχουν επιλυθεί και έχουν δώσει αναλυτικούς τύπους υπολογισμού της μεταβολής της τάσης υπεδάφους. Οι αναλυτικοί αυτοί τύποι έχουν ως παραμέτρους το φορτίο q και τις γωνίες α και β όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.15.



Σχήμα 6.15: Πίεση από τριγωνικά κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο (Craig, 1997)

Οι εξισώσεις που προκύπτουν από τη μέθοδο του Boussinesq για τριγωνικά κατανεμημένο φορτίο σε λωρίδα είναι οι παρακάτω:

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{1}{2} \sin(2\beta) \right) \quad 6.15$$

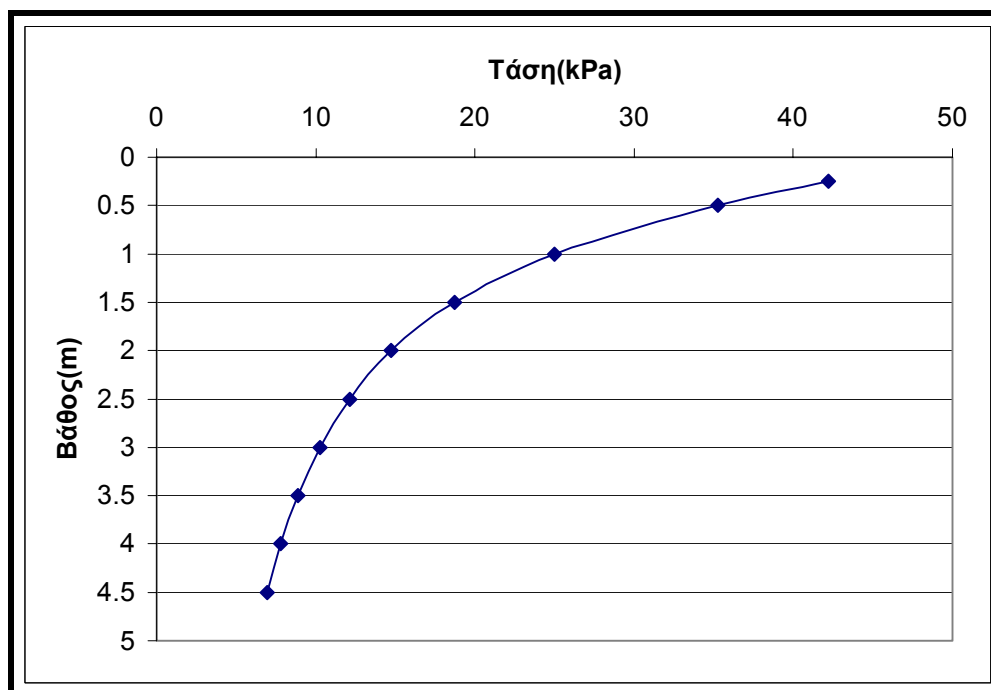
$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left(\frac{x}{B} \alpha - \frac{z}{B} \ln \frac{R_1^2}{R_2^2} + \frac{1}{2} \sin(2\beta) \right) \quad 6.16$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{2\pi} (1 + \cos(2\beta) - 2 \frac{z}{B} a) \quad 6.17$$

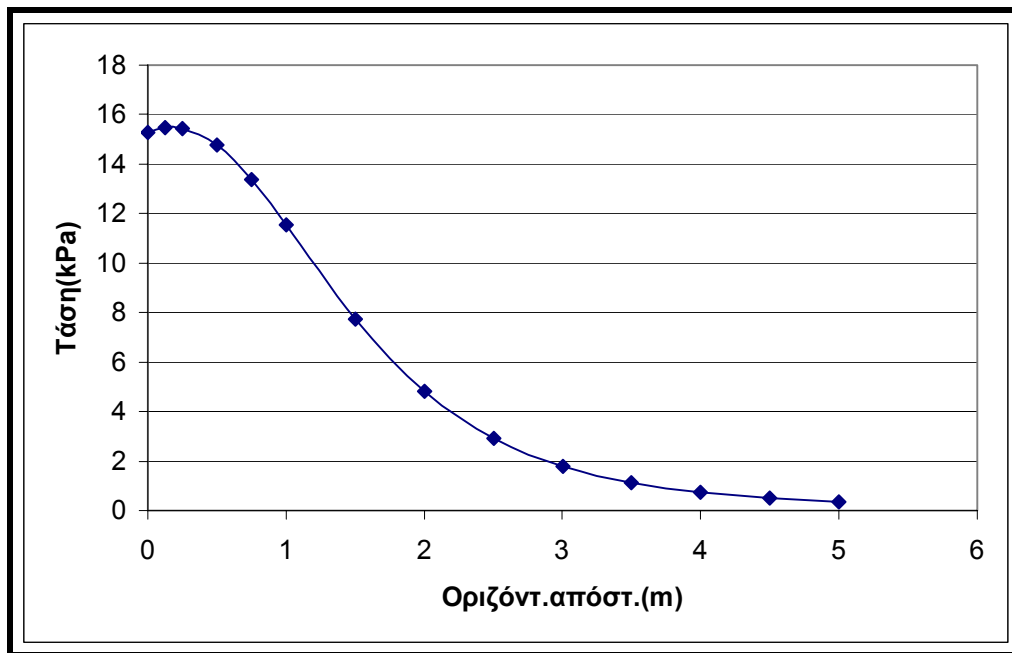
Όπου σ_z είναι η κατακόρυφη τάση, σ_x είναι η οριζόντια τάση, τ_{xz} είναι η διατμητική τάση, x είναι η οριζόντια απόσταση από την αρχή της κατανομής της τάσης μέχρι το σημείο X και οι γωνίες α , β είναι αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 6.15.

Όπως και στην περίπτωση της ομοιόμορφης κατανομής οι παραπάνω εξισώσεις δεν είναι πολύ εύχρηστες γιατί περιέχουν γωνίες έτσι κρίνεται σκόπιμο να γίνουν οι μετατροπές σύμφωνα με τις σχέσεις 6.10-6.14 ώστε οι παράμετροι να μην είναι γωνίες αλλά συντεταγμένες.

Στα Σχήματα 6.16, 6.17 παρουσιάζονται οι κατανομές των τάσεων (κατακόρυφη και οριζόντια) στο έδαφος για την περίπτωση λωρίδας με τριγωνικά εδραζόμενο φορτίο τάσης 100 kPa και πλάτος λωρίδας 1m. Για την μεν πρώτη περίπτωση θεωρείται σταθερή οριζόντια απόσταση από το κέντρο του θεμελίου 0.5m (δηλαδή στο άκρο εφαρμογής της τάσης) ενώ για την δεύτερη περίπτωση σταθερό βάθος 2m.

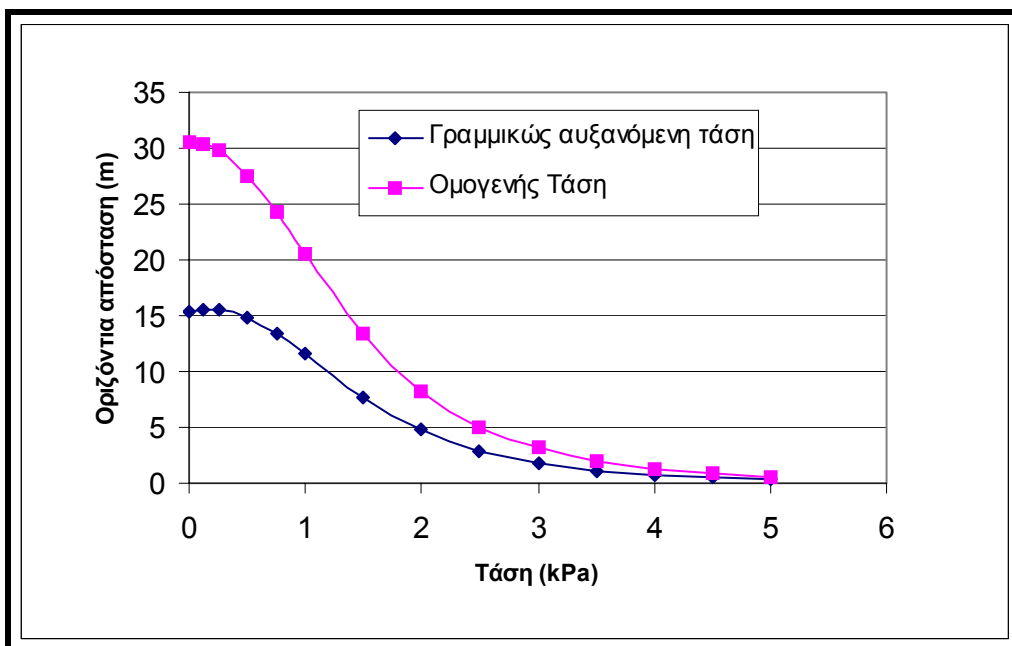


Σχήμα 6.16: Κατακόρυφη κατανομή τάσεων για γραμμικός αυξανόμενη τάση στην περίπτωση λωρίδας

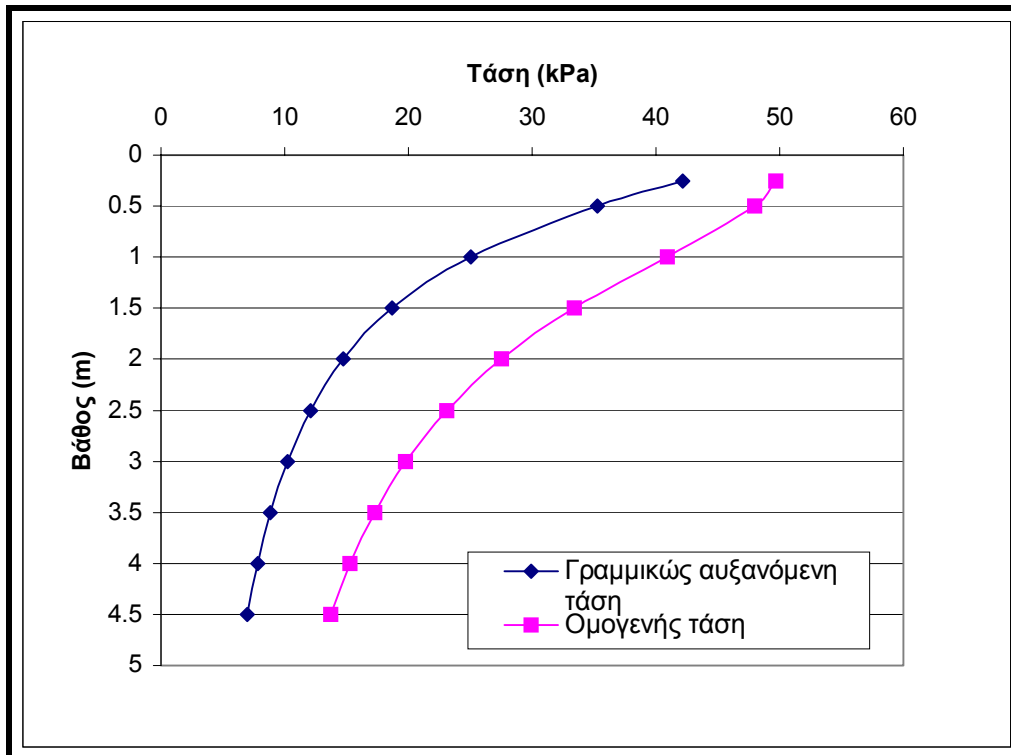


Σχήμα 6.17: Οριζόντια κατανομή τάσεων για γραμμικώς αυξανόμενη τάση στην περίπτωση λωρίδας

Στα Σχήματα 6.18 και 6.19 φαίνεται η σύγκριση της ομογενούς φόρτισης με την τριγωνική στην περίπτωση λωρίδας.

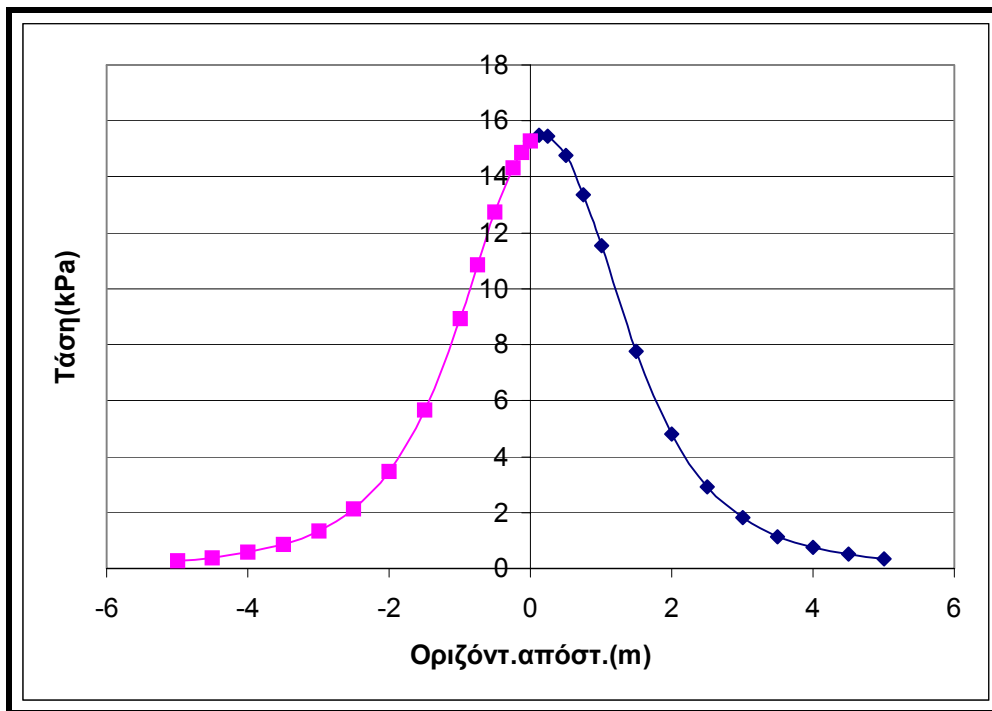


Σχήμα 6.18: Σύγκριση ομογενούς και τριγωνικής φόρτισης για οριζόντια κατανομή στην περίπτωση λωρίδας

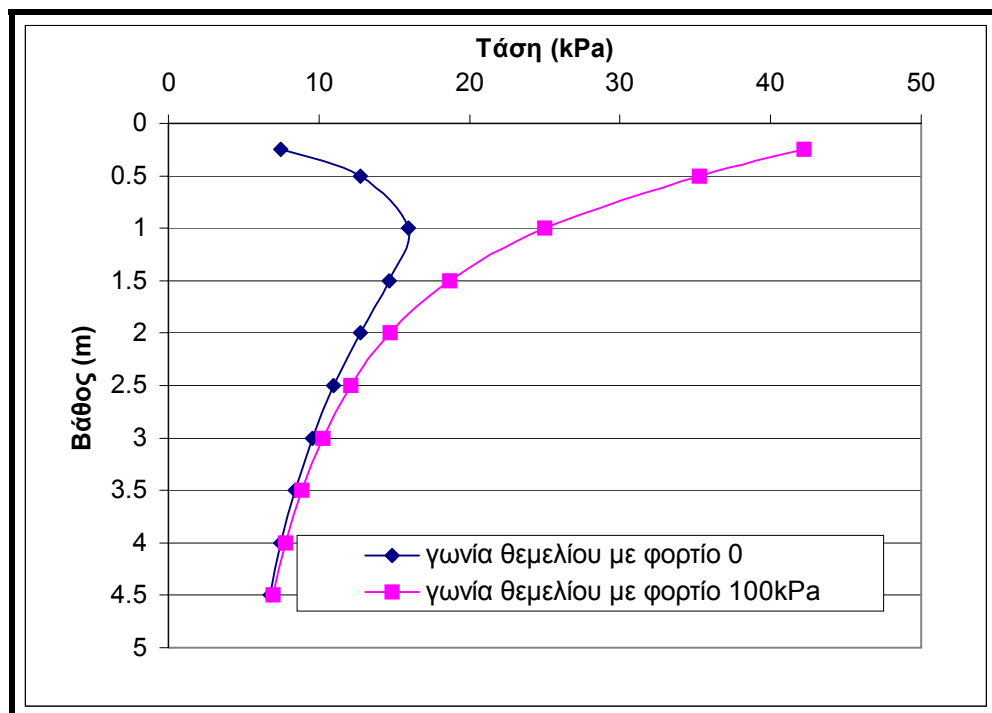


Σχήμα 6.19: Σύγκριση ομογενούς και τριγωνικής φόρτισης για κατακόρυφη κατανομή στην περίπτωση λωρίδας

Η σύγκριση που έγινε παραπάνω οδηγεί στο συμπέρασμα ότι όταν η τάση κατανέμεται σε τριγωνική μορφή η κλίση της γραφικής παράστασης είναι μικρότερη από ότι στην περίπτωση όπου η τάση κατανέμεται με ομοιογένεια. Αυτό σημαίνει ότι οι σχετικά υψηλές τάσεις στην περίπτωση που υπάρχει φορτίο έδρασης με εκκεντρότητα παραμένουν σε μεγαλύτερη απόσταση από το θεμέλιο από την περίπτωση που η τάση έδρασης είναι ομογενής (ειδικά στην περίπτωση της οριζόντιας κατανομής). Το γεγονός αυτό μπορεί να οδηγήσει σε καταστάσεις διαφορετικής καθίζησης μεγαλύτερες από αυτές που θα υπήρχαν αν το φορτίο δεν είχε εκκεντρότητα. Αυτό μπορεί να συμβεί γιατί το μεγαλύτερο φορτίο q που ασκείται στο θεμέλιο περνάει από το κέντρο βάρους των τάσεων επαφής ως συνέπεια όταν υπάρχει εκκεντρότητα το φορτίο q δεν περνάει από το κέντρο του θεμελίου αλλά από άλλο σημείο. Επίσης στο Σχήμα 6.20 φαίνεται ότι η κατακόρυφη κατανομή των τάσεων στις δυο γωνίες του θεμελίου είναι διαφορετική και οι τιμές της τάσης στην μεριά όπου το φορτίο είναι μέγιστο οι τάσεις είναι σαφώς μεγαλύτερες. Ακόμα στο Σχήμα 6.21 φαίνεται η οριζόντια κατανομή των τάσεων όπου παρατηρείται ότι και εδώ από την αριστερή πλευρά οι τάσεις είναι μικρότερες από ότι στην δεξιά.



Σχήμα 6.20: Οριζόντια κατανομή τάσεων σε φορτίο έδρασης με τριγωνική μορφή



Σχήμα 6.21: Κατακόρυφη κατανομή τάσεων σε φορτίο έδρασης με τριγωνική μορφή

6.3 Αριθμητική Μέθοδος Επίλυσης

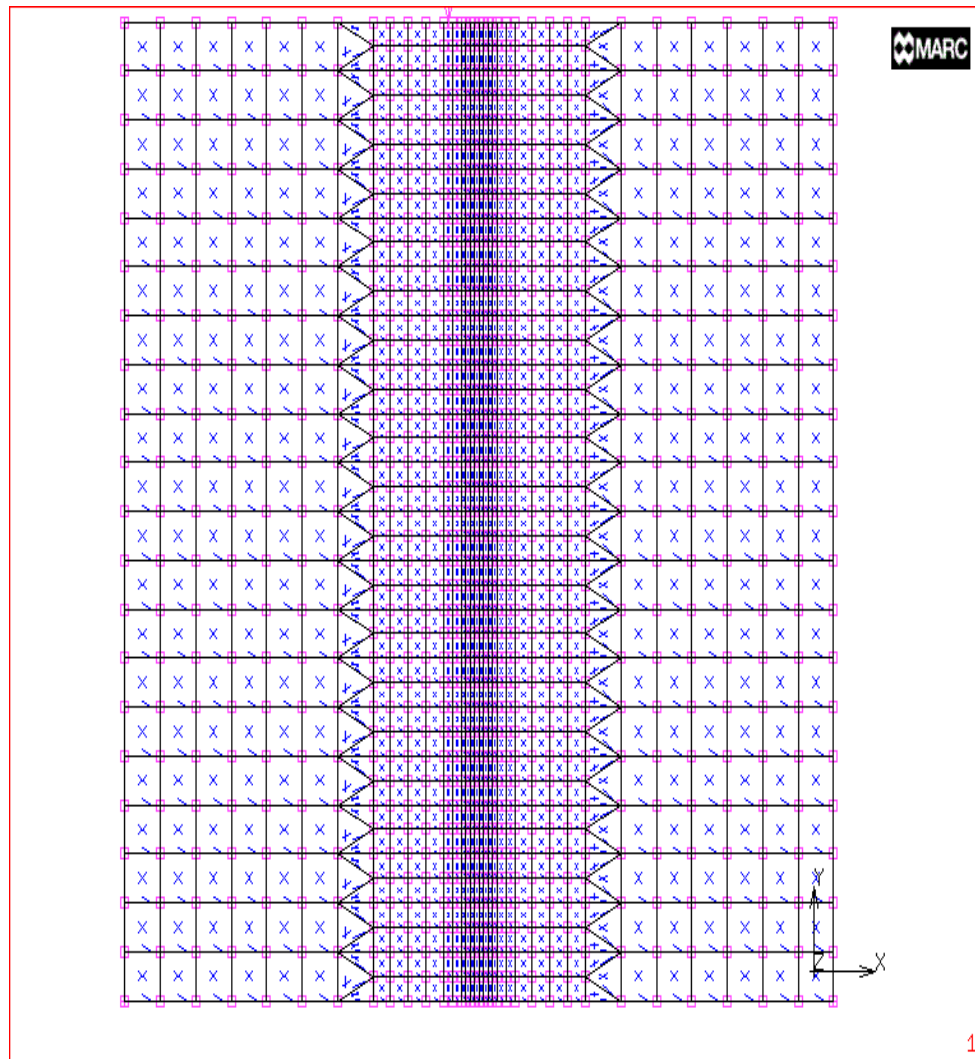
Σε αυτό το κομμάτι του κεφαλαίου παρουσιάζεται η παραμετρική ανάλυση που έγινε. Οι διαφορετικές παράμετροι που εξετάστηκαν είναι η διακριτοποίηση του μέσου, η θεώρηση επίλυσης (plane strain, plane stress), η παρουσία ή όχι εκκεντρότητας στον τρόπο φόρτισης του εδάφους (ομογενής φόρτιση, τριγωνική φόρτιση), οι μεταβολές στα χαρακτηριστικά του εδάφους (μέτρο ελαστικότητας E , λόγος Poisson ν) και τέλος η ύπαρξη ή όχι διαφορετικών στρώσεων (περίπτωση δυο και περίπτωση τριών στρώσεων). Ως αριθμητική μέθοδος επίλυσης επιλέχθηκε η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων με τη βοήθεια του λογισμικού πακέτου Marc. Κατά την μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων επιλύεται ένας μεγάλος αριθμός διαφορικών εξισώσεων που αντιπροσωπεύουν τον κάθε κόμβο του μοντέλου και περιγράφουν την συμπεριφορά τους. Έτσι τελικά προκύπτει μια μοναδική λύση για όλο το μοντέλο συνολικά αφού βέβαια έχουν εξασφαλισθεί οι απαιτήσεις συνέχειας και ισορροπίας μεταξύ των στοιχείων. Επίσης υπάρχει και η απαραίτητη σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα αναλυτικά.

6.3.1 Δημιουργία Μοντέλου

Κατά την δημιουργία του μοντέλου βασικό ρόλο παίζουν η διακριτοποίηση, οι συνοριακές συνθήκες, η φόρτιση και οι ιδιότητες των υλικών.

Όσον αφορά την αρχική διακριτοποίηση του μοντέλου που πραγματοποιήθηκε κατά την παραμετρική ανάλυση φαίνεται στο Σχήμα 6.22 και αποτελείται από τριγωνικά και ορθογωνικά στοιχεία επίπεδης τάσης.

Οι παράγοντες που έπαιξαν ρόλο για την επιλογή της διακριτοποίησης ήταν η απλότητα των στοιχείων δηλαδή επιλέχθηκαν στοιχεία που ο αριθμός των κόμβων που έχουν είναι ίσος με τον αριθμό των πλευρών. Αυτά είναι τα τριγωνικά τρικομβικά στοιχεία και τα ορθογωνικά τετρακομβικά. Επίσης σημαντικό ρόλο έπαιξε και η πύκνωση του μοντέλου. Δηλαδή δόθηκε προσοχή ώστε το μέγεθος των στοιχείων να είναι μικρό στα σημεία όπου απαιτείται μεγάλη ακρίβεια στους υπολογισμούς αλλά και εκεί που υπάρχει μεταβολή του ζητούμενου μεγέθους.

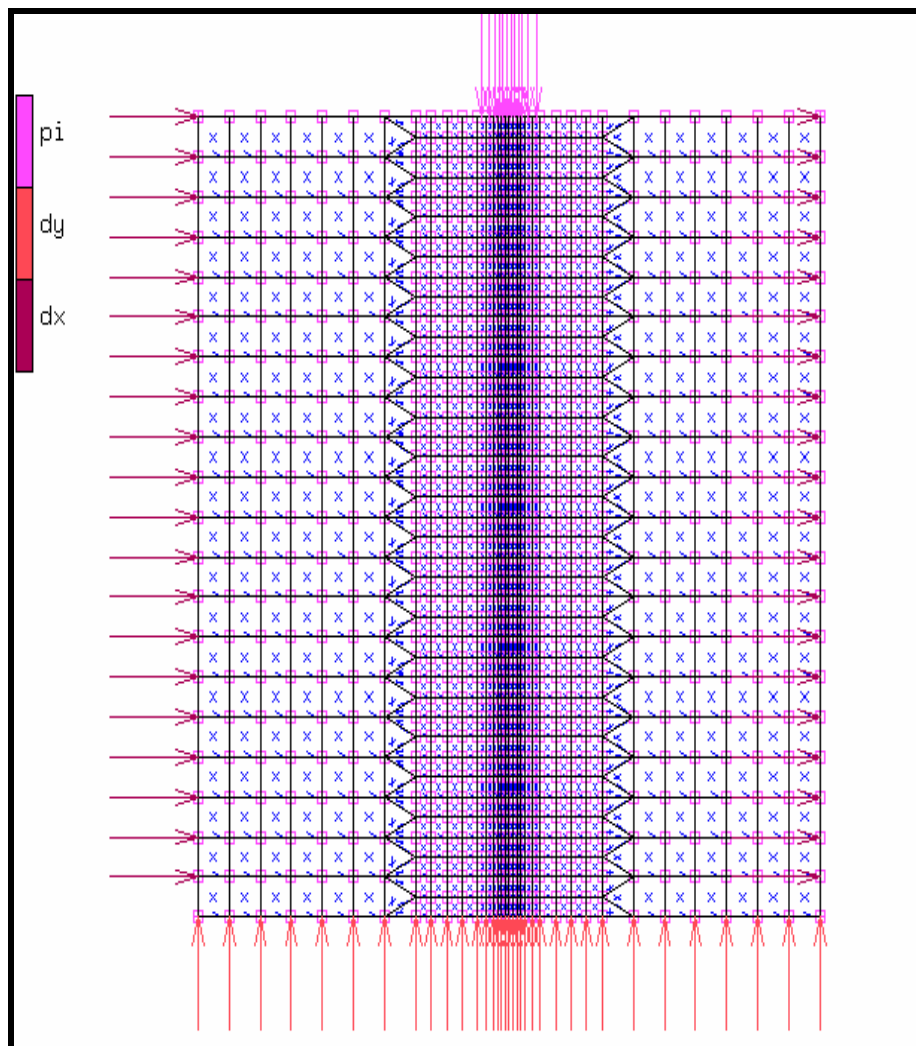


Σχήμα 6.22: Αρχική διακριτοποίηση μοντέλου

Οι συνοριακές συνθήκες που εφαρμόστηκαν σε όλα τα μοντέλα που κατασκευάστηκαν στην παρούσα εργασία είναι οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες:

- Στα κατακόρυφα όρια των μοντέλων που έγιναν εφαρμόστηκε κύλιση ($dx=0$), αυτό σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση προς τον y άξονα.
- Στο κάτω όριο των μοντέλων που έγιναν εφαρμόστηκε κύλιση ($dy=0$), που σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση ως προς τον άξονα x

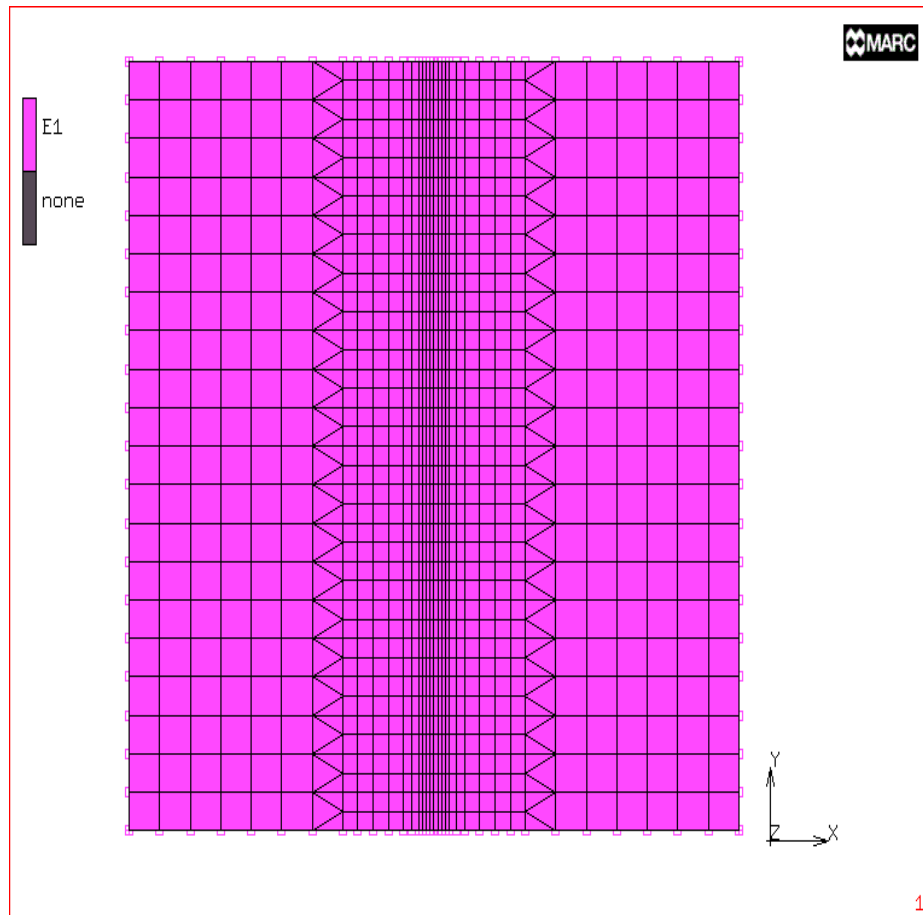
Στο Σχήμα 6.23 φαίνονται αυτές οι συνοριακές συνθήκες



Σχήμα 6.23: Συνοριακές συνθήκες μοντέλων

Στο Σχήμα 6.23 εκτός από τις συνοριακές συνθήκες που αφορούν την κύλιση του μοντέλου υπάρχει και η φόρτιση του μοντέλου. Η φόρτιση υποτίθεται ότι γίνεται σε δύο διαστάσεις αλλά παρομοιάζει την φόρτιση λωρίδας με πλάτος 1m. Η φόρτιση αυτή είναι 100kPa. Παρατηρείται ότι η διακριτοποίηση έχει μικρότερα στοιχεία κατά μήκος της επιφάνειας φόρτισης αλλά και κάτω από αυτήν.

Στη συνέχεια στο Σχήμα 6.24 φαίνονται οι ιδιότητες του υλικού δηλαδή του εδάφους που μοντελοποιήθηκε στην εργασία. Στην αρχή της επεξεργασίας θεωρήθηκε ότι το έδαφος αποτελείται από ένα υλικό το οποίο έχει μέτρο ελαστικότητας $E_1 = 20.000 \text{ kPa}$ και λόγο poisson $\nu = 0,25$.



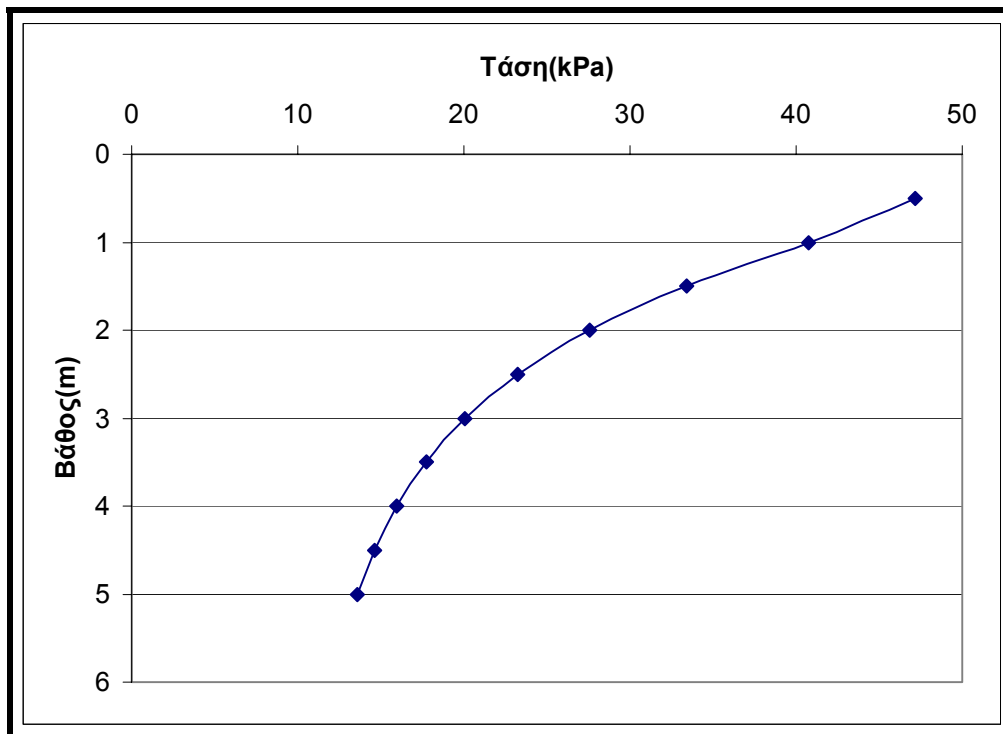
Σχήμα 6.24: Ιδιότητες υλικού

Η θεώρηση επίλυσης που αναλύεται στην συνέχεια περιλαμβάνει την θεώρηση επίπεδης τάσης (plane stress) και την θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης (plane strain).

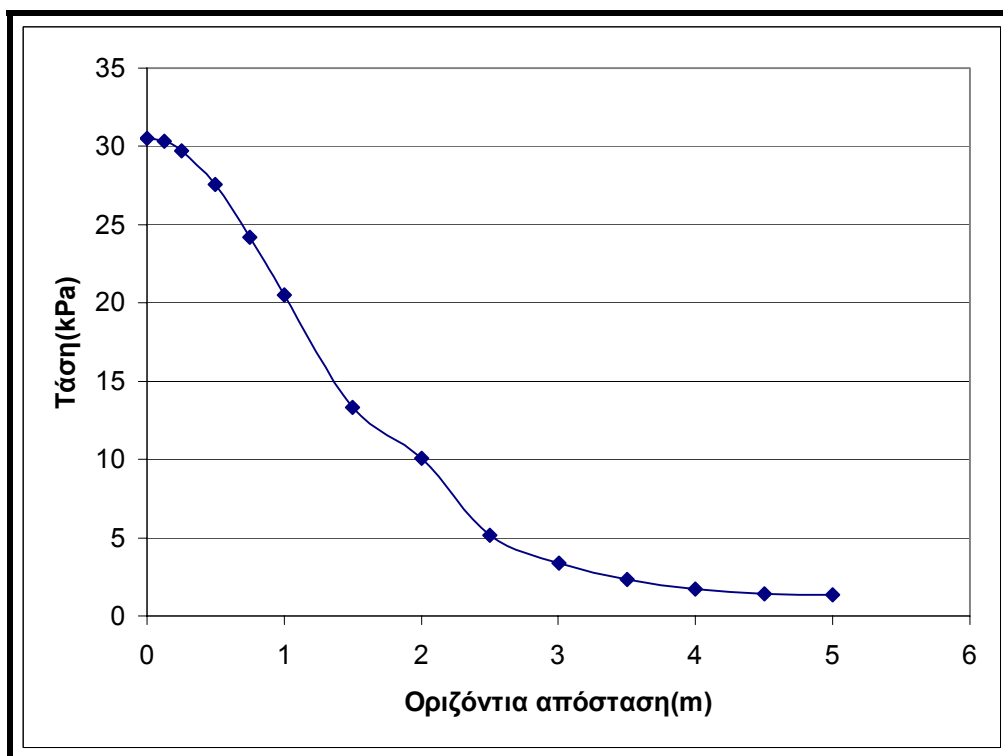
Η θεώρηση επίπεδης τάσης σημαίνει ότι τα φορτία που δέχεται το σώμα ανήκουν στο επίπεδο δυο διαστάσεων (επίπεδο x,y) και μπορεί να θεωρηθεί ότι οι συνιστώσες της τάσης κατά τον τρίτο άξονα είναι πολύ μικρές σε σύγκριση με τις συνιστώσες κατά το επίπεδο φόρτισης.

Η θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης σημαίνει ότι η συνιστώσα του διανύσματος μετατοπίσεων (u) είναι μηδενική κατά την τρίτη διάσταση ($u_z = 0$ και επομένως $\epsilon_z = 0$) καθώς επίσης ότι τα διανύσματα μετατόπισης στο επίπεδο (x,y) είναι ανεξάρτητα από την τρίτη διάσταση δηλαδή $u_x = f(x,y)$ και $u_y = f(x,y)$.

Για την θεώρηση επίπεδης τάσης οι γραφικές παραστάσεις τάσης-βάθους για οριζόντια απόσταση 0.5m από το κέντρο του θεμελίου και οριζόντιας απόστασης-τάσης για σταθερό βάθος 2m φαίνονται στα Σχήματα 6.25 και 6.26.

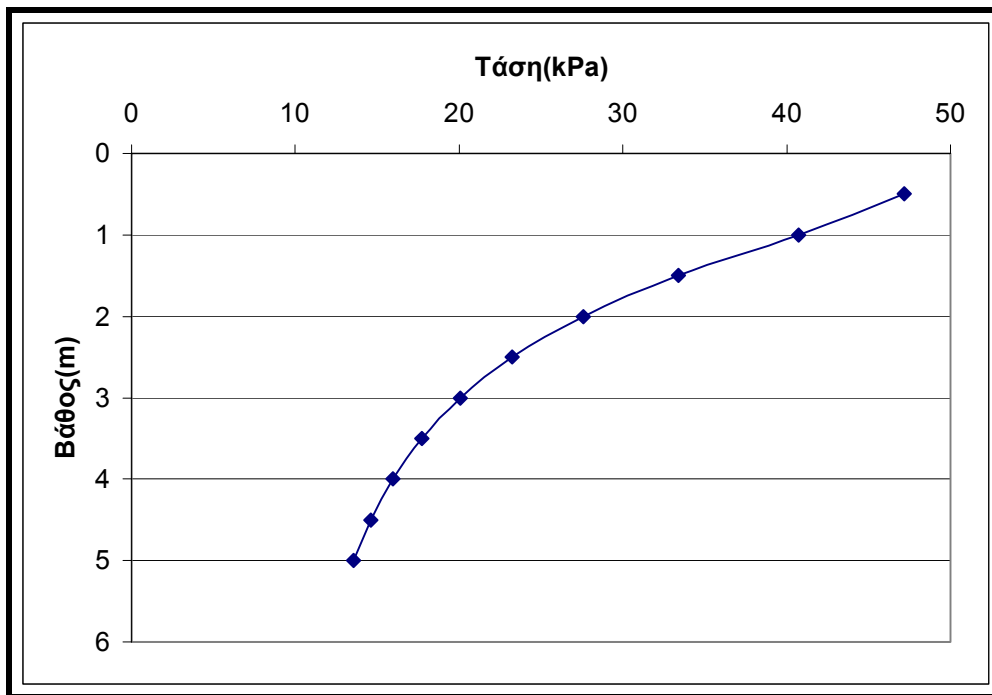


Σχήμα 6.25: Γραφική παράσταση τάσης-βάθους για θεώρηση plane stress για διακριτοποίηση με τρίγωνα

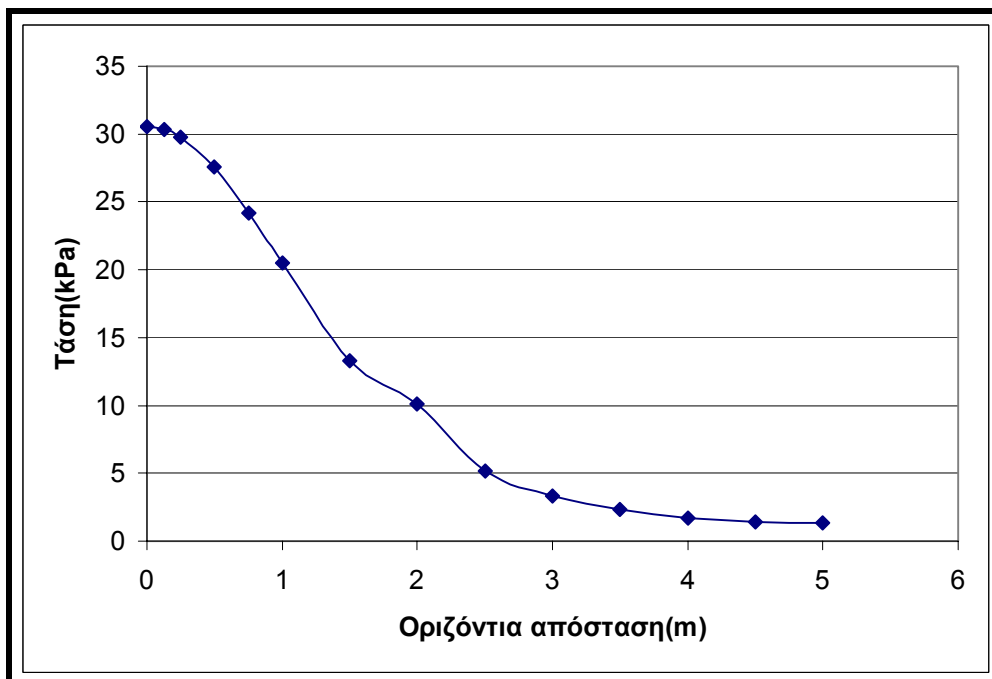


Σχήμα 6.26: Γραφική παράσταση οριζόντιας απόστασης-τάσης για θεώρηση plane stress για διακριτοποίηση με τρίγωνα

Για θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης οι αντίστοιχες γραφικές παραστάσεις φαίνονται στα σχήματα 6.27 και 6.28.

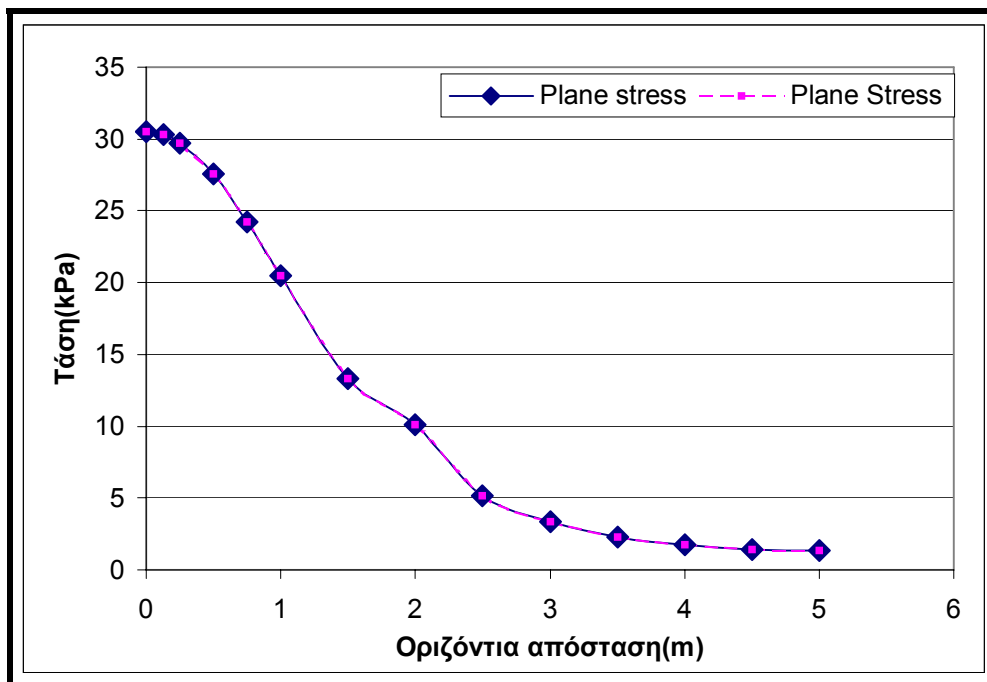


Σχήμα 6.27: Γραφική παράσταση τάσης-βάθους για θεώρηση plain strain για διακριτοποίηση με τρίγωνα

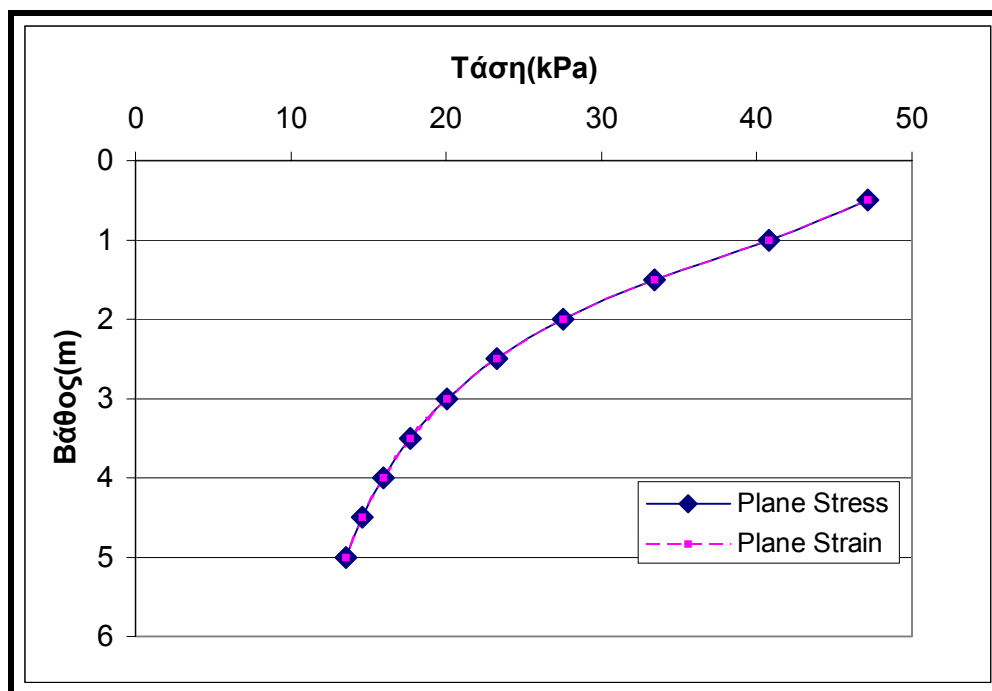


Σχήμα 6.28: Γραφική παράσταση οριζόντιας απόστασης-τάσης για θεώρηση plane strain για διακριτοποίηση με τρίγωνα

Η σύγκριση αυτών των γραφικών για plain stress και plain strain φαίνεται στα διαγράμματα 6.29 και 6.30.



Σχήμα 6.29: Σύγκριση θεωρήσης plane stress και plane strain για διακριτοποίηση με τρίγωνα



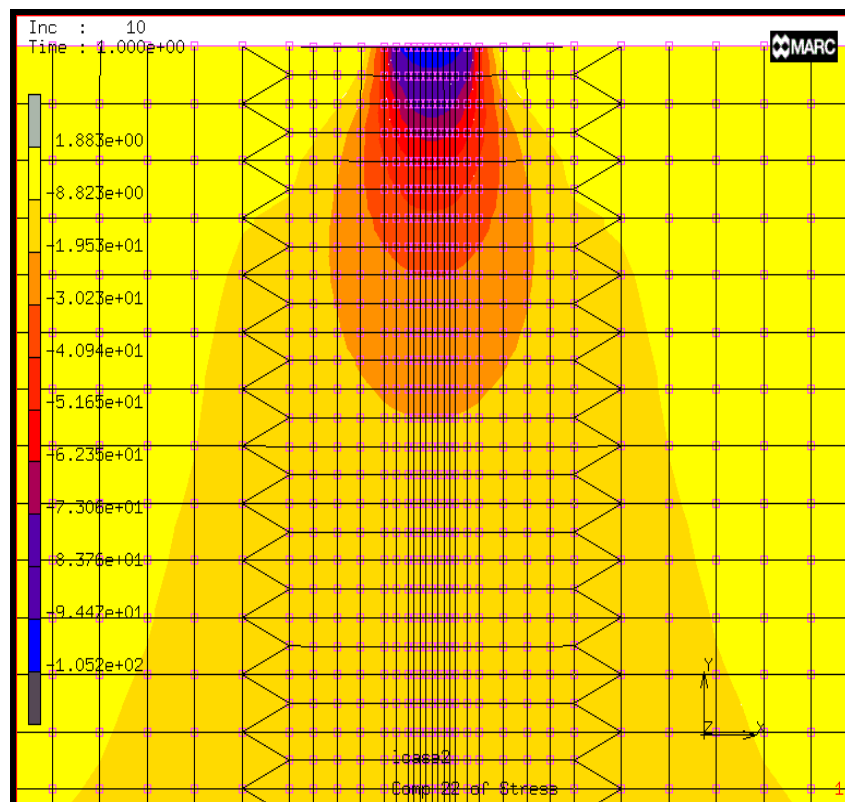
Σχήμα 6.30: Σύγκριση θεωρήσης plane stress και plane strain σε διάγραμμα Τάσης-Βάθους για διακριτοποίηση με τρίγωνα

Όπως φαίνεται καθαρά από τις δύο γραφικές παραστάσεις οι τιμές της τάσης που μας δίνει η θεώρηση επίπεδης τάσης συμπίπτουν απόλυτα με τις τιμές της τάσης που μας δίνει η θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης.

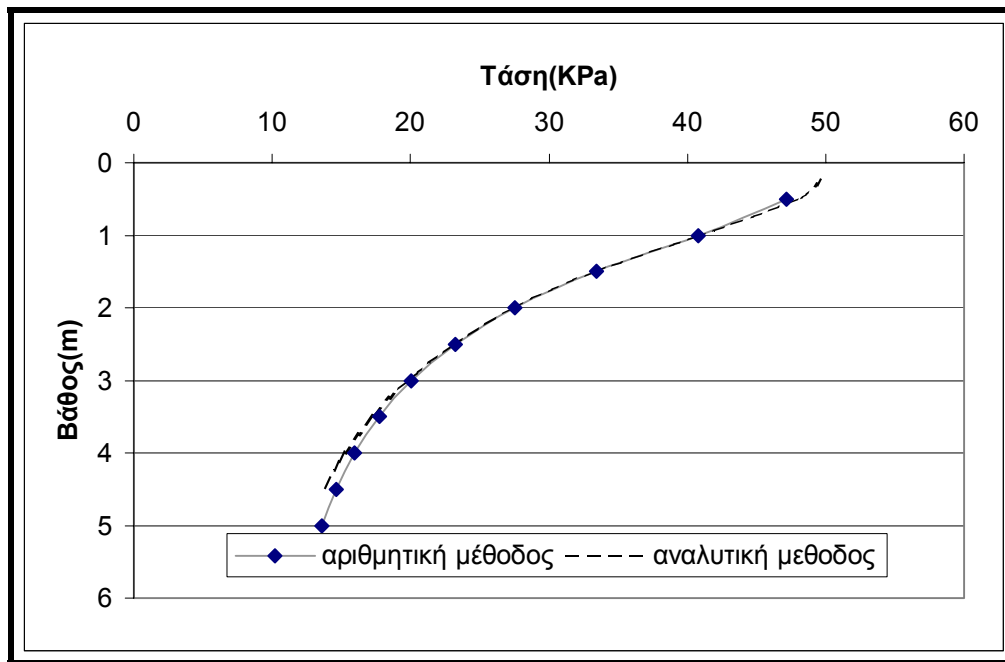
Στη συνέχεια γίνεται μία σύγκριση των τιμών των τάσεων που προέρχονται από την αριθμητική λύση με αυτές που δίνονται από την αναλυτική (Σχήματα 6.32, 6.33).

Στο Σχήμα 6.31 φαίνεται η κατανομή των τάσεων από επιβαλλόμενο φορτίο 100 kPa σε λωρίδα πλάτους 1m.

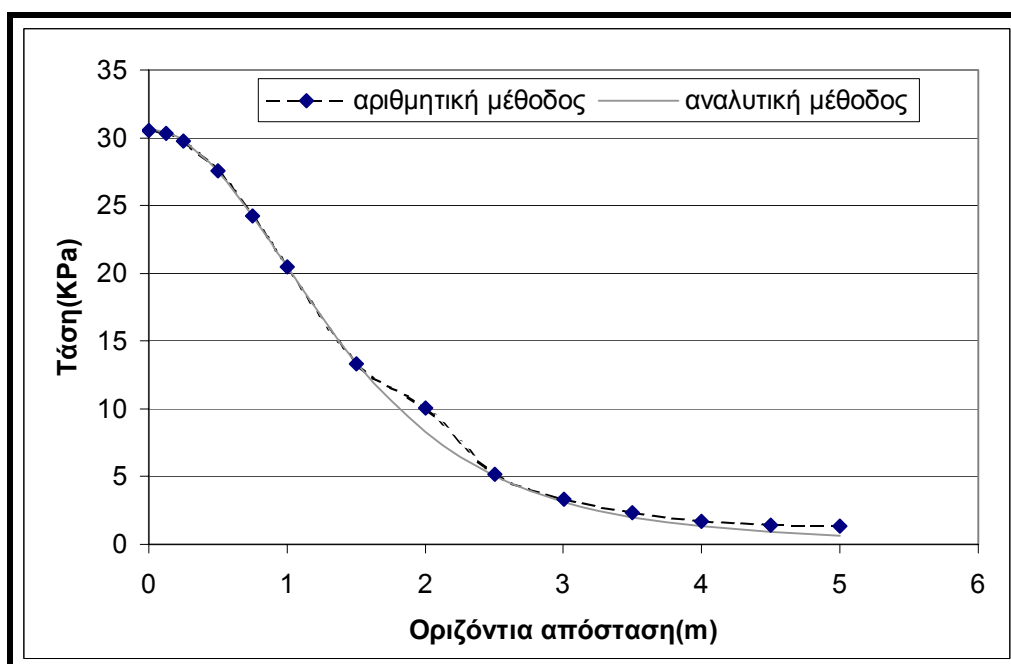
Θα πρέπει στο σημείο αυτό να σημειωθεί ότι στην εδαφομηχανική και τη μηχανική πετρωμάτων οι θλιπτικές τάσεις λαμβάνονται θετικές ενώ οι εφελκυστηκές τάσεις θεωρούνται αρνητικές. Όμως το λογισμικό πακέτο 'Marc' λαμβάνει ως θλιπτικές τις τάσεις που έχουν αρνητικό πρόσημο και εφελκυστηκές τις τάσεις που έχουν θετικό πρόσημο. Για το λόγο αυτό πρέπει να τονισθεί ότι όλες οι τάσεις που πρόκειται να απαντηθούν θα αναφέρονται σε θλιπτικές τάσεις.



Σχήμα 6.31: Κατανομή των κατακόρυφων τάσεων σ_z στο έδαφος από επιβολή εξωτερικού φορτίου



Σχήμα 6.32: Σύγκριση αναλυτικής και αριθμητικής μεθόδου για διακριτοποίηση με τρίγωνα και ομογενές φορτίο σε διάγραμμα τάσης-βάθους



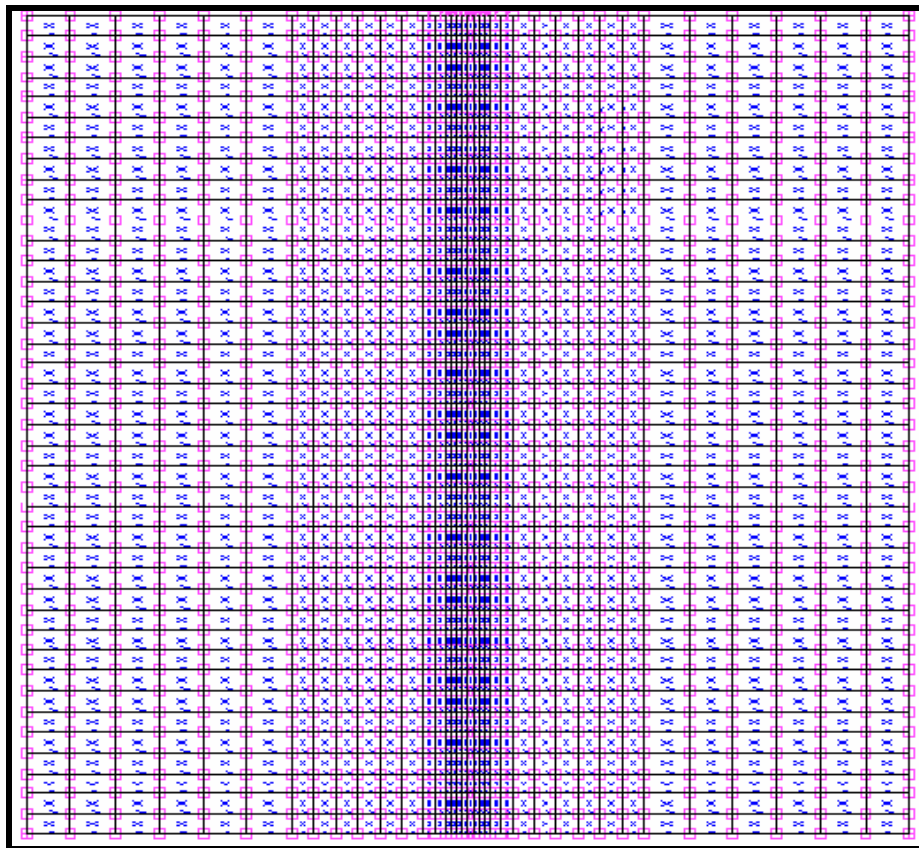
Σχήμα 6.33: Σύγκριση αναλυτικής και αριθμητικής μεθόδου για διακριτοποίηση με τρίγωνα και ομογενές φορτίο σε διάγραμμα οριζόντιας απόστασης-τάσης

Από την παραπάνω σύγκριση και συγκεκριμένα στο διάγραμμα τάσης βάθους παρατηρείται ότι υπάρχει καλή προσέγγιση της αριθμητικής μεθόδου στην αναλυτική αφού οι δυο γραφικές σχεδόν συμπίπτουν. Το ίδιο συμβαίνει και στο διάγραμμα οριζόντιας

απόστασης-τάσης με τη διαφορά ότι παρατηρείται μια αστάθεια στην αριθμητική λύση και συγκεκριμένα σε οριζόντια απόσταση 2m από το κέντρο του θεμελίου η τάση είναι κατά τι μεγαλύτερη από την τάση που δίνει η αναλυτική μέθοδος.

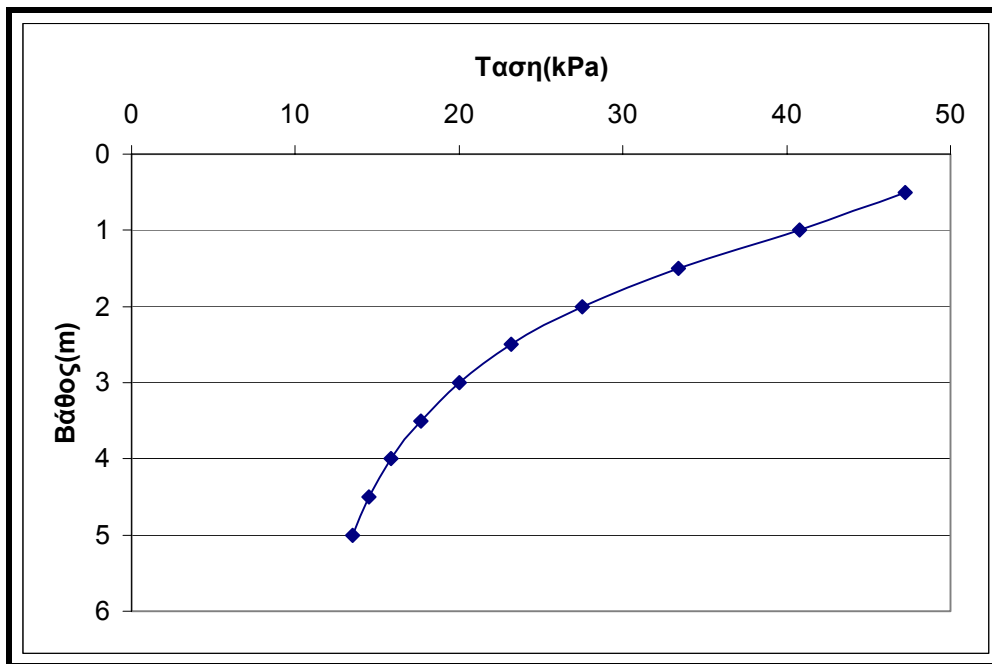
Από τη λεπτομερέστερη εξέταση του μοντέλου γίνεται αντιληπτό ότι αυτή η απόσταση των 2m αντιστοιχεί σε διακριτοποίηση όπου χρησιμοποιήθηκαν τριγωνικά στοιχεία. Έτσι έπειτα από αυτήν την παρατήρηση κρίθηκε σκόπιμο να δημιουργηθεί μια δεύτερη διακριτοποίηση η οποία δεν θα περιέχει τριγωνικά στοιχεία αλλά μόνο τετραπλευρικά.

Στο Σχήμα 6.34 φαίνεται η δεύτερη διακριτοποίηση που έγινε για την αντιμετώπιση του προβλήματος της αστάθειας και η οποία δεν περιέχει καθόλου τριγωνικά στοιχεία αλλά μόνο τετραπλευρικά.

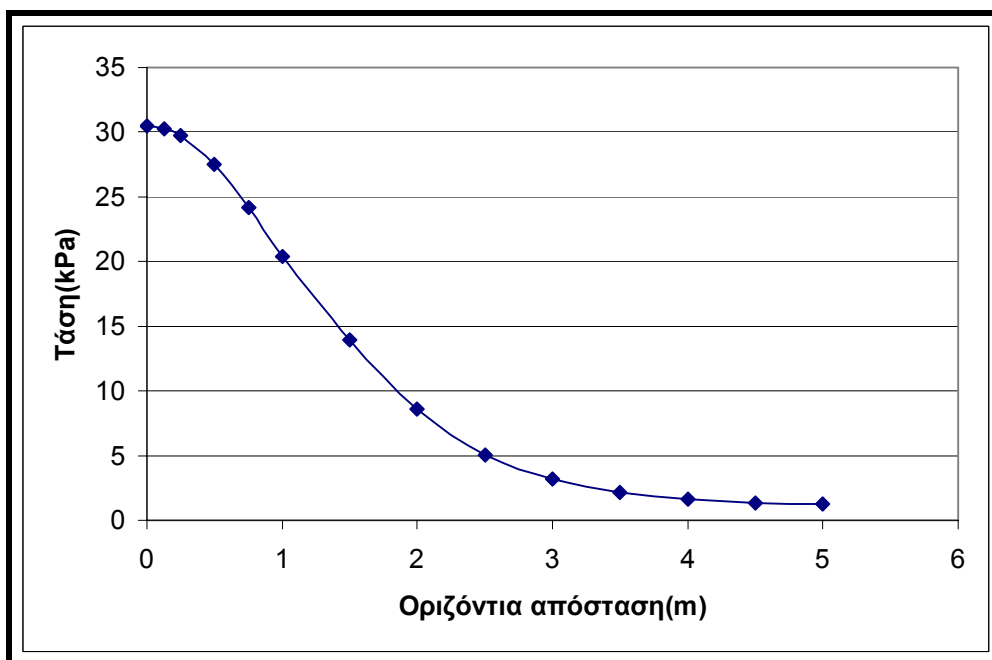


Σχήμα 6.34: Διακριτοποίηση χωρίς τρίγωνα

Τα αποτελέσματα από την νέα διακριτοποίηση παριστάνονται γραφικά στα Σχήματα 6.35 και 6.36 όπου στο Σχήμα 6.36 παρατηρείται ότι η αστάθεια δεν υπάρχει πλέον.



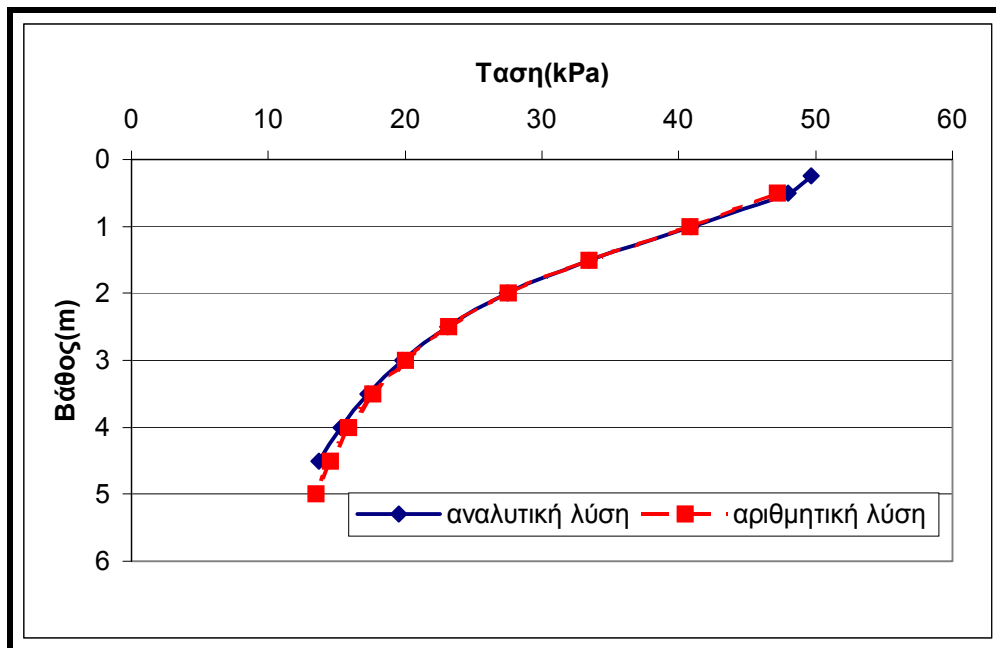
Σχήμα 6.35: Διάγραμμα τάσης-βάθους για διακριτοποίηση χωρίς τρίγωνα



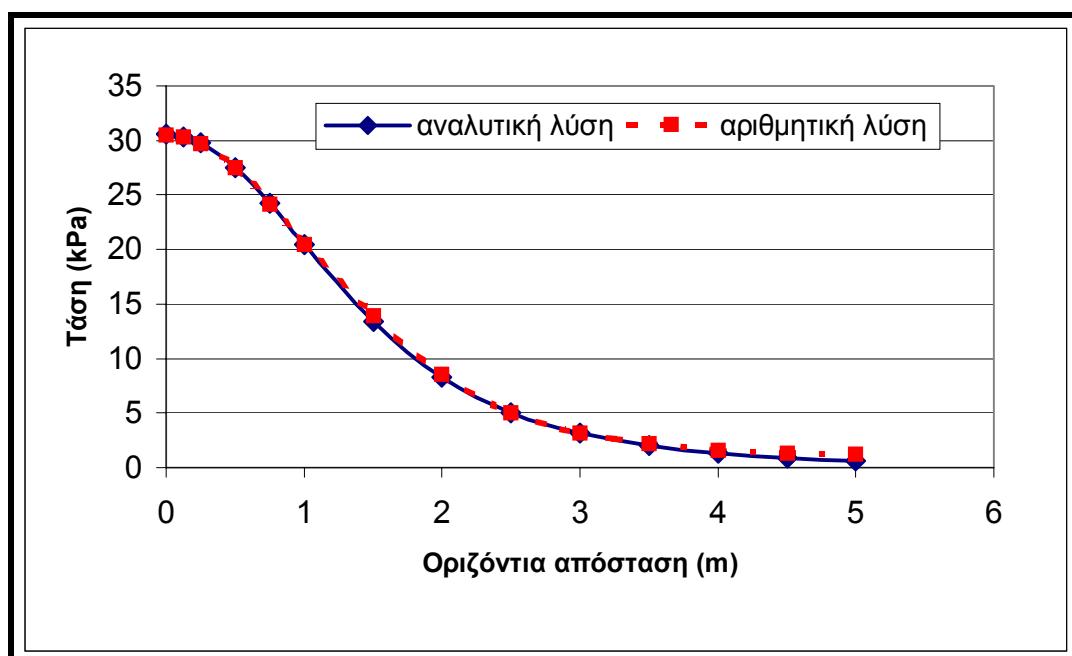
Σχήμα 6.36: Διάγραμμα οριζόντιας απόστασης-βάθους για διακριτοποίηση χωρίς τρίγωνα

Από την σύγκριση των γραφικών παραστάσεων που προήλθαν από αριθμητική λύση με τις γραφικές που προήλθαν από την αναλυτική λύση (Σχήμα 6.37, 6.38) παρατηρείτε ότι υπάρχει σχεδόν πλήρης ταύτιση των δύο μεθόδων. Αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι η δεύτερη διακριτοποίηση που έγινε χωρίς τριγωνικά στοιχεία ανταποκρίνεται καλύτερα στο

μοντέλο που κατασκευάστηκε και οι λύσεις που δίνει συγκλίνουν σε αυτές της αναλυτικής λύσης.



Σχήμα 6.37: Σύγκριση της αναλυτικής μεθόδου με την αριθμητική σε διάγραμμα τάση-βάθος για διακριτοποίηση χωρίς τριγωνικά στοιχεία

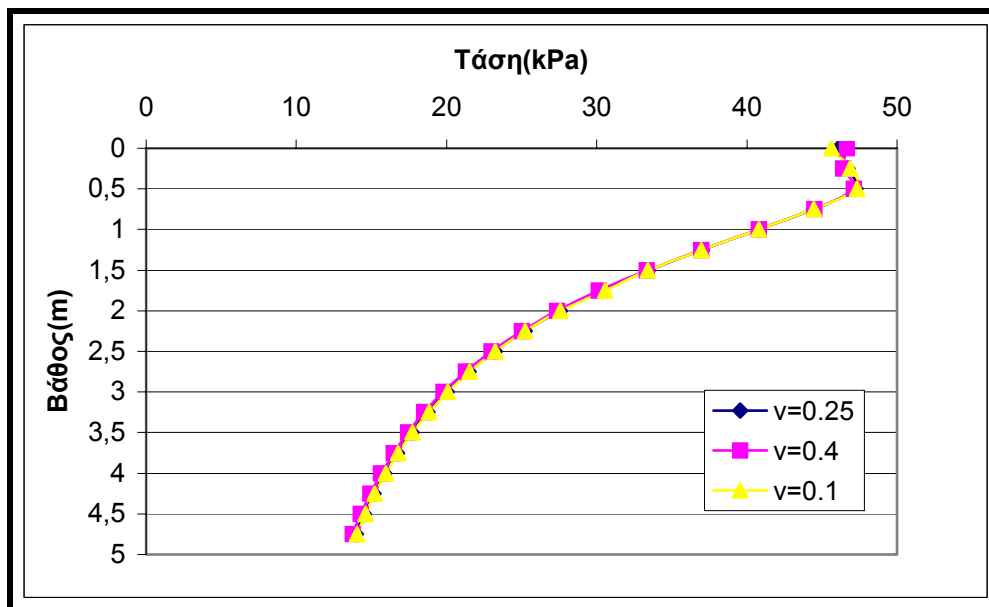


Σχήμα 6.38: Σύγκριση της αναλυτικής μεθόδου με την αριθμητική σε διάγραμμα οριζόντια απόσταση-τάση για διακριτοποίηση χωρίς τρίγωνα

6.3.2 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Ομογενές Έδαφος

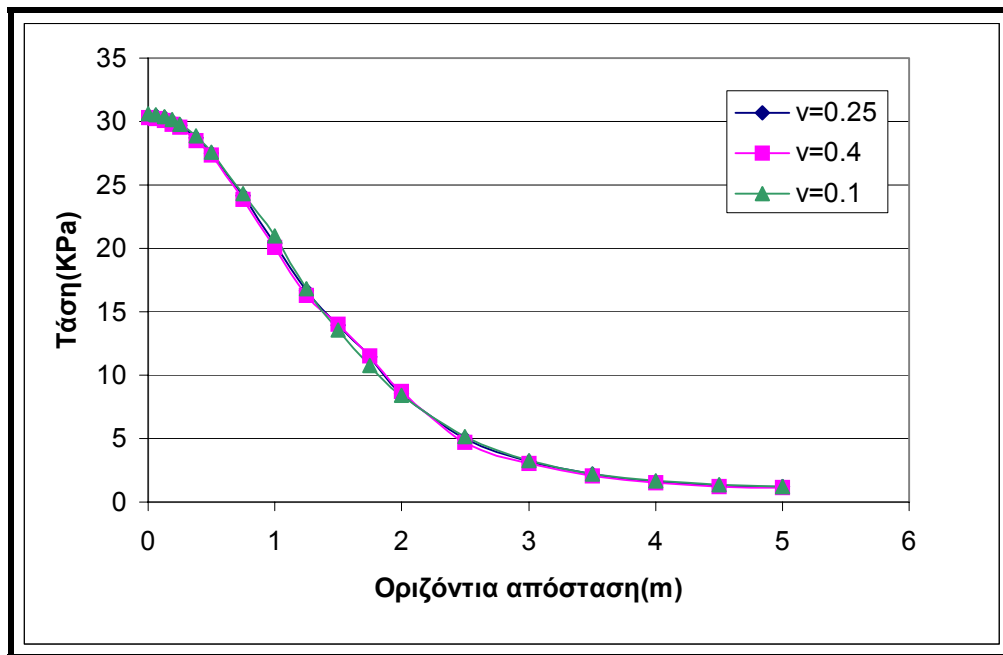
Με τον όρο χαρακτηριστικές παράμετροι του εδάφους αναφέρονται το μέτρο ελαστικότητας E και το λόγο Poisson ν του εδάφους. Οι αναλυτικοί τύποι που αναλύθηκαν στην αρχή του κεφαλαίου δεν περιέχουν αυτές τις παραμέτρους για τον υπολογισμό των κατακόρυφων τάσεων. Στο λογισμικό πακέτο 'Marc' όμως είναι απαραίτητο να ορισθούν οι ιδιότητες του υλικού που αναφέρονται στο μέτρο ελαστικότητας και τον λόγο του Poisson. Έτσι στην παραμετρική ανάλυση που γίνεται αξίζει να ελεγχθεί το πώς οι δυο αυτές παράμετροι επηρεάζουν τη συμπεριφορά του μοντέλου.

Στα παρακάτω Σχήματα 6.39 και 6.40 φαίνονται οι υπολογισμένες τάσεις εδάφους για ομοιόμορφο επιφανειακό φορτίο 100 kPa, πλάτος λωρίδας 1m, $E=20\text{MPa}$ και για $\nu=0.1, 0.25$ και 0.4.



Σχήμα 6.39: Σύγκριση αποτελεσμάτων από αριθμητική μέθοδο για διάφορους λόγους Poisson σε διάγραμμα τάσης-βάθους

Στο Σχήμα 6.39 αναφέρεται σε σταθερή οριζόντια απόσταση από το κέντρο του θεμελίου 0.5m. Όπως παρατηρείται οι μεταβολές στην υπολογισμένη τάση εδάφους για διάφορους λόγους Poisson είναι πολύ μικρή. Οι μεγαλύτερες δε μεταβολές που παρατηρούνται είναι της τάξης του 0.5 kPa. Αυτό σημαίνει ότι η μεταβολή της τάσης με το βάθος μπορεί να θεωρηθεί ανεξάρτητη από τον λόγο του Poisson.

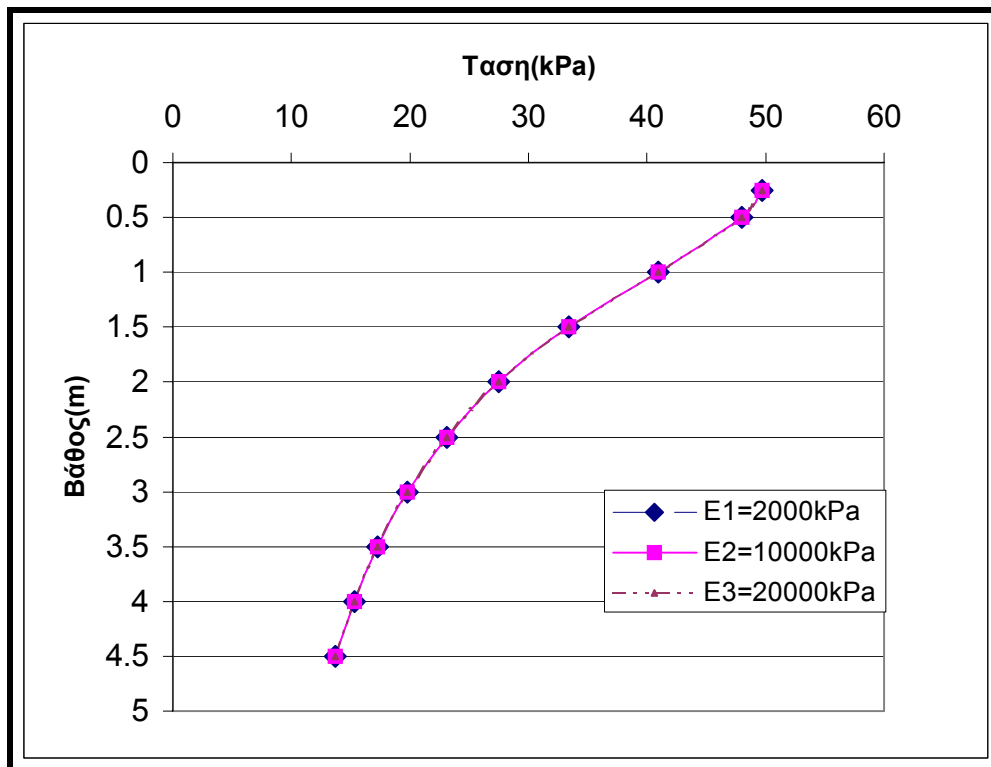


Σχήμα 6.40: Σύγκριση αποτελεσμάτων από αριθμητική μέθοδο για διάφορους λόγους Poisson σε διάγραμμα οριζόντιας απόστασης-βάθους

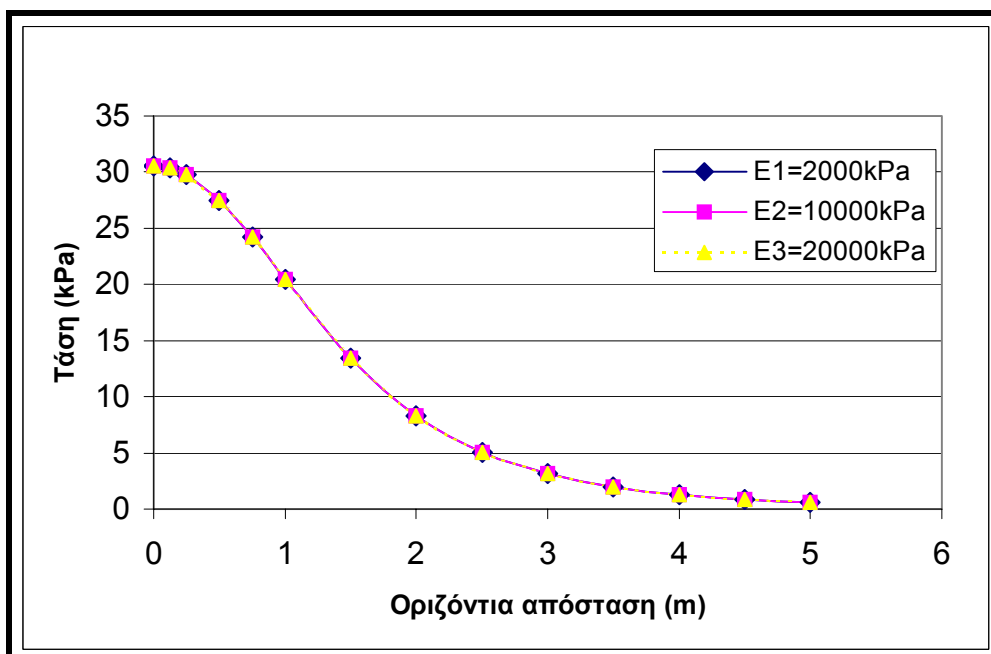
Όπως και στην περίπτωση του διαγράμματος τάση-βάθος έτσι και στο διάγραμμα οριζόντια απόσταση-τάση οι υπολογισμένες τάσεις για ομογενές έδαφος για διάφορους λόγους Poisson δεν διαφέρουν πολύ και η μεγαλύτερη διαφορά είναι της τάξης του 0.6kPa. Αυτό σημαίνει ότι και κατά την οριζόντια κατανομή η τάση υπεδάφους μπορεί να θεωρηθεί ανεξάρτητη του λόγου Poisson ν .

Στην περίπτωση που υπάρχει ομογενές έδαφος εξετάζεται στην συνέχεια η πιθανότητα αλλαγής των υπολογισμένων τάσεων εδάφους με την αλλαγή του μέτρου ελαστικότητας E . Εξετάζονται δε οι περιπτώσεις για μέτρο ελαστικότητας $E_1 = 2000$ kPa, $E_2 = 10000$ kPa και για $E_3 = 20000$ kPa.

Τα αποτελέσματα της σύγκρισης φαίνονται στα Σχήματα 6.41 και 6.42 για κατανομή των τάσεων ως προς την οριζόντια απόσταση (με σταθερό βάθος 2m) και το βάθος αντίστοιχα (με σταθερή οριζόντια απόσταση 0.5m). Όπως δείχνουν καθαρά και οι γραφικές παραστάσεις οι υπολογισμένες τάσεις και για τις τρεις περιπτώσεις συμφωνούν πλήρως και επομένως το μέτρο ελαστικότητας καμία μεταβολή δεν επιφέρει στην αύξηση των τάσεων στο εσωτερικό του εδάφους λόγω εξωτερικού φορτίου στην περίπτωση βέβαια που το έδαφος είναι ομογενές και δεν αποτελείται από στρώματα με διαφορετικές χαρακτηριστικές ιδιότητες.



Σχήμα 6.41: Σύγκριση αποτελεσμάτων της τάσης υπεδάφους για διάφορα μέτρα ελαστικότητας σε γραφική παράσταση τάση-βάθος

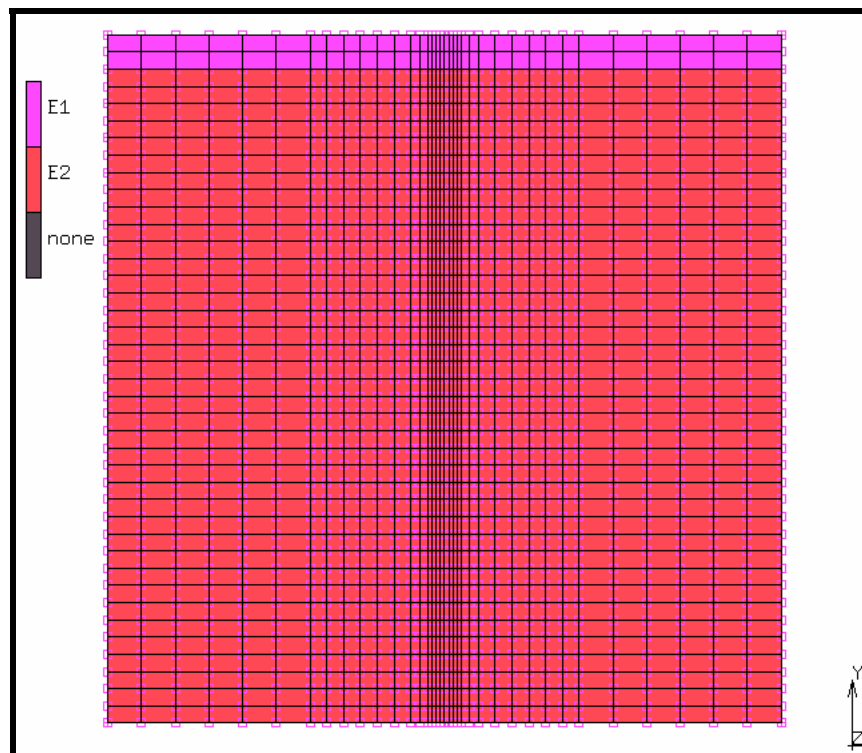


Σχήμα 6.42: Σύγκριση αποτελεσμάτων της τάσης υπεδάφους για διάφορα μέτρα ελαστικότητας σε γραφική παράσταση οριζόντιας απόστασης-τάσης

6.3.3 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Έδαφος με δύο Στρώσεις

Ένα διαφορετικό πρόβλημα που απαντάται συχνά στα οδοστρώματα των δρόμων αλλά και των αεροδρομίων είναι αυτό που θεωρεί ότι το έδαφος αποτελείται από στρώσεις. Δηλαδή από διαδοχικά στρώματα με διαφορετικές χαρακτηρίστηκες ιδιότητες. Αυτό το πρόβλημα έχει μελετηθεί από τον Westergaard ο οποίος ανέπτυξε αναλυτικές εξισώσεις για τις τάσεις σε ένα σημείο του εδάφους που αποτελείται από διαδοχικές στρώσεις λόγω ενός σημειακού επιφανειακού φορτίου όπως αναφέρθηκε στο Τέταρτο Κεφάλαιο.

Σε αυτό το μέρος της επεξεργασίας θα αναλυθεί το πρόβλημα της κατανομής των τάσεων σε έδαφος το οποίο αποτελείται από δυο διαδοχικά στρώματα με διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας (Σχήμα 6.43). Θα αναλυθεί συγκεκριμένα η περίπτωση όπου το επιφανειακό φορτίο είναι 100kPa και κατανέμεται κατά μήκος μίας λωρίδας με πλάτος 5m.

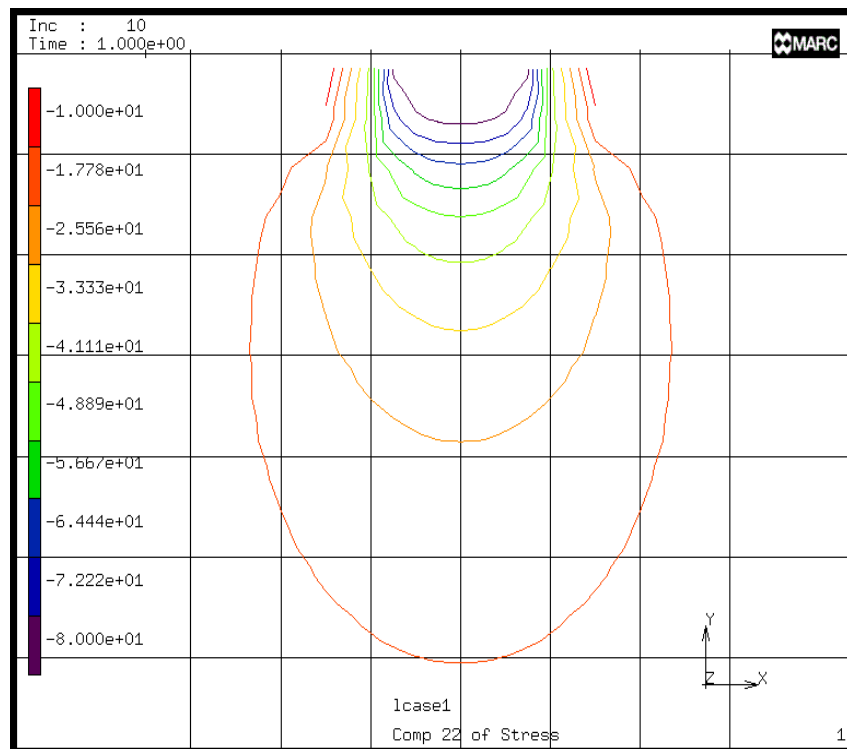


Σχήμα 6.43: Ιδιότητες υλικού στην περίπτωση δυο στρωμάτων

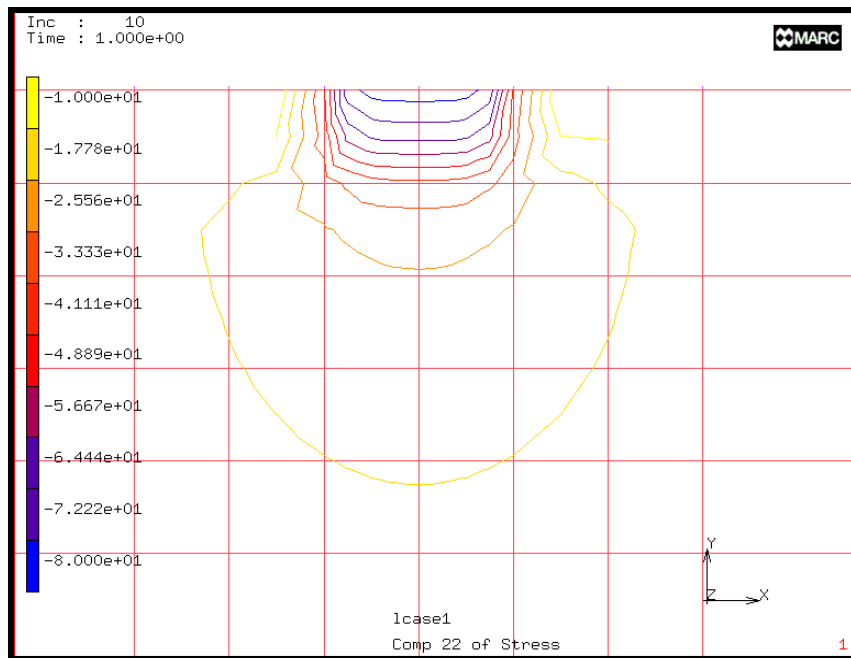
Θα αναλυθεί η περίπτωση που τα δυο διαφορετικά στρώματα έχουν διάφορα μέτρα ελαστικότητας και ειδικά οι περιπτώσεις με λόγο $E_1/E_2=10$ και $E_1/E_2=100$. Η διεπιφάνεια που αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας είναι στα 5m και το σώμα θεωρείται συνεχές. Δηλαδή μεταξύ των δυο στρωμάτων δεν υπάρχει τριβή. Η αρχική διακριτοποίηση του μέσου που έγινε φαίνεται στο Σχήμα 6.43 και περιέχει μόνο τετραπλευρικά στοιχεία εξαιτίας της

αστάθειας που παρατηρήθηκε στα τριγωνικά στοιχεία όπως αναφέρεται σε προηγούμενα εδάφια του παρόντος κεφαλαίου.

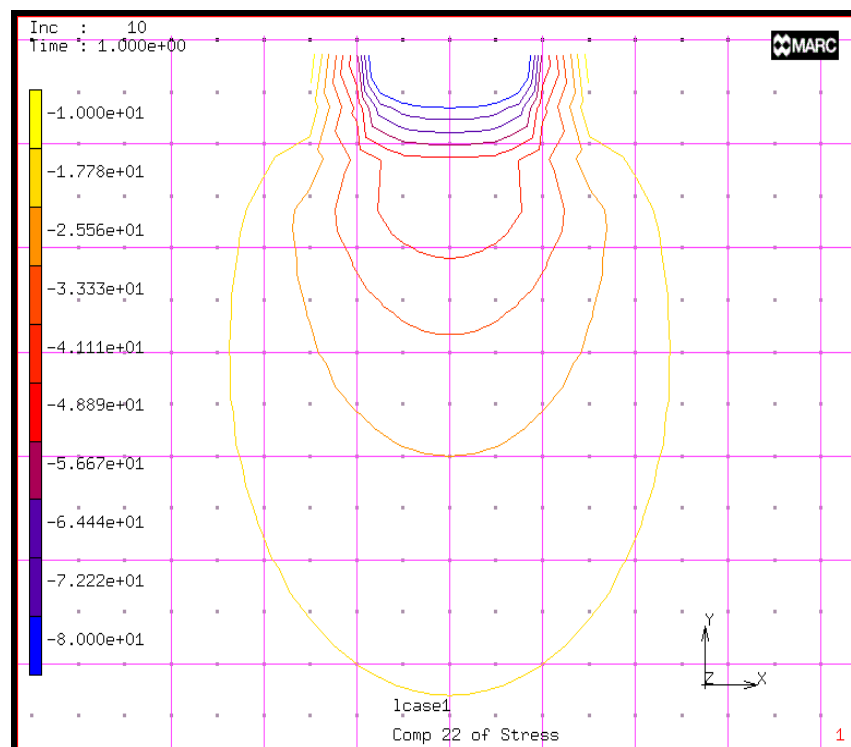
Στη συνέχεια παρατίθενται οι ισοβαρείς καμπύλες που κατασκευάστηκαν (Σχήματα, 6.44,6.45,6.46,6.47). Στο Σχήμα 6.44 υπάρχουν οι ισοβαρείς για ένα φορτίο $P=100\text{kPa}$ και πλάτος λωρίδας 1m . Ο λόγος $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/2000(\text{kPa})=10$ και ο λόγος του Poisson $\nu=0$. Για τις ισοβαρείς του Σχήματος 6.45 υπάρχουν το ίδιο φορτίο και πλάτος λωρίδας κάτι που συμβαίνει με όλες τις ισοβαρείς με $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/200(\text{kPa})=100$ και λόγο Poisson $\nu=0$. Στις ισοβαρείς του σχήματος 6.46 λόγος των μέτρων ελαστικότητας είναι $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/2000(\text{kPa})=10$ και ο λόγος του Poisson $\nu=0.25$. Τέλος στο Σχήμα 6.47 ο λόγος $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/200(\text{kPa})=100$ και ο λόγος του Poisson είναι $\nu=0.25$.



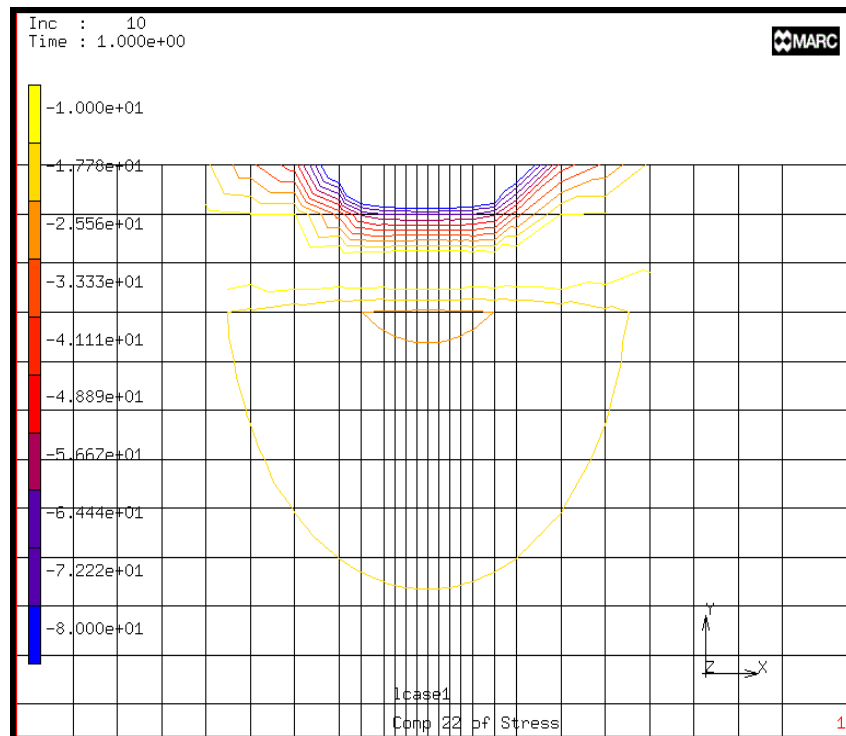
Σχήμα 6.44: Ισοβαρείς καμπύλες για $E_1/E_2=10$ και $\nu=0$



Σχήμα 6.45: Ισοβαρείς καμπύλες για $E_1/E_2=100$ και $\nu=0$

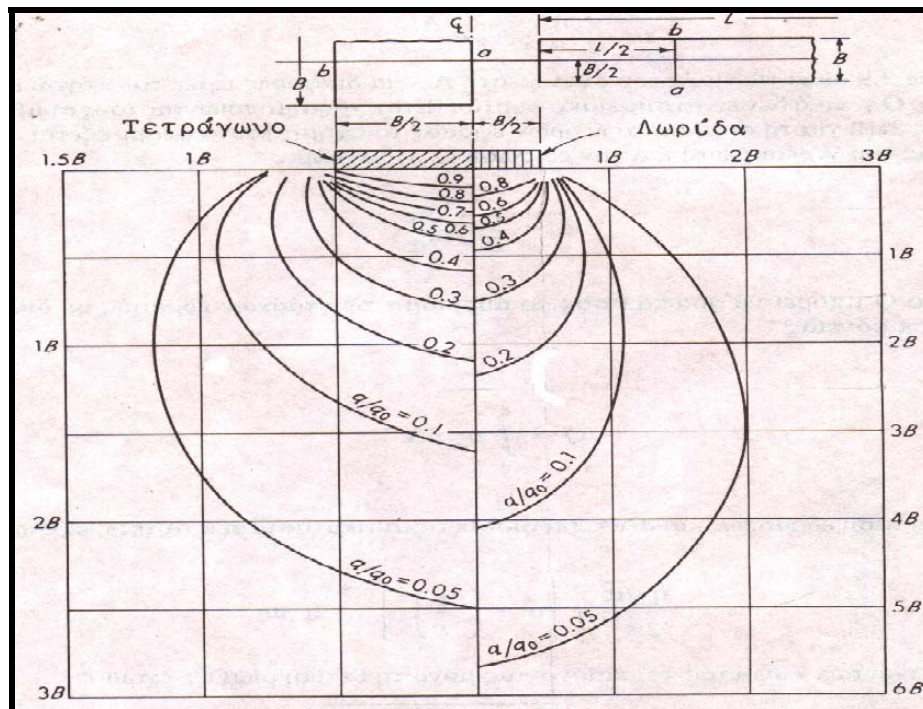


Σχήμα 6.46: Ισοβαρείς καμπύλες για $E_1/E_2=10$ και $\nu=0.25$



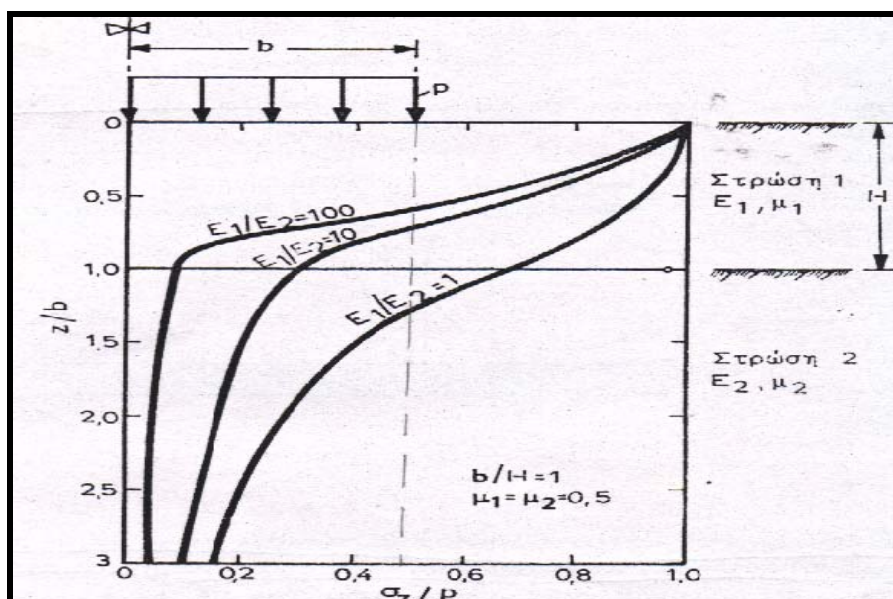
Σχήμα 6.47: Ισοβαρείς καμπύλες για $E_1/E_2=100$ και $\nu=0.25$

Στα παραπάνω Σχήματα οι δύο πρώτες γραμμές τις διακριτοποίησης αφορούν το πρώτο στρώμα και από εκεί και κάτω υπάρχει το δεύτερο στρώμα. Για τις ισοβαρείς όπου ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας είναι σχετικά μικρός δηλαδή $E_1/E_2=10$ ο λοβός των τάσεων παρουσιάζει μια μορφή η οποία ομοιάζει με την θεωρητική που δίνει η λύση του Boussinesq. Στις περιπτώσεις όμως που η διαφορά του μέτρου ελαστικότητας μεταξύ των δυο στρωμάτων είναι μεγάλη δηλαδή $E_1/E_2=100$ τότε φαίνεται ότι υπάρχει πρόβλημα με την κατανομή των τάσεων που μας δίνουν οι αριθμητικές επιλύσεις και μάλιστα το πρόβλημα αυτό φαίνεται να βρίσκεται πάνω στη διεπιφάνεια που υπάρχει αλλαγή του μέτρου ελαστικότητας. Εκτός από το λόγο των μέτρων ελαστικότητας ρόλο φαίνεται να παίζει και ο λόγος του Poisson αφού στην περίπτωση που αυτός είναι 0.25 το πρόβλημα είναι οξύτερο. Στο Σχήμα 6.48 φαίνονται οι ισοβαρείς καμπύλες οι οποίες κατασκευάστηκαν με βάση την αναλυτική μέθοδο του Westergaard για λόγο Poisson $\nu=0$ Όπως παρατηρείται ο λοβός των τάσεων παρουσιάζει μία ομαλή κατανομή πράγμα που δεν συμβαίνει με τα αποτελέσματα από την αριθμητική μέθοδο.



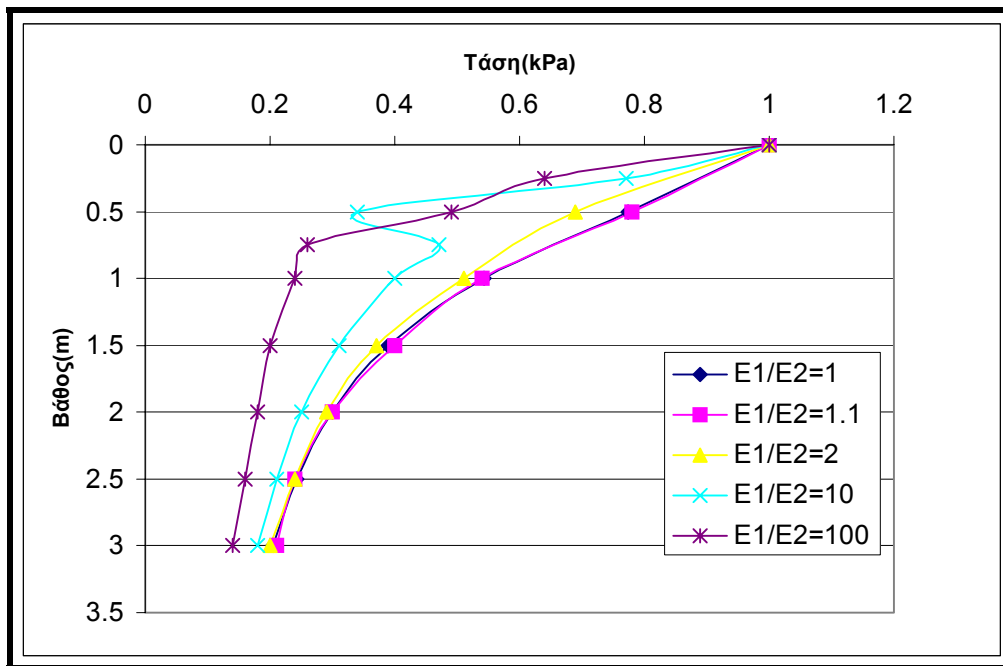
Σχήμα 6.48: Ισοβαρείς καμπύλες στηριζόμενες στην εξίσωση του Westergaard για τετραγωνικό πέδιλο και λωρίδα (Bowles, 1982)

Σύμφωνα με αναλυτικές μεθόδους η κατανομή των τάσεων κάτω από το κέντρο ενός θεμελίου για έδαφος που αποτελείται από δυο στρώματα με λόγους μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=1$, $E_1/E_2=10$ και $E_1/E_2=100$ και για θεωρητικό λόγο του Poisson $\nu=0.5$ φαίνονται στο Σχήμα 6.49. Στο Σχήμα 6.49 παρίσταται γραφικά ο λόγος της κατακόρυφης τάσης εδάφους προς το επιφανειακό φορτίο (σ_z/P) με το λόγο του βάθους προς το πλάτος του θεμελίου (z/b).



Σχήμα 6.49: Καμπύλες κατακόρυφης τάσης για δυο στρώματα (Βαλαλάς, 1981)

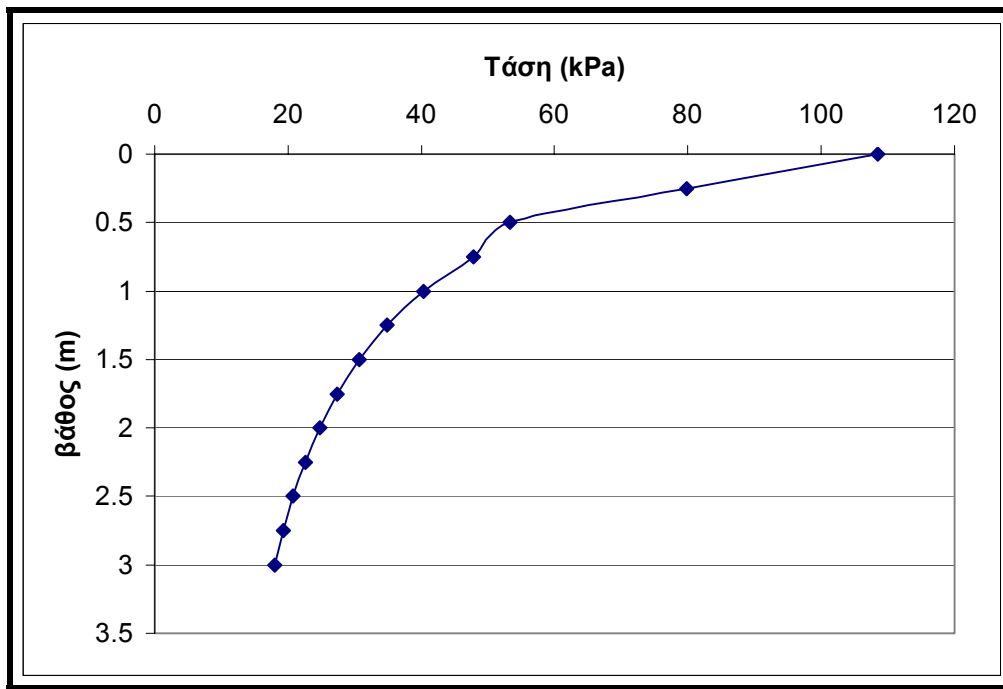
Στη συνέχεια στο Σχήμα 6.50 υπάρχουν οι καμπύλες του λόγου της κατακόρυφης τάσης προς το φορτίο οι οποίες δημιουργήθηκαν με βάση το λογισμικό πακέτο 'Marc'. Συγκεκριμένα φαίνονται η καμπύλη για $E_1/E_2=1$ (ένα στρώμα εδάφους), $E_1/E_2=1.1$, $E_1/E_2=2$, $E_1/E_2=10$ και $E_1/E_2=100$. Σε όλες τις περιπτώσεις εφαρμόζεται κατακόρυφο εξωτερικό φορτίο 100KPa, το πλάτος της λωρίδας b είναι 1m και ο λόγος του Poisson θεωρήθηκε $\nu=0.40$.



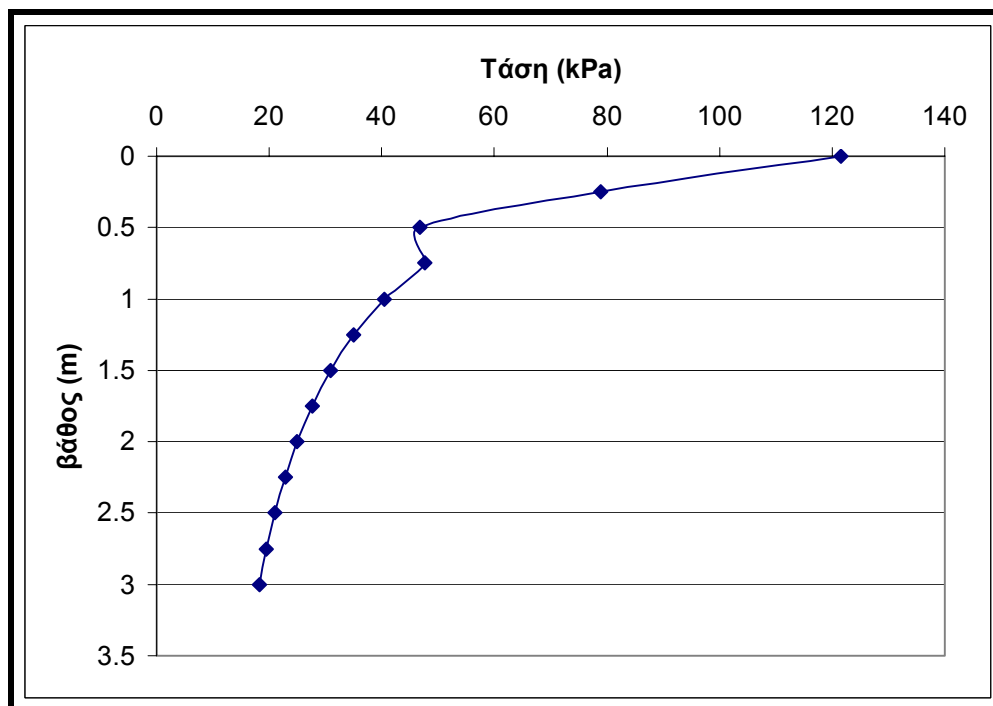
Σχήμα 6.50: Κατανομή των τάσεων κάτω από το κέντρο του θεμελίου σε έδαφος με δυο στρώματα με αριθμητική μέθοδο

Από το παραπάνω διάγραμμα γίνεται αντιληπτό ότι όσο αυξάνεται ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας μεταξύ των δύο στρωμάτων τόσο η τιμή της τάσης στην διεπιφάνεια αποκλίνει από την τιμή της τάσης που προέρχεται από την αναλυτική μέθοδο.

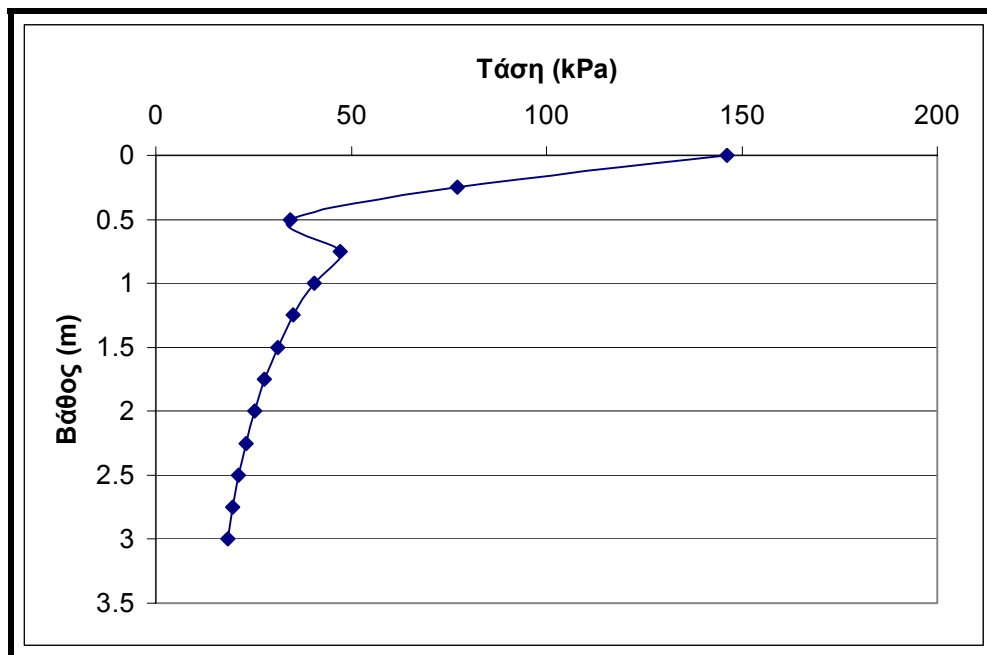
Στη συνέχεια κρίθηκε σκόπιμο να γίνει παραμετρική ανάλυση για τα εδαφικά στρώματα με λόγο $E_1/E_2=10$ και $E_1/E_2=100$ ως προς τον λόγο του Poisson για τις τιμές των τάσεων κάτω από το κέντρο του θεμελίου. Συγκεκριμένα ως λόγος Poisson χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές $\nu=0.15$, $\nu=0.25$ και η οριακή τιμή για $\nu=0.40$. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται στα Σχήματα 6.51-6.58.



Σχήμα 6.51: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=10$ και λόγο Poisson $\nu=0.15$

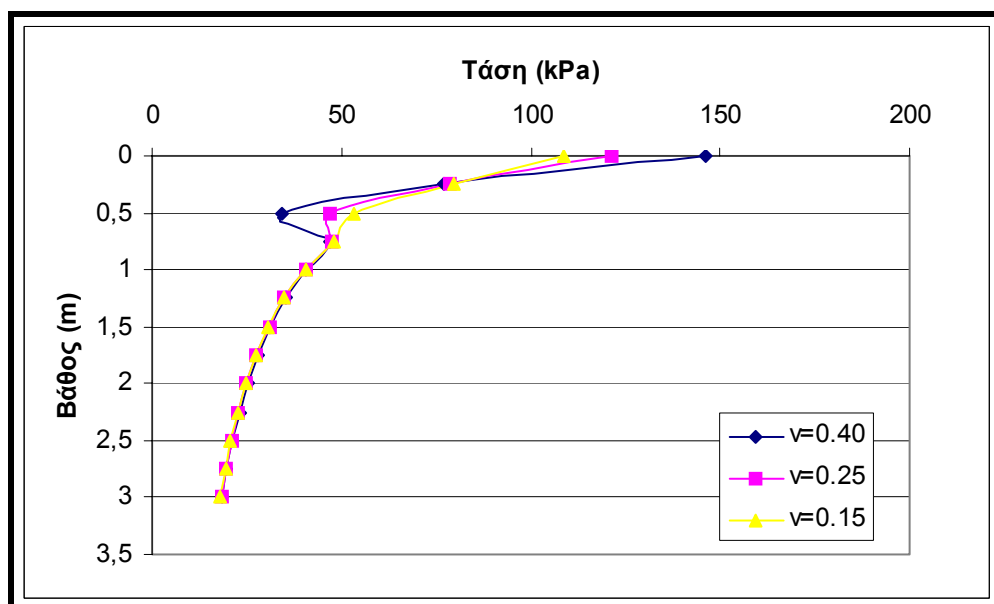


Σχήμα 6.52: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=10$ και λόγο Poisson $\nu=0.25$

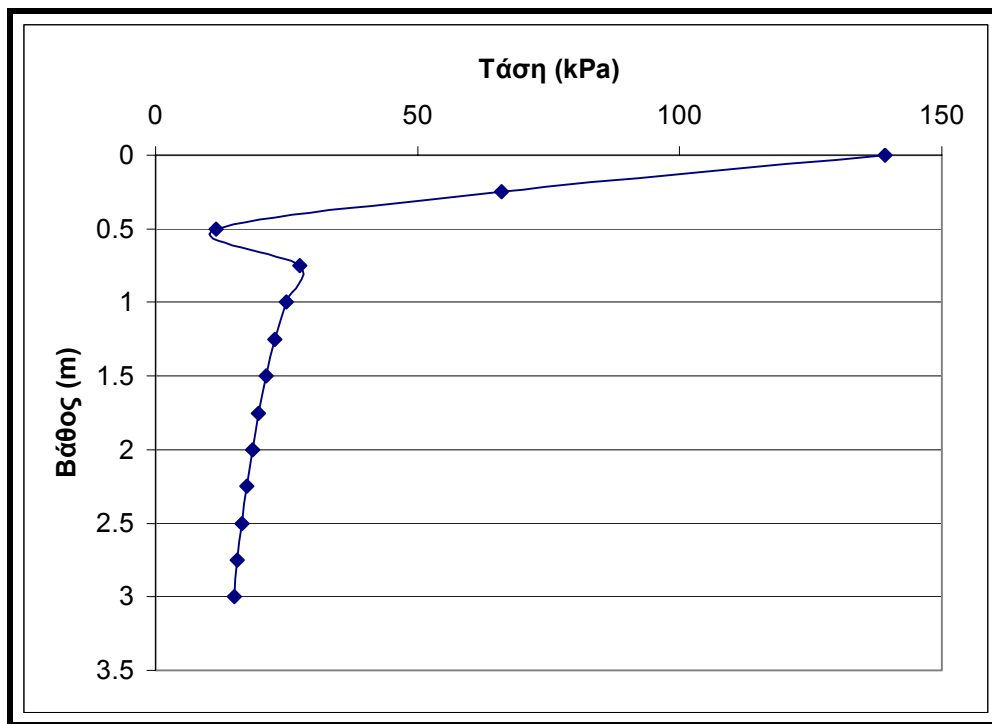


Σχήμα 6.53: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=10$ και λόγο Poisson $\nu=0.40$

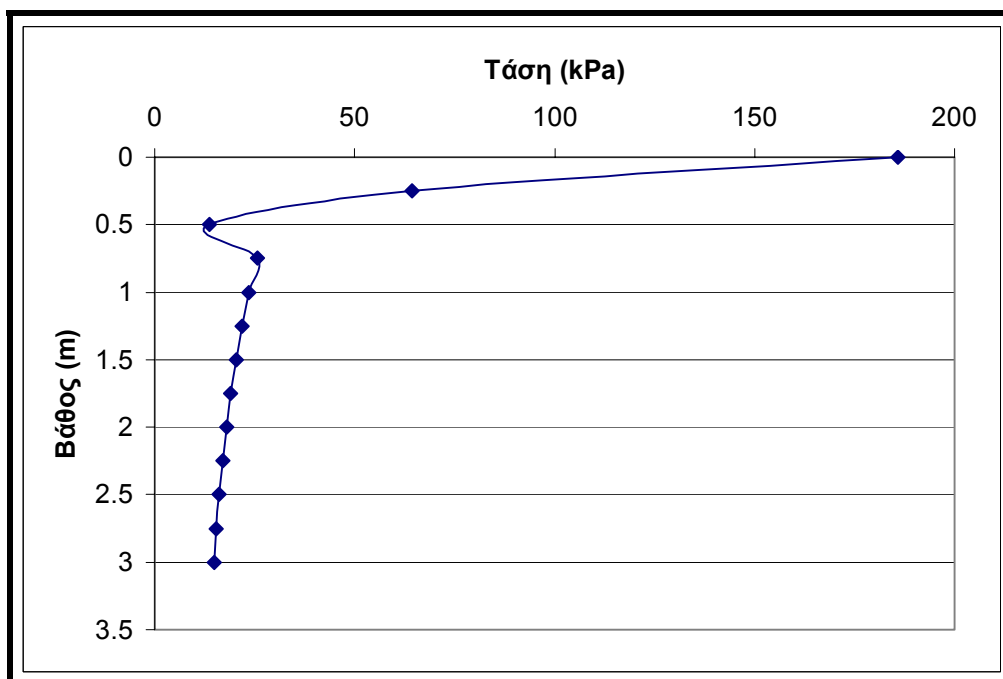
Για να μπορεί να γίνει πιο εύκολη σύγκριση το Σχήμα 6.54 δείχνει συνδυασμένες τις παραπάνω γραφικές παραστάσεις.



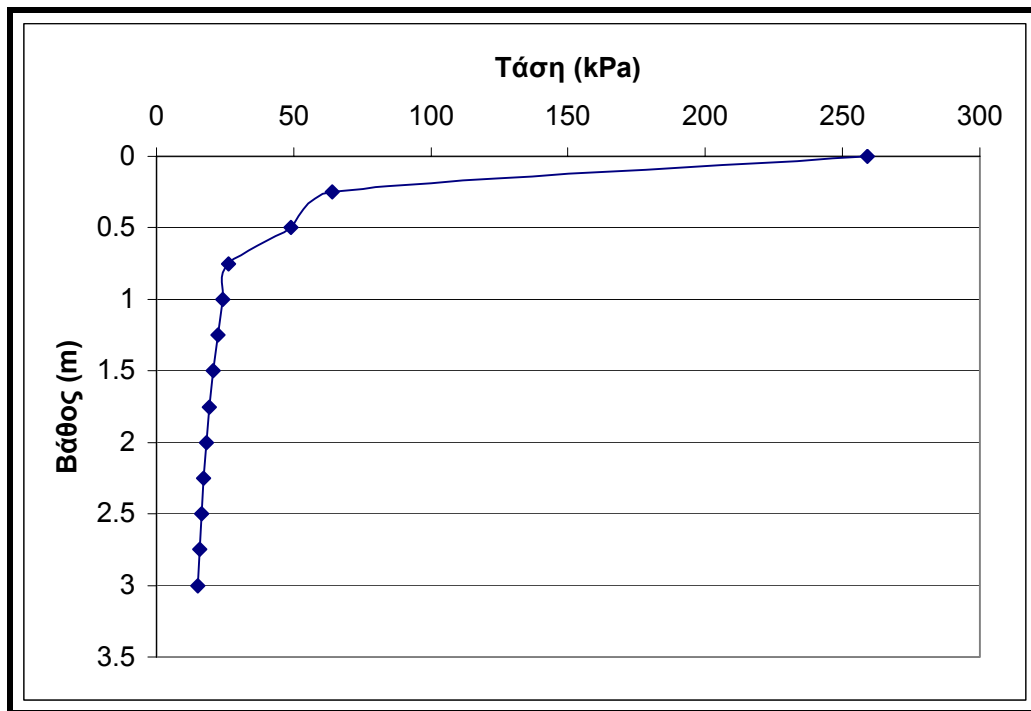
Σχήμα 6.54: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=10$



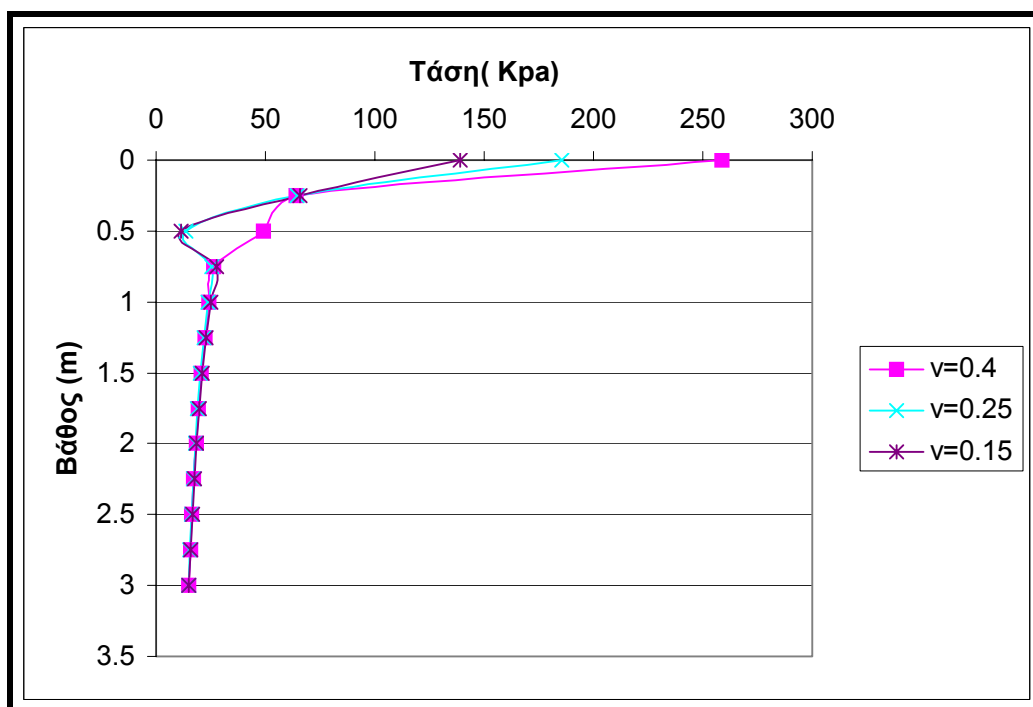
Σχήμα 6.55: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=100$ και λόγο Poisson $\nu=0.15$



Σχήμα 6.56: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=100$ και λόγο Poisson $\nu=0.25$



Σχήμα 6.57: Διάγραμμα τάσεων βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=100$ και λόγο Poisson $\nu=0.40$

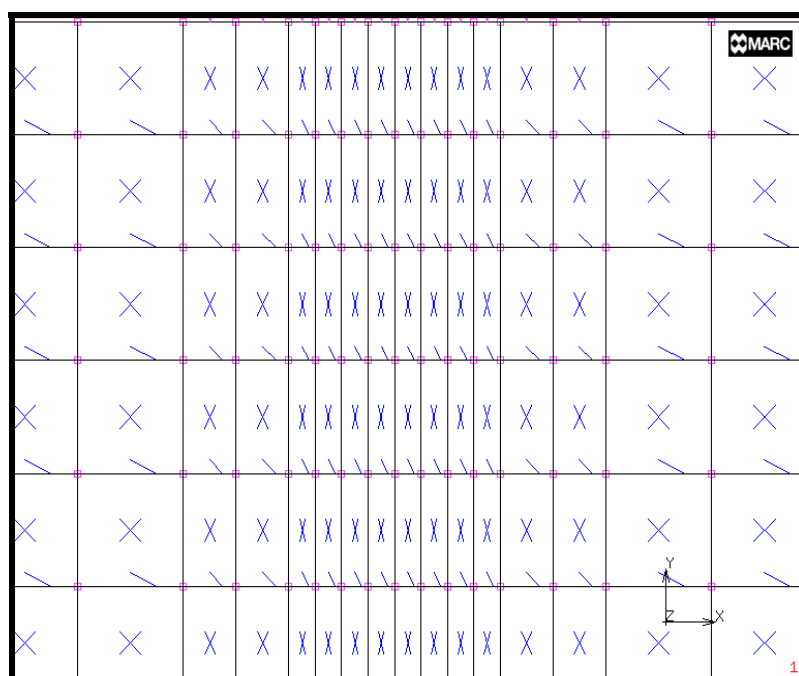


Σχήμα 6.58: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων -βάθους για έδαφος με δυο στρώματα, με λόγο μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=100$

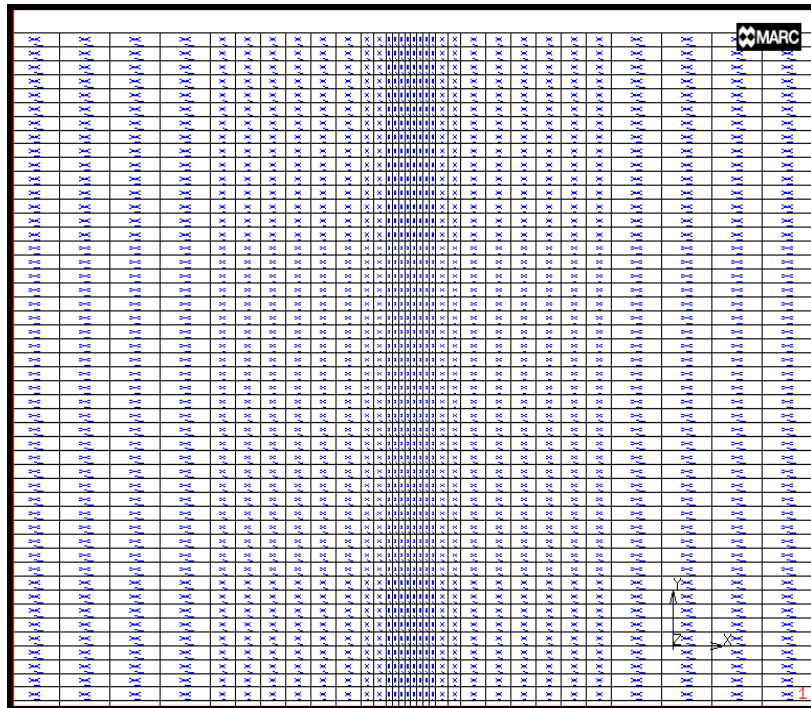
Όπως γίνεται αντιληπτό από τα παραπάνω διαγράμματα η τιμή των τάσεων εδάφους στην επιφάνεια όπου αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας δεν παραμένει σταθερή αλλά η τιμή της εξαρτάται από την τιμή του λόγου του Poisson. Μάλιστα για όλες τις τιμές του λόγου Poisson παρατηρείται μια απόκλιση της τιμής της τάσης στην διεπιφάνεια από την τάση που δίνουν οι αναλυτικές μέθοδοι.

Λόγω του ότι η τάση στην διεπιφάνεια όπου αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας εξαρτάται από τον λόγο του Poisson και από τον λόγο των μέτρων ελαστικότητας αλλά και λόγω του ότι οι τιμές της τάσης στην επιφάνεια αλλαγής του μέτρου ελαστικότητας είναι διαφορετικές από τις αντίστοιχες που προκύπτουν από τις αναλυτικές μεθόδους θα πρέπει να εξετασθεί η πιθανότητα το μοντέλο που κατασκευάστηκε να παρουσιάζει αστάθεια εξαιτίας της διακριτοποίησης.

Για τους παραπάνω λόγους πραγματοποιήθηκε μια δεύτερη διακριτοποίηση η οποία φαίνεται στο Σχήμα 6.60. Στην πραγματικότητα έγινε μια πύκνωση στην προηγούμενη διακριτοποίηση κατά τον άξονα x για να μην υπάρχουν στοιχεία κοντά στην περιοχή που εξετάζεται με λόγο πλάτους προς ύψος 1/3 (Σχήμα 6.59). Δηλαδή τα στοιχεία να γίνουν πιο τετραγωνικά.

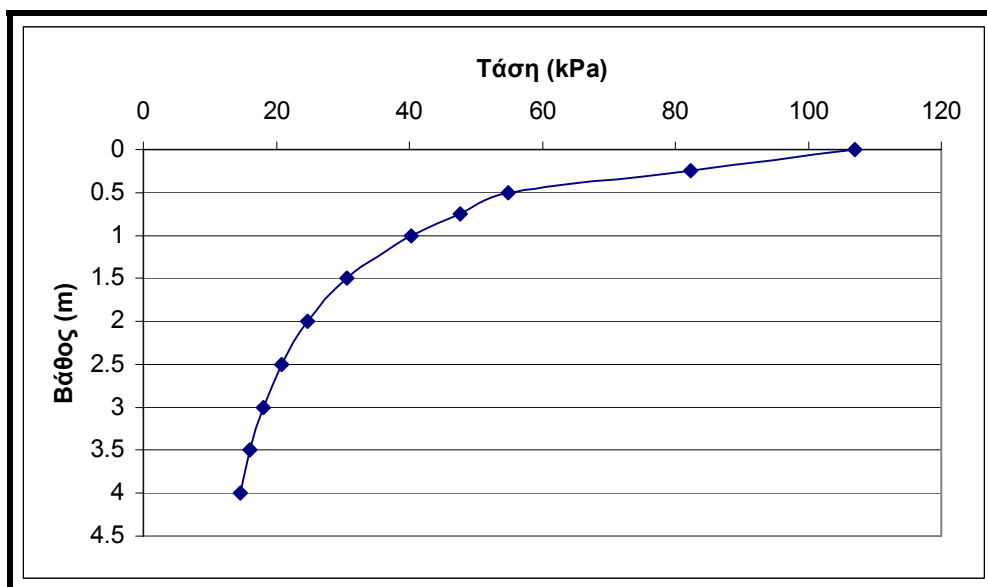


Σχήμα 6.59: Αρχική διακριτοποίηση χωρίς τρίγωνα με στοιχεία με λόγο πλάτους προς ύψος 1/3.

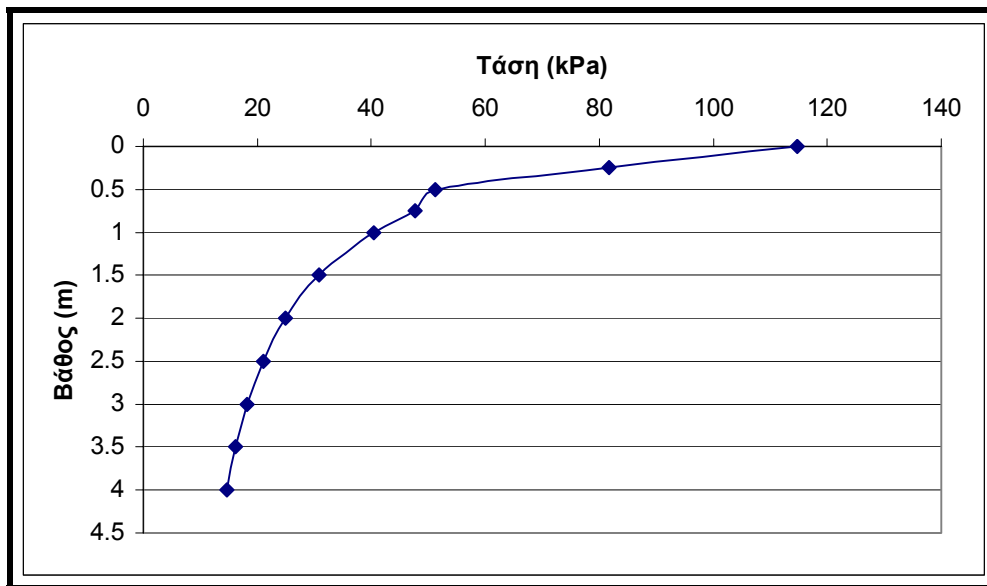


Σχήμα 6.60: Δεύτερη διακριτοποίηση χωρίς στοιχεία με λόγο πλάτους προς ύψος 1/3

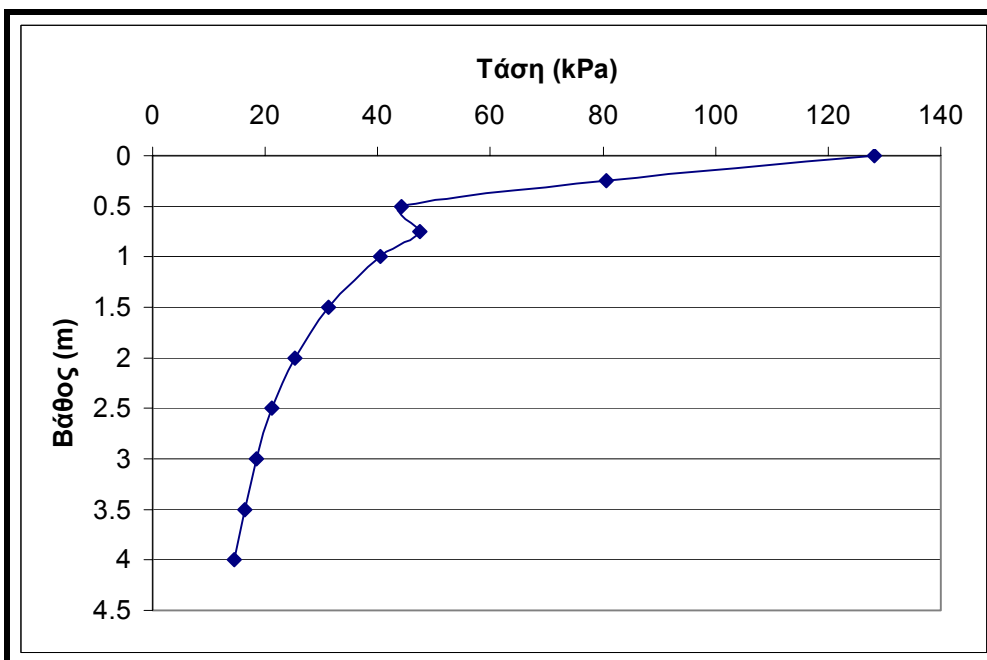
Για την νέα διακριτοποίηση που έγινε δημιουργήθηκαν οι γραφικές παραστάσεις της τάσης ως συνάρτηση του βάθους κάτω από το κέντρο του θεμελίου για λόγο των μέτρων ελαστικότητας $E_1/E_2=10$ και $E_1/E_2=100$ και για λόγους Poisson $\nu=0.15$, $\nu=0.25$ και $\nu=0.4$. Τα αποτελέσματα φαίνονται στα παρακάτω σχήματα (Σχήμα 6.61-6.68).



Σχήμα 6.61: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.15$ και $E_1/E_2=10$

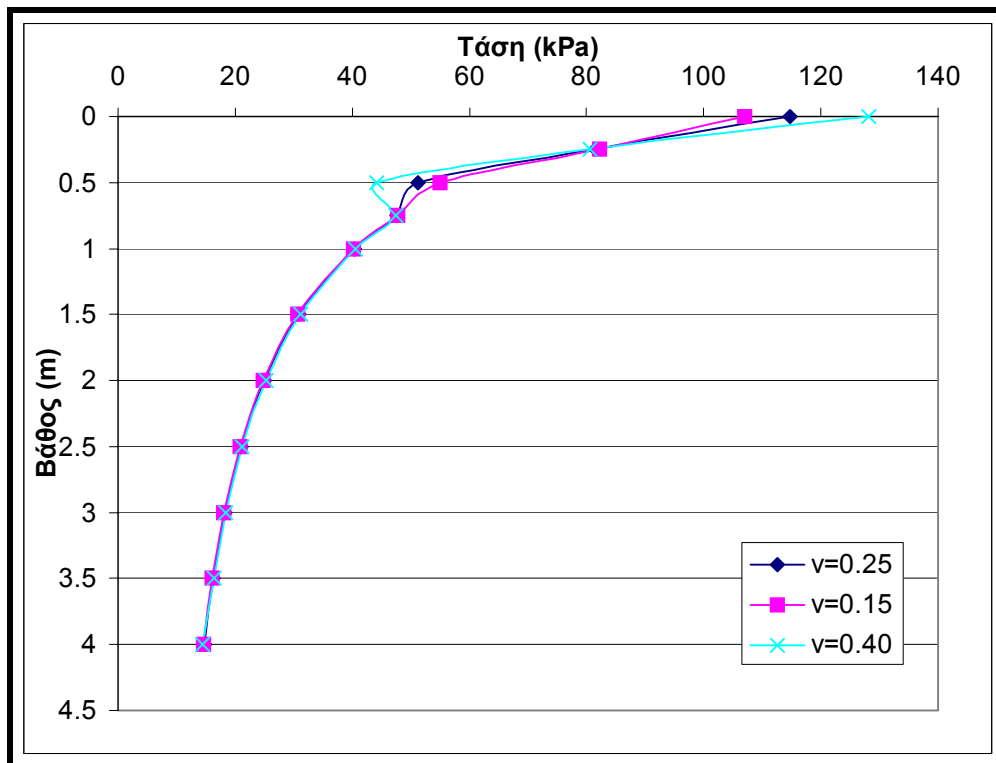


Σχήμα 6.62: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.25$ και $E_1/E_2=10$

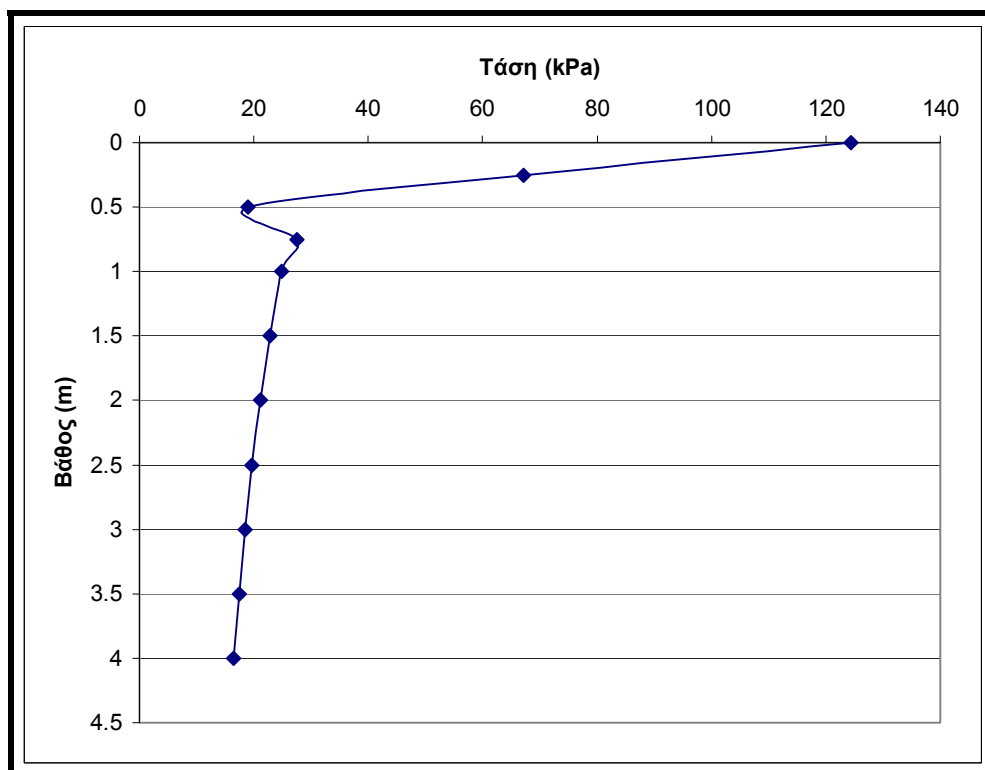


Σχήμα 6.63: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.4$ και $E_1/E_2=10$

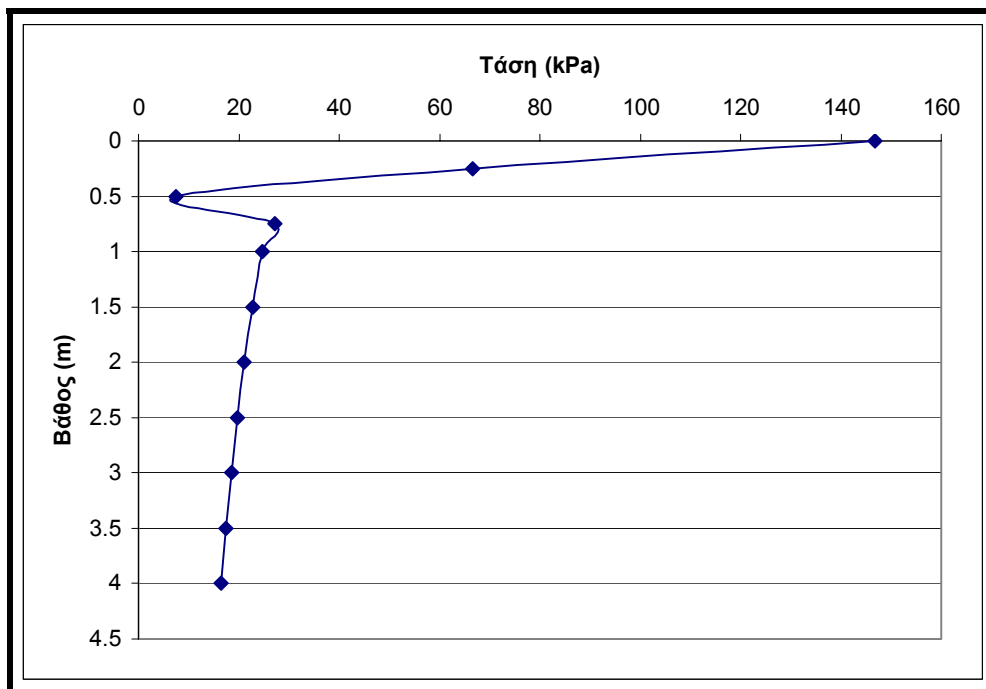
Για την καλύτερη σύγκριση των αποτελεσμάτων παρατίθεται στο Σχήμα 6.64 συνδυασμένο διάγραμμα των αποτελεσμάτων.



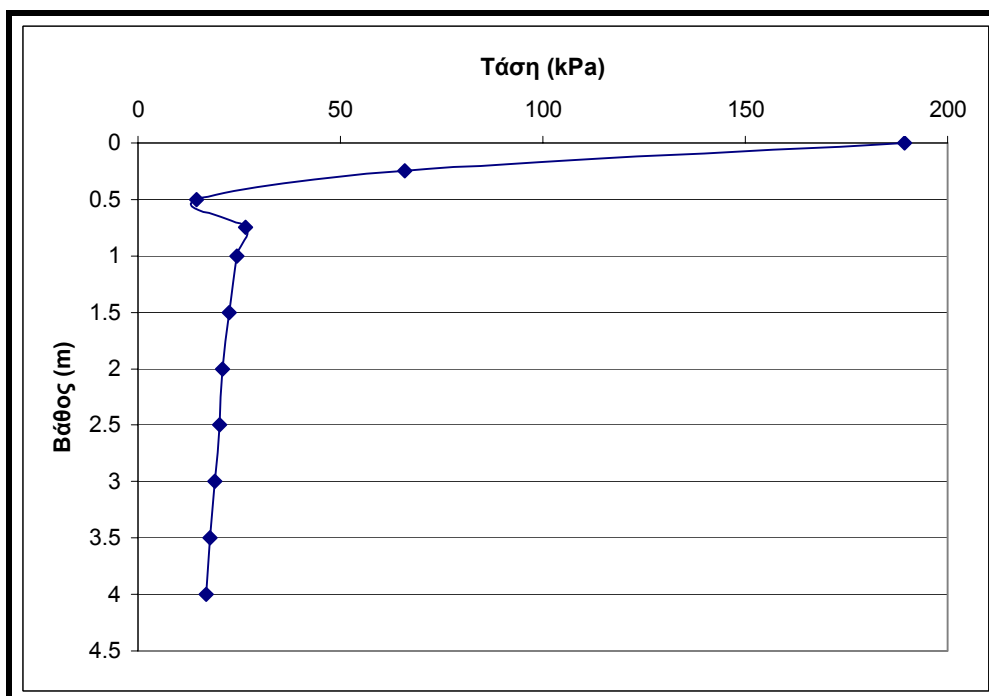
Σχήμα 6.64: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων-βάθους για έδαφος με δύο δυο στρώματα με $E_1/E_2=10$ για δεύτερη διακριτοποίηση



Σχήμα 6.65: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.15$ και $E_1/E_2=100$

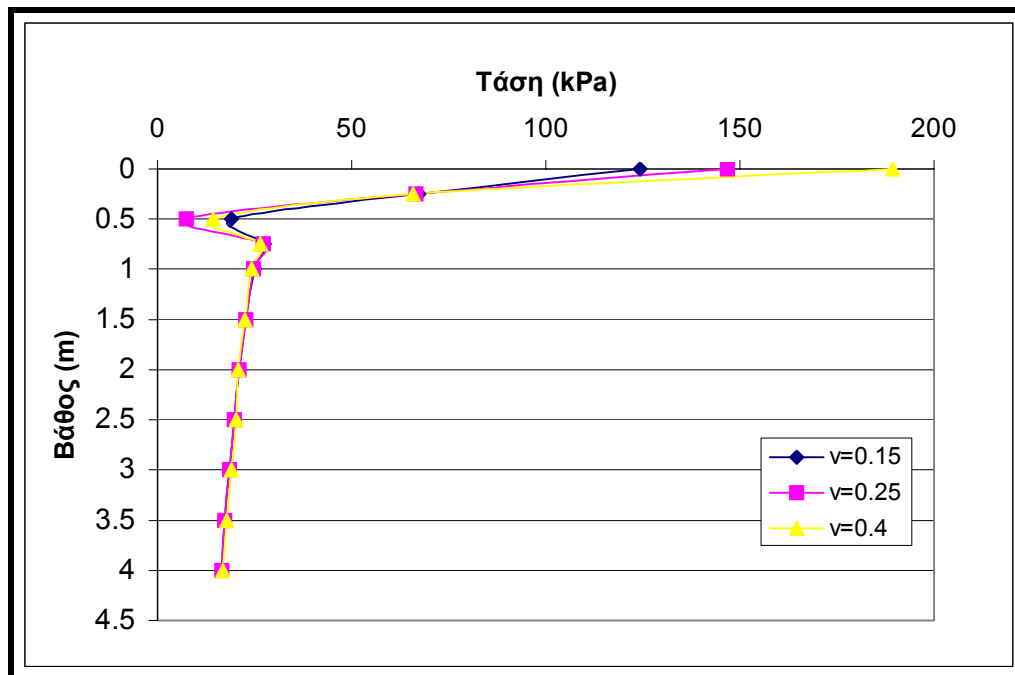


Σχήμα 6.66: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.25$ και $E_1/E_2=100$



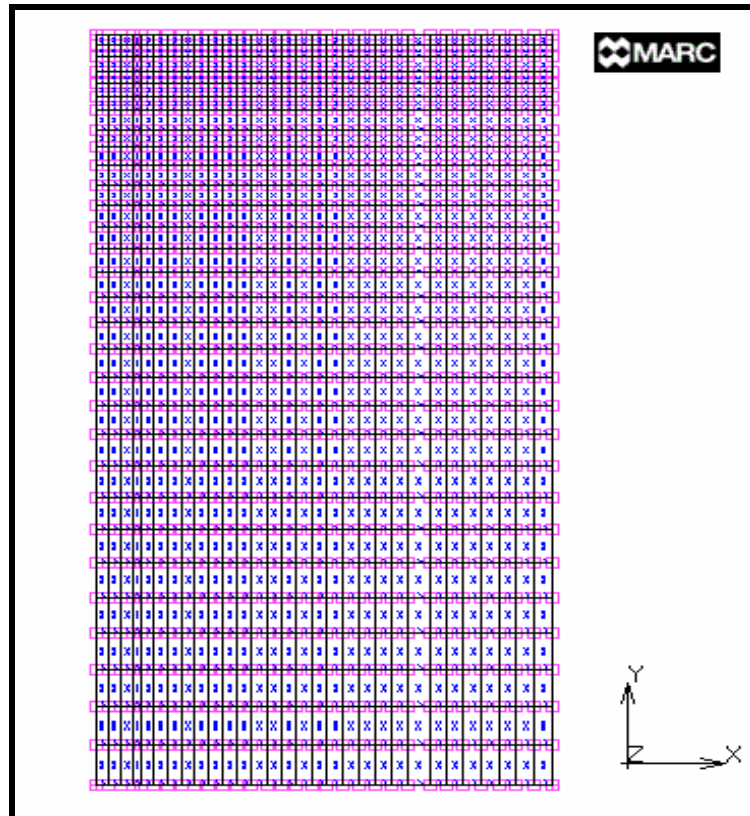
Σχήμα 6.67: Διάγραμμα τάσης-βάθους σύμφωνα με τη δεύτερη διακριτοποίηση για $\nu=0.40$ και $E_1/E_2=100$

Στη συνέχεια ακολουθεί συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για την καλύτερη σύγκριση των αποτελεσμάτων (Σχήμα 6.68).



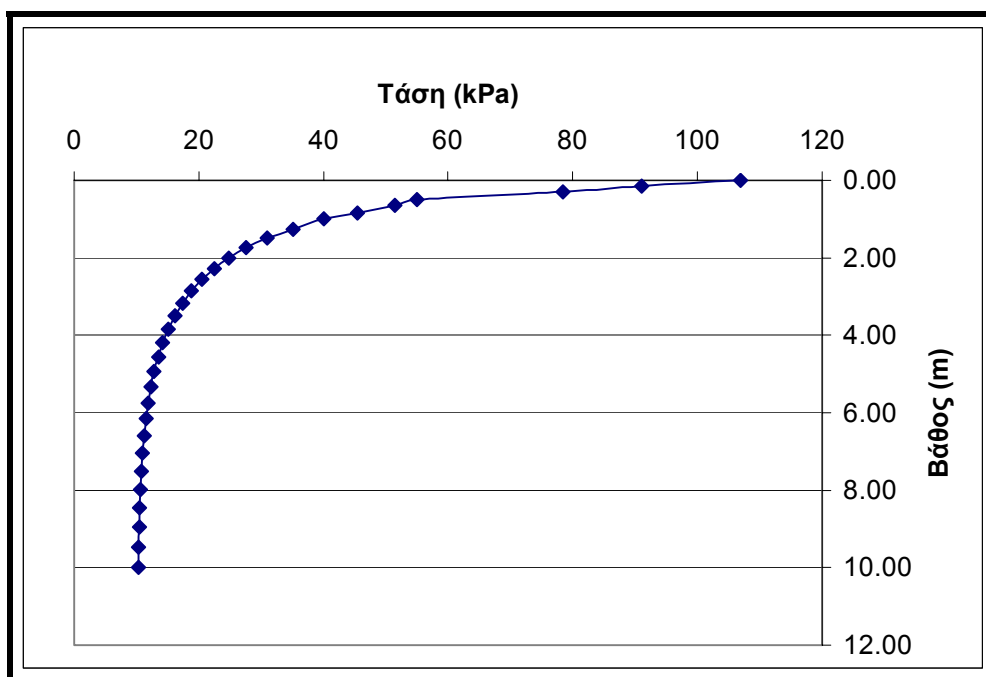
Σχήμα 6.68: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων-βάθους για έδαφος με δύο δυο στρώματα με $E_1/E_2=100$ για δεύτερη διακριτοποίηση

Από την δεύτερη διακριτοποίηση που έγινε φαίνεται ότι το πρόβλημα με την τάση εδάφους στην επιφάνεια αλλαγής του μέτρου ελαστικότητας συνεχίζει να υπάρχει παρά την πύκνωση που έγινε ώστε τα στοιχεία να είναι πιο τετραγωνικά. Μια τρίτη διακριτοποίηση που γίνεται στη συνέχεια σκοπό έχει να δημιουργήσει μια μεταβαλλόμενη αύξηση των στοιχείων ξεκινώντας από το κέντρο του θεμελίου. Αυτή η διακριτοποίηση έγινε για το μισό μοντέλο για να επιτευχθεί μείωση των στοιχείων που δημιουργούνται και έτσι μείωση των εξισώσεων που απαιτούνται να λυθούν (Σχήμα 6.69).

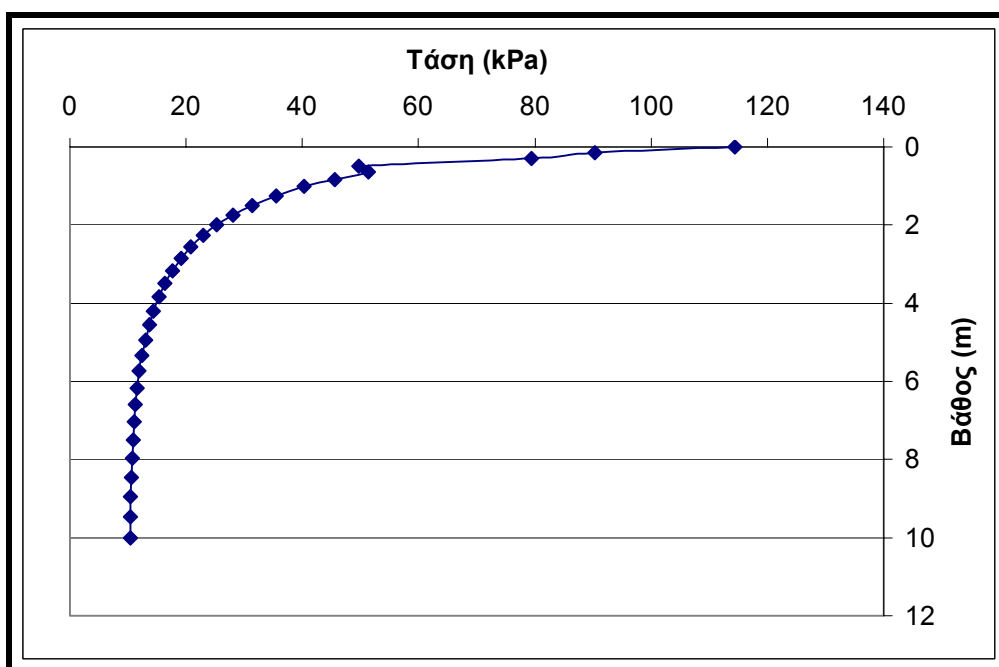


Σχήμα 6.69: Τρίτη διακριτοποίηση με σταδιακή αύξηση των διαστάσεων των στοιχείων

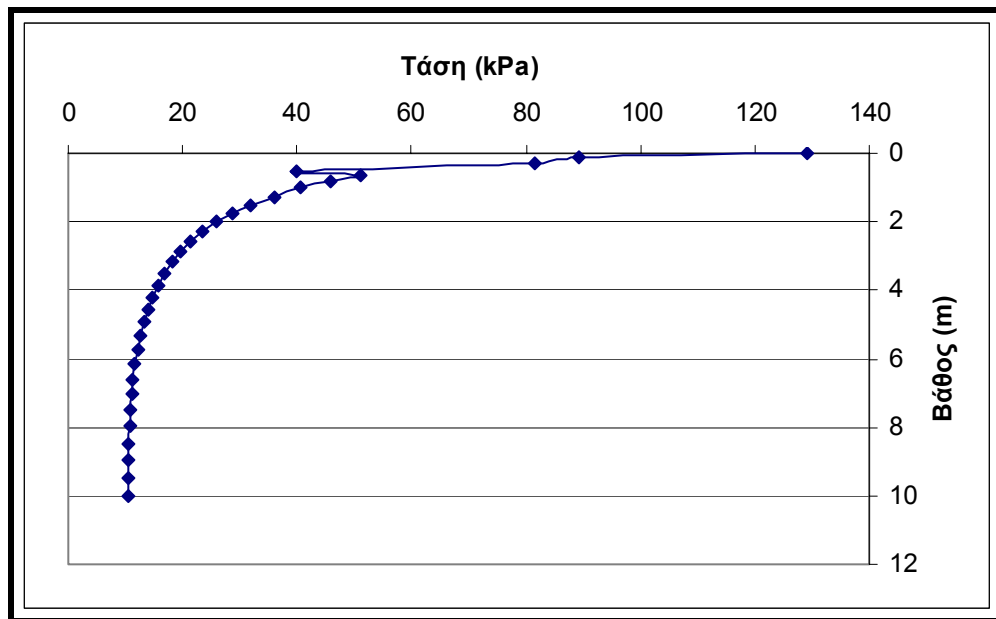
Για την περίπτωση της τρίτης διακριτοποίησης αναλύθηκε το πρόβλημα ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου σε λωρίδα με πλάτος 1m. Οι γραφικές παραστάσεις τάσης-βάθους έγιναν για τιμές της κατακόρυφης τάσης σ_z κάτω από το κέντρο του θεμελίου. Μελετήθηκε συγκεκριμένα η περίπτωση για δυο στρώματα $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/2000(\text{kPa})=10$ και $E_1/E_2=20000(\text{kPa})/200(\text{kPa})=100$ για διάφορες τιμές του λόγου Poisson. Τα αποτελέσματα της επεξεργασίας φαίνονται στα Σχήματα 6.70-6.77.



Σχήμα 6.70: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.15$ και $E_1/E_2=10$

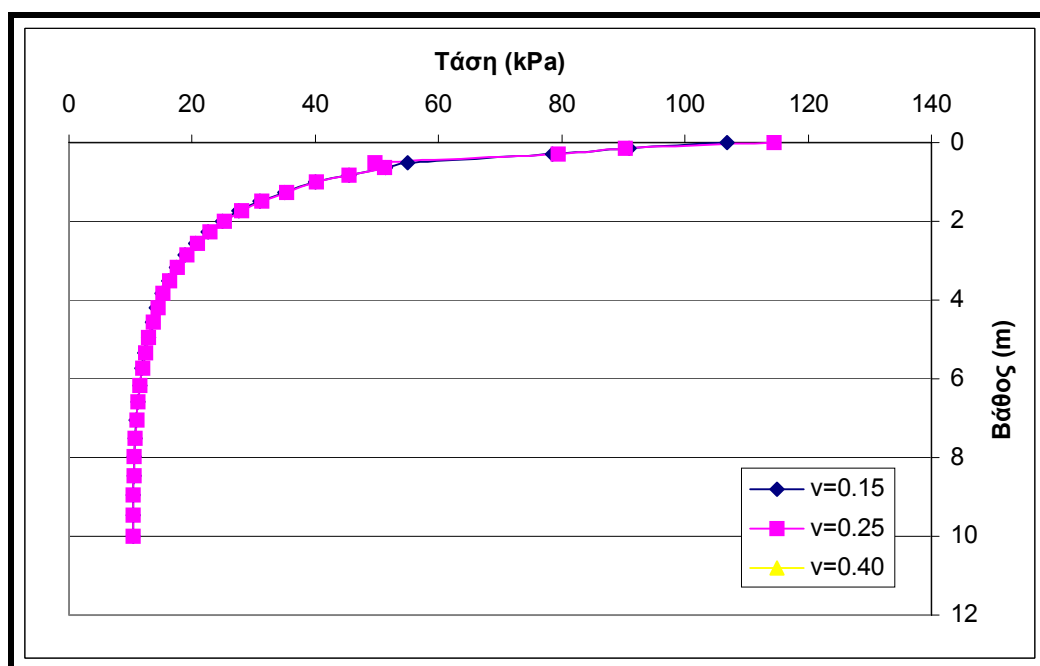


Σχήμα 6.71: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.25$ και $E_1/E_2=10$

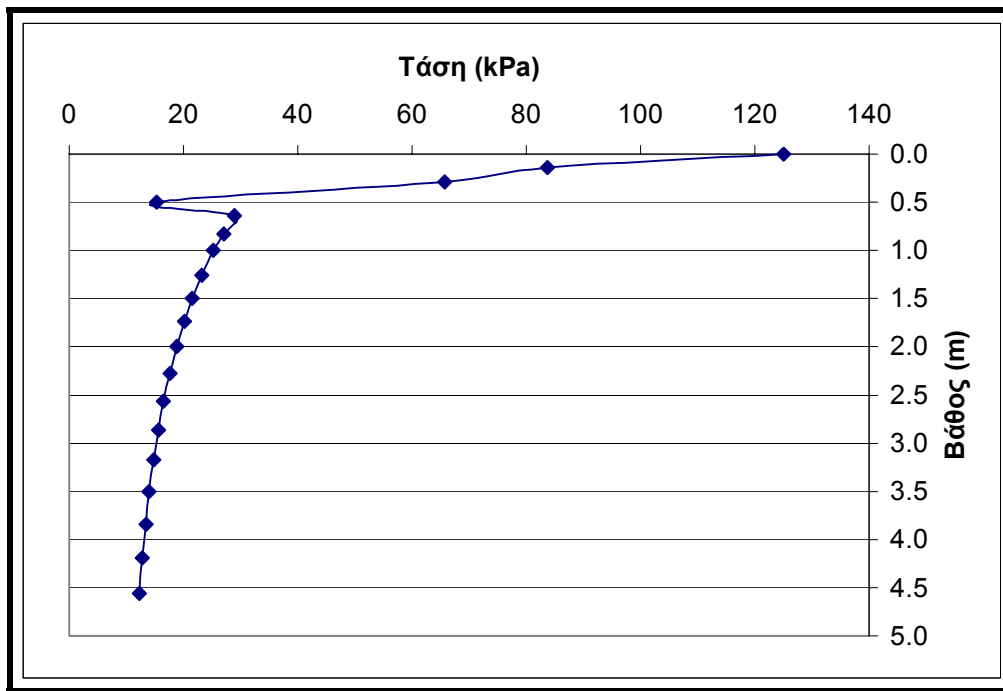


Σχήμα 6.72: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.40$ και $E_1/E_2=10$

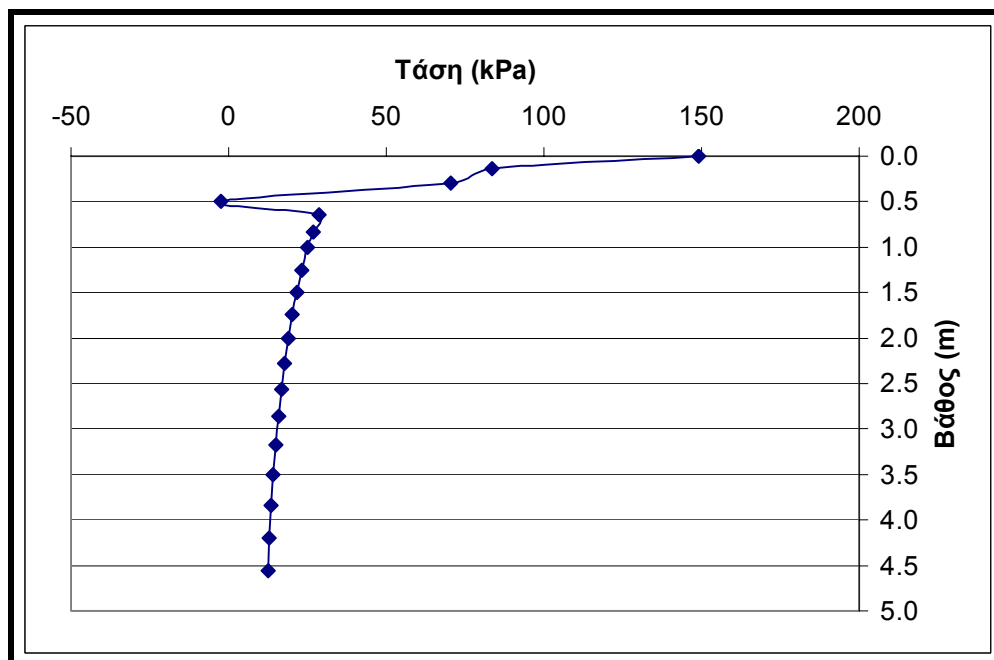
Στο Σχήμα 6.73 παρατίθεται συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για όλες της περιπτώσεις του λόγου Poisson ώστε να επιτευχθεί καλύτερη σύγκριση.



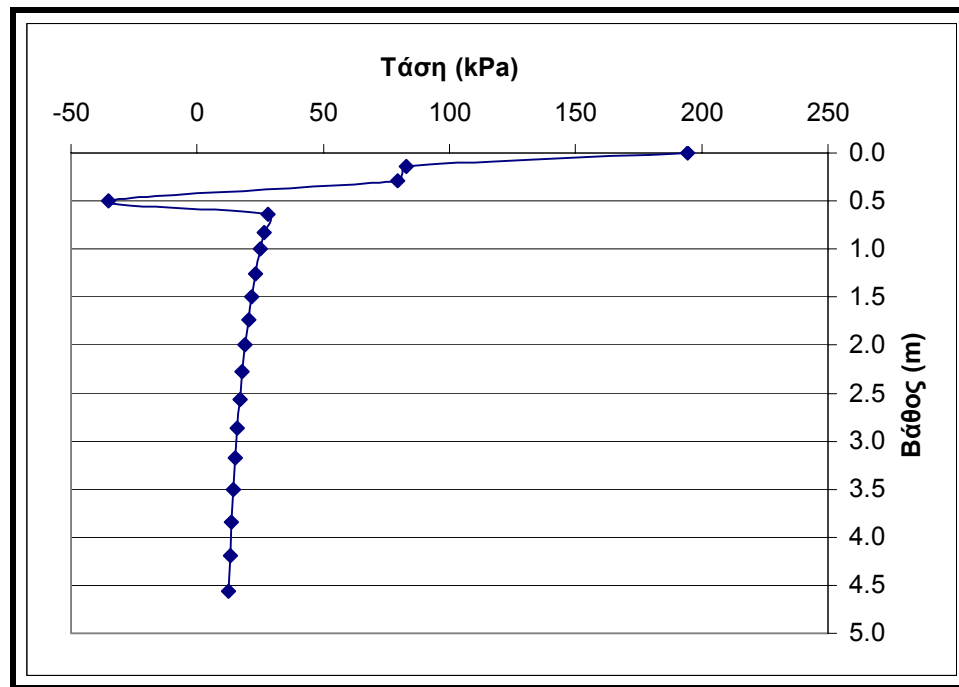
Σχήμα 6.73: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων-βάθους για έδαφος με δύο δυο στρώματα με $E_1/E_2=10$ για τρίτη διακριτοποίηση



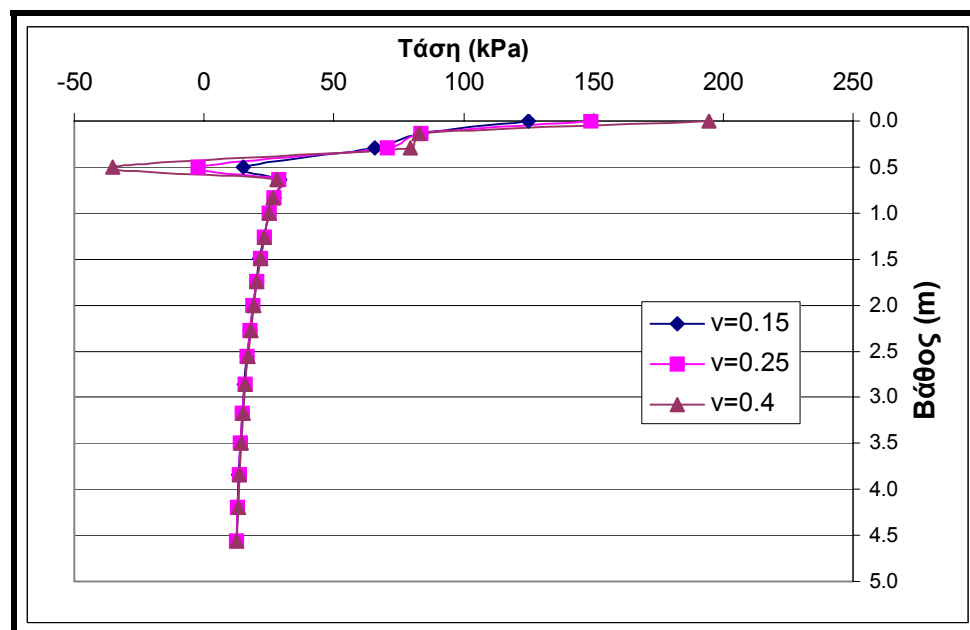
Σχήμα 6.74: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.15$ και $E_1/E_2=100$



Σχήμα 6.75: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.25$ και $E_1/E_2=100$



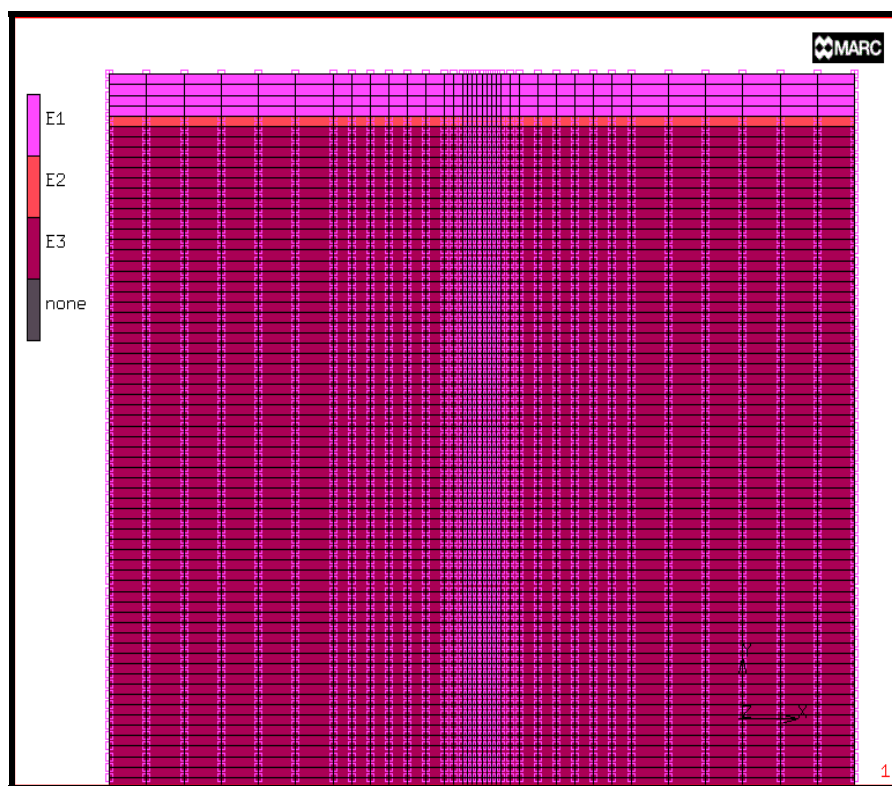
Σχήμα 6.76: Διάγραμμα τάσης-βάθους με $\nu=0.40$ και $E_1/E_2=100$



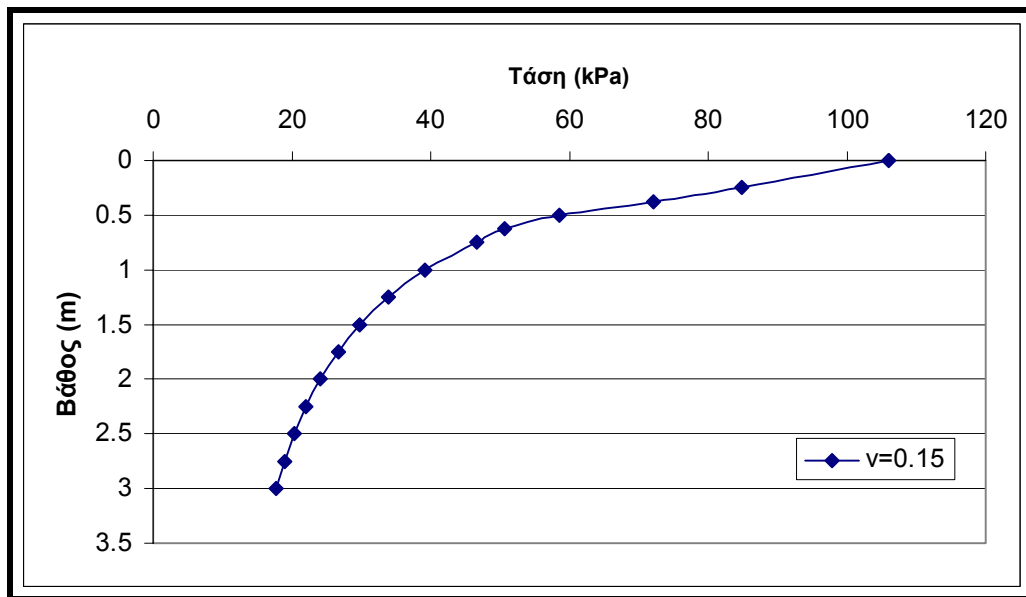
Σχήμα 6.77: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσεων-βάθους για έδαφος με δύο δυο στρώματα με $E_1/E_2=100$ για τρίτη διακριτοποίηση

Από τα παραπάνω διαγράμματα γίνεται σαφές ότι το πρόβλημα με την τάση εδάφους στην επιφάνεια όπου αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας παραμένει ανεξάρτητα από την διακριτοποίηση που γίνεται. Μάλιστα όπως φαίνεται οι τιμές της τάσης εδάφους που υπολογίζονται δεν έχουν κάποια λογική διακύμανση όσον αφορά την μεταβολή του λόγου Poisson.

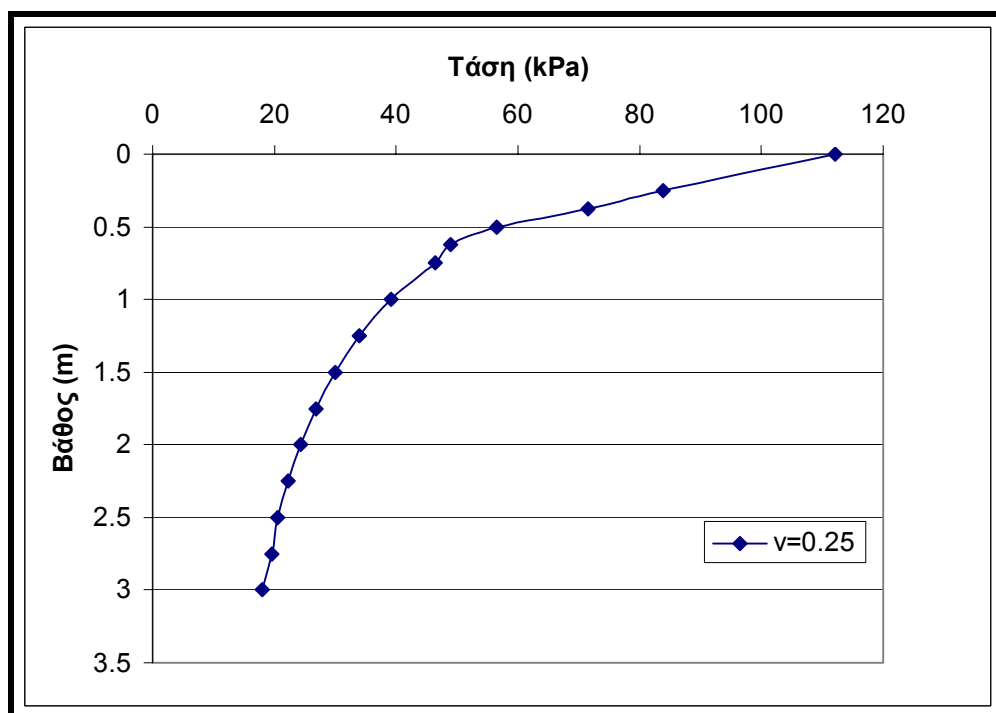
Εκτός από την παράμετρο της διακριτοποίησης που αναλύθηκε παραπάνω θα εξετασθεί το ενδεχόμενο η μετάβαση από το ένα στρώμα στο άλλο να μην γίνεται με τόσο απότομο τρόπο αλλά πιο ομαλά. Συγκεκριμένα μελετάται το πρόβλημα της κατανομής των τάσεων εδάφους ομοιόμορφα κατανεμημένης εξωτερικής φόρτισης 100kPa. Το έδαφος αποτελείται από μια στρώση μέχρι βάθος 0.5m με μέτρο ελαστικότητας $E_1=20\text{MPa}$ στη συνέχεια ακολουθεί μια ενδιάμεση μεταβατική ζώνη με μικρό πάχος (0.125m) με μέτρο ελαστικότητας $E_2=10\text{MPa}$ και έπειτα η δεύτερη ζώνη που ξεκινά από βάθος 0.625m και έχει μέτρο ελαστικότητας $E_3=2\text{MPa}$ (Σχήμα 6.78). Στα Σχήματα 6.79-6.81 φαίνονται οι γραφικές παραστάσεις της τάσης εδάφους με το βάθος για λόγο Poisson $\nu=0.15$, $\nu=0.25$ και $\nu=0.40$.



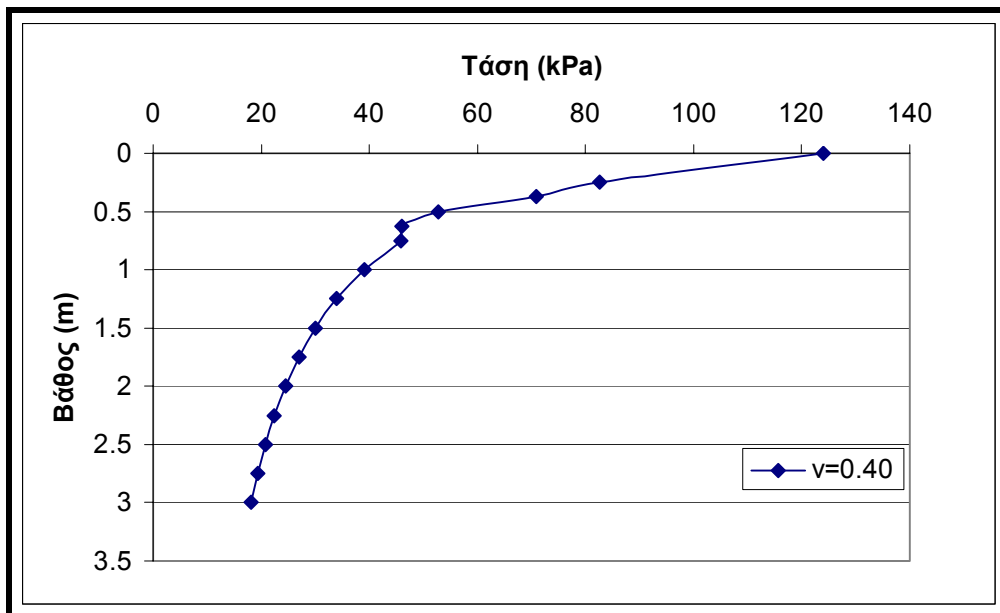
Σχήμα 6.78: Ιδιότητες υλικών στην περίπτωση εδάφους με δυο στρώματα και μεταβατική ζώνη



Σχήμα 6.79: Διάγραμμα τάσης-βάθους για δύο στρώσεις με μεταβατική ζώνη και λόγο Poisson $\nu=0.15$

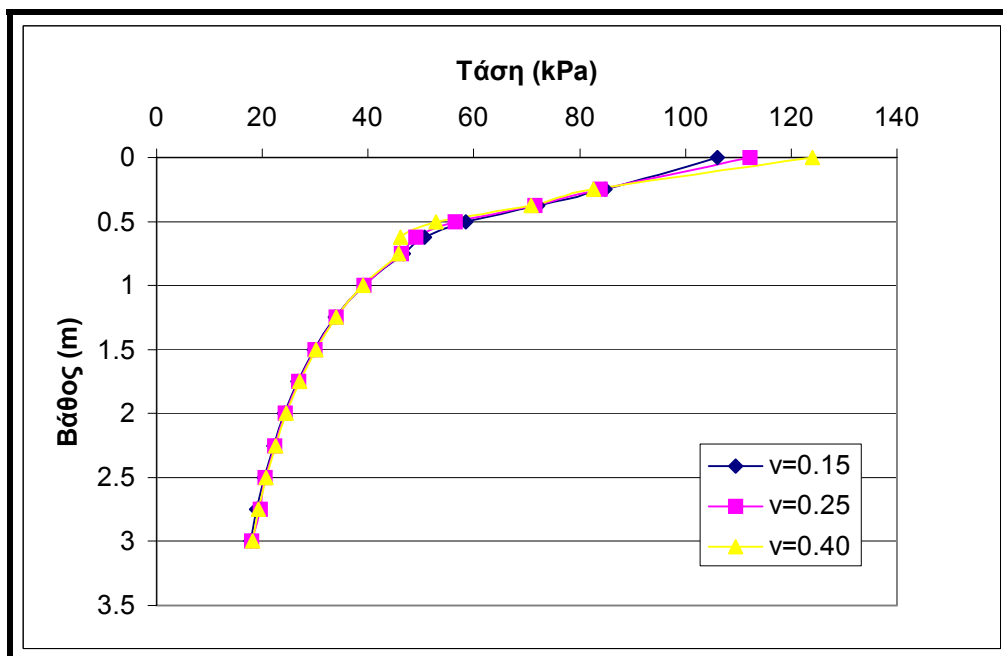


Σχήμα 6.80: Διάγραμμα τάσης-βάθους για δύο στρώσεις με μεταβατική ζώνη και λόγο Poisson $\nu=0.25$



Σχήμα 6.81: Διάγραμμα τάσης-βάθους για δύο στρώσεις με μεταβατική ζώνη και λόγο Poisson $\nu=0.40$

Στο Σχήμα 6.82 φαίνεται συνδυασμένο διάγραμμα για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις ώστε να μπορεί να γίνει καλύτερη και πιο εύκολη σύγκριση

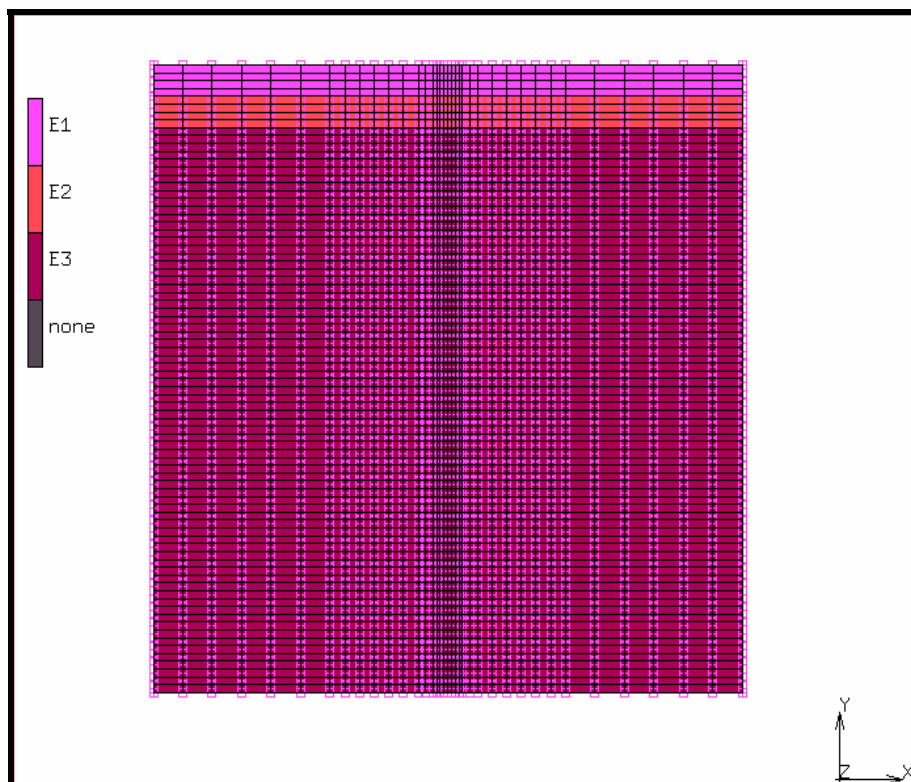


Σχήμα 6.82: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για δυο στρώσεις με $E_1=20\text{MPa}$ και $E_3=2\text{MPa}$ και για μεταβατική ζώνη $E_2=10\text{MPa}$

Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται ότι στην επιφάνεια αλλαγής του μέτρου ελαστικότητας συνεχίζει να υπάρχει πρόβλημα με την τάση εδάφους. Όμως σε αυτή την περίπτωση το πρόβλημα φαίνεται να είναι πολύ πιο ήπιο. Αυτό πιθανότατα να οφείλεται στο ότι υπάρχει μεταβατική ζώνη. Έτσι ο λόγος των μέτρων ελαστικότητας στα εκάστοτε στρώματα σε αυτή την περίπτωση είναι πολύ μικρότερος σε σύγκριση με τα προβλήματα που αναλύθηκαν παραπάνω.

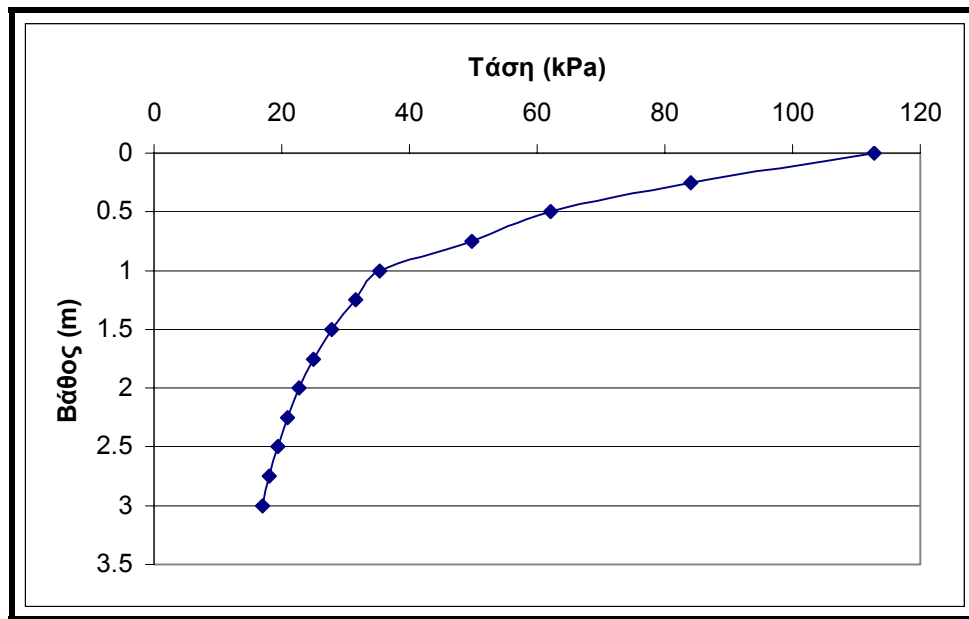
6.3.4 Ομοιόμορφη Φόρτιση σε Έδαφος με Τρεις Στρώσεις

Η τελευταία ανάλυση που πραγματοποιήθηκε αφορούσε έδαφος που αποτελείται από τρεις στρώσεις. Για το μοντέλο που δημιουργήθηκε χρησιμοποιήθηκε η διακριτοποίηση του Σχήματος 6.88. Το επιφανειακό φορτίο είναι 100kPa και το πλάτος της λωρίδας είναι 1m. Οι ιδιότητες του εδάφους φαίνονται στο Σχήμα 6.83. Το πρώτο στρώμα φτάνει σε βάθος 0.5m και το δεύτερο στρώμα σε βάθος 1m, τα τρία στρώματα έχουν διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας. Η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε έγινε για διάφορα μέτρα ελαστικότητας και για λόγο Poisson $\nu=0.25$ και $\nu=0.40$.

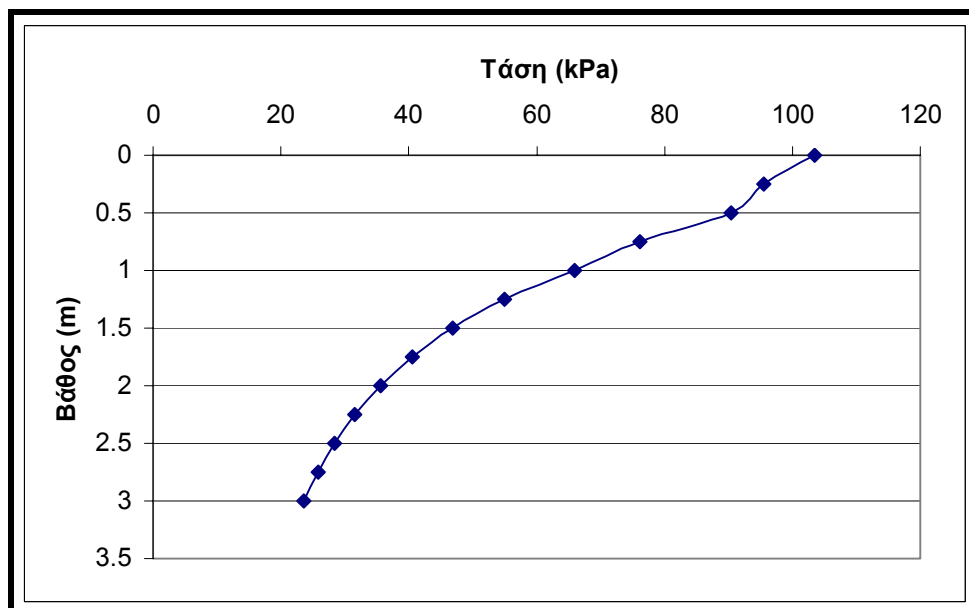


Σχήμα 6.83: Περίπτωση μοντελοποίησης εδάφους με τρία στρώματα

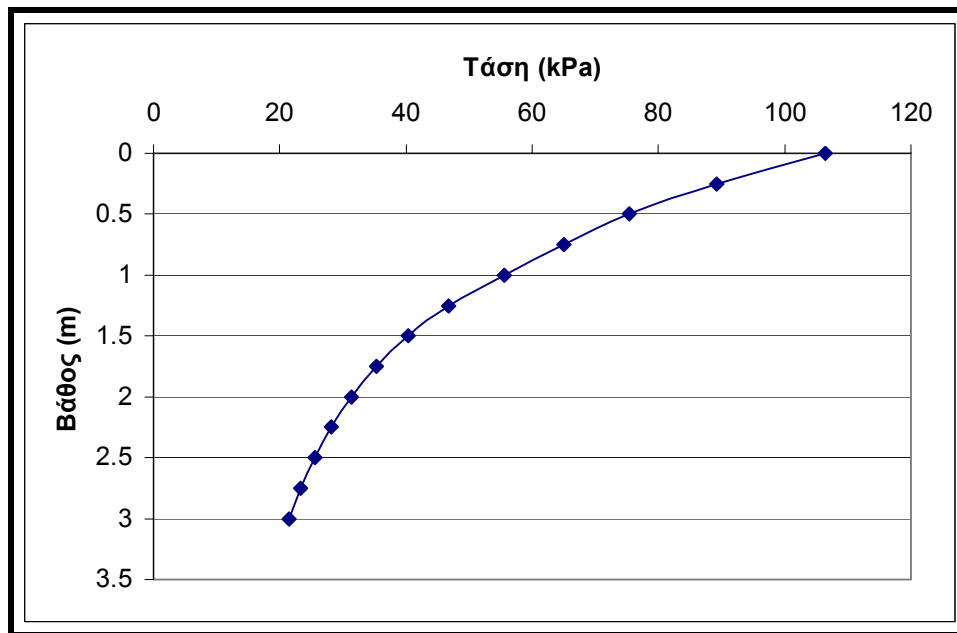
Στα Σχήματα 6.84, 6.85, 6.86 φαίνονται οι γραφικές παραστάσεις για έδαφος με τρία στρώματα με λόγο Poisson $\nu=0.25$. Στο Σχήμα 6.85 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$, $E_3=2\text{MPa}$. Στο Σχήμα 6.85 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=2\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$, $E_3=20\text{MPa}$. Στο Σχήμα 6.86 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$.



Σχήμα 6.84: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.25$ και $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=2\text{MPa}$

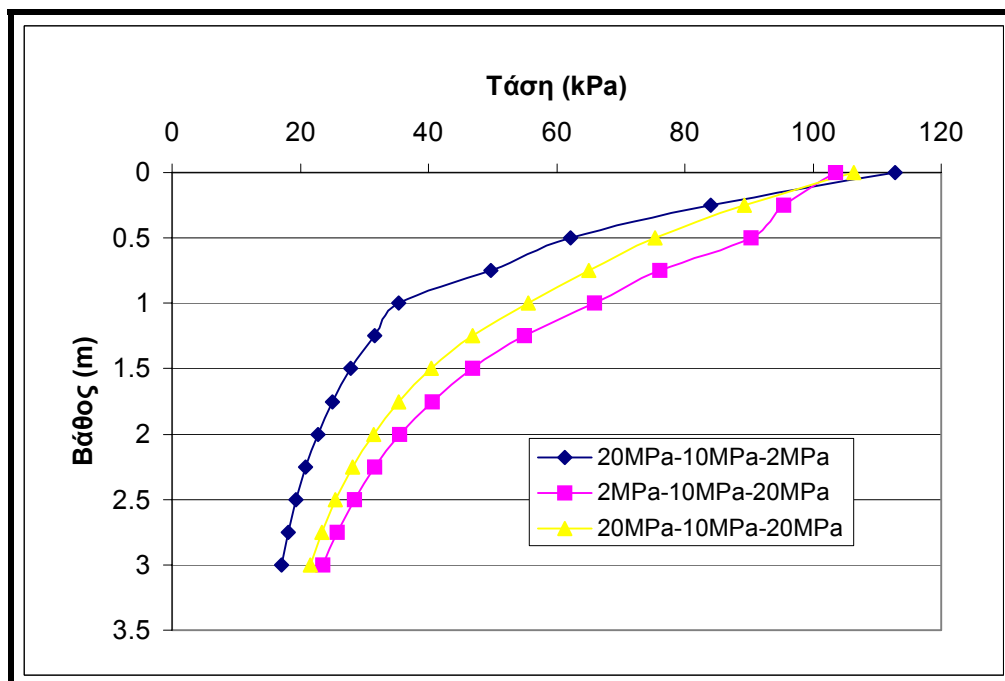


Σχήμα 6.85: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.25$ και $E_1=2\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$



Σχήμα 6.86: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.25$ και $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$

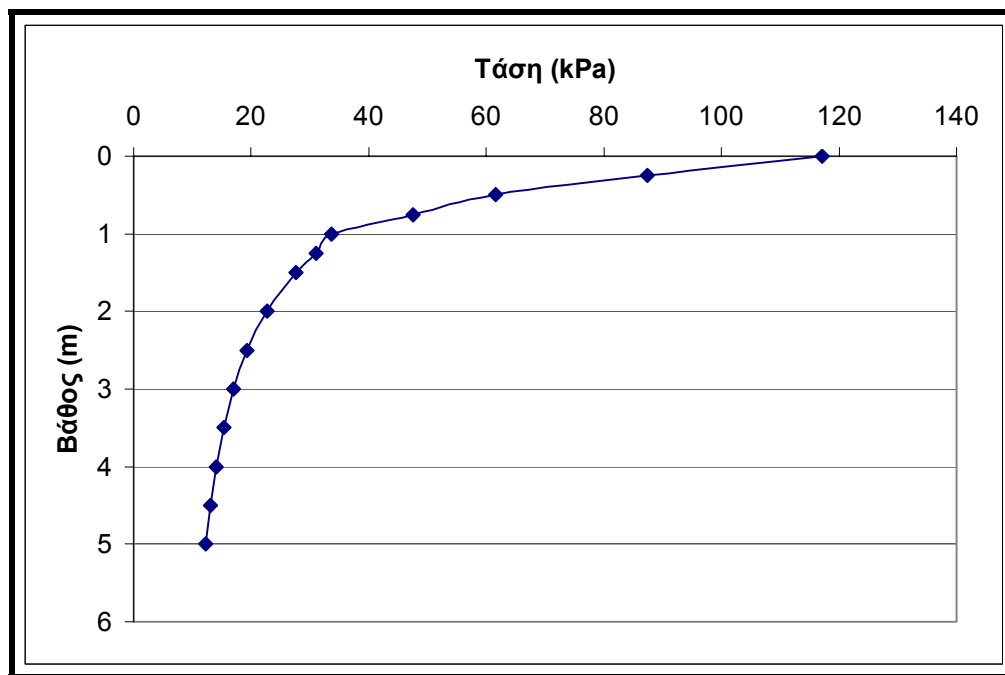
Στη συνέχεια παρατίθεται ένα συνδυασμένο διάγραμμα για την ευκολότερη σύγκριση των αποτελεσμάτων (Σχήμα 6.87).



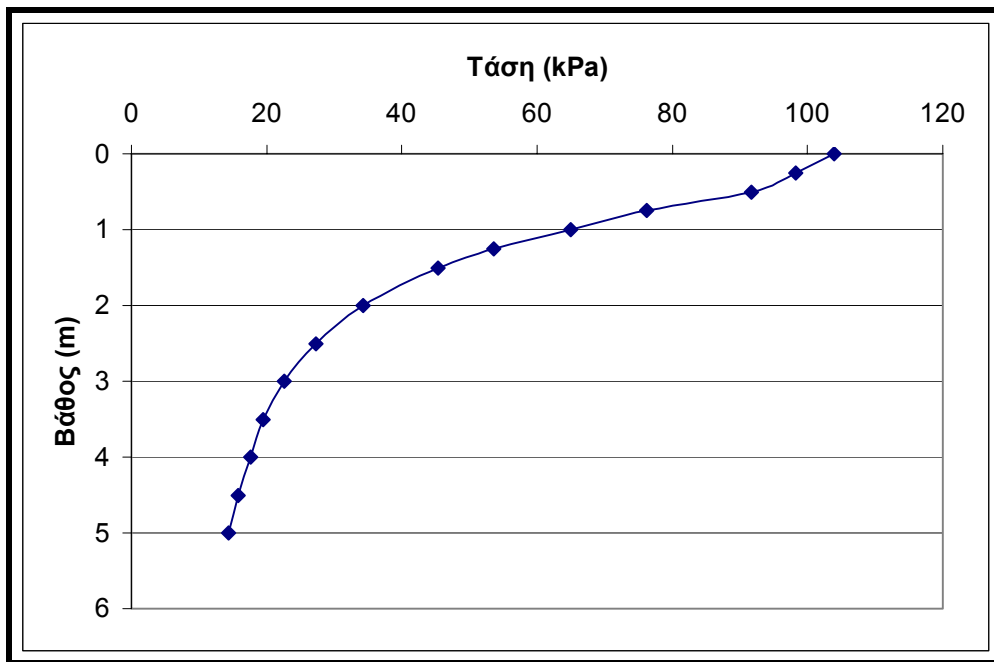
Σχήμα 6.87: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα και $\nu=0.25$

Από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ότι στις διεπιφάνειες μεταξύ των στρωμάτων εδάφους, με διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας, οι κατακόρυφες τάσεις διαφέρουν από τις αναμενόμενες αφού στα βάθη αυτά η ομοιομορφία της καμπύλης δεν διατηρείται σταθερή. Στην περίπτωση όπου τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$ (δηλαδή σχετικά μικρές διαφορές) παρατηρείται ότι οι κατακόρυφες τάσεις εδάφους δεν προκαλούν μεγάλη ανομοιομορφία στην καμπύλη.

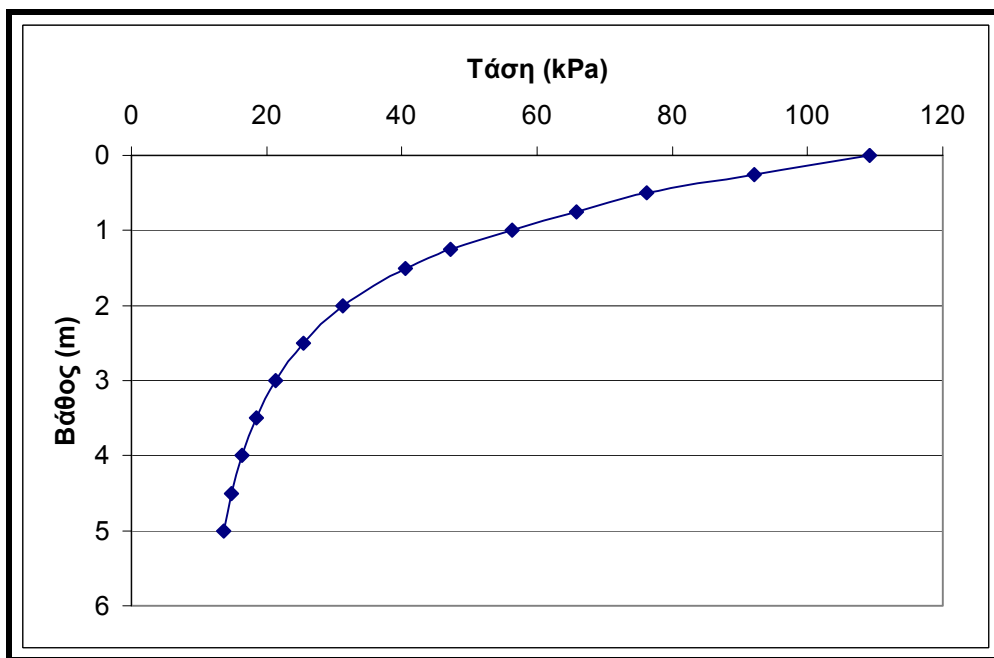
Στα Σχήματα 6.88, 6.89, 6.90 φαίνονται οι γραφικές παραστάσεις για έδαφος με τρία στρώματα με λόγο Poisson $\nu=0.40$. Στο Σχήμα 6.88 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$, $E_3=2\text{MPa}$. Στο Σχήμα 6.89 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=2\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$, $E_3=20\text{MPa}$. Στο Σχήμα 6.90 τα μέτρα ελαστικότητας είναι $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$.



Σχήμα 6.88: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.40$ και $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=2\text{MPa}$

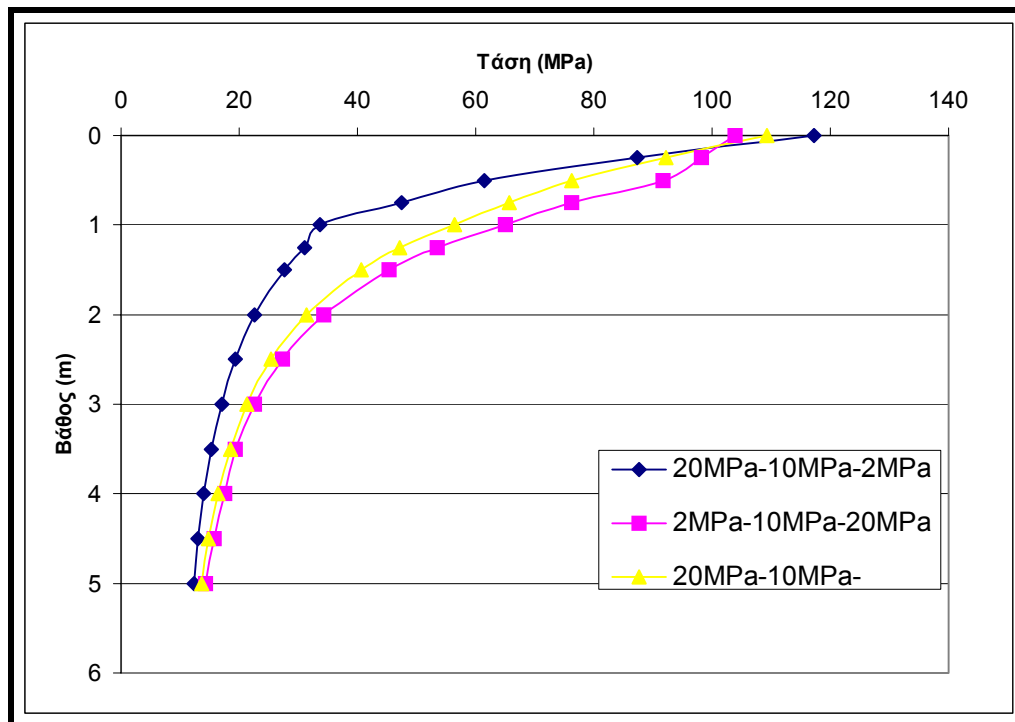


Σχήμα 6.89: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.40$ και $E_1=2\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$



Σχήμα 6.90: Διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα με $\nu=0.40$ και $E_1=20\text{MPa}$, $E_2=10\text{MPa}$ και $E_3=20\text{MPa}$

Στην συνέχεια υπάρχει ένα συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για τις παραπάνω περιπτώσεις ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση των αποτελεσμάτων (Σχήμα 6.91).



Σχήμα 6.91: Συνδυασμένο διάγραμμα τάσης-βάθους για έδαφος με τρία στρώματα και $\nu=0.40$

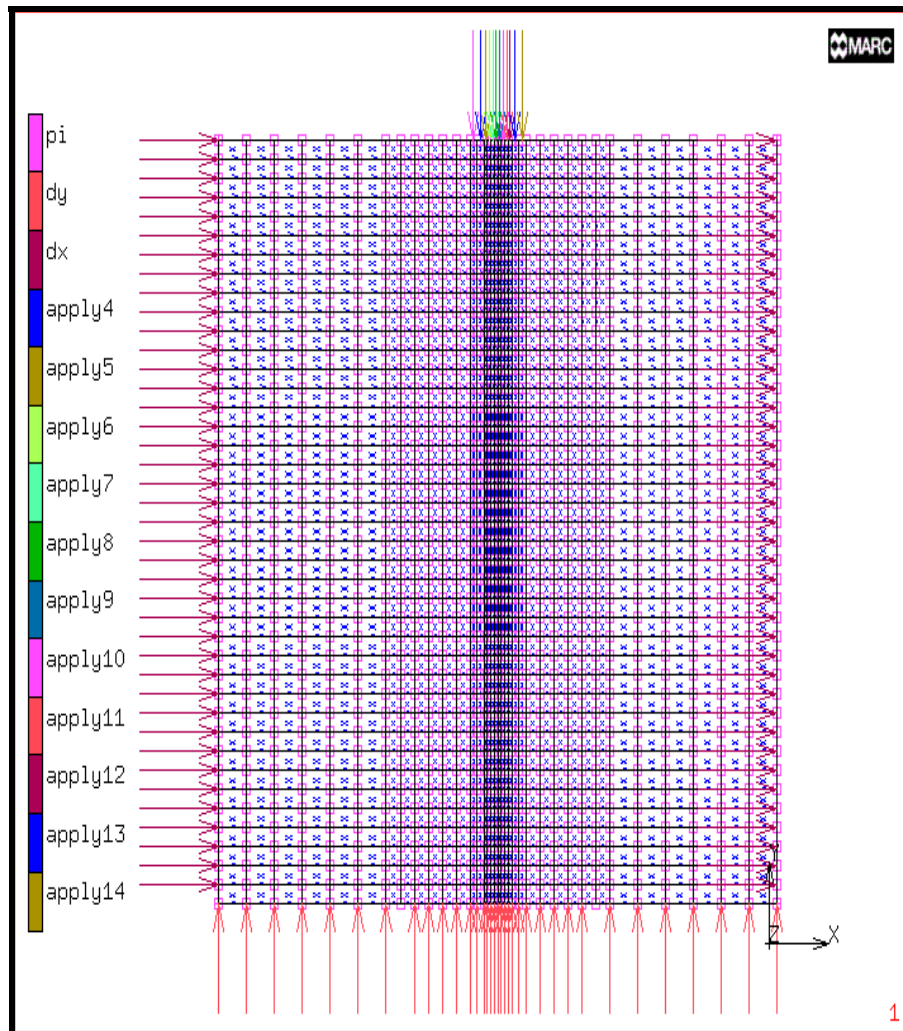
Όμοια με την περίπτωση για $\nu=0.25$ από τα παραπάνω διαγράμματα προκύπτει ανομοιομορφία στις καμπύλες στα βάθη που υπάρχει αλλαγή στρώματος η οποία αυξάνεται όσο αυξάνεται ο λόγος μεταξύ των διαδοχικών μέτρων ελαστικότητας (E_1/E_2).

6.3.5 Τριγωνική Φόρτιση

Στη συνέχεια της επεξεργασίας γίνεται η επίλυση του προβλήματος της κατανομής των τάσεων στο έδαφος στην περίπτωση που υπάρχει ένα γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο έδρασης από 0kPa σε 100kPa. Η διακριτοποίηση που έγινε σε αυτή την περίπτωση είναι ίδια με του Σχήματος 6.34 δηλαδή στην διακριτοποίηση δεν υπάρχουν τριγωνικά στοιχεία παρά μόνο τετραπλευρικά. Οι ιδιότητες του εδάφους που χρησιμοποιήθηκαν ήταν μέτρο ελαστικότητας $E=20\text{MPa}$ και λόγος Poisson $\nu=0.25$. Οι συνοριακές συνθήκες ήταν στα κατακόρυφα όρια του μοντέλου κύλιση ($dx=0$), που σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση ως προς τον άξονα y , στο άνω όριο των μοντέλων

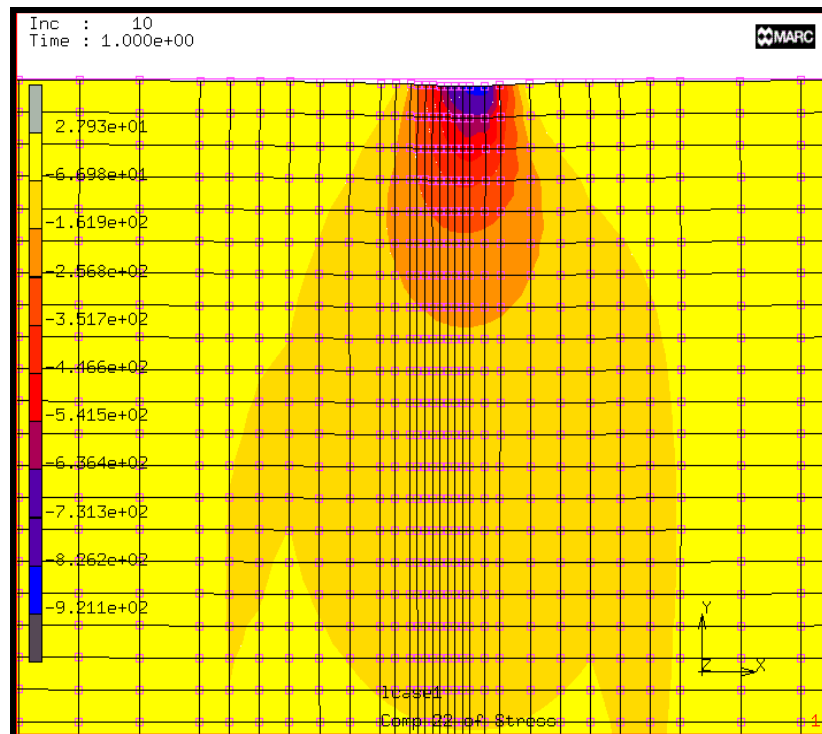
εφαρμόστηκε κύλιση ($dy=0$), που σημαίνει ότι στα σημεία των γραμμών αυτών επιτρέπεται μόνο η κύλιση ως προς τον άξονα x .

Η κατανομή του φορτίου έδρασης στην επιφάνεια του εδάφους καθώς και οι άλλες συνοριακές συνθήκες φαίνονται στο Σχήμα 6.92.



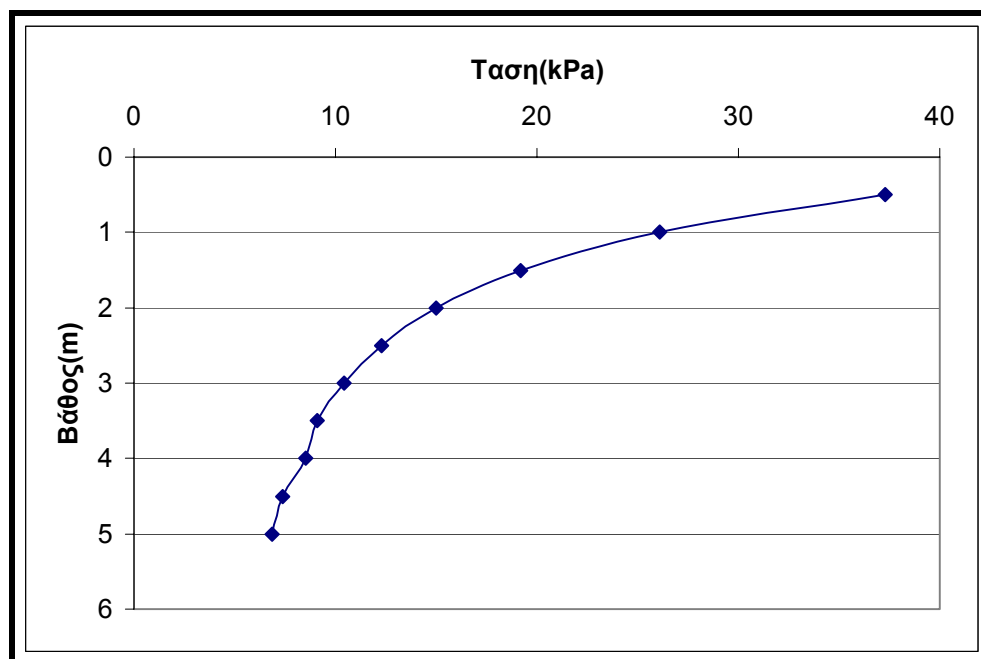
Σχήμα 6.92: Συνοριακές συνθήκες στην περίπτωση τριγωνοειδούς φόρτισης

Στο σχήμα 6.93 φαίνεται η κατανομή των τάσεων στο έδαφος από όπου παρατηρείται ότι ο λοβός των τάσεων (λοβός του Boussinesq) είναι μετατοπισμένος δεξιά.

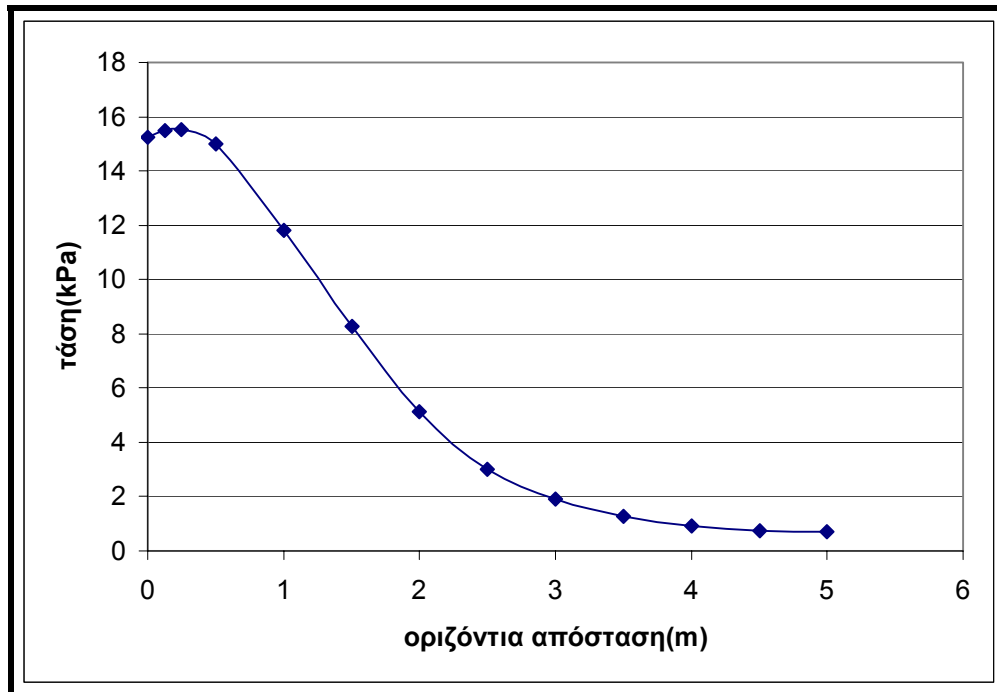


Σχήμα 6.93: Κατανομή των τάσεων στο έδαφος από την εφαρμογή γραμμικώς αυξανόμενου φορτίου.

Στα Σχήματα 6.94 και 6.95 παρίστανται γραφικά η τάση με το βάθος (για σταθερή οριζόντια απόσταση 0.5m) και η οριζόντια απόσταση με την τάση (για σταθερό βάθος 2m) για γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο.

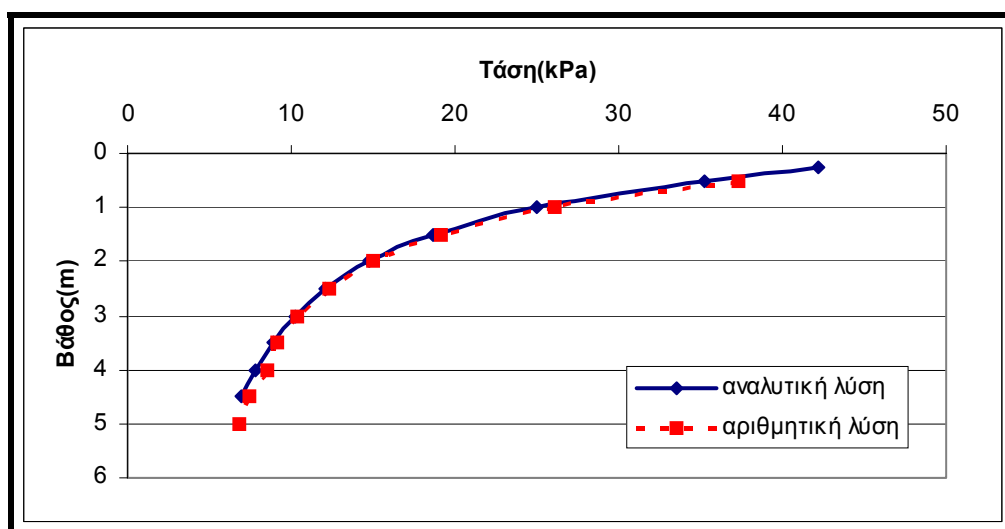


Σχήμα 6.94: Γραφική παράσταση τάσης βάθους για γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο

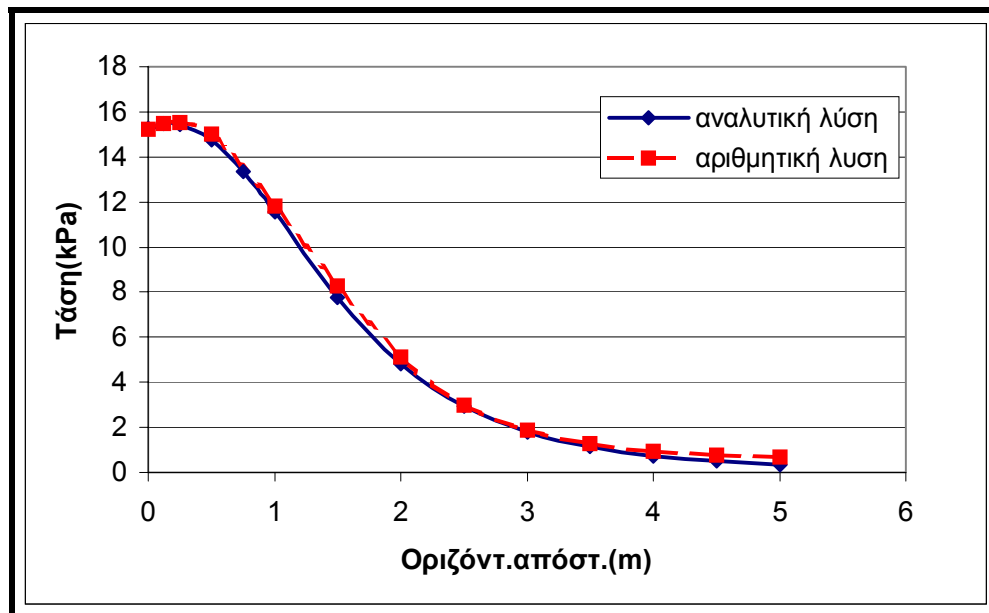


Σχήμα 6.95: Γραφική παράσταση οριζόντιας απόστασης-τάσης για γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο

Στα Σχήματα 6.96 και 6.97 φαίνεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων που έδωσε η αριθμητική μέθοδος για την μεταβολή της τάσης του εδάφους λόγω γραμμικώς αυξανόμενου φορτίου με αυτά που έδωσε η αναλυτική μέθοδος.



Σχήμα 6.96: Σύγκριση της τάσης εδάφους σε γραφική παράσταση τάσης-βάθους για γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο



Σχήμα 6.97: Σύγκριση της τάσης εδάφους σε γραφική παράσταση οριζόντιας απόστασης-τάσης για γραμμικώς αυξανόμενο φορτίο

Όπως παρατηρείται από τα παραπάνω διαγράμματα οι τιμές των τάσεων που δίνει η αριθμητική μέθοδος λίγο διαφέρουν από τις τιμές των τάσεων που δίνει η αναλυτική μέθοδος. Με βάση αυτή την σύγκριση μπορεί να αναφερθεί ότι υπάρχει ότι υπάρχει μια σχετική συμφωνία μεταξύ των δυο μεθόδων. Εκτιμώντας το γεγονός ότι δεν είναι δυνατό να ειπωθεί με σιγουριά πια μέθοδος δίνει τα καλύτερα αποτελέσματα μπορεί να επιτευχθεί μια αντικειμενικότερη άποψη σχετικά με τις πραγματικές μεταβολές τάσεων που συμβαίνουν στο έδαφος λόγω γραμμικώς αυξανόμενου φορτίου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΕΒΔΟΜΟ

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

7.1 Συμπεράσματα

Σκοπός της εργασίας αυτής ήταν η μελέτη της κατανομής των επιφανειακών τάσεων έδρασης στο έδαφος. Η μελέτη αυτή πραγματοποιήθηκε με τις συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους επίλυσης για διάφορους τρόπους φόρτισης αλλά και για διάφορους τύπους εδαφών. Τελικός στόχος της εργασίας ήταν η σύγκριση των αναλυτικών μεθόδων με τις αντίστοιχες αριθμητικές όπου αυτό ήταν δυνατό αλλά και η εξαγωγή συμπερασμάτων για κάποιες περιπτώσεις που οι αναλυτικές μέθοδοι αδυνατούν να δώσουν την λύση.

Οι αναλυτικές μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι περισσότερο διαδεδομένες και οι περισσότερο αξιόπιστες. Συγκεκριμένα έγινε χρήση της αναλυτικής μεθόδου του Boussinesq. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιήθηκε στις περιπτώσεις σημειακού φορτίου, στην περίπτωση φόρτισης λωρίδας και στην περίπτωση τριγωνικής φόρτισης. Επίσης έγινε χρήση της αναλυτικής μεθόδου του Westergaard για σημειακό φορτίο και λωρίδα στις περιπτώσεις όπου υπάρχει έδαφος που αποτελείται από στρώσεις. Τέλος έγινε και μια περιορισμένης έκτασης ανάπτυξη της αναλυτικής μεθόδου ομοιόμορφης κατανομής.

Όσον αφορά τις αριθμητικές μεθόδους επίλυσης χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων με την βοήθεια του λογισμικού πακέτου 'Marc'.

Τα προβλήματα που αναλύθηκαν με τις αριθμητικές μεθόδους αφορούν κυρίως την περίπτωση της πεδילוδοκού (λωρίδα) και η μοντελοποίηση έγινε σε δυο διαστάσεις. Πιο συγκεκριμένα έγινε μια παραμετρική ανάλυση της κατανομής των τάσεων στο υπέδαφος. Ως παράμετροι χρησιμοποιήθηκαν η διακριτοποίηση του μέσου, η θεώρηση επίλυσης (plane strain, plane stress), η παρουσία ή όχι εκκεντρότητας στον τρόπο φόρτισης του εδάφους (ομογενής φόρτιση, τριγωνική φόρτιση), οι μεταβολές στα χαρακτηριστικά του εδάφους (μέτρο ελαστικότητας E , λόγος Poisson ν) και τέλος η ύπαρξη ή όχι διαφορετικών στρώσεων (περίπτωση δυο και περίπτωση τριών στρώσεων).

Σαν αποτελέσματα της ανάλυσης που έγινε υπολογίστηκαν οι κατανομές των οριζόντιων και των κατακόρυφων τάσεων στο έδαφος. Έγινε παράσταση των κατανομών αυτών σε γραφικές παραστάσεις τάσης-βάθους και τάσης-οριζόντιας απόστασης και σύγκριση των διαφόρων επιμέρους περιπτώσεων.

Συμπερασματικά μπορεί να αναφερθεί ότι υπάρχει σχετικά καλή συσχέτιση μεταξύ των αναλυτικών και των αριθμητικών μεθόδων. Θα πρέπει όμως να τονισθεί ένα σημαντικό πρόβλημα που υπήρξε στην περίπτωση που το έδαφος αποτελούνταν από στρώματα και κυρίως στην περίπτωση των δυο στρωμάτων. Το πρόβλημα αυτό αφορά την κατανομή των τάσεων στην διεπιφάνεια όπου αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας. Συγκεκριμένα οι τιμές των τάσεων που δίνει το λογισμικό πρόγραμμα στην περιοχή αυτή εξαρτώνται ακανόνιστα από το λόγο του Poisson αλλά και από τον λόγο των μέτρων ελαστικότητας μεταξύ των στρωμάτων. Η παραμετρική ανάλυση που έγινε όσον αφορά την διακριτοποίηση δεν στάθηκε ικανή να δώσει κάποια λύση.

7.2 Προτάσεις

Εξαιτίας της καλής ταύτισης μεταξύ των γραφικών παραστάσεων που αφορούν έδαφος με στρώσεις εκτός από την περιοχή που αλλάζει το μέτρο ελαστικότητας θα μπορούσε να προταθεί η μελέτη του προβλήματος του στρωσιγενούς εδάφους με εξαιρεμένη την διεπιφάνεια αλλαγής του μέτρου ελαστικότητας. Δηλαδή οι καμπύλες που θα δημιουργηθούν να περιέχουν τιμές κοντά στην επιφάνεια αλλαγής αλλά όχι πάνω σε αυτή.

Επίσης ως συνέχεια της εργασίας θα μπορούσε να προταθεί η μελέτη του εδάφους χωρίς αυτό να θεωρείται ομογενές. Δηλαδή η μοντελοποίηση εδάφους που περιέχει κάποια ρήγματα. Όπως και η περίπτωση όπου η διεπιφάνεια αλλαγής του μέτρου ελαστικότητας δεν είναι ευθεία αλλά καμπυλόγραμμη.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική Βιβλιογραφία

1. Αγιουτάντης, Ζ., (2002). 'Στοιχεία Γεωμηχανικής, Μηχανική πετρωμάτων', Εκδόσεις 'ΙΩΝ', Αθήνα.
2. Αναγνωστόπουλος, Χ., (1994), 'Θεμελιώσεις και Αντιστηρίξεις', Α.Π.Θ, Θεσσαλονίκη.
3. Βαλαλάς, Δ., (1979). 'Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις', Εκδόσεις 'Αφοί Κυριακίδη', Θεσσαλονίκη.
4. Βαλαλάς, Δ., (1981). 'Εδαφομηχανική', Εκδόσεις 'Αφοί Κυριακίδη', Θεσσαλονίκη.
5. Καββαδάς, Μ., (2000). 'Στοιχεία Εδαφομηχανικής', Ε. Μ. Πολυτεχνείο, Αθήνα.
6. Καλογήρου, Ε. (2003). 'Παραμετρική Ανάλυση Ευστάθειας Εδαφικών Πρανών με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων', Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.
7. Κούκης, Γ. και Σαμπατακάκης, Ν., (2002). 'Τεχνική Γεωλογία'
8. Τσότσος, Σ., (1991). 'Εδαφομηχανική – Θεωρία, Μέθοδοι και Εφαρμογές', Εκδόσεις 'Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης α.ε.', Θεσσαλονίκη

Διεθνής Βιβλιογραφία

1. Bowles J., (1982). 'Foundation Analysis and Design', 3rd ed. McGraw-Hill, New York.
2. Budhu M., (1999). 'Soil Mechanics and Foundation', John Wiley & sons New York.
3. Craig, R. F., (1997). 'Soil Mechanics', Department of Civil Engineering, University of Dundee.
4. Davis, R. P., (1941). 'Foundations of Bridges and Buildings', McGraw-Hill, New York.
5. Fagan M. J., (1996). 'Finite Element Analysis – Theory and Practice' Longman Group.
6. Hansen J. B., (1970). 'A Revised and Extended Formula of Bearing Capacity', Bull. 28, Danish Geotechnique Inst. Copenhagen.
7. Meyerhof G.G., (1963). 'Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations', Can. Geotech. J.
8. Peck R. B., Hanson W. E., Thorburn T. H., (1974). 'Foundation Engineering', 2nd ed. John Wiley.
9. Schmertmann J. H., (1975). 'In – Situ Measurement of Shear Strength', State – of – the- Art Paper, Session III, Proc. Of Conf. on In – Situ Measurement of Soil Properties, Spec. Conf, of the G.E. Div., ASCE, N. Carolina State University, Raleigh, Vol. I.
10. Selvadurai A., Davis R. (1996). 'Elasticity in Geomechanics', Cambridge University Press.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

11. Spyrakos C.C., (1996). 'Finite Element Modeling- In Engineering Practice' Algor Publishing Division.
12. Stiegler W., (1997). 'Το Έδαφος στις Θεμελιώσεις' Γκιούρδας Μόσχος, Αθήνα.
13. Terzaghi K., Peck R., (1967). 'Soil Mechanics in Engineering Practice', 2nd ed., J. Wiley, New York.
14. Terzaghi K., (1943). 'Theoretical Soil Mechanics', J. Wiley, New York.
15. Vesic A.S., (1973). 'Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations', J.of S.M.F. Div., ASCE 99 (SM1).

Βιβλιογραφία Διαδικτύου

1. Καββαδάς Μ., (2004) 'www.civil.ntua.gr/kavvadas/Books/Soil%20Mechanics'.
2. Σακελαρίου Μ., (2004) 'www.civil.ntua.gr/mgsakel/Cassification.pdf'.