



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΘΕΜΑ:
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΩΝ ΕΠΙ ΠΡΑΝΟΥΣ**

ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΑΓΓΕΛΟΠΟΥΛΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

**Τριμελής Επιτροπή: Καραμπατάκης Δημήτριος (Επιβλέπων)
Ηλιού Νικόλαος
Μπαρέκα Σπυριδούλα**

Βόλος, Ιούνιος 2008



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 6297/1
Ημερ. Εισ.: 18-06-2008
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2008
ΑΓΓ



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ:
ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ
ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΩΝ ΕΠΙ ΠΡΑΝΟΥΣ

ΦΟΙΤΗΤΗΣ: ΑΓΓΕΛΟΠΟΥΛΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ

Τριμελής Επιτροπή: Καραμπατάκης Δημήτριος (Επιβλέπων)
Ηλιού Νικόλαος
Μπαρέκα Σπυριδούλα

Βόλος, Ιούνιος 2008

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ	2
1.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ	4
2.1. ΡΟΛΟΣ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	4
2.2. ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	4
2.2.1. Επιφανειακές θεμελιώσεις	5
2.2.2. Βαθείες θεμελιώσεις	5
2.3. ΣΤΑΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ	13
3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	13
3.2. ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	13
3.3. ΣΤΑΔΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΙΑΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ	14
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ	18
4.1. ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ.....	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	20
5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΟΡΙΣΜΟΙ.....	20
5.2. ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ	21
5.2.1. Μέθοδος Terzaghi	21
5.2.2. Μέθοδος Hansen	23
5.2.3. Μέθοδος Meyerhof.....	24
5.2.4. Διαδικασία υπολογισμού των διαστάσεων των πεδίων. ($q_{\text{μπη}}$).....	25
5.2.5. Περίπτωση τοπικής θραύσης.....	26
5.2.6. Επιρροή του βάθους θεμελίωσης	27
5.3. ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΤΑΣΕΩΝ	28
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ	30
6.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΠΕΔΙΛΩΝ.....	30
6.2. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ.....	34
6.3. Η ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΣΤΑ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ	38
6.3.1. Επιτρεπόμενες τιμές της εκκεντρότητας	38
6.3.2. Υπολογισμός των στερεών τάσεων.....	39
6.4. ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ	41
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	42
7.1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ.....	42
7.2. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	43
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	91
8.1. ΠΟΣΟΤΙΚΗ ΕΠΙΡΡΟΗ ΣΤΗ ΤΙΜΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ ($\sigma_{\text{επ}}$).....	91
8.1.1. Επιρροή της κλίσης του πρανούς στη τιμή της επιτρεπόμενης τάσης	91
8.1.2. Επιρροή της αποστασης του θεμελίου, $d(m)$, από το πρανές στη τιμή της επιτρεπόμενης τάσης	93
8.1.3. Επιρροή της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης.....	95
8.1.4. Επιρροή της συνοχής του εδάφους έδρασης, $[c]$, στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης.....	97
8.2. ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΕΠΙΡΡΟΗ ΣΤΗ ΤΙΜΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ ($\sigma_{\text{επ}}$).....	99
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	102

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται εκτενώς οι μεταβολές της επιτρεπόμενης τάσης ενός επιφανειακού θεμελίου, εδραζομένου επί πρανούς, συναρτήσει της κλίσης του πρανούς, της απόστασης του θεμελίου από το πρανές, της γωνίας τριβής και της συνοχής του εδάφους έδρασης. Σκοπός της παρούσας εργασίας αποτελεί η μελέτη της ποσοστιαίας μεταβολής της επιτρεπόμενης τάσης για κάθε μια από τις παραπάνω παραμέτρους και η δημιουργία διαγραμμάτων υπολογισμού της επιτρεπόμενης τάσης, ώστε να αναδειχθεί η εκάστοτε ποσοστιαία επιρροή των συγκεκριμένων παραμέτρων και να αποφευχθεί η χρήση αναλυτικών μεθόδων για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης τάσης.

Συγκεκριμένα, στο 2^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά ο ρόλος των θεμελιώσεων, η μορφολογία αυτών και έπειτα γίνεται εκτενής αναφορά στα στάδια μελέτης των θεμελιώσεων. Στη συνέχεια επισυνάπτονται μερικά σχήματα τα οποία δείχνουν τις διατάξεις θεμελιώσεων και το τρόπο μεταβίβασης των φορτίων στο έδαφος μέσω αυτών.

Στο 3^ο κεφάλαιο γίνεται εισαγωγή στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Στη συνέχεια αναλύονται οι παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την επιλογή του βάθους θεμελίωσης και έπειτα γίνεται εκτενής αναφορά στα στάδια υπολογισμού μιας επιφανειακής θεμελίωσης και στο τρόπο επιλογής των αναγκαίων διαστάσεων του θεμελίου.

Στο 4^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι σημαντικότερες θεωρίες που έχουν δημοσιευθεί από διάφορους ερευνητές για τη φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης πλάι στη στέψη πρανούς.

Στο 5^ο κεφάλαιο περιγράφεται λεπτομερώς ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας θεμελίωσης. γίνεται αναφορά στις ευρέως χρησιμοποιούμενες θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας και στη διαδικασία υπολογισμού των διαστάσεων του πέδιλου. έπειτα επισυνάπτονται πίνακες επιτρεπόμενων τάσεων.

Στο 6^ο κεφάλαιο περιγράφεται η μορφολογία των μεμονωμένων πέλδων. γίνεται αναφορά στον υπολογισμό των απαιτούμενων διατομών (στους τρεις βασικούς ελέγχους), στις επιτρεπόμενες τιμές εκκεντρότητας και στον υπολογισμό των στερεών τάσεων.

Στο 7^ο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του προγράμματος επίλυσης, εισαγωγή των δεδομένων και εξαγωγή των αποτελεσμάτων με τη μορφή διαγραμμάτων.

Στο 8^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η αξιολόγηση και η εξαγωγή συμπερασμάτων της παραμετρικής ανάλυσης. Περιγράφεται εκτενώς η ελάχιστη και η μέγιστη ποσοστιαία επιρροή της κάθε παραμέτρου στη τιμή της επιτρεπόμενης τάσης. Ακολούθως απεικονίζεται η ποιοτική επιρροή των παραμέτρων στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης με τη μορφή ραβδογραμμάτων.

Τέλος η διπλωματική εργασία ολοκληρώνεται με την επισύναψη της χρησιμοποιούμενης βιβλιογραφίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

2.1 ΡΟΛΟΣ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Τα κατακόρυφα φέροντα στοιχεία των ανοδομών είναι δυνατό να μεταφέρουν σημαντικά φορτία, δεδομένης της μεγάλης αντοχής του υλικού τους (χάλυβας –οπλισμένο σκυρόδεμα).Τα φορτία αυτά, εάν προσαχθούν απευθείας στο έδαφος, του οποίου η αντοχή είναι πολύ μικρότερη (δυο – τρεις τάξεις μεγέθους) είναι βέβαιο ότι θα δημιουργήσουν πολλά προβλήματα, όπως έντονες παραμορφώσεις του εδάφους και της κατασκευής, καθιζήσεις κλπ.

Για την αντιμετώπιση αυτών των προβλημάτων, από τους αρχαιότετους χρόνους, σε κάθε δομικό έργο σχεδιάζεται και κατασκευάζεται ειδική ομάδα στοιχείων, η οποία χρησιμοποιείται για την ασφαλή μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Το μέρος αυτό της κατασκευής καλείται «θεμελίωση».

2.2 ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Η θεμελίωση ενός δομικού έργου αποτελείται συνήθως από πολλά στοιχεία («θεμέλια») τα οποία συνεργάζονται μεταξύ τους για την ασφαλή – αλλά ταυτόχρονα και οικονομική –παραλαβή και μεταβίβαση των φορτίων της ανωδομής στο έδαφος. Τα διάφορα είδη θεμελιώσεων μπορούν να καταταχθούν, ανάλογα με τον τρόπο μεταφοράς των φορτίων στο έδαφος, σε δυο κατηγορίες:

- α) Επιφανειακές θεμελιώσεις και
- β) Βαθείς θεμελιώσεις

2.2.1 ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις που μεταβιβάζουν τα φορτία τους στο έδαφος μόνο με τη βάση τους. Η συνεισφορά των πλευρών του θεμελίου, για την παραλαβή των φορτίων, είτε είναι μηδενική είτε είναι πολύ μικρή σε σχέση με αυτή της βάσης και συνεπώς δε λαμβάνεται υπόψη.

Στα σχήματα που ακολουθούν φαίνονται οι πλέον χαρακτηριστικές περιπτώσεις επιφανειακών θεμελίων, που είναι:

- α. Τα μεμονωμένα πέδιλα (κεντρικά ή έκκεντρα)
- β. Οι πεδιλοδοκοί και
- γ. Οι κοιτοστρώσεις

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις χρησιμοποιούνται όταν η στρώση του εδάφους, ακριβώς κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης, διαθέτει την απαιτούμενη αντοχή και το βάθος για να δεχτεί με ασφάλεια τις καταπονήσεις από την ανωδομή.

Στα σχήματα 2.3 φαίνονται παραδείγματα κτιρίων θεμελιωμένων με Επιφανειακές θεμελιώσεις, ενώ στο σχήμα 2.4 φαίνονται χαρακτηριστικές κατόψεις επιφανειακών θεμελιώσεων.

2.2.2 ΒΑΘΙΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι θεμελιώσεις, οι οποίες για τη μεταφορά των φορτίων στο έδαφος χρησιμοποιούν και τη πλευρική τους επιφάνεια (σχήμα 2.5).Η κύρια μορφή βαθιών θεμελιώσεων είναι οι θεμελιώσεις με πάσσαλους (σχήμα 2.6).

Οι βαθιές θεμελιώσεις εφαρμόζονται όταν οι επιφανειακές στρώσεις του εδάφους παρουσιάζουν μικρή αντοχή σε σχέση με το προς θεμελίωση φορτίο και έτσι το φορτίο μεταφέρεται σε βαθύτερες στρώσεις.

2.3 ΣΤΑΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ

Η μελέτη μιας θεμελίωσης οποιουδήποτε τύπου πρέπει να εξασφαλίζει την κατασκευή από τον κίνδυνο ολικής αστοχίας του εδάφους θεμελίωσης, που επιτυγχάνεται με την αποφυγή υπέρβασης μιας επιτρεπόμενης τάσης θεμελίωσης και να περιορίζει τις καθιζήσεις (ολικές και διαφορικές) σε επιτρεπτά όρια, ανάλογα του είδους της κατασκευής. Τα στάδια που πρέπει να ακολουθούνται κατά τη μελέτη μιας θεμελίωσης είναι:

α) Σε μια κάτοψη των στοιχείων που πρόκειται να θεμελιωθούν αναγράφονται τα φορτία (κατακόρυφα, οριζόντια, ροπές) που προέκυψαν από την ανάλυση της ανωδομής για διάφορες καταστάσεις φόρτισης.

β) Αναλύονται τα στοιχεία που υπάρχουν για το έδαφος και προτείνεται μια εδαφική τομή σχεδιασμού από την οποία γίνεται μια πρώτη εκτίμηση των επιτρεπόμενων τάσεων θεμελίωσης για διάφορα βάθη.

γ) Με βάση τα χαρακτηριστικά των διάφορων εδαφικών στρώσεων, τη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα και διάφορες κατασκευαστικές και λειτουργικές απαιτήσεις του κτιρίου (π.χ. ύπαρξη υπόγειου) καθορίζεται το ελάχιστο βάθος θεμελίωσης. Λαμβάνοντας υπόψη την επιτρεπόμενη τάση θεμελίωσης για το συγκεκριμένο βάθος, τα φορτία της ανωδομής και διάφορα κατασκευαστικά προβλήματα (π.χ. θεμελίωση κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα) επιλέγεται ο τύπος της επιφανειακής θεμελίωσης που θα χρησιμοποιηθεί ή σε περίπτωση που η επιφανειακή θεμελίωση δεν είναι ικανοποιητική (από τεχνική ή οικονομική άποψη) προτείνεται θεμελίωση με πάσσαλους.

δ) Αφού πια έχει επιλεγεί –σε γενικές γραμμές- ο τύπος θεμελίωσης προσδιορίζονται οι τελικές διαστάσεις, ώστε να προκύπτουν:

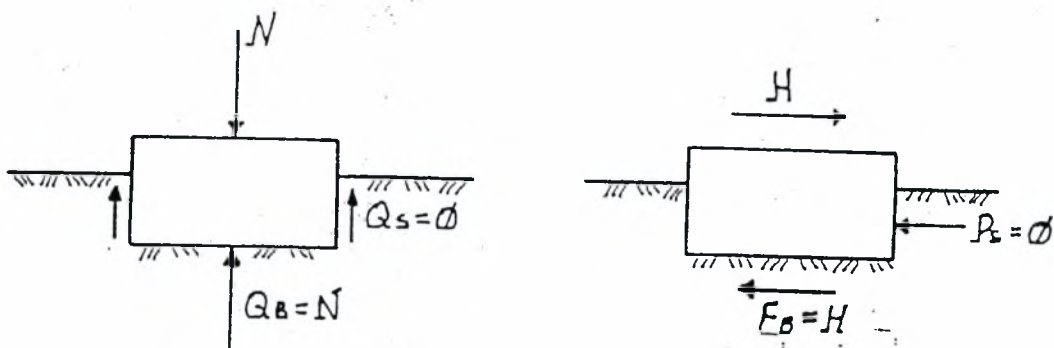
- (1) ικανοποιητική φέρουσα ικανότητα και
- (2) καθιζήσεις μικρότερες των επιτρεπόμενων

ε) Στη συνέχεια γίνεται διαστασιολόγηση των διάφορων στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος (ή αλλού υλικού) της θεμελίωσης.

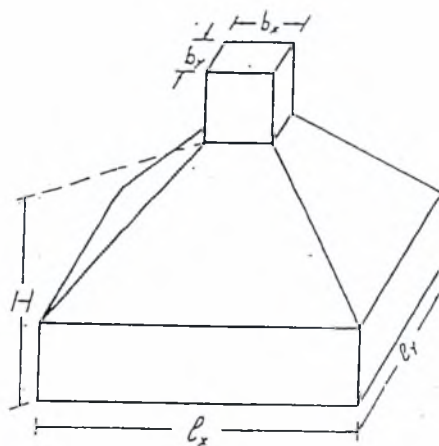
Θα πρέπει να σημειωθεί ότι συχνά στη πράξη, όταν πρόκειται για συνήθη κτίρια κατοικιών σε περιοχές όπου έχουν κατασκευαστεί αρκετά παρόμοια κτίρια, η διαστασιολόγηση των επιφανειακών θεμελιώσεων γίνεται χωρίς να προηγηθεί γεωτεχνική έρευνα και υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας και των καθιζήσεων.

Σε αυτές τις περιπτώσεις χρησιμοποιείται μια επιτρεπόμενη τάση, η οποία έχει αποδειχτεί ασφαλής για παρόμοια έργα στη περιοχή και η οποία είναι αποδεκτή από τις κρατικές υπηρεσίες ελέγχου. Επειδή οι τιμές των επιτρεπόμενων τάσεων είναι συνήθως αρκετά συντηρητικές, οι προκύπτουσες θεμελιώσεις είναι συνήθως υπερδιαστασιολογημένες. από την άλλη πλευρά, εάν το έδαφος της περιοχής παρουσιάζει τοπική ανομοιογένεια, χωρίς αυτό να γίνεται αντιληπτό από το μηχανικό, μπορεί να προκύψουν σημαντικοί κίνδυνοι για την ευστάθεια της θεμελίωσης και για ολόκληρη την κατασκευή.

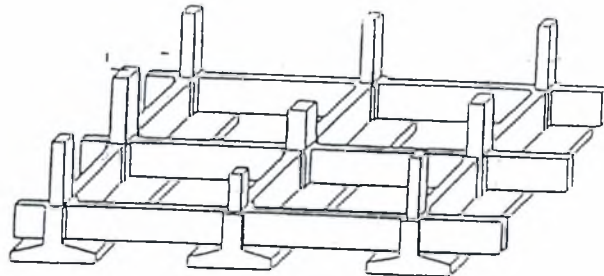
Σε έργα στα οποία υπάρχει κάποια αβεβαιότητα ως προς το έδαφος θεμελίωσης, ή που παρουσιάζουν κάποια ιδιαιτερότητα ως προς τη χρήση της κατασκευής και το μέγεθος των φορτίων, είναι απαραίτητο να πραγματοποιείται γεωτεχνική έρευνα, από την οποία θα προκύψουν οι απαραίτητες για τη μελέτη της θεμελίωσης εδαφικές παράμετροι. Το κόστος της γεωτεχνικής ερευνάς είναι ασήμαντο σε σχέση με τις δαπάνες που θα απαιτηθούν στο μέλλον, εάν η θεμελίωση αποδειχτεί ανεπαρκής.



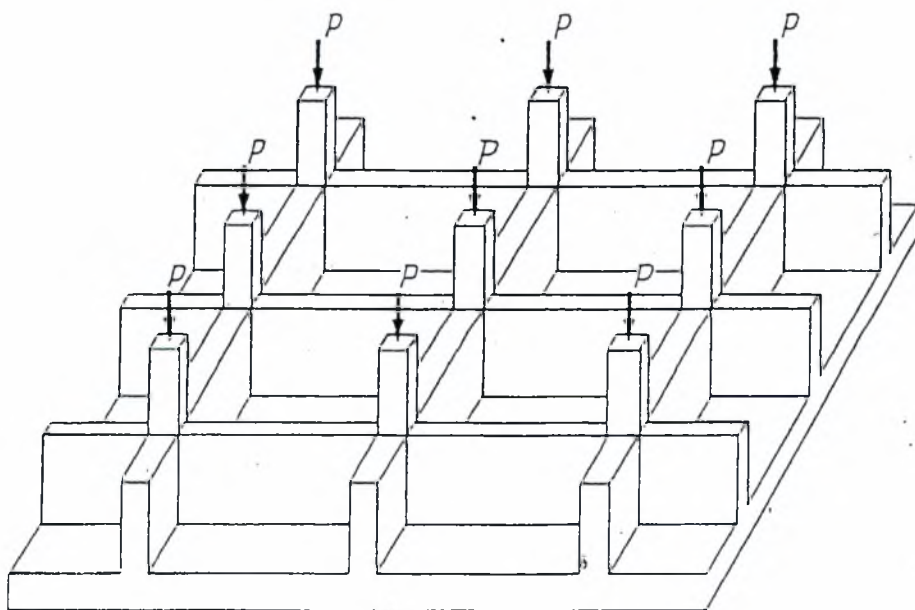
ΣΧΗΜΑ 2.1 Τρόπος μεταβίβασης στο έδαφος των φορτίων ενός επιφανειακού θεμελίου



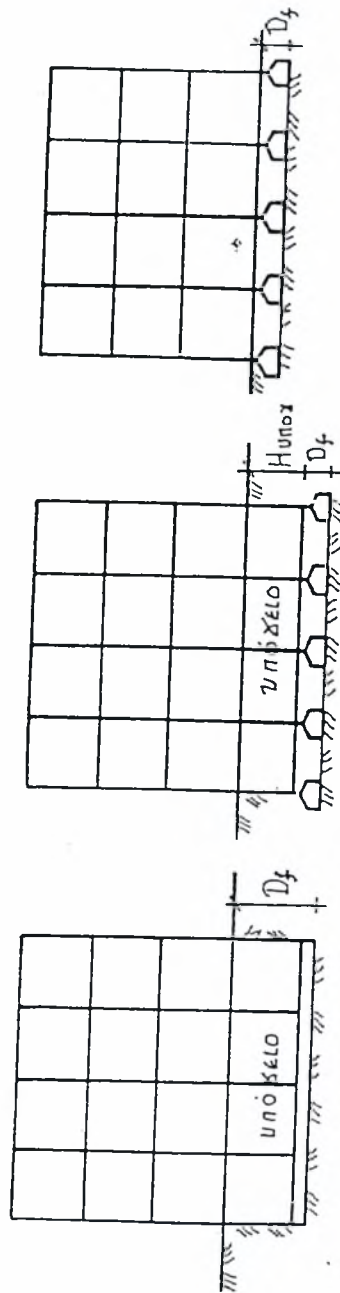
ΣΧΗΜΑ 2.2.α Μεμονωμένο πέδιλο



ΣΧΗΜΑ 2.2.β Μεμονωμένες πεδιλοδοκοί

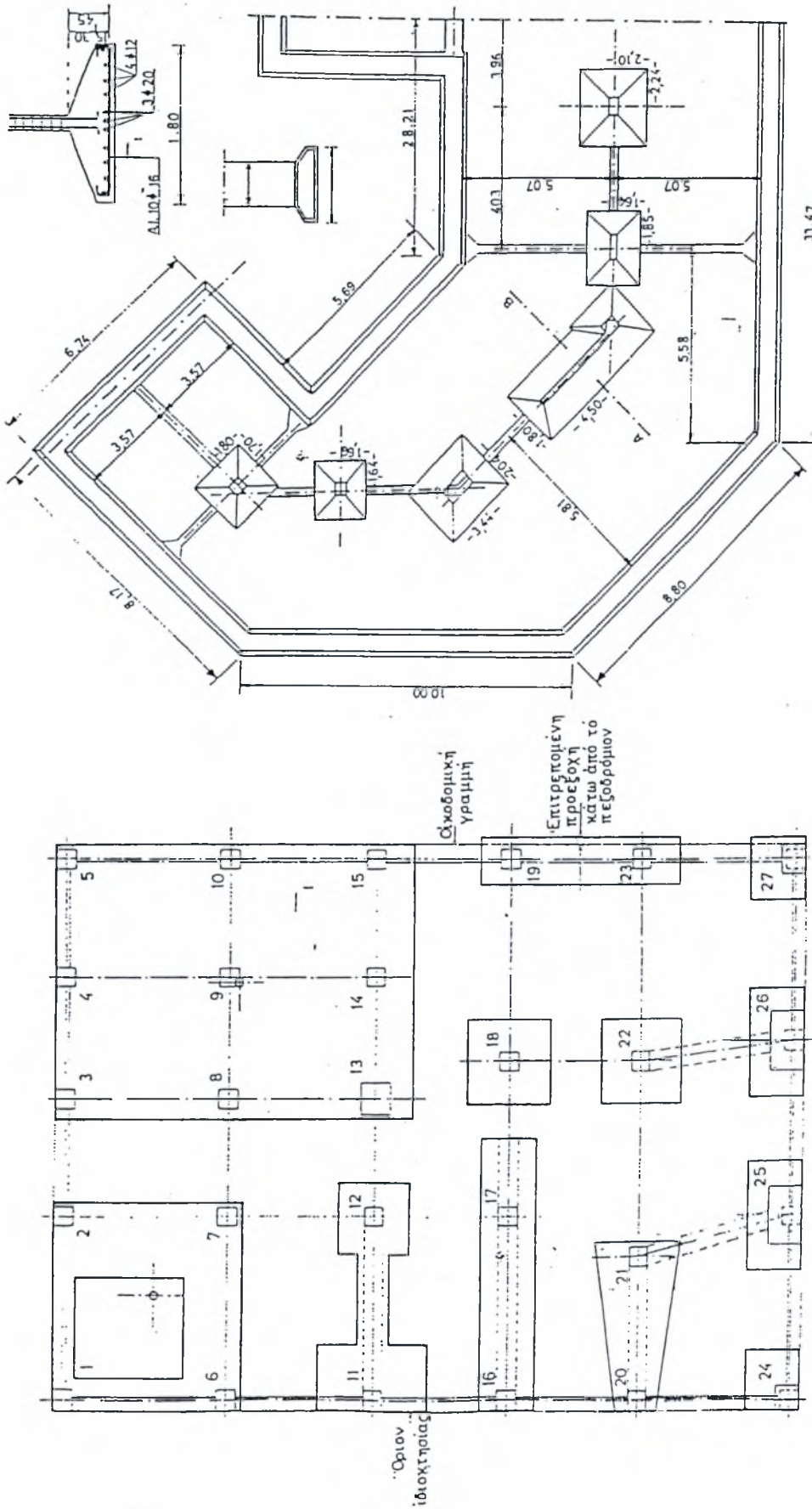


ΣΧΗΜΑ 2.2.γ Γενική κοιτόστρωση

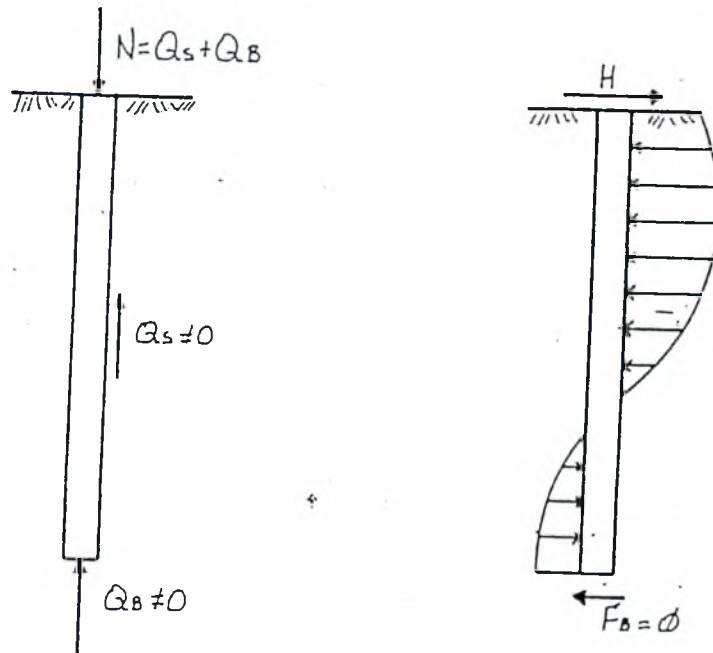


ΣΧΗΜΑ 2.3 Τυπικές διατάξεις επιφανειακών θεμελιώσεων

- α) Υπόγειο με κοιτόστρωση
- β) Υπόγειο με μεμονωμένα
- γ) Μεμονωμένα πέδιλα χωρίς υπόγειο



ΣΧΗΜΑ 2.4 Χαρακτηριστικές κατόψεις επιφανειακών θεμελιώσεων κτιρίων



ΣΧΗΜΑ 2.5 Τρόπος μεταβίβασης στο έδαφος των φορτίων μιας βαθιάς θεμελίωσης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΙΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως ήδη αναφέρθηκε, ο σκοπός των επιφανειακών θεμελιώσεων είναι να μεταφέρουν με ασφάλεια, σε σχετικά μικρό βάθος, τα φορτία της ανωδομής των κτιριακών έργων. Προκειμένου να επιτευχθεί ο στόχος αυτός είναι αναγκαίο:

- α) να επιλεγεί ένα κατάλληλο βάθος θεμελίωσης και
- β) να σχεδιαστούν και να υπολογιστούν κατάλληλα οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των στοιχείων θεμελίωσης.

3.2 ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Η επιλογή του κατάλληλου βάθους θεμελίωσης πρέπει να προκύψει μετά από τη θεώρηση των εξής παραγόντων:

- α) Η στάθμη θεμελίωσης πρέπει να βρίσκεται κάτω από τη ζώνη που γίνονται αισθητές οι εποχιακές μεταβολές (παγετός, υψηλές θερμοκρασίες, διακυμάνσεις υγρασίας κλπ) έτσι ώστε να προστατεύονται θεμέλια από τις δράσεις αυτές και το υπέδαφος θεμελίωσης να μην υπόκειται στη δυσμενή τους δράση.
- β) Η στάθμη έδρασης πρέπει να είναι τέτοια ώστε το έδαφος κάτω από τα θεμέλια να μην υπόκειται σε πιθανή διάβρωση λόγω ροής νερού.
- γ) Η έδραση των θεμελίων πρέπει να γίνεται σε υγιές έδαφος απαλλαγμένο δηλαδή από τις επιφανειακές προσμίξεις με οργανικά υλικά. Πρέπει να γίνεται δε, σε τέτοιο βάθος, ώστε να είναι δυνατή η σύνδεση του κτιρίου με τα δίκτυα κοινής ωφέλειας.

δ) Η προκύπτουσα θεμελίωση να είναι εύκολο να κατασκευαστεί και να αποτελεί άρτια οικονομοτεχνική λύση (π.χ. η ύπαρξη υπογείου ορίζοντα δημιουργεί πολλά προβλήματα εάν το θεωρούμενο βάθος εκσκαφής είναι κάτω από τη στάθμη του νερού).

ε) Θα πρέπει να εξασφαλίζεται –σε συνδυασμό με τις διαστάσεις των θεμελίων - (σε κάτοψη και τομή) η μη υπέρβαση της αντοχής του εδάφους καθώς και των επιτρεπόμενων καθιζήσεων.

Σαν ελάχιστο βάθος θεμελίωσης, για την περίπτωση μη ύπαρξης υπογείου, συνίσταται το βάθος των 2m από την επιφάνεια.

3.3 ΣΤΑΔΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΜΙΑΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Αφού καθοριστεί το βάθος της στάθμης θεμελίωσης, στη συνέχεια θα πρέπει να καθοριστούν οι αναγκαίες διαστάσεις των θεμελίων. Αυτές θα πρέπει να είναι τέτοιες, ώστε να μη γίνεται υπέρβαση της επιτρεπόμενης έδρασης. Ως «επιτρεπόμενη τάση – σπιτρ» ενός στοιχείου θεμελίωσης ορίζεται η μέγιστη τάση την οποία επιτρέπεται να προσάγει το στοιχείο φόρτισης στη στάθμη θεμελίωσης, ώστε:

α) Να μη γίνεται υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας (χρησιμοποιώντας μάλιστα και ένα συντελεστή ασφάλειας)

β) Να μην προκαλούνται υπερβάσεις των επιτρεπόμενων καθιζήσεων (ολικών και διαφορικών)

Με βάση τις γνώσεις της εδαφομηχανικής, η παραπάνω διαδικασία σχηματοποιείται ως ακολούθως:

- 1) Καθορισμός των συνθηκών του υπεδάφους
- 2) Εκλογή βάθους θεμελίωσης

3) Απλοποιημένη προεκλογή της επιτρεπόμενης φόρτισης $q_{\text{επιτρ}}$ για κάθε στοιχείο θεμελίωσης (φέρουσα ικανότητα / συντελεστής ασφάλειας)

4) Προεκλογή των διαστάσεων του στοιχείου θεμελίωσης ($F_{\text{απαιτ}}=N/q_{\text{επιτρ}}$)

5) Υπολογισμός της επιτρεπόμενης φόρτισης $q_{\text{επιτρ}}$ με βάση πλέον τις διαστάσεις του στοιχείου από το βήμα [4] και επανάληψη της διαδικασίας μέχρι την επίτευξη της επιθυμητής ακρίβειας (ελάχιστες διαστάσεις)

6) Υπολογισμός των αναμενόμενων καθιζήσεων του στοιχείου, φορτιζόμενου με φορτίο $p=N/(B*L)$ (είναι προφανώς $p \leq q_{\text{επιτρ}}$) και έλεγχος τους. Εάν είναι μικρότερες των επιτρεπόμενων, τότε η $q_{\text{επιτρ}}$ θεωρείται σαν η επιτρεπόμενη τάση φόρτισης και καλείται γενικά σαν «επιτρεπόμενη τάση έδρασης – $s_{\text{επιτρ}}$ ». Εάν οι καθιζήσεις είναι μεγαλύτερες των επιτρεπόμενων τότε:

α) Μεγαλώνουμε τις διαστάσεις του στοιχείου, όποτε η επιβαλλόμενη φόρτιση μειώνεται, $p_1=N/(B_1*L_1)$, άρα και οι καθιζήσεις, οι οποίες πρέπει και πάλι να είναι μικρότερες από τις επιτρεπόμενες. Ο κύκλος αυτός συνεχίζεται μέχρι να επιτευχθεί καθίζηση από την επιτρεπόμενη. Τότε η φόρτιση $q_i=N/(B_i*L_i)$ είναι η $s_{\text{επιτρ}}$. Είναι πιθανόν όμως ο κύκλος αυτός να μην οδηγήσει στο επιθυμητό. Τότε προχωρούμε στο επόμενο βήμα.

β) Αλλάζει η γενική διάταξη των στοιχείων και αντί μεμονωμένων πέδων – πεδιλοδοκών, χρησιμοποιούμε συνδυασμένες θεμελιώσεις δηλαδή είτε εσχάρεις πεδιλοδοκών, είτε κοιτοστρώσεις.

7) Αφού γίνει ο έλεγχος καθιζήσεων των μεμονωμένων στοιχείων, στη συνέχεια γίνεται η εκτίμηση και ο έλεγχος των διαφορικών καθιζήσεων. Εάν ο έλεγχος είναι ικανοποιητικός, προχωρούμε στο επόμενο βήμα, αλλιώς επιστρέφουμε στο προηγούμενο βήμα [6].

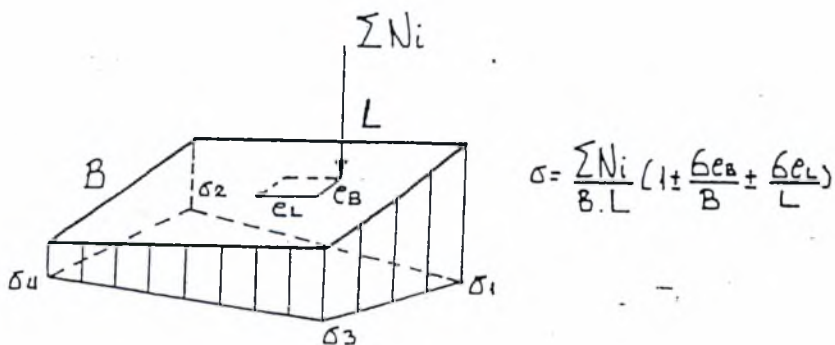
8) Με τη λήξη και του βήματος [7], έχει ολοκληρωθεί η διαστασιολόγηση των επιφανειακών θεμελίων σε κάτοψη. Σε αυτό το βήμα ακολουθεί η εύρεση των τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους. Γενικά, όσον αφορά τα μεμονωμένα πέδιλα, η κατανομή των τάσεων υποτίθεται γραμμική και εφαρμόζονται οι γνωστοί τύποι (σχήματα 3.1, 3.2) :

α) Για μικρές εκκεντρότητες $\sigma = [\sum N_i / (B \cdot L)] \cdot [(1 \pm (6 \cdot e_B) / B \pm (6 \cdot e_L) / L)]$

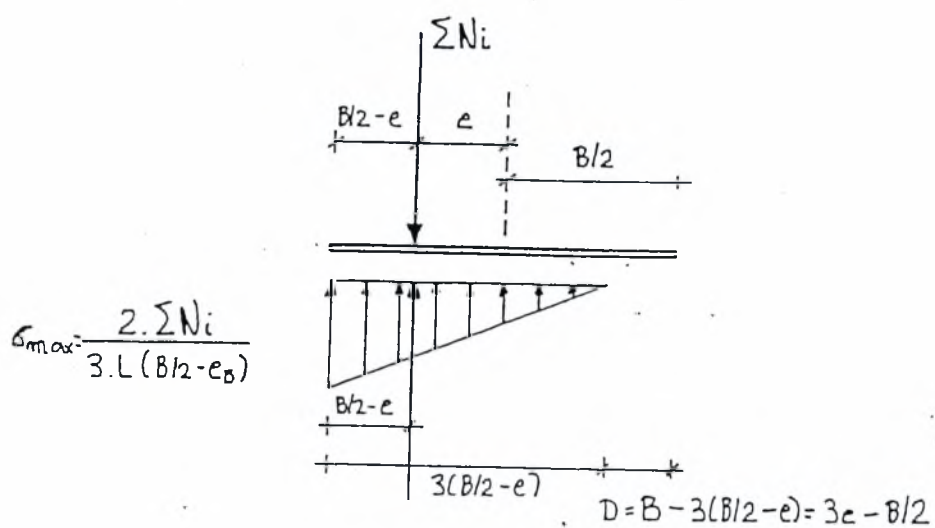
β) Για μεγάλες εκκεντρότητες $\sigma = (2 \cdot \sum N_i) / [(3 \cdot L) \cdot (B / 2 - e_B)]$

9) Μετά τον υπολογισμό των τάσεων επαφής γίνεται ο Υπολογισμός των φορτίων διατομής (καμπτικές ροπές M, τέμνουσες δυνάμεις V, ροπές στρέψης T).

10) Ο σχεδιασμός κλείνει με τον υπολογισμό των αναγκαίων διατομών και οπλισμών.



ΣΧΗΜΑ 3.1 γραμμική κατανομή των τάσεων



ΣΧΗΜΑ 3.2 τριγωνική κατανομή των τάσεων

Κατόπιν, δύο πιο πρόσφατες θεωρίες δημοσιεύθηκαν από τους Graham et al (1988) και Sarah et al (1989).

Το 1988 ο Gemperline ανέφερε τα αποτελέσματα 215 δοκιμών φυγοκέντρισης σε μοντέλα θεμελιώσεων πάνω στην κορυφή πρानών μη συνεκτικής άμμου με τη βοήθεια των οποίων κατέστρωσε νομογραφήματα και πρότεινε μια σχέση που δίνει το ποσοστό μείωσης της φέρουσας ικανότητας επιμήκους θεμελίου που βρίσκεται στην επιφάνεια και στο εσωτερικό της στέψης αλλά και του ίδιου του πρानού ως λόγο των συντελεστών N_{gq}/N_{gqr} . Οι συντελεστές αυτοί χρησιμοποιούνται στην εξίσωση φέρουσας ικανότητας του Meyerhof: $q=0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{gq}$. Κατά τον Gemperline οι συντελεστές αυτοί δίνονται από τη σχέση και εξαρτώνται από τους εξής παράγοντες:

$$N_{gq} = f(\phi) \cdot f(B) \cdot f(D/B) \cdot f(B/L) \cdot f(D/B, B/L) \cdot f(\beta, b/B) \cdot f(\beta, b/B, D/B) \cdot f(\beta, b/B, B/L)$$

Η τροποποιημένη σχέση του Gemperline είναι η εξής:

$$(N_{gq}/N_{gqr})\% = \left[[1 + 0.65 \cdot (D/B)] \cdot [1 - 0.8 \cdot [1 - (1 - \tan(\beta))^2]] \cdot [2 / [2 + (b/B)^2 \cdot \tan(\beta)]] \right] \cdot [1 + 0.33 \cdot (D/B) \cdot \tan(\beta) \cdot [2 / [2 + (b/B)^2 \cdot \tan(\beta)]]] \cdot 100\%$$

Όπου N_{gqr} είναι ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας αναφοράς που αντιστοιχεί στο επίπεδο έδαφος. Το 1994 προτάθηκε από τους J. Garnier, Y. Canepa, J.F. Corte και N.E. Bakir μια σχέση η οποία εκφράζει το συντελεστή μείωσης της φέρουσας ικανότητας θεμελίωσης πλάι στη στέψη αμμώδους πρानού σε σχέση με το επίπεδο έδαφος σε συνάρτηση με τη γωνία κλίσης του πρανού, την απόσταση του θεμελίου από τη στέψη του πρανού και το πλάτος του θεμελίου. Η σχέση είναι η εξής:

$$i_{\beta} = 1 - [1.8 \tan(\beta) - 0.9 \cdot (\tan(\beta))^2] \cdot [1 - (d/6B)^2] \quad \text{για } d/B < 6$$

$$i_{\beta} = 1 \quad \text{για } d/B > 6$$

Η σχέση εξήχθη από πειράματα που έγιναν σε αμμώδη πρανή γωνιάς τριβής $\phi = 40.5 \pm 1.5$ μοίρες και κλίσης με εφαπτόμενη γωνία $(\tan \beta)$ 2/3, 1/2, 1/3.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

5.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΟΡΙΣΜΟΙ

Με τον όρο «οριακή φέρουσα ικανότητα» του εδάφους, σε ένα συγκεκριμένο βάθος θεμελίωσης D_f , ονομάζουμε τη συνολική φόρτιση οριακή, η οποία εάν εφαρμοστεί στη συγκεκριμένη στάθμη, θα επιφέρει διατμητική θραύση του εδάφους. Η συνολική αυτή φόρτιση οριακή θα προέρχεται από δυο συνιστώσες:

α. Το βάρος των υπερκείμενων γαιών και σκυροδέματος ($\gamma_{\text{μικτό}} \cdot D_f$)

β. Την οφειλόμενη στο προς θεμελίωση φορτίο N , $q_{\text{ωφέλιμη}}$

Είναι $q_{\text{οριακή}} = q_{\text{ωφέλιμη}} + \gamma_{\text{μικτό}} \cdot D_f$

Συνεπώς $q_{\text{ωφέλιμη}} = q_{\text{οριακή}} - \gamma_{\text{μικτό}} \cdot D_f$ (ωφέλιμη φέρουσα ικανότητα)

Η τιμή της $q_{\text{ωφέλιμη}}$ παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον γιατί είναι αυτή με την οποία θα επιχειρηθεί η διαστασιολόγηση.

Προφανώς ο σχεδιασμός μιας θεμελίωσης με την τιμή αυτή είναι άκρως επικίνδυνος και για το λόγο αυτό χρησιμοποιούμε ένα συντελεστή ασφάλειας F , του οποίου η τιμή εξαρτάται από το είδος του μελετώμενου έργου, βρίσκεται όμως στην περιοχή από 2.0 έως 3.0.

Έτσι προκύπτει η έννοια της «επιτρεπόμενης φόρτισης» $q_{\text{επιτρ}}$ που ισούται με τη $q_{\text{ωφέλιμη}}/F$. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, εάν η υπολογιζόμενη καθίζηση ενός θεμελίου φορτιζόμενου με τη επιτρεπόμενη φόρτιση $q_{\text{επιτρ}}$ είναι εντός των παραδεκτών ορίων, τότε η επιτρεπόμενη φόρτιση $q_{\text{επιτρ}}$ ονομάζεται επιτρεπόμενη τάση έδρασης, $\sigma_{\text{επιτρ}}$.

Υπάρχουν πολλές μέθοδοι υπολογισμού της οριακής φέρουσας ικανότητας και της επιτρεπόμενης φόρτισης που μπορούν να ομαδοποιηθούν σε δυο κατηγορίες:

α. Θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας

β. Μέθοδοι υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας με βάση τα αποτελέσματα των επιτόπου δοκιμών (δοκιμές πρότυπου και στατικού πνευτρομέτρου, NSPT – CPT αντίστοιχα)

5.2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι μέθοδοι που υπολογίζουν τη φέρουσα ικανότητα ενός επιφανειακού θεμελίου, χρησιμοποιώντας τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής του εδάφους (γωνία τριβής ϕ , συνοχή c) και βασίζονται στην εξέταση της ισορροπίας κατά μήκος των πιθανών επιφανειών θραύσης. Οι πιο γνωστές και ευρέως χρησιμοποιούμενες είναι οι μέθοδοι των Terzaghi, Meyerhof και Hansen.

Η μέθοδος Terzaghi είναι αξιόπιστη, κυρίως όταν εφαρμόζεται για συμμετρικές φορτίσεις (όχι ροπές ή λοξές δυνάμεις) ενώ οι μέθοδοι Hansen και Meyerhof εφαρμόζονται για όλες τις συνθήκες φόρτισης και γεωμετρίας και για αυτό τυγχάνουν ευρείας αποδοχής και εφαρμογής.

5.2.1 ΜΕΘΟΔΟΣ TERZAGHI

Σύμφωνα με αυτήν, η οριακή φέρουσα ικανότητα δίνεται από τον τύπο:

$$Q_{\text{οριακή}} = (s_c) \cdot c \cdot N_c + p \cdot N_q + (s_\gamma) \cdot 1/2 \cdot B \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma$$

Όπου c	η συνοχή του εδάφους
N_c, N_q, N_γ	συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής ϕ του υλικού
ρ	το βάρος του υπερκείμενου της στάθμης έδρασης του εδάφους

Κεφάλαιο 5:Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας

- B το πλάτος θεμελίωσης
γκ το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη έδρασης
sc, sy συντελεστές του σχήματος θεμελίωσης

Οι τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ δίνονται από τον πίνακα 5.1 ενώ οι τιμές των s_c, s_q από τον πίνακα 5.2.

Τιμές των συντελεστών N_c, N_q, N_γ κατά Terzaghi			
γωνία τριβής ϕ (°)	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
34	52.6	36.5	36.0
35	57.8	41.4	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
48	258.3	287.9	780.1
50	347.5	415.1	1153.2

πίνακας 5.1

Τιμές των συντελεστών σχήματος κατά Terzaghi			
	Σχήμα πεδίου		
	Λωρίδα	Στρογγυλό	Τετράγωνο
s_c	1.0	1.3	1.3
s_γ	1.0	0.6	0.8

πίνακας 5.2

5.2.2 ΜΕΘΟΔΟΣ HANSEN

Σύμφωνα με αυτή, η οριακή φέρουσα ικανότητα (qοριακή) δίνεται από τον τύπο:

$$q_{\text{οριακή}} = (s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot \gamma_A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma_k \cdot N_{\gamma} \cdot (s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma})$$

Όπου: c	η συνοχή του εδάφους
N _c , N _q , N _γ	συντελεστές εξαρτώμενοι από τη γωνία τριβής φ του υλικού
B	το πλάτος θεμελίωσης
γ _k	το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη έδρασης
s _c , s _γ , s _q	συντελεστές του σχήματος θεμελίωσης
γ _A · D _f	το βάρος του υπερκείμενου της στάθμης έδρασης εδάφους
d _c , d _q , d _γ	συντελεστές επιρροής του βάθους θεμελίωσης
i _c , i _q , i _γ	συντελεστές επιρροής της κλίσης του φορτίου

Οι διάφοροι συντελεστές προκύπτουν από τους παρακάτω τύπους:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (\text{Όπου } \varphi \text{ η γωνία τριβής του υλικού})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_{\gamma} = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) \cdot (B \cdot L)$$

$$S_q = 1 + (B/L) \cdot \tan \varphi$$

$$S_{\gamma} = 1 - 0,4 \cdot (B/L)$$

$$d_c = 1 + 0,4K$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot K$$

$$d_{\gamma} = 1.0$$

Κεφάλαιο 5: Υπολογισμός φέρουσας ικανότητας

$$K=D/B \quad \text{για } D/B \leq 1$$

$$K=\tan^{-1}(D/B) \quad \text{για } D/B \geq 1$$

$$i_c=i_q-(1-i_q/N_q-1)$$

$$i_q=[1-(0,5 \cdot H/(N+A \cdot c \cdot \cot \varphi))]^5$$

$$i_\gamma=[1-(0,7 \cdot H/(N+A \cdot c \cdot \cot \varphi))]^5$$

Όπου H η οριζόντια φόρτιση

N η κατακόρυφη φόρτιση

A το εμβαδά της βάσης ($B \cdot L$).

Για $\varphi=0$ η αρχική γενική σχέση γίνεται:

$$\text{φοριακή}=5,14 \cdot c_u \cdot (1+s_c+d_c-i_c) + \gamma_A \cdot D_f$$

Όπου $s_c=0,2 \cdot (B/L)$

$$d_c=0,4 \cdot K \quad (K \text{ Όπως προηγουμένως})$$

$$i_c=0,5-0,5 \cdot [1-(H/A \cdot c_u)]^{1/2}$$

5.2.3 ΜΕΘΟΔΟΣ MEYERHOF

Σύμφωνα με αυτήν, η οριακή φέρουσα ικανότητα (φοριακή) δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\text{φοριακή}=(s_c \cdot d_c \cdot i_c) \cdot c \cdot N_c + (s_q \cdot d_q \cdot i_q) \cdot \gamma_A \cdot D_f \cdot N_q + 1/2 \cdot B \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma)$$

Ισχύουν οι ίδιες σημασίες των συμβόλων, Όπως και στη μέθοδο Hansen, με τη διαφορά ότι αλλάζουν οι τύποι υπολογισμών. Πιο συγκεκριμένα γίνονται:

$$N_q=e^{\pi \tan \varphi} \cdot \tan^2(45+\varphi/2)$$

$$N_c=(N_q-1) \cdot \cot \varphi$$

$$N_\gamma=(N_q-1) \cdot \tan(1,4\varphi)$$

$$s_c = 1 + \tan^2(45 + \varphi/2) * 0,2(B/L) \quad (\text{για κάθε } \varphi)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 * \tan^2(45 + \varphi/2) * (B/L) \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi \leq 10^\circ)$$

$$d_c = 1 + 0,2 * \tan(45 + \varphi/2) * (D_f/B) \quad (\text{για κάθε } \varphi)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 * \tan(45 + \varphi/2) * (D_f/B) \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad (\text{για } \varphi \leq 10^\circ)$$

$$i_c = i_q = [1 - (\theta/90^\circ)]^2 \quad (\text{για κάθε } \varphi) \quad \theta = \arctan(H/N)$$

$$i_\gamma = [1 - (\theta/90^\circ)]^2 \quad (\text{για } \varphi \geq 10^\circ)$$

$$i_\gamma = 0 \quad (\text{για } \varphi \leq 10^\circ)$$

5.2.4 ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΩΝ ΔΙΑΣΤΑΣΕΩΝ ΤΩΝ

ΠΕΔΙΛΩΝ (q_{επιτρ})

Για τον υπολογισμό των αναγκαίων διαστάσεων ενός πεδίου θεμελίωσης, ακολουθείται η εξής διαδικασία:

1) Δεδομένα: φορτία, στάθμη θεμελίωσης, παράμετροι μηχανικής αντοχής (γωνία τριβής φ , συνοχή c)

2) Προεκλογή των διαστάσεων του πεδίου B , L με βάση μια απλοποιημένη σχέση της μορφής:

$$q_{\text{οριακή}} = 1,2 * c * N_c + \gamma_A * D_f * N_q + 1/2 * B * \gamma_k * N_\gamma$$

3) Εφαρμογή της πλήρους σχέσης για την εύρεση της q_{οριακή}

4) Υπολογισμός της q_{επιτρ} = q_{ωφέλιμη} / F

5) Υπολογισμός της αναπτυσσόμενης τάσης $s_{\text{αναπτυσσόμενη}} = (N/B * L)$ και σύγκριση με την q_{επιτρ}. Πρέπει $s_{\text{αναπτ}} \leq q_{\text{επιτρ}}$.

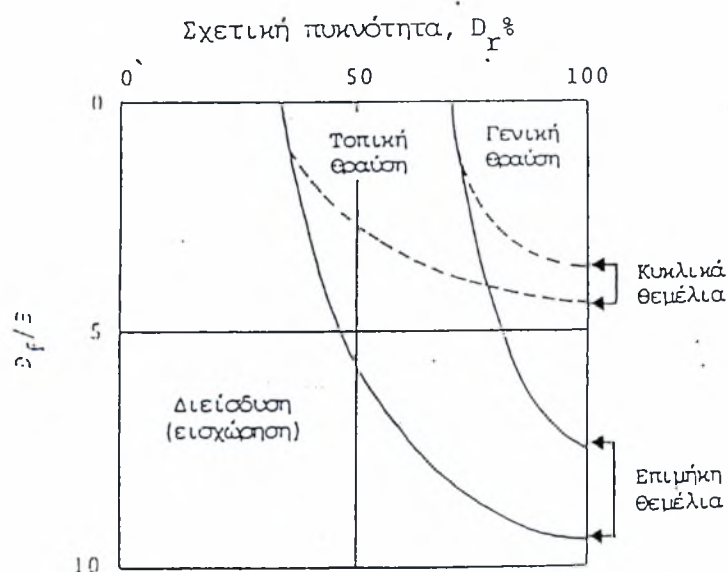
6) Αν δεν ισχύει $\sigma_{αν} \leq q_{επιτρ}$, τότε αυξάνουμε τις διαστάσεις και επανερχόμαστε στο βήμα [3], μέχρις ότου επιτευχθεί ο στόχος. Αν ισχύει, τότε πρέπει να εξεταστεί εάν ο λόγος $[(q_{επιτρ} - \sigma_{αν}) / q_{επιτρ}]$ είναι μικρότερος του 10%, αλλιώς οδηγούμαστε σε υπερδιαστασιολόγηση. Αν είναι, τότε η αρχική επιλογή θεωρείται επιτυχής και η διαδικασία σταματάει. Εάν όχι, μειώνονται λίγο οι διαστάσεις και επανερχόμαστε στο βήμα [3].

5.2.5 ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΤΟΠΙΚΗΣ ΘΡΑΥΣΗΣ

Σε περίπτωση που το έδαφος θεμελίωσης είναι χαλαρό και αναμένονται φαινόμενα τοπικής θραύσης κάτω από το θεμέλιο, εάν αυτό φορτιστεί με υψηλό φορτίο, συνίσταται να γίνεται η διόρθωση:

$$c' = (2/3) \cdot c \quad \text{και} \quad \tan \phi' = (2/3) \cdot \tan \phi$$

και να εφαρμόζονται οι γενικές σχέσεις για ϕ' και c' . Για τα αμμώδη εδάφη η περίπτωση τοπικής ή γενικής θραύσης μπορεί να ανιχνευτεί με τη χρήση του σχήματος και του πίνακα που ακολουθούν.



ΣΧΗΜΑ 5.1 διάγραμμα ανίχνευσης τοπικής ή γενικής θραύσης

Συσχετισμός $N_{SP\Gamma}$ και σχετικής πυκνότητας		
Κτύποι $N_{SP\Gamma}$	Ταξινόμηση άμμου	Σχετική πυκνότητα D_r (%)
0-4	Πολύ χαλαρή	0-15
4-10	Χαλαρή	15-35
10-30	Μέσης πυκνότητας	35-65
30-50	Πυκνή	65-85
>50	Πολύ πυκνή	85-100

πίνακας 5.3

5.2.6 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΟΥ ΒΑΘΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Όπως γίνεται φανερό από την εφαρμογή των σχέσεων για την εύρεση της οριακής φέρουσας ικανότητας, το βάθος θεμελίωσης D_f παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στα μη συνεκτικά (αμμώδη) εδάφη (μεγάλες τιμές του όρου: $\gamma A^* D_f^* N_q$). Αξίζει να σημειωθεί ότι αυτή η θετική συνεισφορά οφείλεται μόνο στο βάρος του πλευρικά υπερκείμενου εδάφους και όχι στην αντοχή του.

Η συνεισφορά της αντοχής του υπερκείμενου εδάφους εκδηλώνεται με τους όρους d_i . Για την εφαρμογή των συντελεστών αυτών προϋποτίθεται ότι το υπερκείμενο έδαφος διατηρεί την αντοχή του που είναι ίδια με του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης. Σε περίπτωση δηλαδή γενικής εκσκαφής για τη θεμελίωση και επιχωμάτωσης αμφίβολης ποιότητας, οι συντελεστές d_i τίθενται ίσοι με τη μονάδα, ενώ η τιμή του φαινομένου βάρους του εδάφους επίχωσης γA μειώνεται κατάλληλα.

5.3 ΠΙΝΑΚΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

Όσα εκτέθηκαν στα προηγούμενα αφορούν στον υπολογισμό της επιτρεπόμενης φόρτισης του εδάφους, εφόσον διατίθενται σχετικές γεωτεχνικές πληροφορίες. Το πρόβλημα που ανακύπτει όταν δεν υπάρχουν διαθέσιμες πληροφορίες και αφενός το ύψος της οικονομικής επένδυσης είναι μικρό, αφετέρου οι γενικές γεωλογικές και γεωτεχνικές δεν δικαιολογούν έντονους προβληματισμούς, αντιμετωπίζεται με δυο τρόπους:

α)Τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων που έχουν αποδειχτεί ασφαλείς για παρόμοια έργα στη περιοχή και τις οποίες κανείς μπορεί να πληροφορηθεί από συνάδελφους με σχετική εμπειρία ή τα αντίστοιχα Πολεοδομικά Γραφεία.

β)Τη χρήση τιμών επιτρεπόμενων τάσεων από σχετικούς πίνακες, όπως οι πίνακες που ακολουθούν.

Ενδεικτικές τιμές επιτρεπόμενων τάσεων κατά τους Βρετανικούς Κανονισμούς (Craig, BS 8004:1986)	
Τύπος εδάφους	Επιτρεπόμενη τάση(σε kPa)
Πυκνό χαλίκι ή αμμοχάλικο	≥600
Χαλίκι ή αμμοχάλικο μέσης πυκνότητας	200-600
Χαλίκι ή αμμοχάλικο χαλαρό	≤200
Πυκνή άμμος	≥300
Άμμος μέσης πυκνότητας	100-300
Χαλαρή άμμος	≤100
Πολύ σκληρή άργιλος	300-600
Στιφρή άργιλος	150-300
Μέσης συνεκτικότητας άργιλος	75-150
Μαλακές άργιλοι και ιλύες	≤75
Πολύ μαλακές άργιλοι και ιλύες	---

πίνακας 5.4

Ενδεικτικές τιμές επιτρεπόμενων τάσεων (σε kPa) κατά διαφόρους Αμερικανικούς Κανονισμούς (πηγή Bowles 1988)					
Περιγραφή εδάφους	Chicago 1986	National Board 1976	Atlanta 1973	BOC 1984	Uniform Building Code 197
Αργίλος πολύ μαλακή	25				
Μαλακή	75	100	50	150	100
Μέση	125				
Λίγο σκληρή	175	100	100		100
Στιφρή	225		150	200	
Σκληρή	300				200
Άμμος πυκνή	250	150-400	300	600	
Πυκνή με ιλύ	150	150-400			
Ανόργανη πυκνή ιλύς	125	150-400			
Χαλαρή λεπτή άμμος		150-400		200	225
Χαλαρή χονδρόκοκκη άμμος		150-400		400	300
Άμμος λεπτή και πυκνή		150-400		400	300
Άμμοχάλικο		150-400		400	300
Πυκνή χονδρόκοκκη άμμος	300	150-400		400	300
Χαλαρό άμμοχάλικο	300	150-400		400	300
Πυκνό άμμοχάλικο		150-400	400	600	300
Σιμεντοποιημένη άμμος	600	1000		1000	

πίνακας 5.5

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ – ΜΟΡΦΟΛΟΓΙΑ ΠΕΔΙΛΩΝ

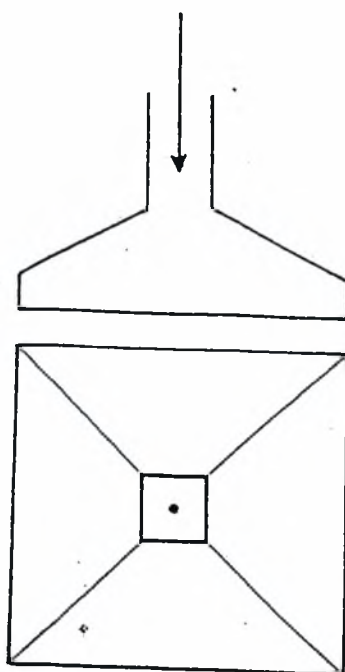
Όπως προαναφέρθηκε στο κεφαλαίο 1, τα μεμονωμένα πέδιλα συνιστούν τον κύριο τύπο των επιφανειακών θεμελιώσεων. Οι κύριες μορφές με τις οποίες συναντώνται στην ελληνική πραγματικότητα είναι οι εξής:

α)κεντρικό πέδιλο

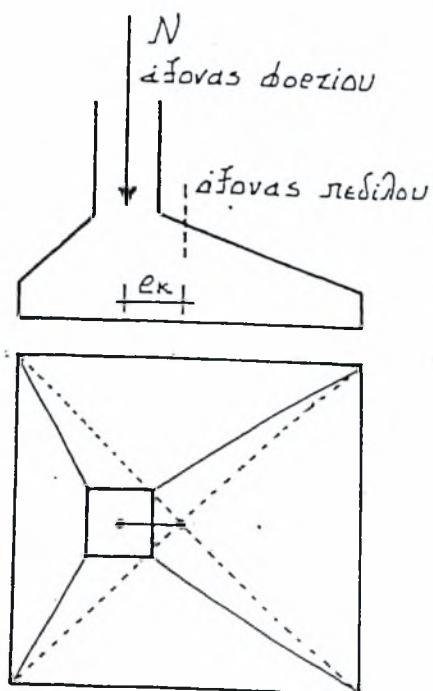
Στον τύπο αυτό των πέδινων του κατακόρυφου φορτίζοντος στοιχείου (υποστύλωμα ή τοιχίο) συμπίπτει με τον άξονα του πέδιλου (σχήμα 6.1)

β)έκκεντρο πέδιλο

Στον τύπο αυτό των πέδινων ο διαμήκης άξονας του κατακόρυφου φορτίζοντος στοιχείου δε συμπίπτει με τον άξονα του πέδιλου (σχήμα 6.2) και κατά συνέπεια, εμφανίζεται μια κατασκευαστική εκκεντρότητα.



ΣΧΗΜΑ 6.1 κεντρικό πέδιλο

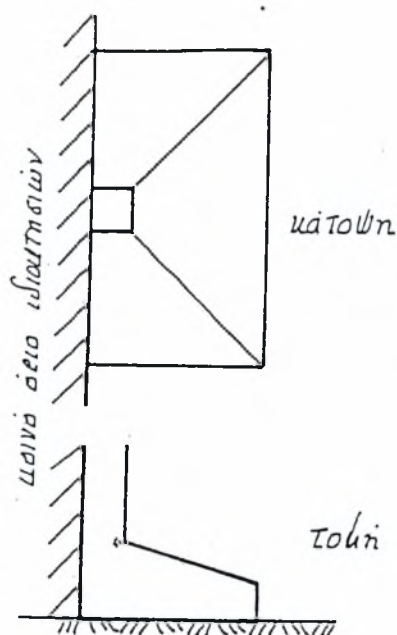


ΣΧΗΜΑ 6.2 έκκεντρο πέδιλο

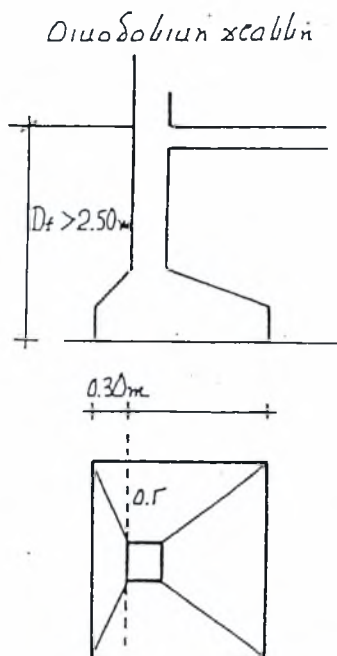
Τα πέδιλα της θεμελίωσης μιας οικοδομής συνίσταται να κατασκευάζονται κεντρικά. Συχνά όμως αυτό δεν είναι εφικτό για λόγους ιδιοκτησιακούς και πολεοδομικούς. Έτσι τα πέδιλα, των οποίων τα υποστυλώματα βρίσκονται με όριο ιδιοκτησίας, δεν επιτρέπεται να «προχωρήσουν» στο διπλανό οικόπεδο και έτσι τα πτερύγια των πέδινων αναπτύσσονται μόνο προς τη μια διεύθυνση (σχήμα 6.3)

Επίσης όταν τα πέδιλα, των οποίων τα υποστυλώματα εφάπτονται στην οικοδομική γραμμή (όριο πέρα από το οποίο δεν επιτρέπεται να επεκτείνονται οι εξωτερικοί τοίχοι μιας οικοδομής), τότε, εάν το βάθος της στάθμης θεμελίωσης είναι $D \geq 2,50$ m, τότε επιτρέπεται από τη πολεοδομία η κατασκευή ενός πτερύγιου μήκους 0,30 m. όταν το βάθος θεμελίωσης είναι $D \geq 5,0$ m, τότε το επιτρεπόμενο πτερύγιο έχει μήκος 0,50 m (σχήματα 6.4 [α] και [β]).

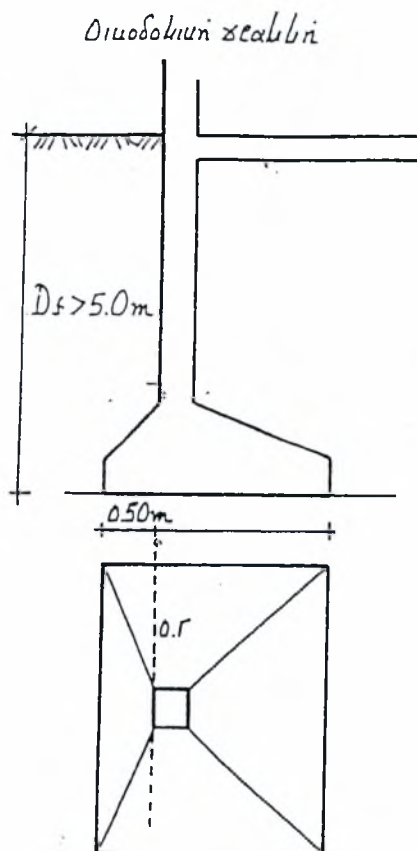
Τα μεμονωμένα πέδιλα συνδέονται μεταξύ τους και στις δυο διευθύνσεις με ισχυρά δοκάρια, τα οποία ονομάζονται «συνδετήριες δοκοί».Οι αποστάσεις των πέδινων μεταξύ τους πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να αποφεύγονται επικαλύψεις και συγκεντρώσεις μεγάλων τάσεων στο έδαφος (σχήμα 6.5).Επιβάλλεται η ελεύθερη απόσταση μεταξύ δυο πέδινων να είναι $b \geq 0,2 * B$, όπου B το μέγιστο πλάτος των γειτονικών πέδινων.



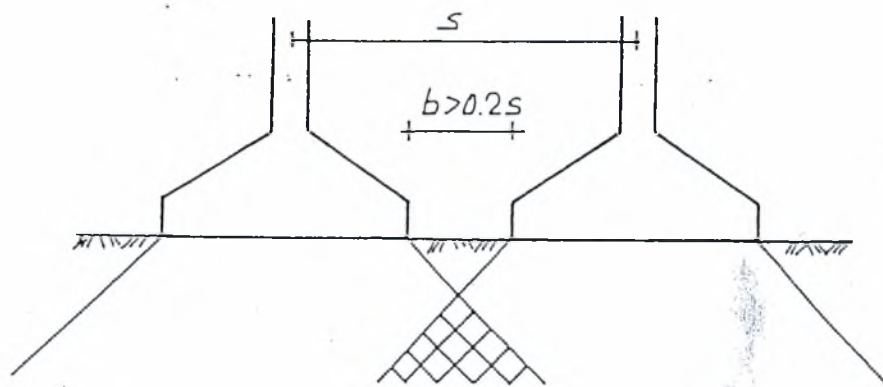
ΣΧΗΜΑ 6.3 πέδιλο το οποίο αναπτύσσεται προς τη μια διεύθυνση



ΣΧΗΜΑ 6.4α πέδιλο όπου το μήκος πτερυγίου του είναι 0.30 m



ΣΧΗΜΑ 6.4β πέδιλο όπου το μήκος του πτερυγίου είναι 0,50 m



ΣΧΗΜΑ 6.5 αποστάσεις των πέδινων ώστε να έχουμε αποφυγή επικαλύψεων και μεγάλων τάσεων στο έδαφος

6.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ

Στο πρώτο βήμα υπολογίζονται οι αναγκαίες διαστάσεις του πέδιλου σε κάτοψη. Με βάση τις διαστάσεις αυτές, γίνεται ο έλεγχος στατικής ισορροπίας και καθιζήσεων. Εφόσον οι έλεγχοι ικανοποιούνται, προχωράμε στο σχεδιασμό των απαιτούμενων διατομών σκυροδέματος και οπλισμού, αλλιώς αλλάζουμε διαστάσεις και ξανακάνουμε τις έλεγχοι. Για να γίνει ο υπολογισμός των απαιτούμενων διατομών σκυροδέματος οπλισμού είναι απαραίτητο:

- α) Να σχεδιασθούν τα στέρεα των τάσεων κάτω από τα πέδιλα
- β) Να υπολογιστούν οι τέμνουσες δυνάμεις V και οι καμπτικές ροπές M τις κρίσιμες διατομές
- γ) Να γίνουν οι απαραίτητοι έλεγχοι που επιβάλλει ο κανονισμός σκυροδέματος

Τρεις είναι οι βασικοί έλεγχοι σε ένα πέδιλο:

1. έλεγχος σε κάμψη

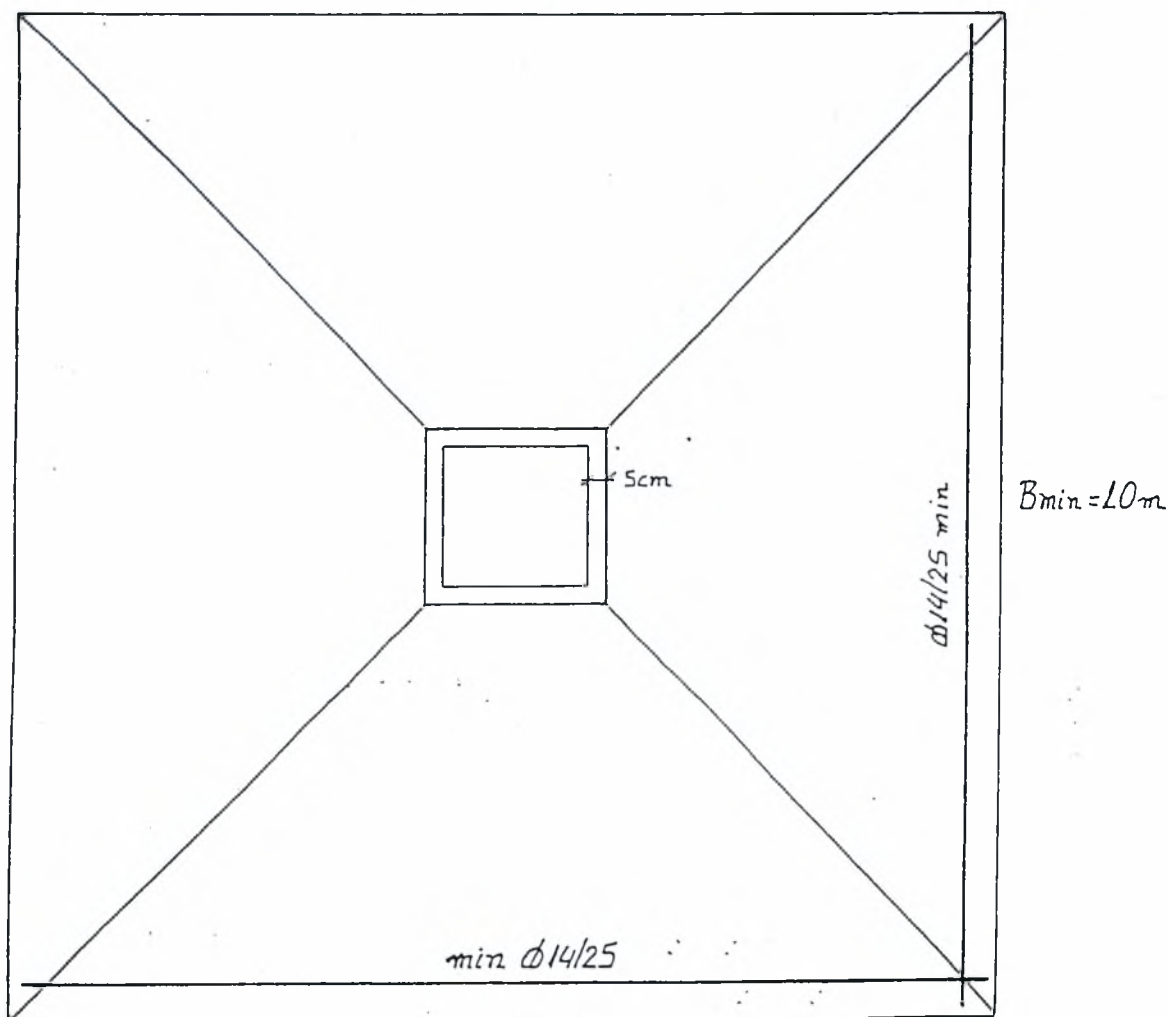
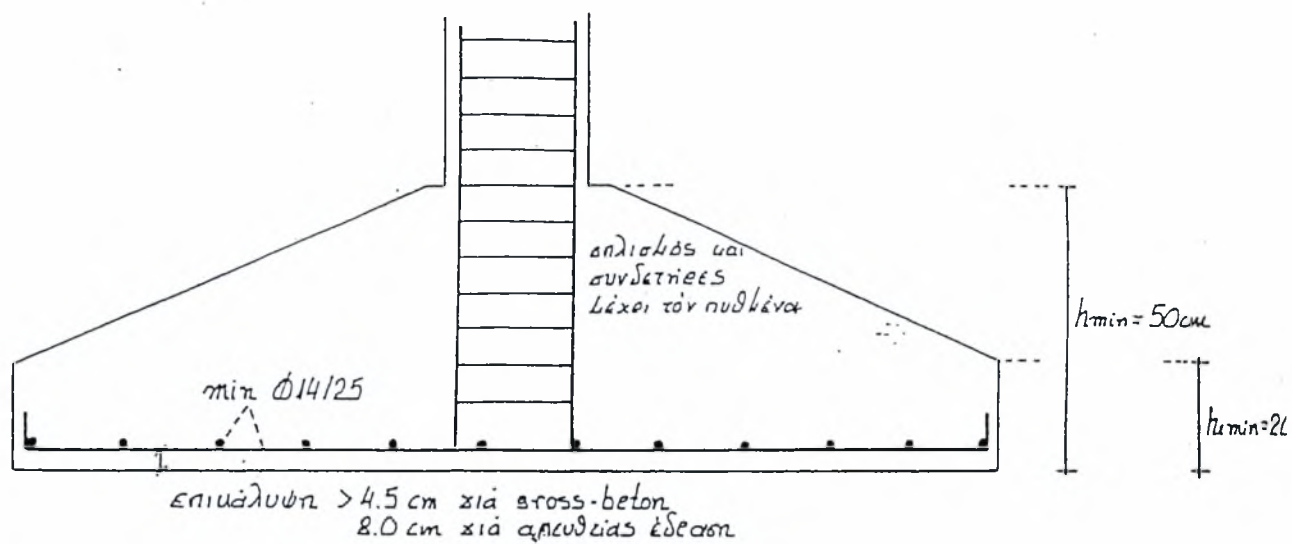
γίνεται τις διατομές παρειάς α - α και β - β (σχήμα 6.6).Προκύπτει έτσι το στατικό (και το ολικό) ύψος του πέδιλου

2. έλεγχος σε διάτμηση

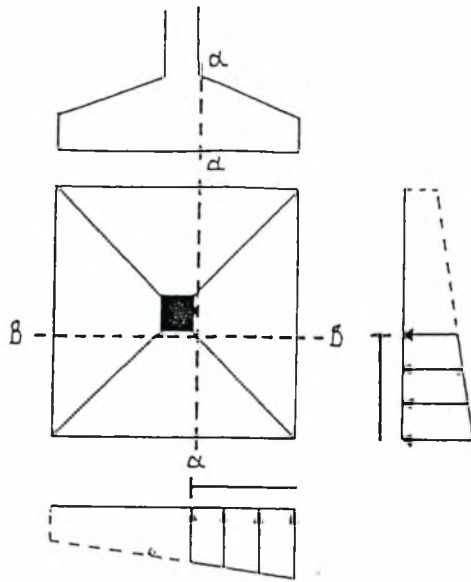
γίνεται τις διατομές α_1 - α_1 και β_1 - β_1 που βρίσκονται σε απόσταση τις στατικού ύψους (d) από τις παρειές (σχήμα 6.7)

3. έλεγχος σε διάτρηση

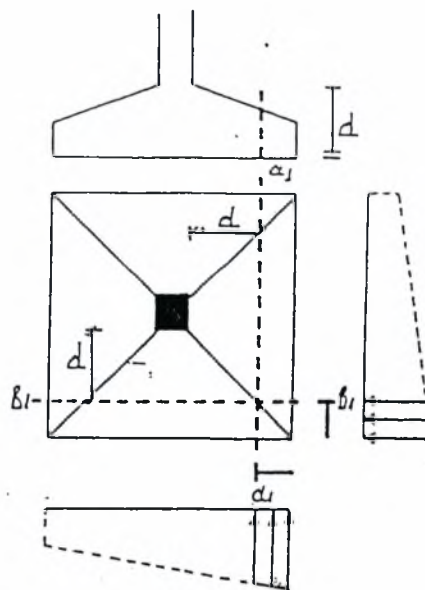
γίνεται σε μια σύνθετη διατομή που περιβάλλει το υποσύλωμα σε απόσταση $d/2$ από αυτό (σχήμα 6.8)



ΣΧΗΜΑ 6.6 Έλεγχος των διατομών του πέδιλου σε κάμψη



ΣΧΗΜΑ 6.7 έλεγχος των διατομών του πέδιλου σε διάτμηση



ΣΧΗΜΑ 6.8 έλεγχος των διατομών του πέδιλου σε διάτμηση

6.3 Η ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑ ΣΤΑ ΜΕΜΟΝΩΜΕΝΑ ΠΕΔΙΛΑ

6.3.1 ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΗΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ

Όπως είναι γνωστό, η ύπαρξη εκκεντρότητας στα θεμέλια οδηγεί στην ανάπτυξη άνισων τάσεων στο έδαφος και κατά συνέπεια, άνισων καθιζήσεων με αποτέλεσμα τη στροφή του πέδιλου, γεγονός οπωσδήποτε επιβαρυντικό για το φορέα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό συνίσταται τόσο το δυνατόν μικρότερων εκκεντροτήτων, κυρίως για το συνδυασμό φορτίων λειτουργίας και αστοχίας. Αυτό επιτυγχάνεται διαμορφώνοντας κατάλληλα τα πέδιλα.

Στο πέδιλο του σχήματος 6.9 η συνολική ροπή στο κέντρο της επιφάνειας θεμελίωσης είναι ίση με:

$$M_{ολ} = H \cdot D_f + M - N \cdot e_k$$

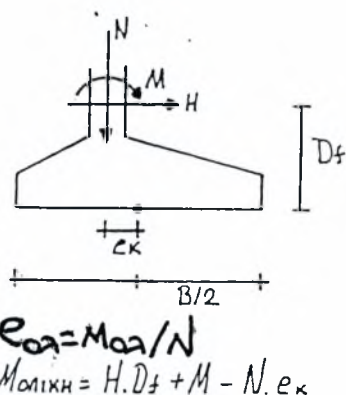
όπου e_k η κατασκευαστική εκκεντρότητα

Η τελική εκκεντρότητα θα είναι:

$$e_{τελ} = M_{ολ} / N = [(H \cdot D_f + M - N \cdot e_k) / N]$$

Είναι προφανές ότι με κατάλληλη τιμή του e_k , τέτοια που να μηδενίζει την $e_{τελ}$ ($= (H \cdot D_f + M) / N$), το πέδιλο θα φορτίζεται κεντρικά.

Σε περιπτώσεις όμως που αυτό δεν είναι δυνατό, τότε η εκκεντρότητα e πρέπει γενικώς (δηλαδή για στατικές και σεισμικές φορτίσεις) να είναι μικρότερη του $B/3$, ενώ για σεισμικές φορτίσεις σε ευπαθή εδάφη πρέπει να είναι $e \leq B/4$.



ΣΧΗΜΑ 6.9 πέδιλο με κατασκευαστική εκκεντρότητα

6.3.2 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΣΤΕΡΕΩΝ ΤΑΣΕΩΝ

Όπως συνήθως συμβαίνει στην πράξη, εάν θεωρήσουμε την κατανομή των τάσεων κάτω από ένα έκκεντρα φορτιζόμενο πέλδριλο γραμμική, τότε οι αναπτυσσόμενες τάσεις στις τέσσερις γωνίες του πέλδριλου δίνονται από τον τύπο:

$$\sigma_{1,4}=[N / (B*L)]*[1 \pm (6*e_B)/B \pm (6*e_L)/L]$$

όπου B, L το πλάτος και μήκος του πέλδριλου

e_B, e_L οι αντίστοιχες εκκεντρότητες

Ο παραπάνω τύπος ισχύει μόνον εάν όλες οι τάσεις που προκύπτουν είναι θετικές. Για να εξετάσουμε τι συμβαίνει όταν προκύπτουν αρνητικές τιμές των τάσεων ας εξετάσουμε σε πρώτη φάση το πρόβλημα υποθέτοντας $e_L=0$. Τότε οι τάσεις δίνονται από το τύπο:

$$\sigma_{1,2}=\sigma_{3,4}=N / (B*L)*[1 \pm (6*e_B) / B]$$

Παρατηρούμε ότι εάν $e_B \geq B/6$ τότε $1 \leq 6*e_B / B$ συνεπώς η μια τιμή της τάσης προκύπτει θετική (δηλαδή εφελκυστική), γεγονός μη παραδεκτό. Στην περίπτωση αυτή θεωρούμε ότι στο πέλδριλο υπάρχει μια περιοχή χωρίς τάσεις (αδρανής περιοχή) και γωνιακή τάση δίνεται από το τύπο:

$$\sigma_{1,2}=(2*N) / [(3*L)*(B/2 - e_B)]$$

Στην περίπτωση τώρα που εμφανίζονται δυο εκκεντρότητες και προκύπτουν τάσεις αρνητικές, η αναλυτική επίλυση του προβλήματος είναι αρκετά χρονοβόρα και δυσχερής και απαιτεί οπωσδήποτε τη χρήση Η/Υ. Άντ' αυτού προτείνεται:

6.4 ΣΧΕΤΙΚΕΣ ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

Είναι φανερό ότι για την ορθή εκτίμηση της κατανομής των ροπών στο πέδιλο, παίζει σημαντικό ρόλο η ορθή εκτίμηση της «ακαμψίας» του εδάφους (k_s ή E_s). Όπως όμως είναι γνωστό, η εκτίμηση αυτή είναι δυσχερής ακόμα και εάν υπάρχουν εδαφοτεχνικά στοιχεία. Για το λόγο αυτό συνίσταται να εκτιμάται, όχι μια μέση τιμή των παραμέτρων ακαμψίας (δείκτης εδαφικής αντίδρασης k_s ή μέτρου συμπίεσης E_s), αλλά ένα όριο διακύμανσης και η επίλυση να γίνεται για τα άκρα του ορίου.

Η επίλυση για το «σκληρότερο» εδαφικό υλικό οδηγεί στη μέγιστη εκκεντρότητα για το έδαφος και την ελάχιστη καταπόνηση της δοκού, ενώ η επίλυση για το «μαλακότερο» υλικό έχει αντίστροφα αποτελέσματα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

7.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΕΠΙΛΥΣΗΣ

Για τη δημιουργία των διαγραμμάτων χρησιμοποιήθηκε ένα πρόγραμμα Η/Υ στο οποίο γίνεται εισαγωγή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών θεμελίωσης (B, L, L/B, D), των χαρακτηριστικών του εδάφους (γ , γ_0 , c' , ϕ' , w), της γωνίας κλίσης του πρανούς (β) και των χαρακτηριστικών φόρτισης (Hb/V). Αφού γίνει η εισαγωγή των παραπάνω στοιχείων το πρόγραμμα μας δίνει την τιμή της επιτρεπόμενης τάσης, **σεπ**, με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{\text{επ}} = [0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot S_{\gamma} + \gamma_1 \cdot D \cdot (N_q \cdot S_q - 1) + c \cdot N_c \cdot S_c] i_{\delta\beta} / F + \gamma_1 \cdot D$$

Όπου τα γ_1 και γ_2 υπολογίζονται ως εξής:

- για $w < 0$: $\gamma_1 = \gamma_0 - 1$, $\gamma_2 = \gamma_0 - 1$
- για $0 < w < D$: $\gamma_1 = \gamma_0 - 1 + w/D$, $\gamma_2 = \gamma_0 - 1$
- για $D < w < D + B'$: $\gamma_1 = \gamma_0$, $\gamma_2 = \gamma_0 - 1 + (w - D)/B'$
- για $w > D + B'$: $\gamma_1 = \gamma_0$, $\gamma_2 = \gamma_0$

Επίσης οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας (N_q , N_c , N_{γ}) και οι συντελεστές μορφής (S_q , S_c , S_{γ}) υπολογίζονται σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

- $N_q = \exp(\pi \cdot \tan \phi') \cdot \tan^2(45 + \phi'/2)$
- $N_c = (N_q - 1) / \tan \phi'$ ή $\pi + 2$ για $\phi_u = 0$
- $N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi'$

- $S_q = 1 + \sin\phi \cdot (B'/L')$
- $S_c = (S_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$ ή $1 + 0.2 \cdot B'/L'$ για $\phi = 0$
- $S_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B'/L'$

7.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΚΑΙ ΕΞΑΓΩΓΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Στην διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε εκτενής παραμετρική μελέτη στην οποία εξετάσθηκε η επιρροή (ποιοτική και ποσοτική) στην τιμή της επιτρεπόμενης τάσης των ακόλουθων παραμέτρων:

α: η γωνία κλίσης του πρανούς

β: η απόσταση του θεμελίου από το πρανές

γ: η γωνία τριβής και η συνοχή του εδάφους έδρασης της θεμελίωσης

Τονίζεται ότι το σύνολο των αναλύσεων αναφέρεται σε μεμονωμένο πέδιλο διαστάσεων $B \times L$. Κατά την ανάλυση αποδόθηκε ιδιαίτερη βαρύτητα στα ακόλουθα:

α) στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της γωνίας κλίσης του πρανούς

Οι τιμές που δώσαμε στη κλίση του πρανούς είχαν εύρος $\beta = 0^\circ - 45^\circ$ μοίρες, με βήμα τις 2.5° . Οι τιμές αυτές δόθηκαν για τρία διαφορετικά πλάτη θεμελίου ($b = 2\text{m}, 4\text{m}$ και 6m), για τρεις διαφορετικούς λόγους ενεργού μήκους προς ενεργού πλάτους ($L'/B' = 1,3$ και 10), και για πέντε διαφορετικούς συνδυασμούς της οριζόντιας φόρτισης προς την κατακόρυφη φόρτιση ($H_b/V = 0.000, 0.050, 0.100, 0.150, 0.250$).

Οι υπόλοιπες τιμές των άλλων χαρακτηριστικών μεγεθών είναι:

- Βάθος θεμελίωσης, $D = 1.5\text{m}$
- Συνοχή εδάφους, $c' = 5\text{kPa}$ (ενεργή τιμή)

- Γωνία τριβής του εδάφους, $\varphi=28^\circ$ (ενεργή τιμή)
- Ειδικό βάρος εδάφους, $\gamma=19\text{kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους, $\gamma=21.5\text{kN/m}^3$
- Βάθος υπογείου υδροφόρου ορίζοντα, $w=5\text{m}$
- Απόσταση από το πρανές, $d=3.5\text{m}$

Αφού εισαχθούν οι συγκεκριμένες τιμές στο πρόγραμμα, για όλες τις παραπάνω παραμέτρους, τότε προκύπτουν τα σχήματα **1-15**, που επισυνάπτονται ακολούθως.

β) μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της απόστασης του θεμελίου από το πρανές

Στην απόσταση του θεμελίου από το πρανές δόθηκαν τιμές $d=1\text{m}-15\text{m}$, με βήμα 0.5m . Επιλέξαμε τα 15m ως όριο επειδή μετά τη συγκεκριμένη τιμή η μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης είναι αρκετά μικρή. Το παραπάνω εύρος τιμών δόθηκε για τρία διαφορετικά πλάτη θεμελίου ($b=2\text{m}$, 4m και 6m), για τρεις διαφορετικούς λόγους ενεργού μήκους προς ενεργού πλάτους ($L'/B'=1,3$ και 10), και για πέντε διαφορετικές φορτίσεις ($H_b/V=0.000, 0.050, 0.100, 0.150, 0.250$).

Οι υπόλοιπες τιμές των άλλων χαρακτηριστικών μεγεθών είναι:

- Βάθος θεμελίωσης, $D=1.5\text{m}$
- Συνοχή εδάφους, $c'=5\text{kPa}$ (ενεργή τιμή)
- Γωνία τριβής εδάφους, $\varphi'=28^\circ$ (ενεργή τιμή)
- Ειδικό βάρος εδάφους, $\gamma=19\text{kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους, $\gamma=21.5\text{kN/m}^3$
- Βάθος υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα, $w=5\text{m}$

• Γωνία κλίσης πρανούς, $\beta=20^\circ$

Αφου εισαχθούν οι συγκεκριμένες τιμές στο πρόγραμμα, για όλες τις παραπάνω παραμέτρους, τότε προκύπτουν τα σχήματα **16-30**, που επισυνάπτονται ακολούθως.

γ)επιρροή της γωνίας τριβής και της συνοχής του εδάφους

Οι τιμές που δόθηκαν στη συνοχή είναι, $c=5\text{kPa}, 15\text{kPa}$ και 30kPa και στη γωνία τριβής της άμμου δώσαμε τις εξής τιμές, $\varphi=20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ και 35° . Έγινε συνδυασμός όλων των παραπάνω τιμών, συνοχής και γωνίας τριβής, για τρεις διαφορετικές τιμές πλάτους θεμελίου, $B=2\text{m}, 4\text{m}$ και 6m . Οι υπόλοιπες τιμές των άλλων χαρακτηριστικών μεγεθών είναι:

• Βάθος θεμελίωσης, $D=1.5\text{m}$

• Λόγος ενεργού μήκους προς ενεργό πλάτος, $L'/B'=1$

• Συνοχή εδάφους, $c'=5\text{kPa}$ (ενεργή τιμή)

• Γωνία τριβής εδαφους, $\varphi'=28^\circ$ (ενεργή τιμή)

• Ειδικό βάρος εδάφους, $\gamma=19\text{kN/m}^3$

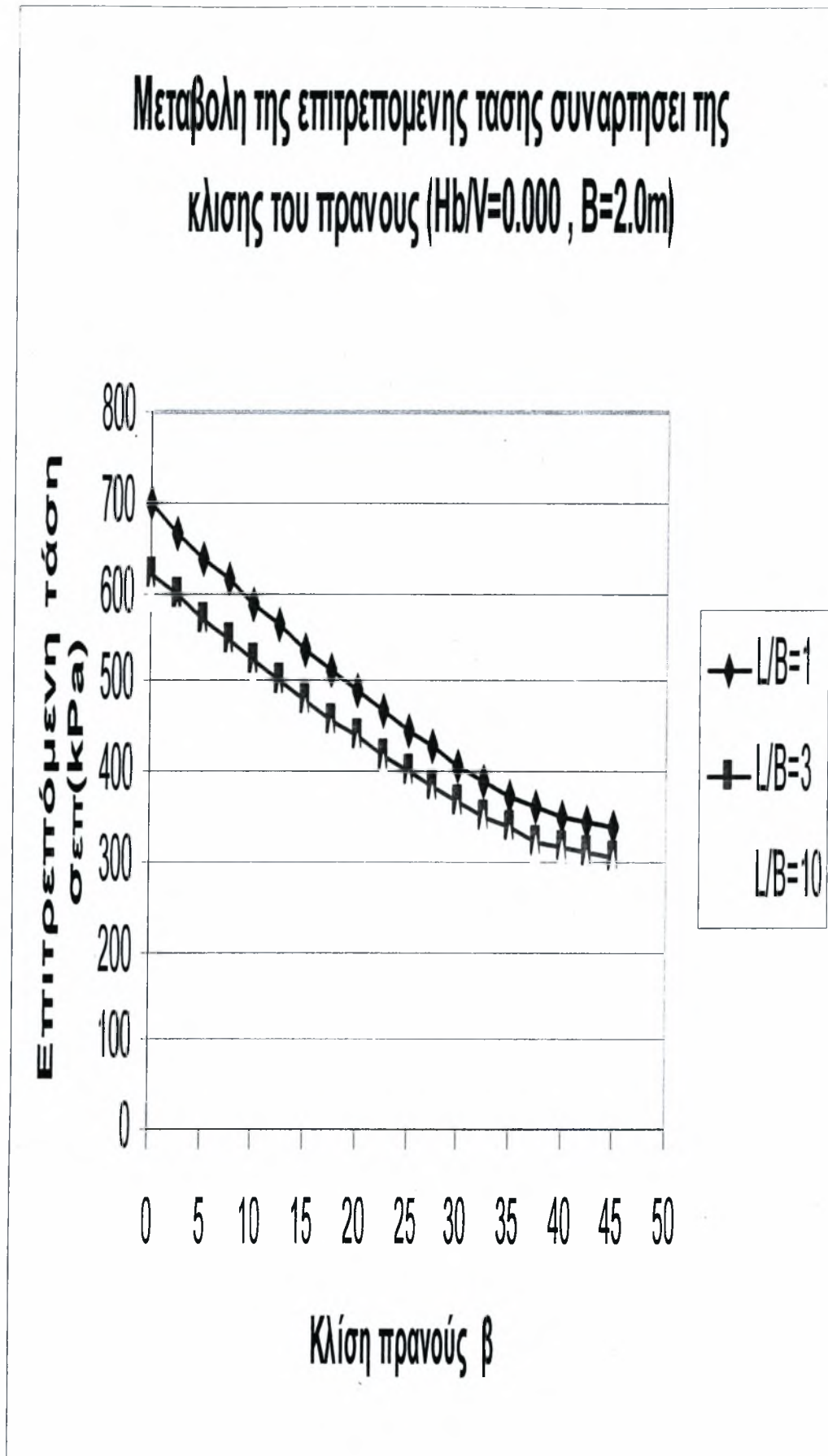
• Ειδικό βάρος κορεσμένου εδαφους, $\gamma=21.5\text{kN/m}^3$

• Βάθος υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα, $w=5\text{m}$

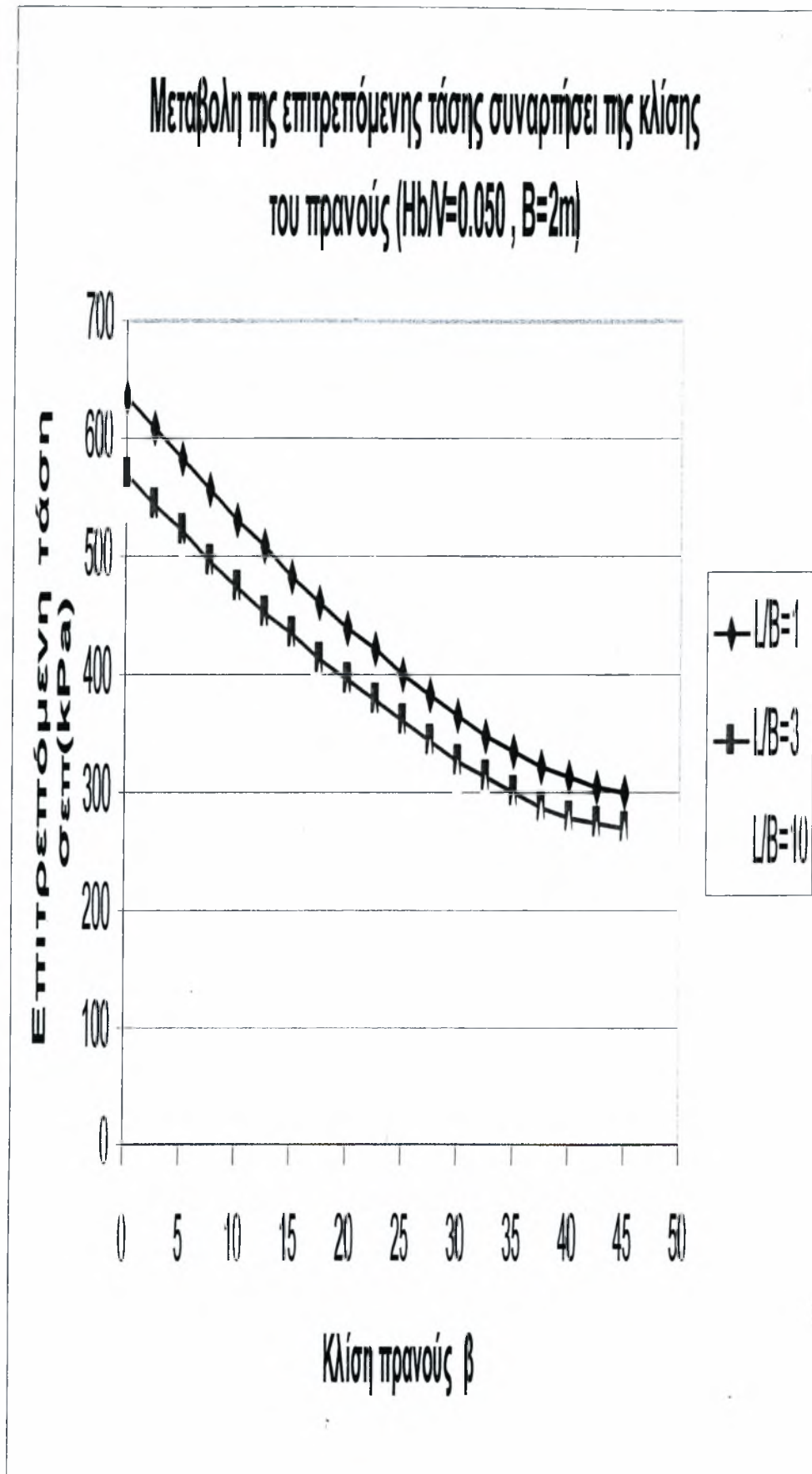
• Απόσταση από το πρανές, $d=3.5\text{m}$

• Χαρακτηριστικά φόρτισης, $H_b/V=0.000$

Αφού συμπληρωθούν οι συγκεκριμένες τιμές στο πρόγραμμα, για όλες τις παραπάνω παραμέτρους, τότε προκύπτουν τα σχήματα **31-45**, που επισυνάπτονται ακολούθως.

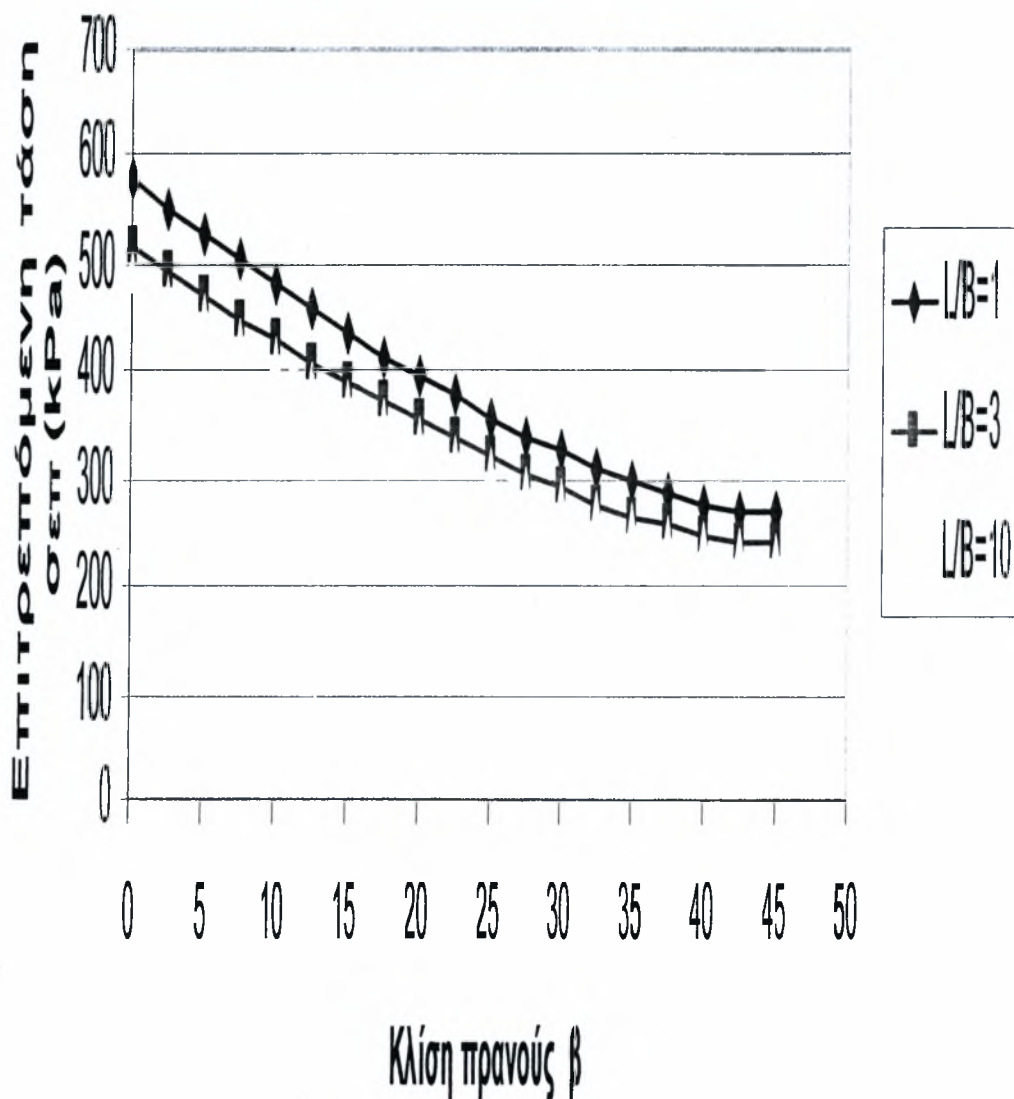


σχήμα 1

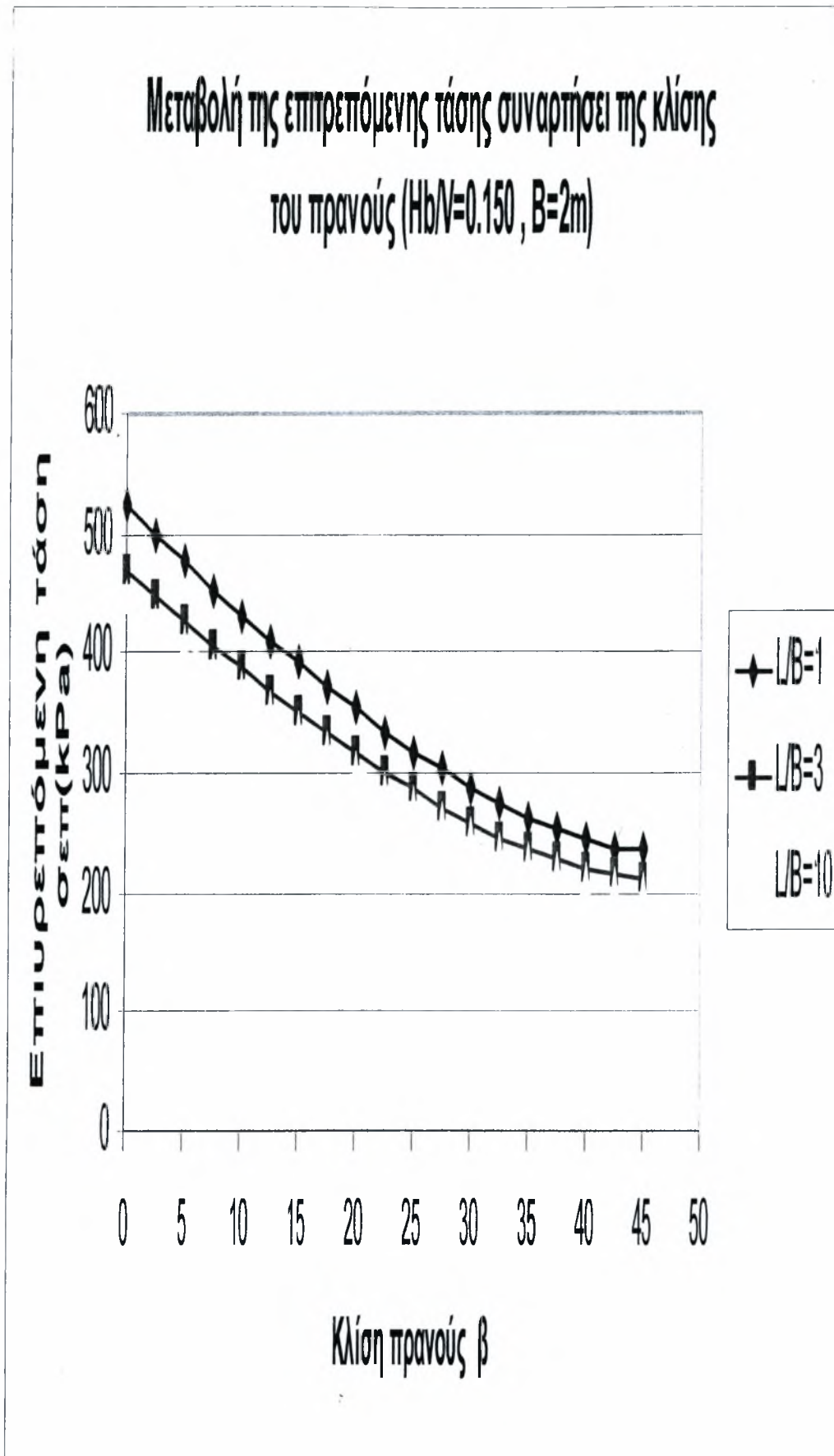


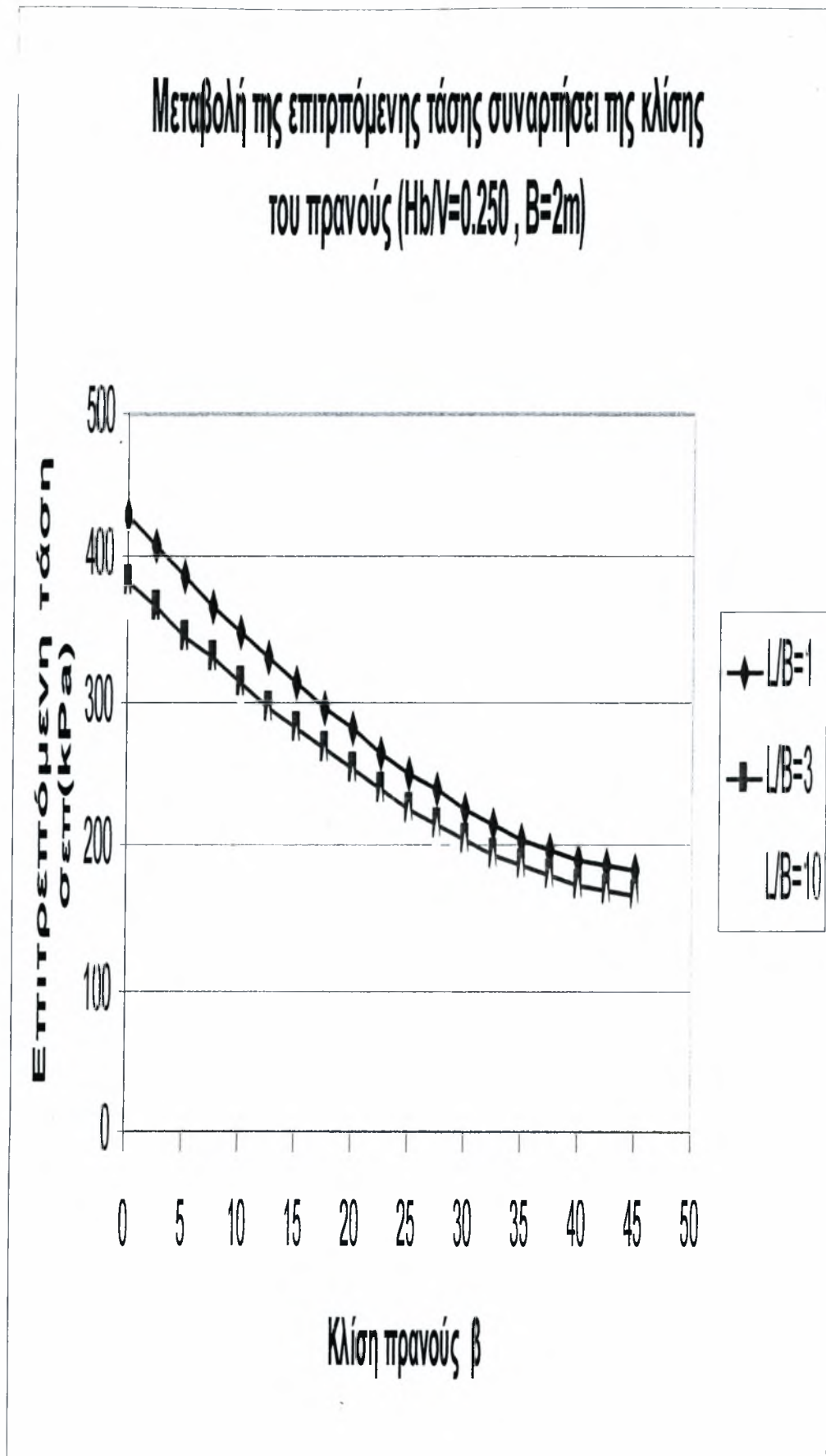
σχήμα 2

Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της κλίσης του πρανούς ($H_b/V=0.100$, $B=2m$)



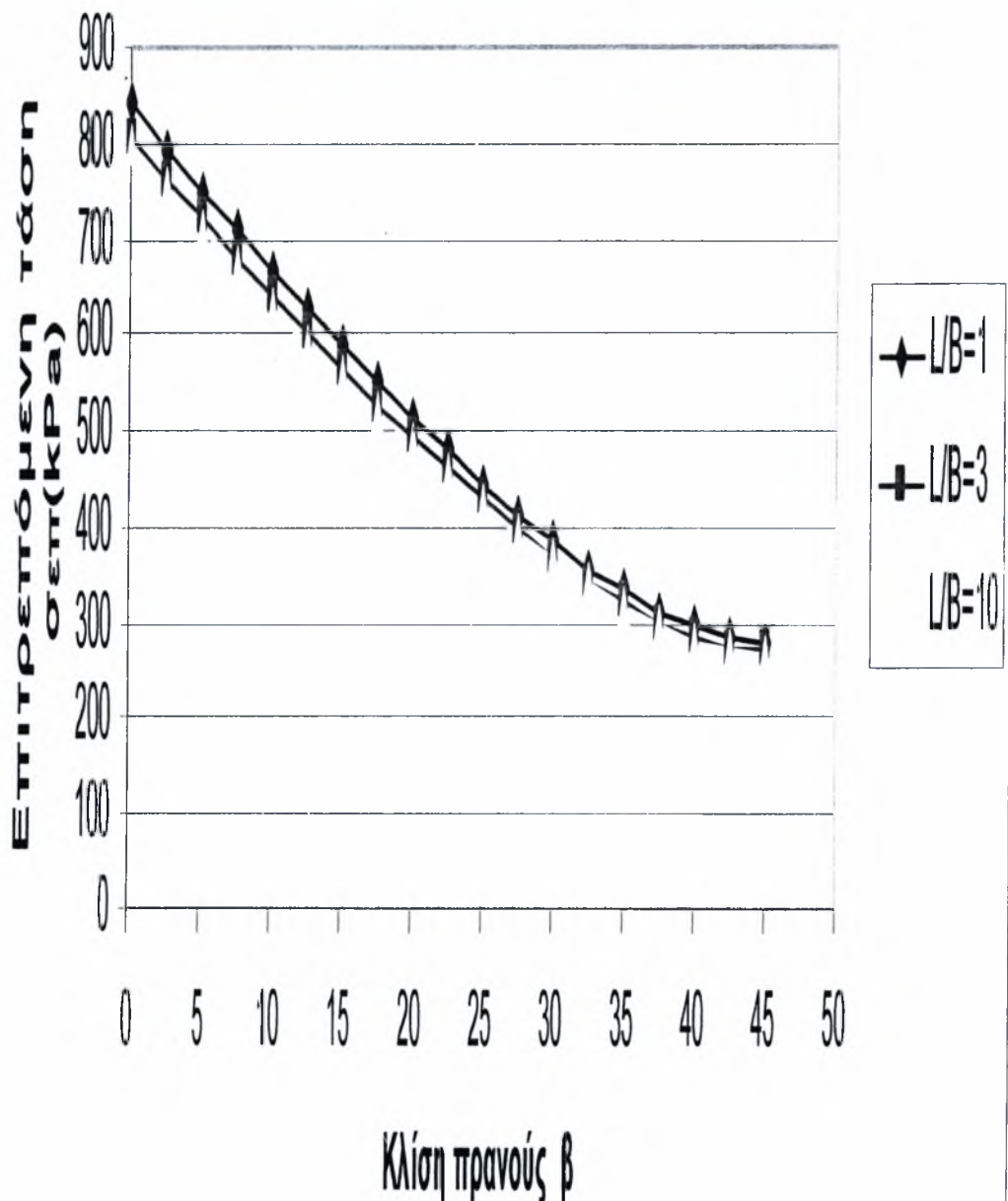
σχήμα 3



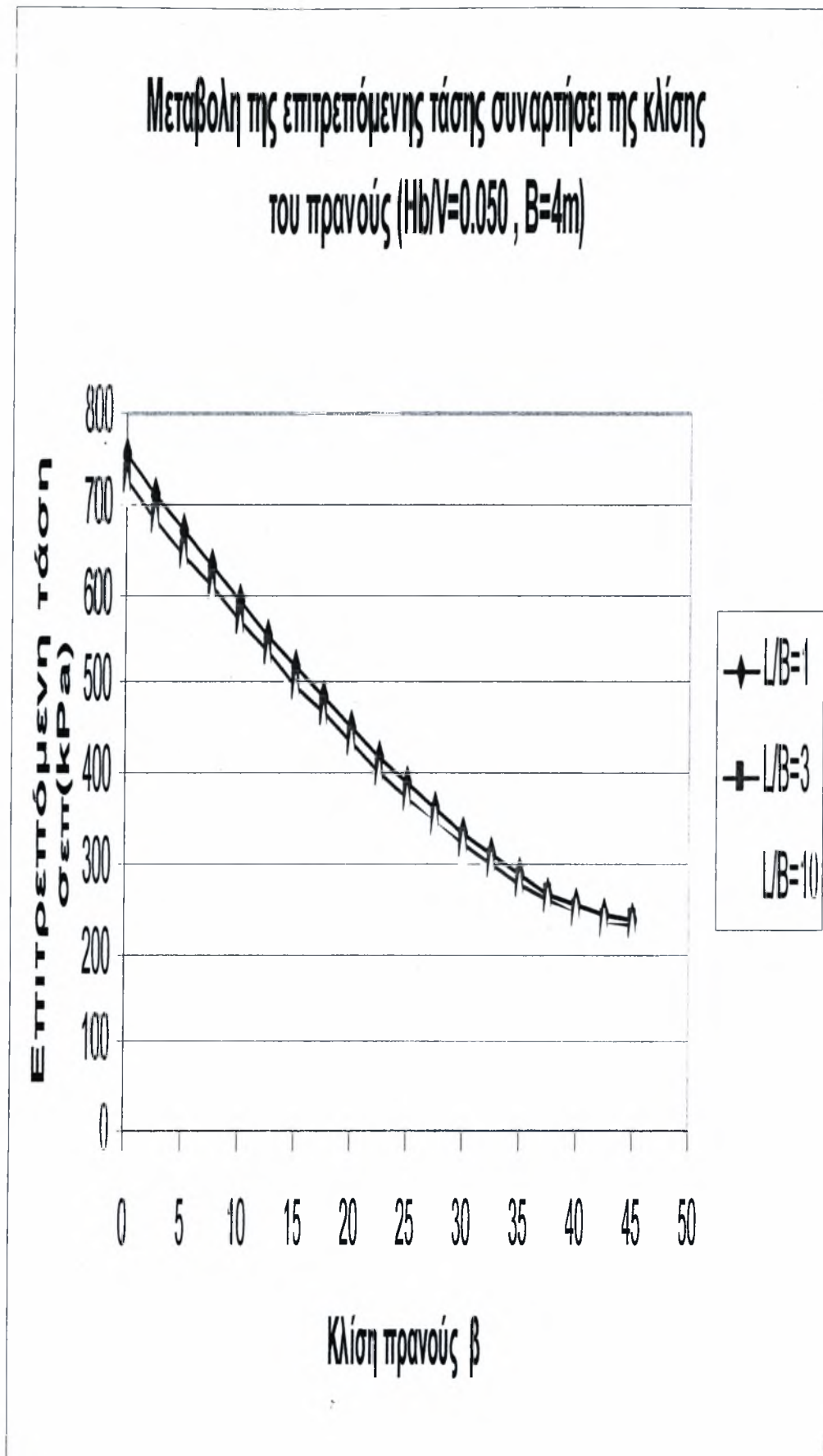


σχήμα 5

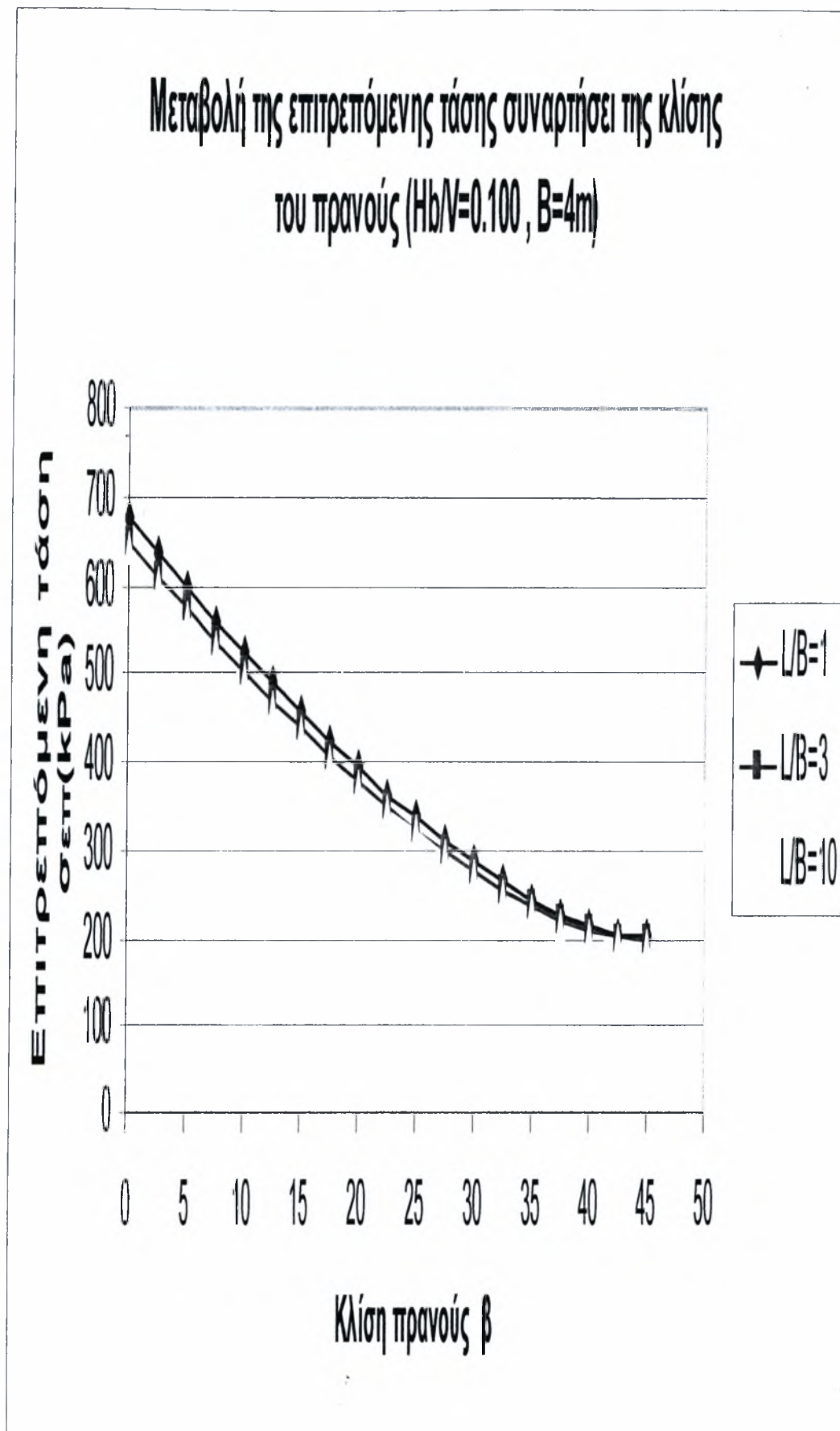
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της κλίσης του πρανούς ($H_b/N=0.000$, $B=4m$)



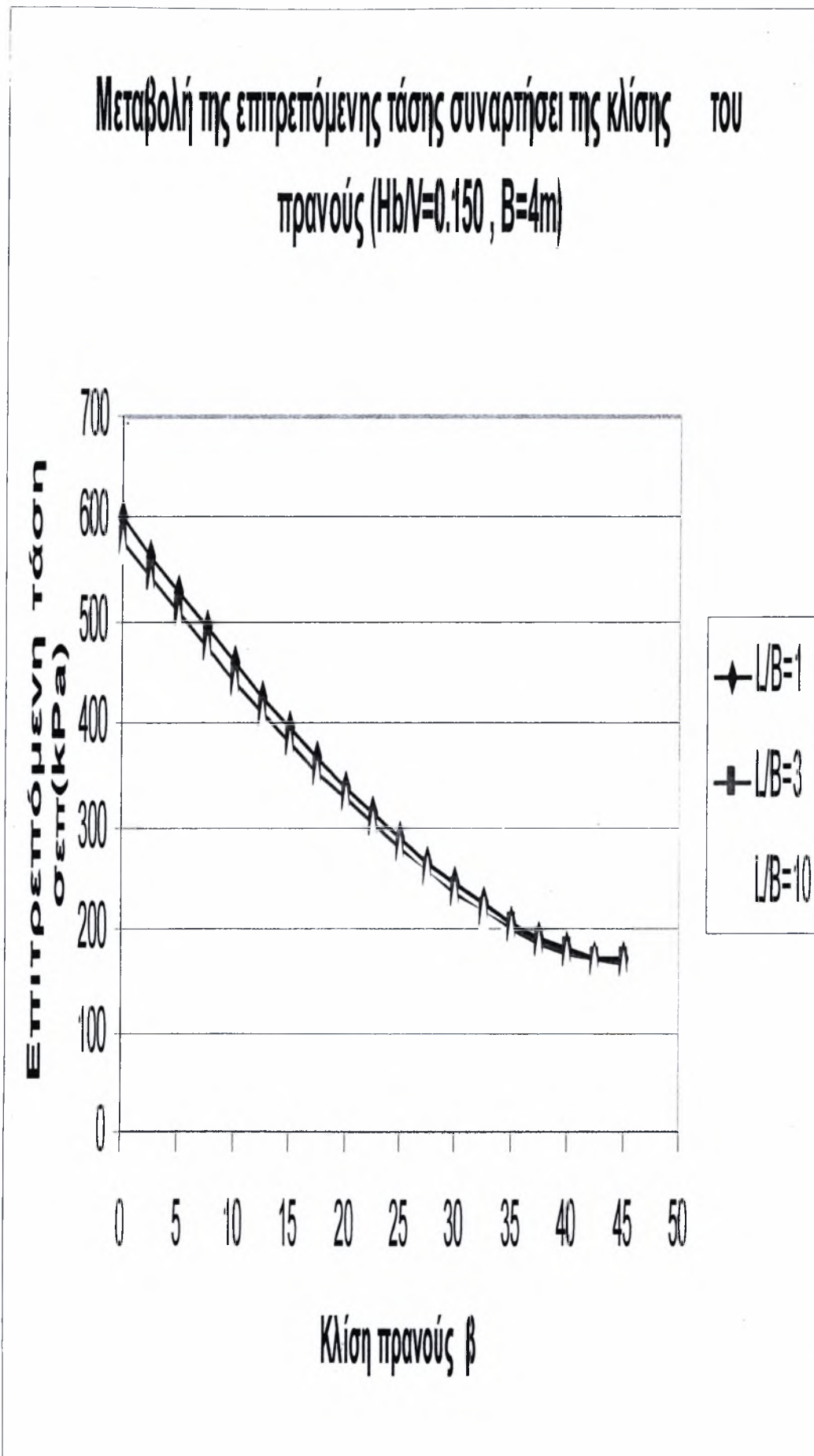
σχήμα 6



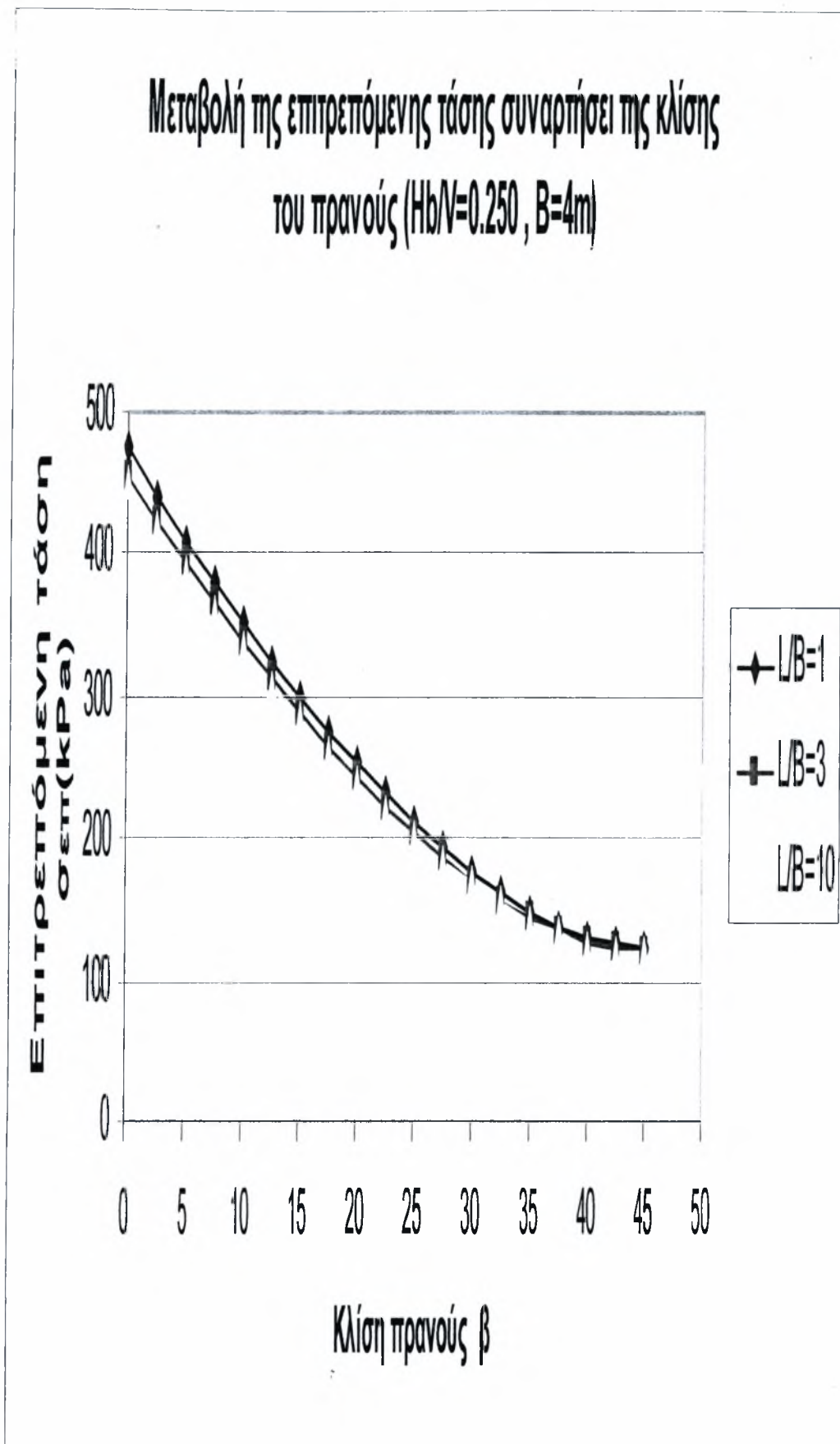
σχήμα 7



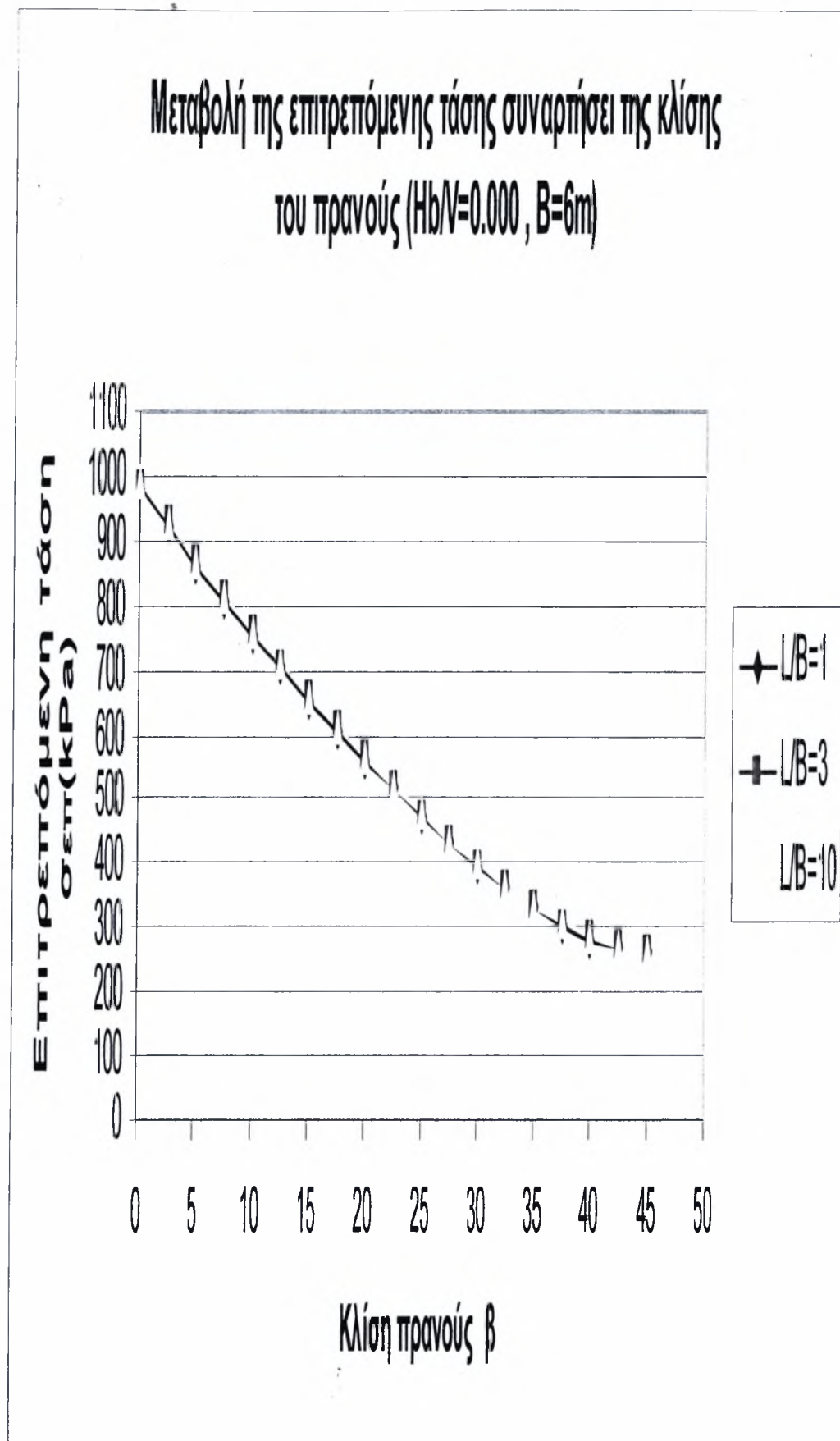
σχήμα 8



σχήμα 9

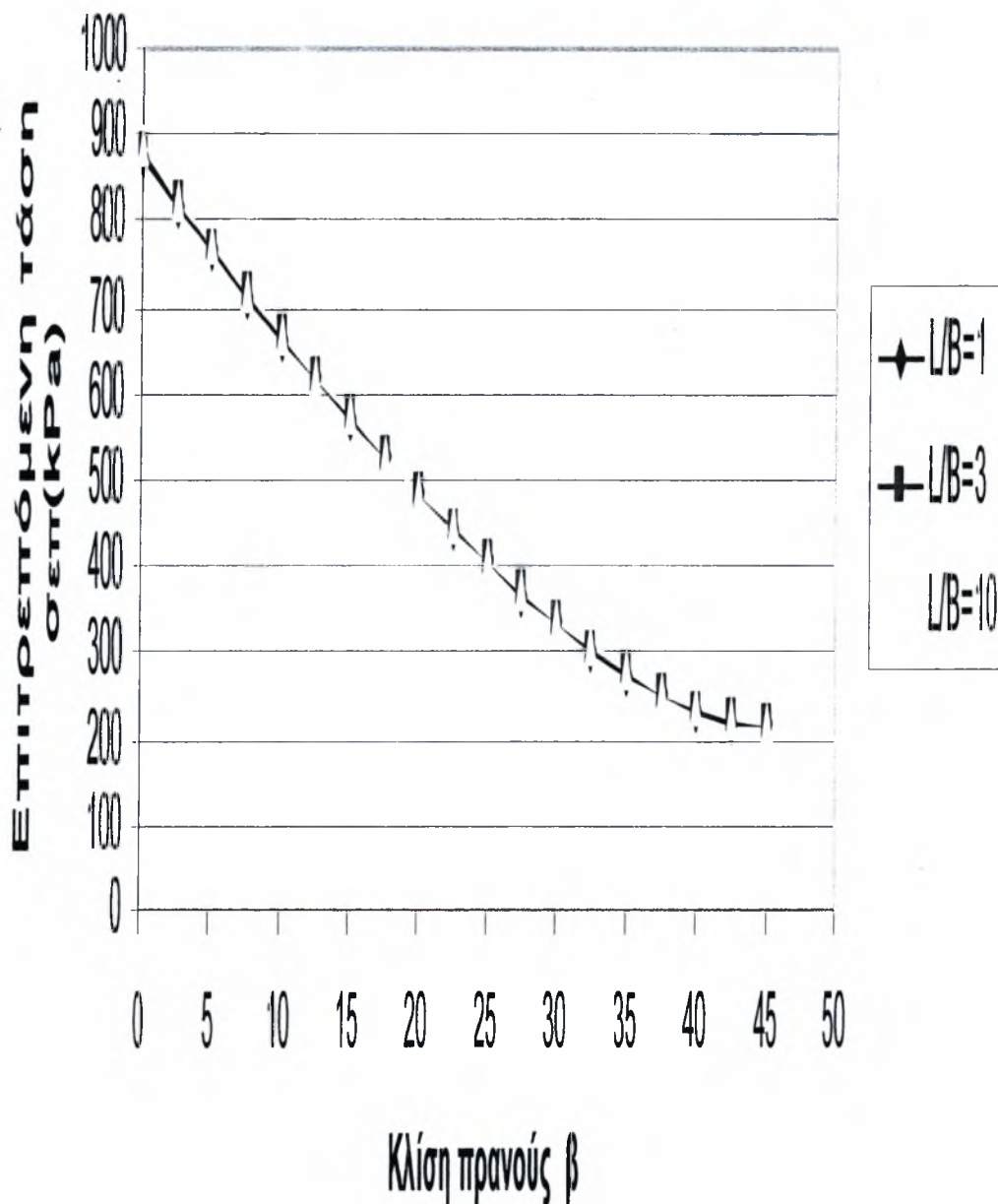


σχήμα 10

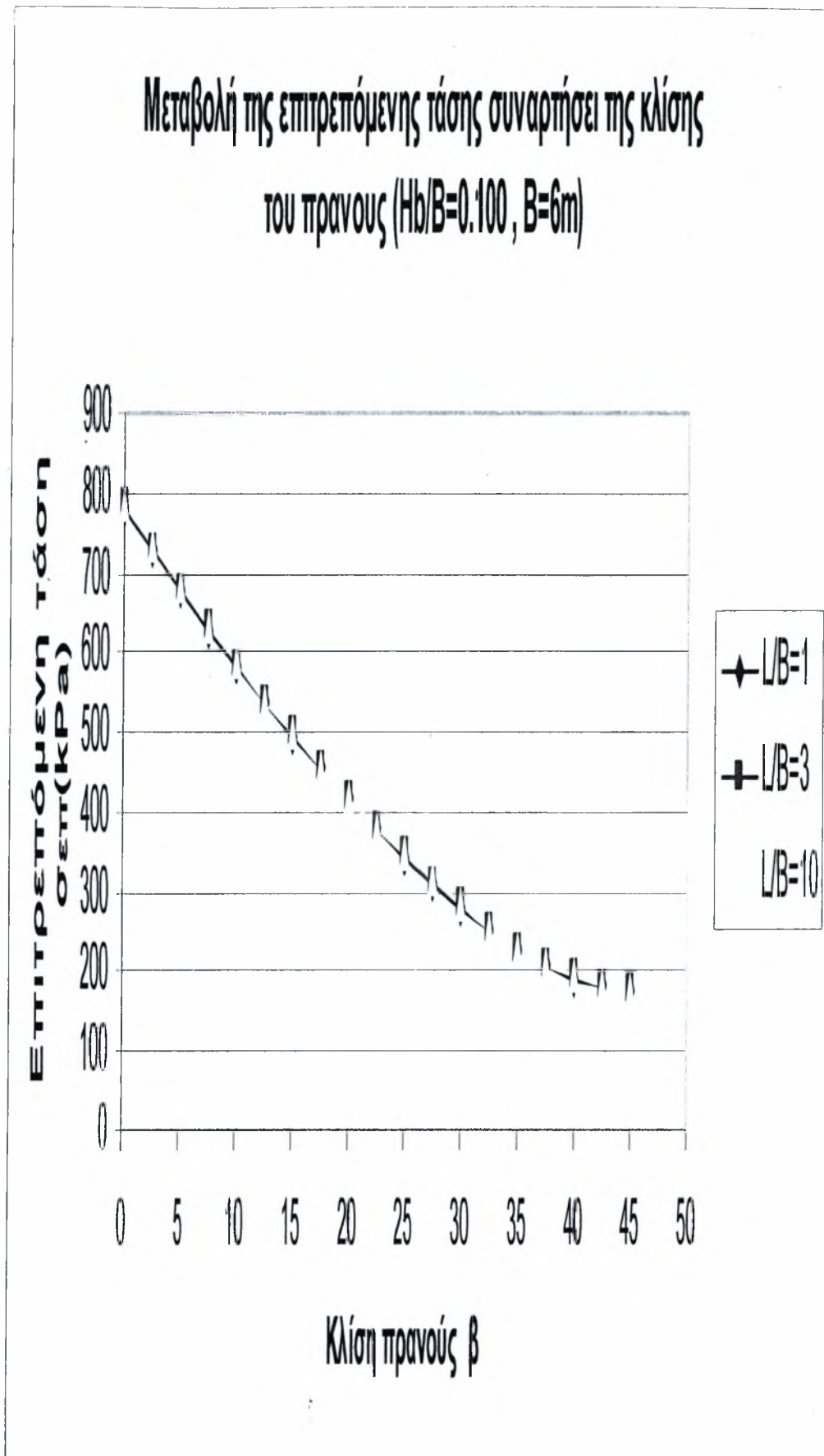


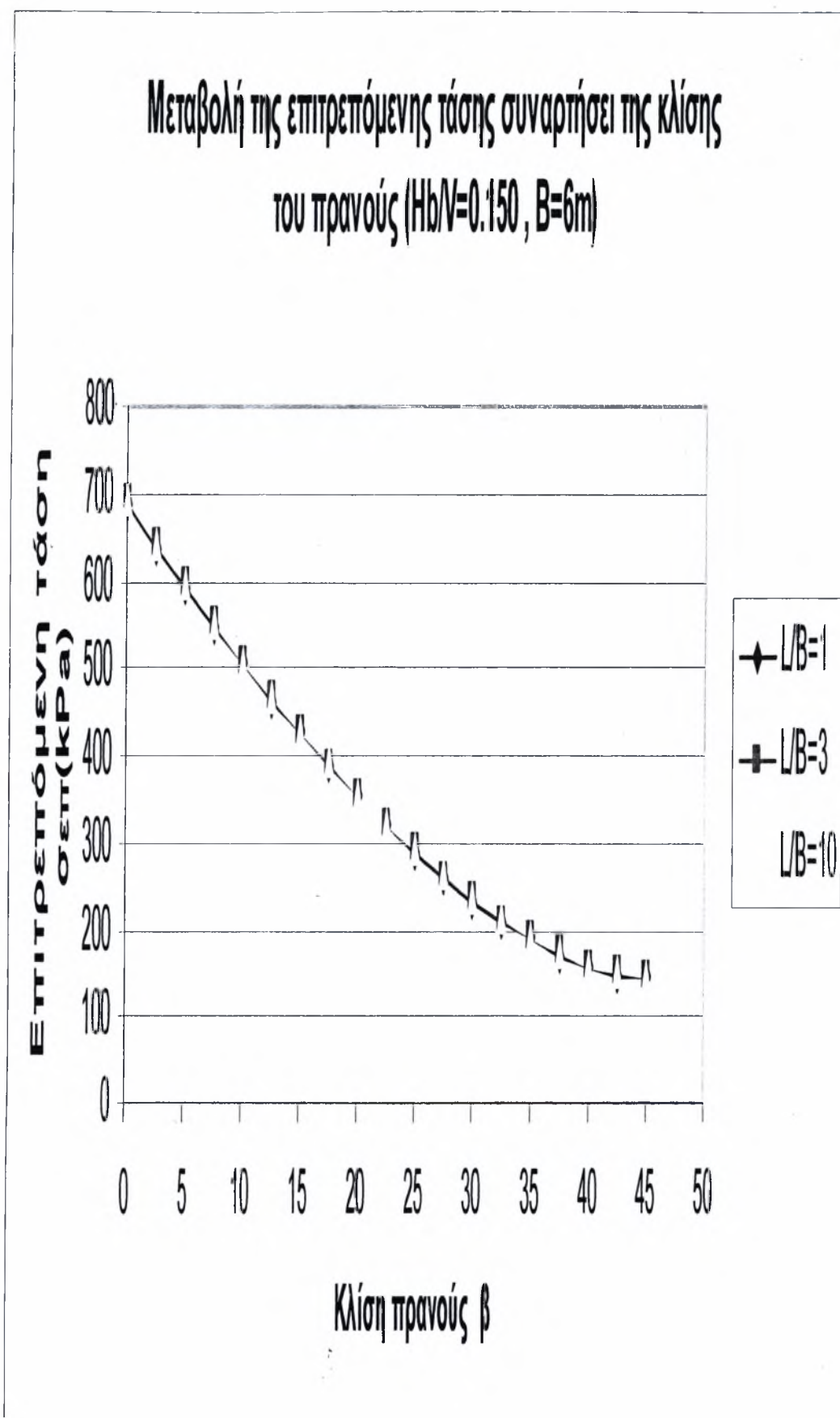
σχήμα 11

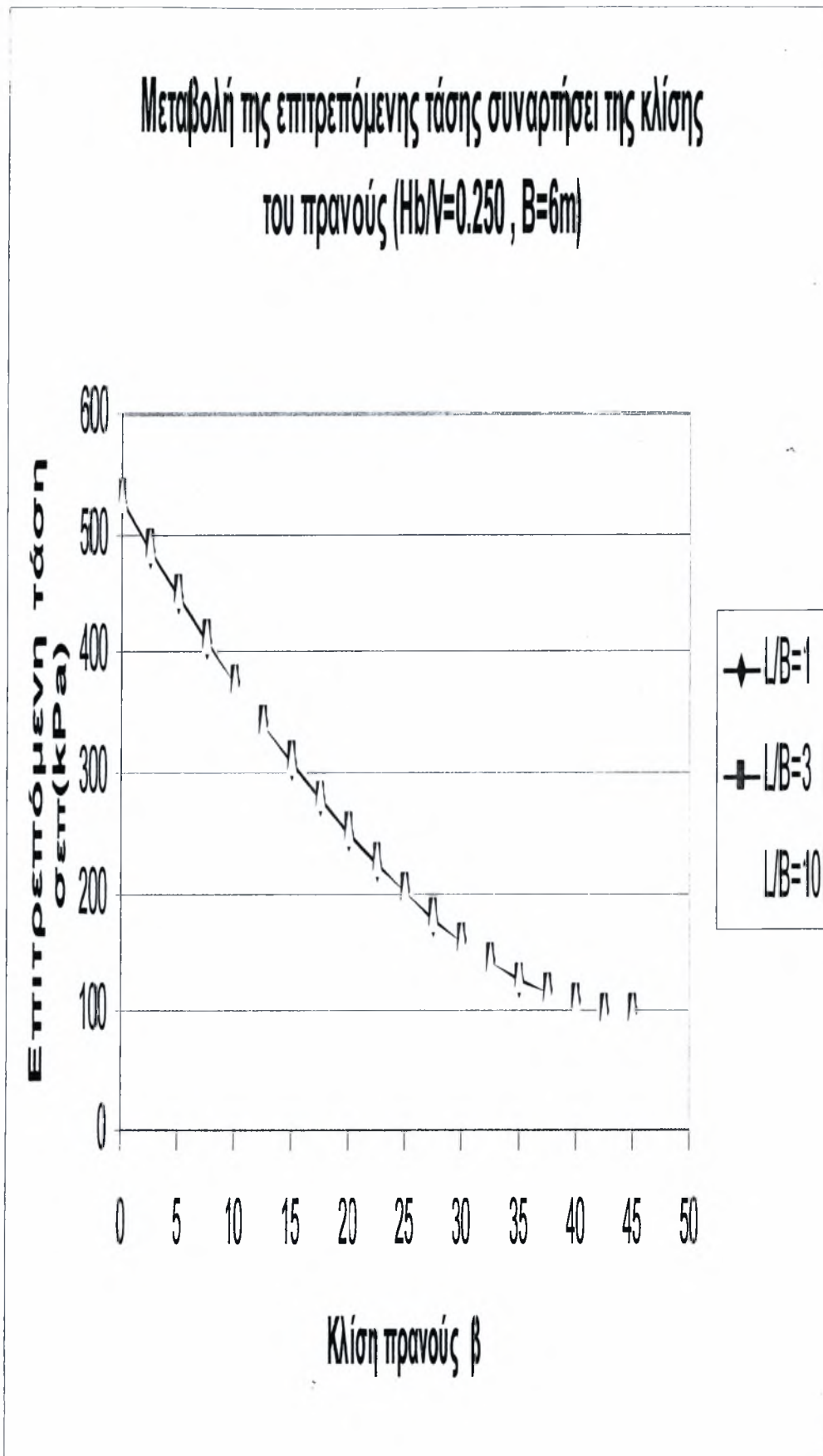
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της κλίσης του πρανούς ($H_b/V=0.050$, $B=6m$)

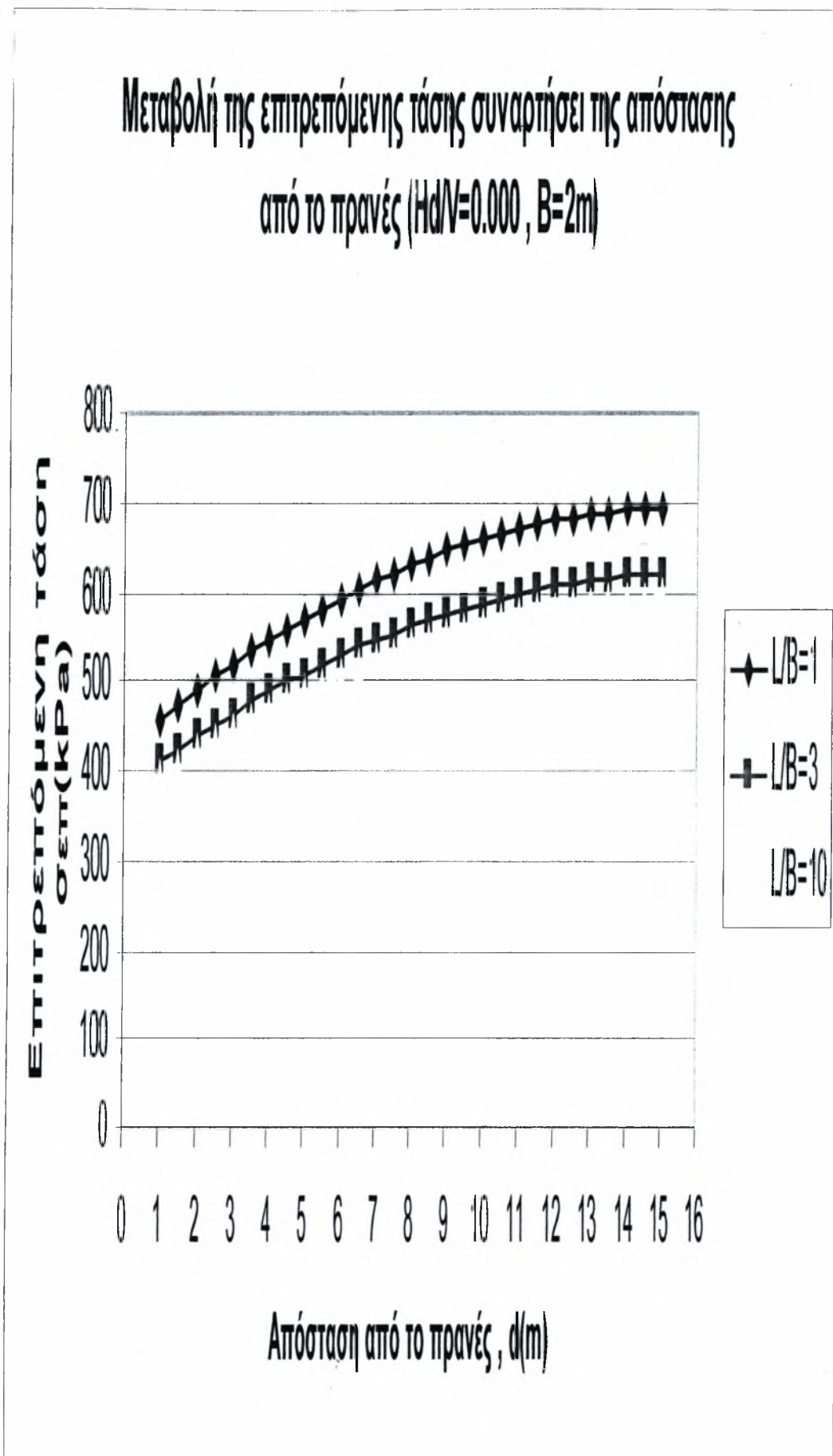


σχήμα 12



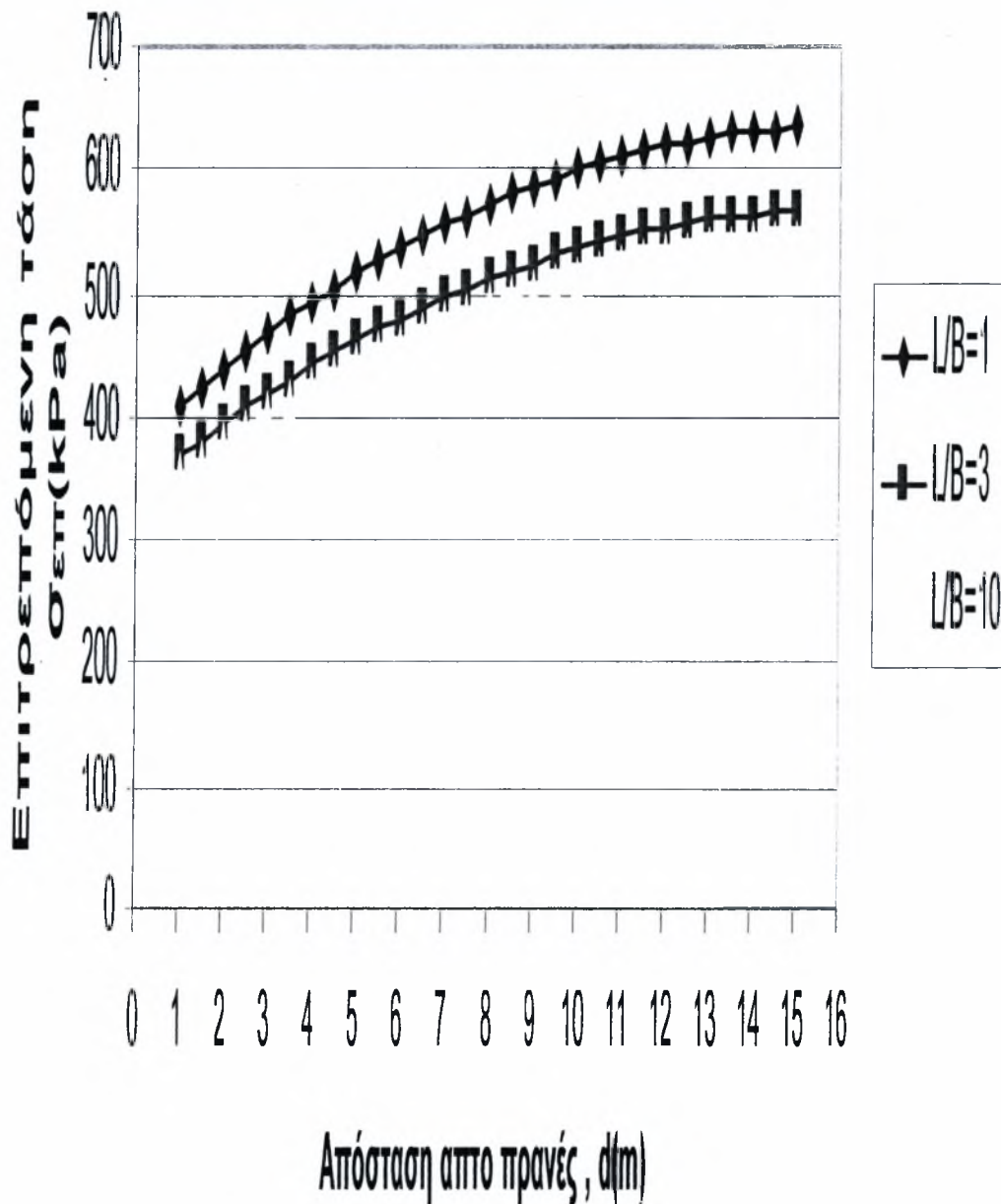




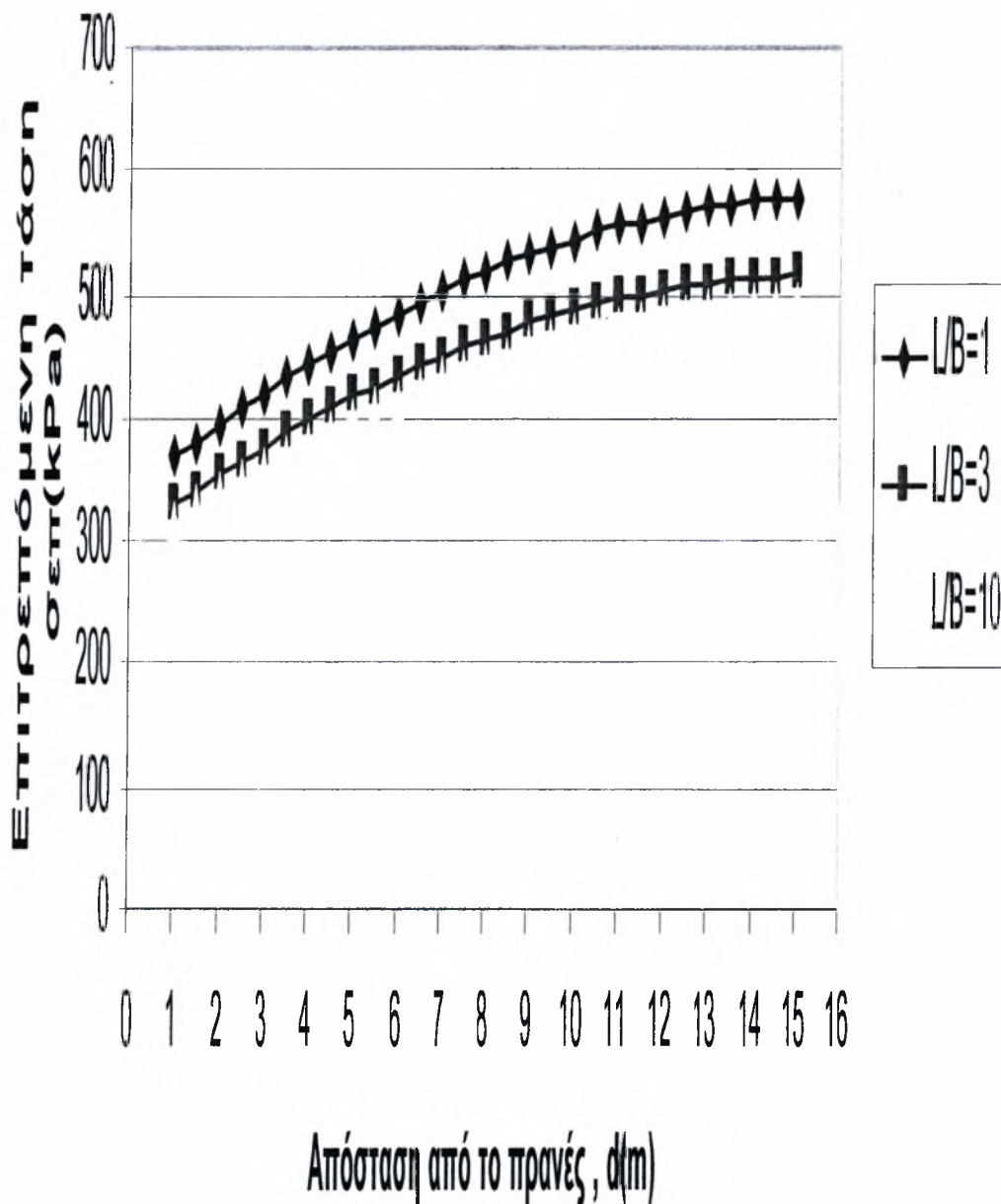


σχήμα 16

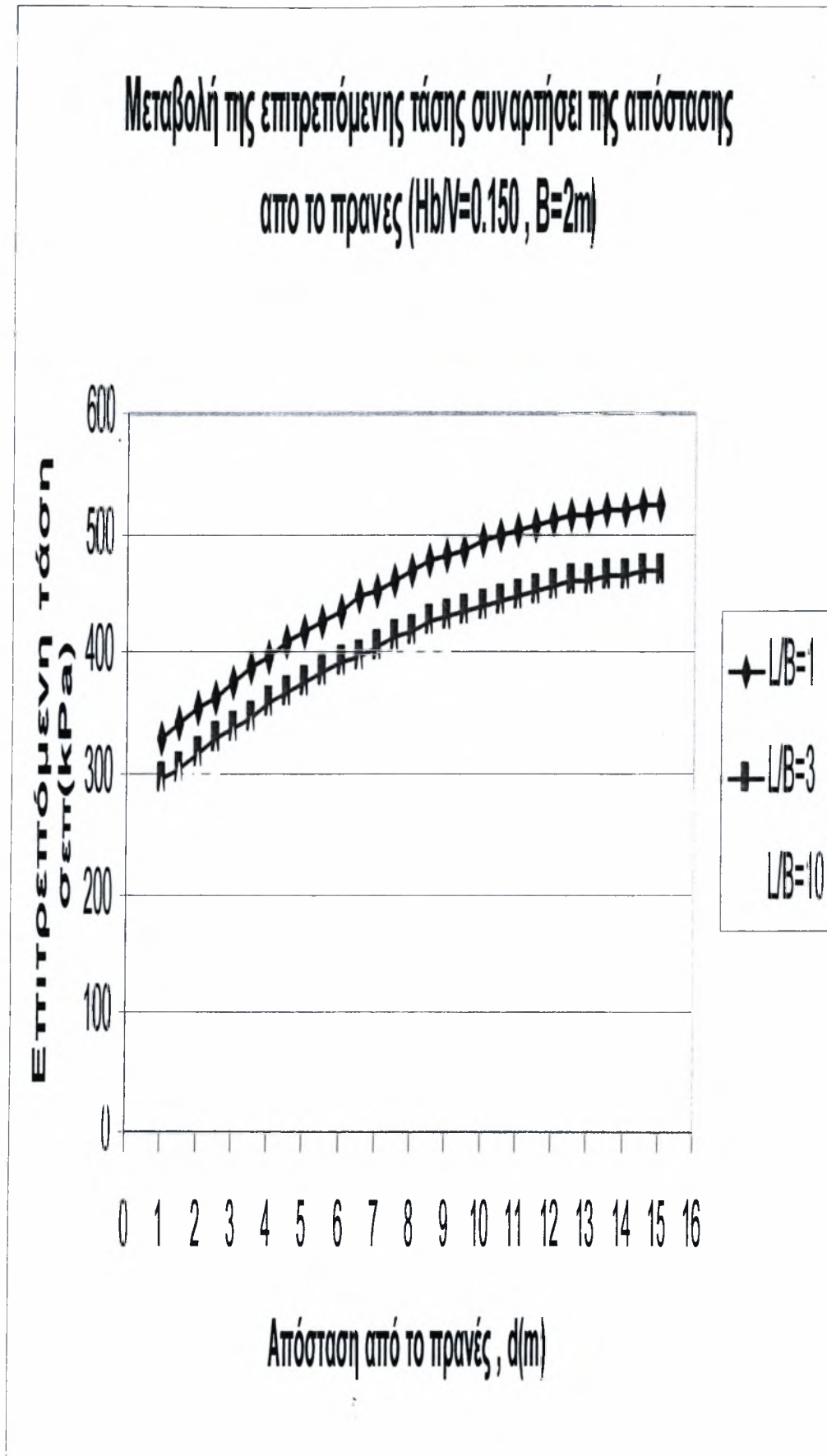
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της απόστασης από το πρανές ($H_b/V=0.050$, $B=2m$)



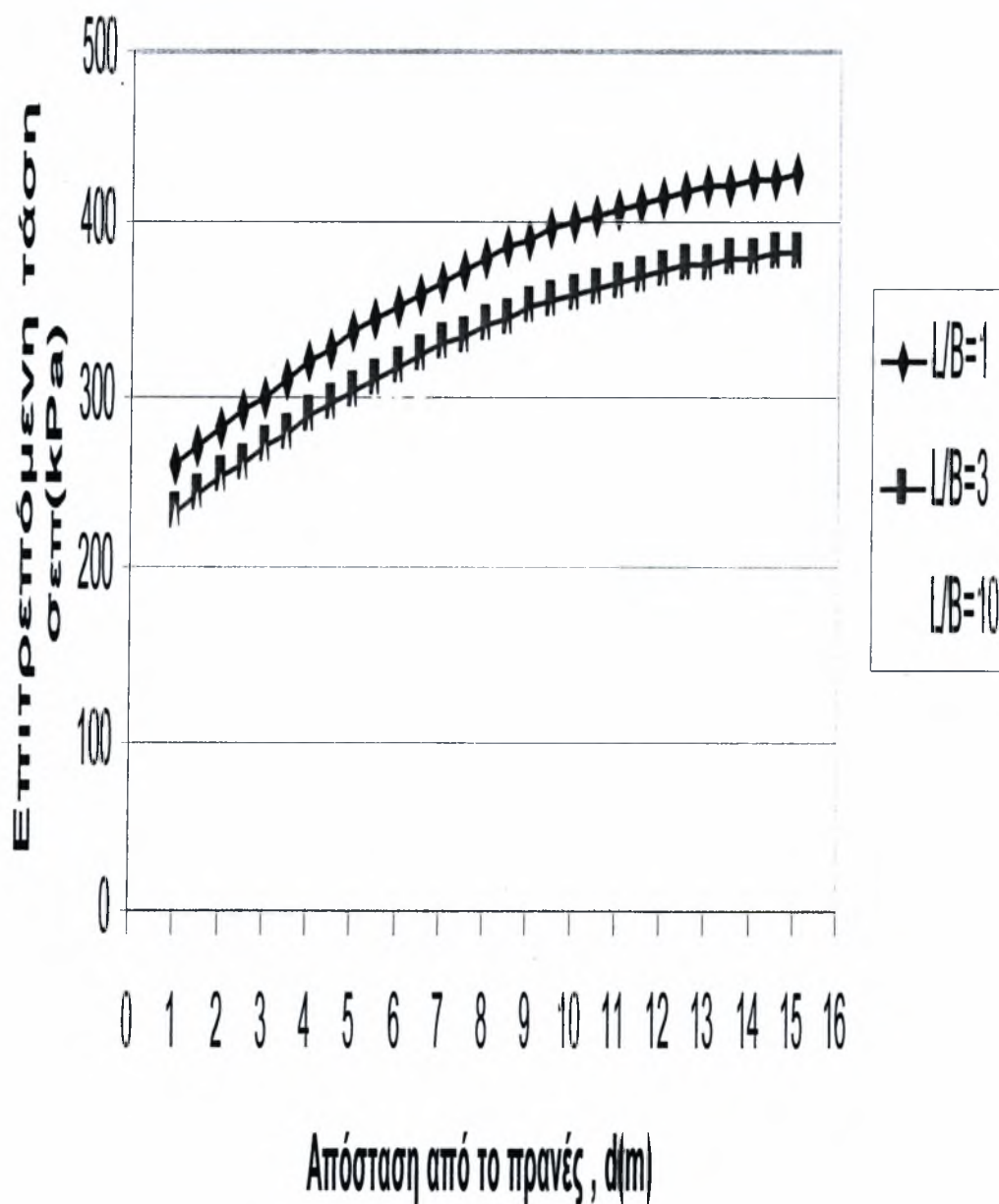
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της απόστασης από το πράνες ($H_b/V=0.100$, $B=2m$)



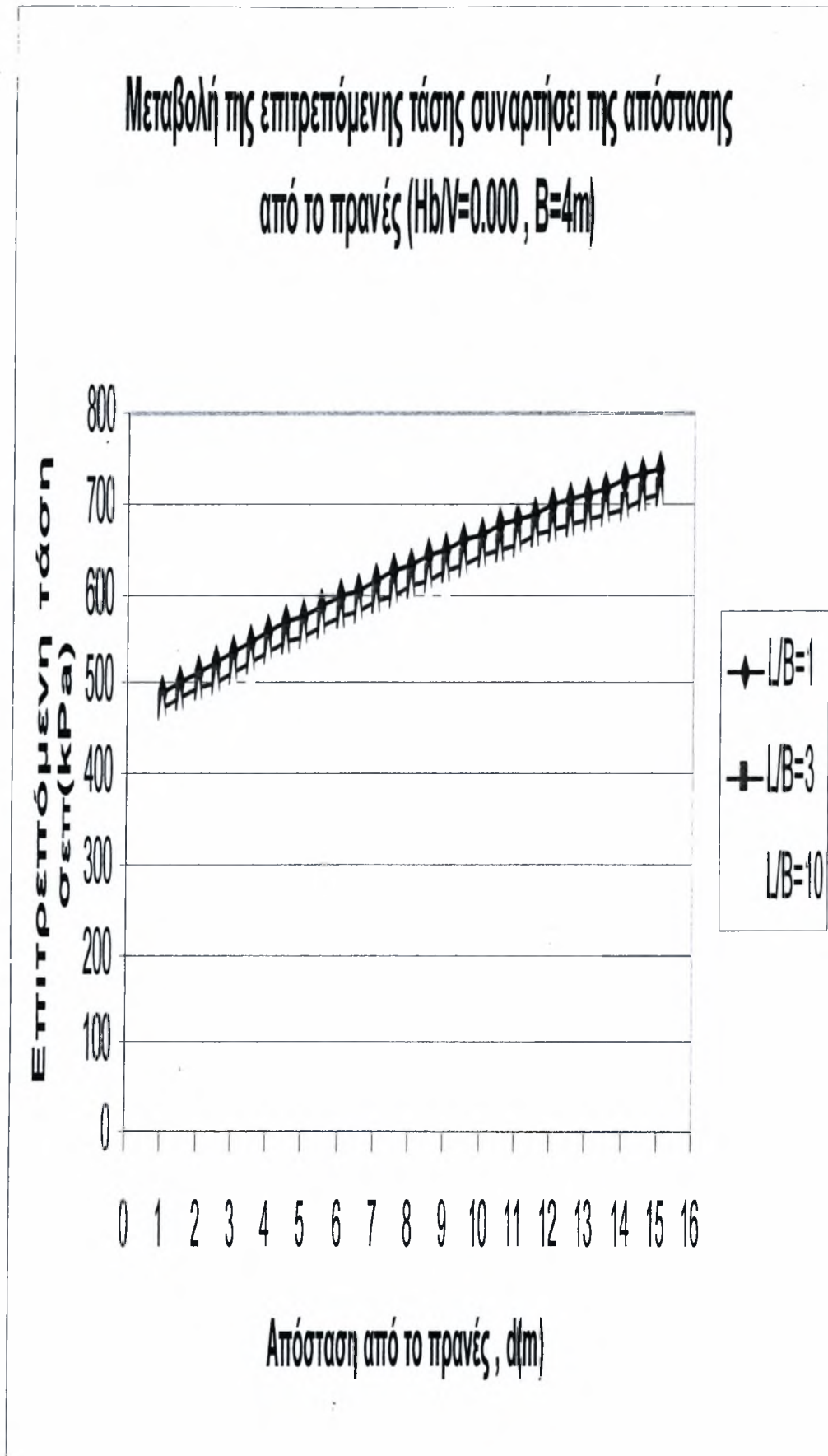
σχήμα 18



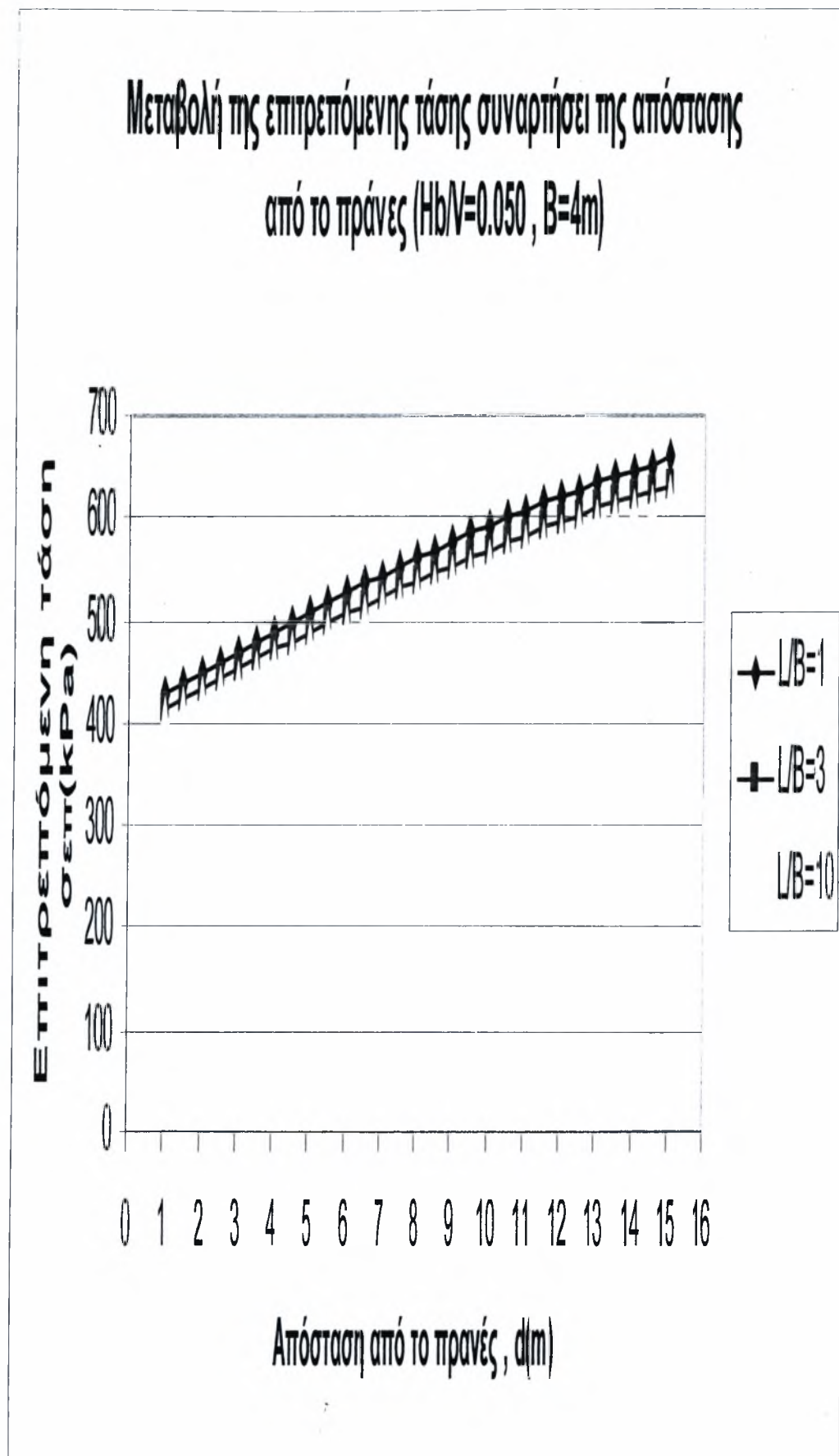
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της απόστασης από το πρανές ($H_b/V=0.250$, $B=2m$)

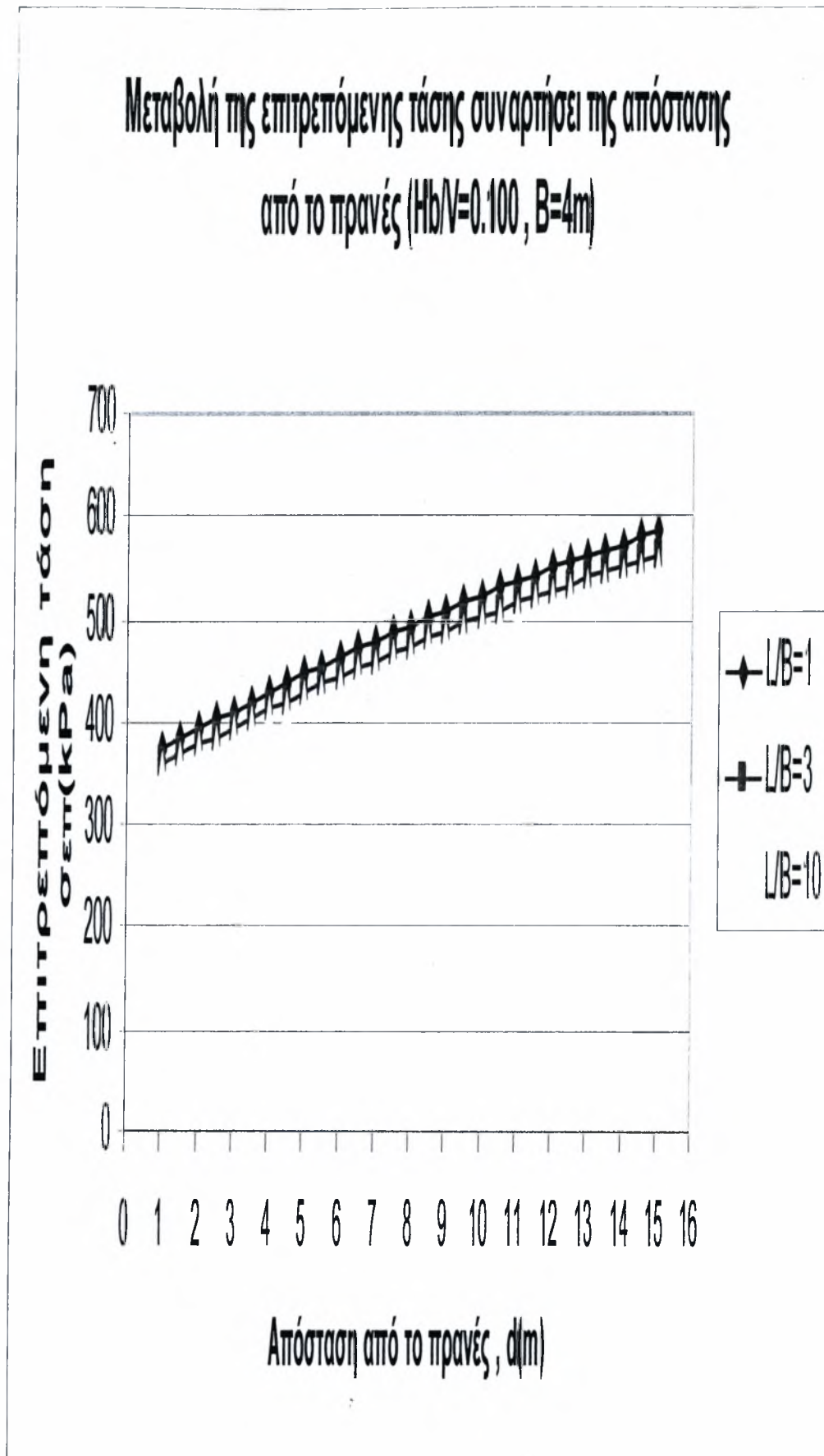


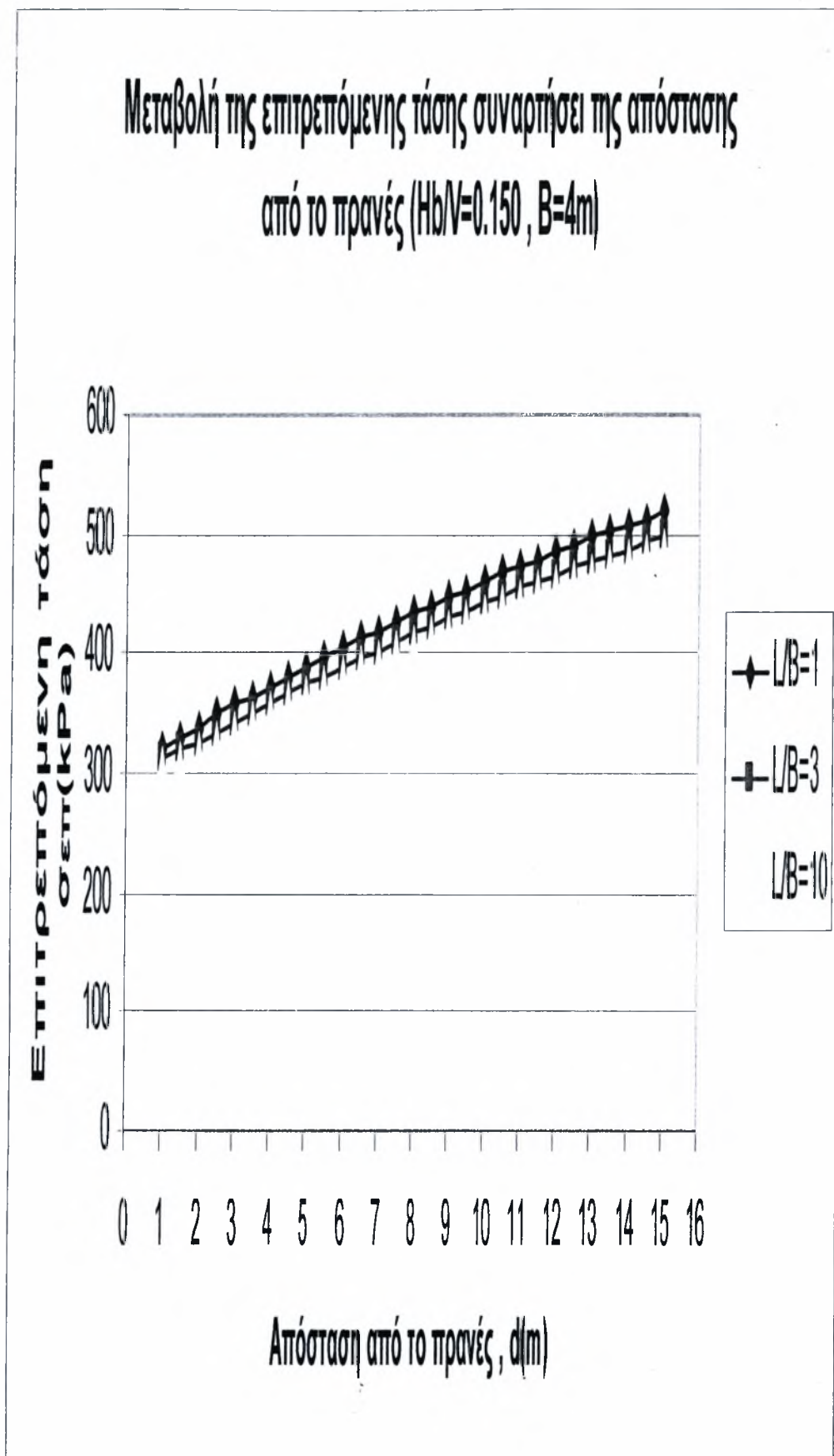
σχήμα 20

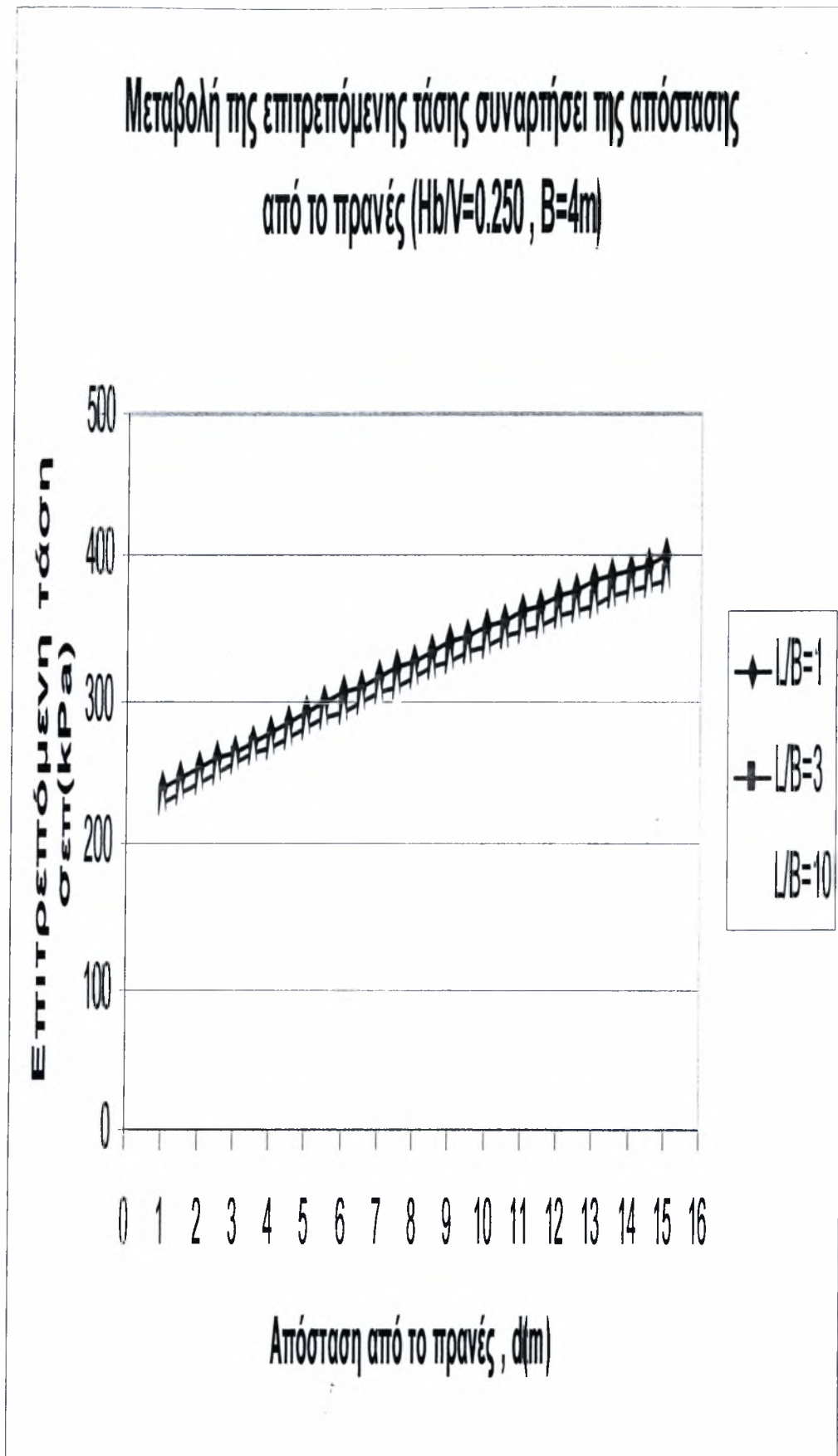


σχήμα 21

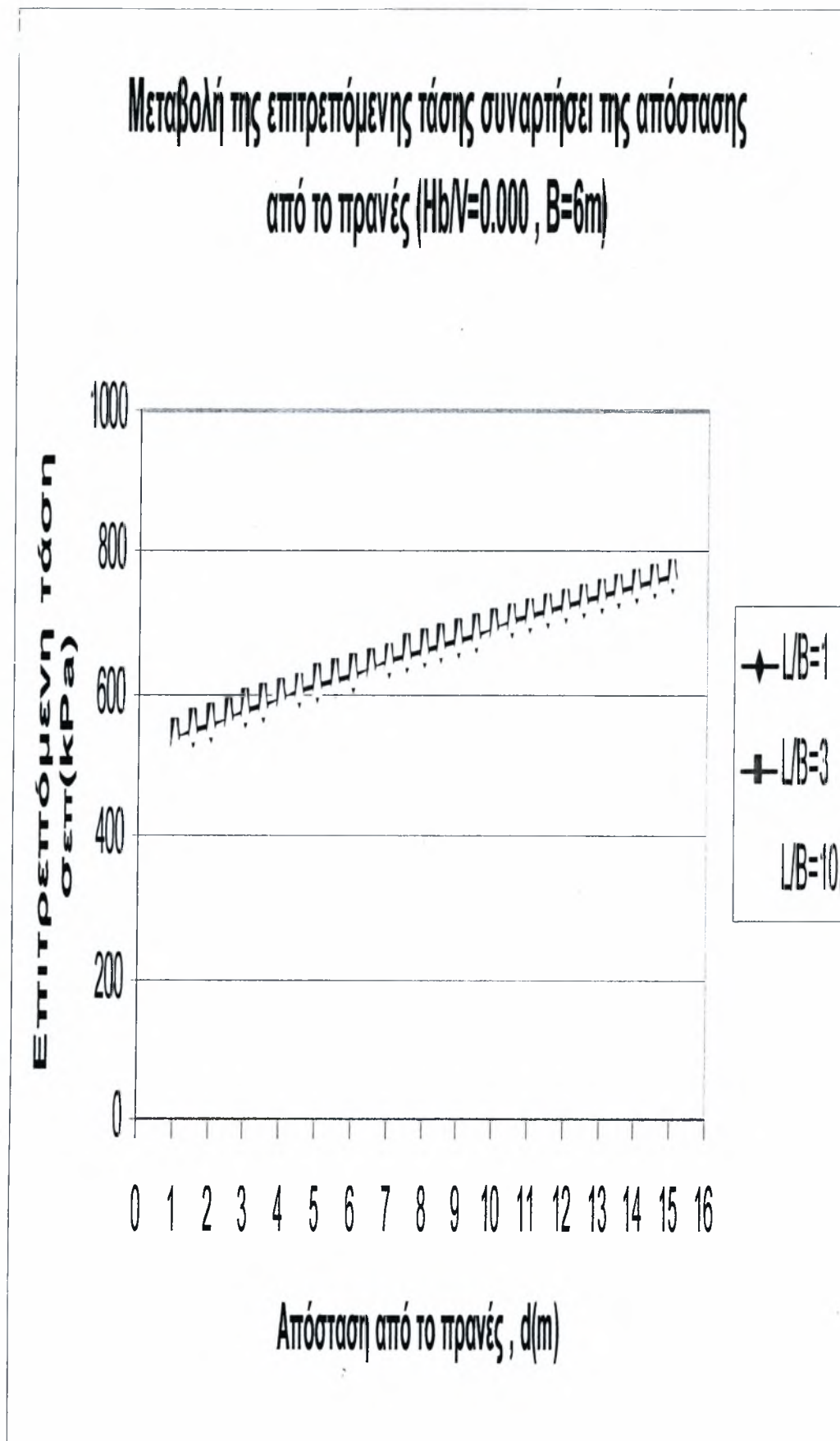


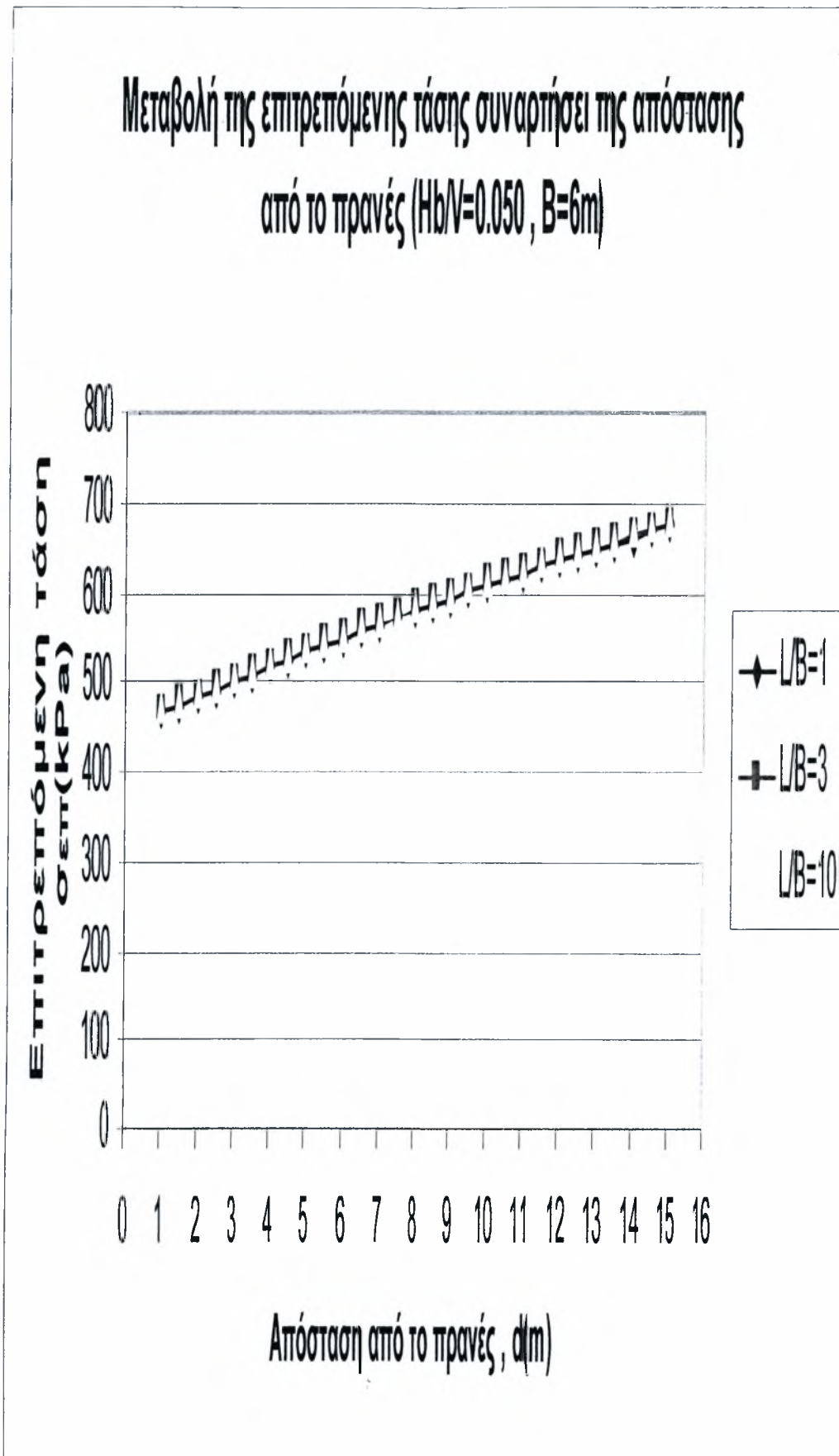


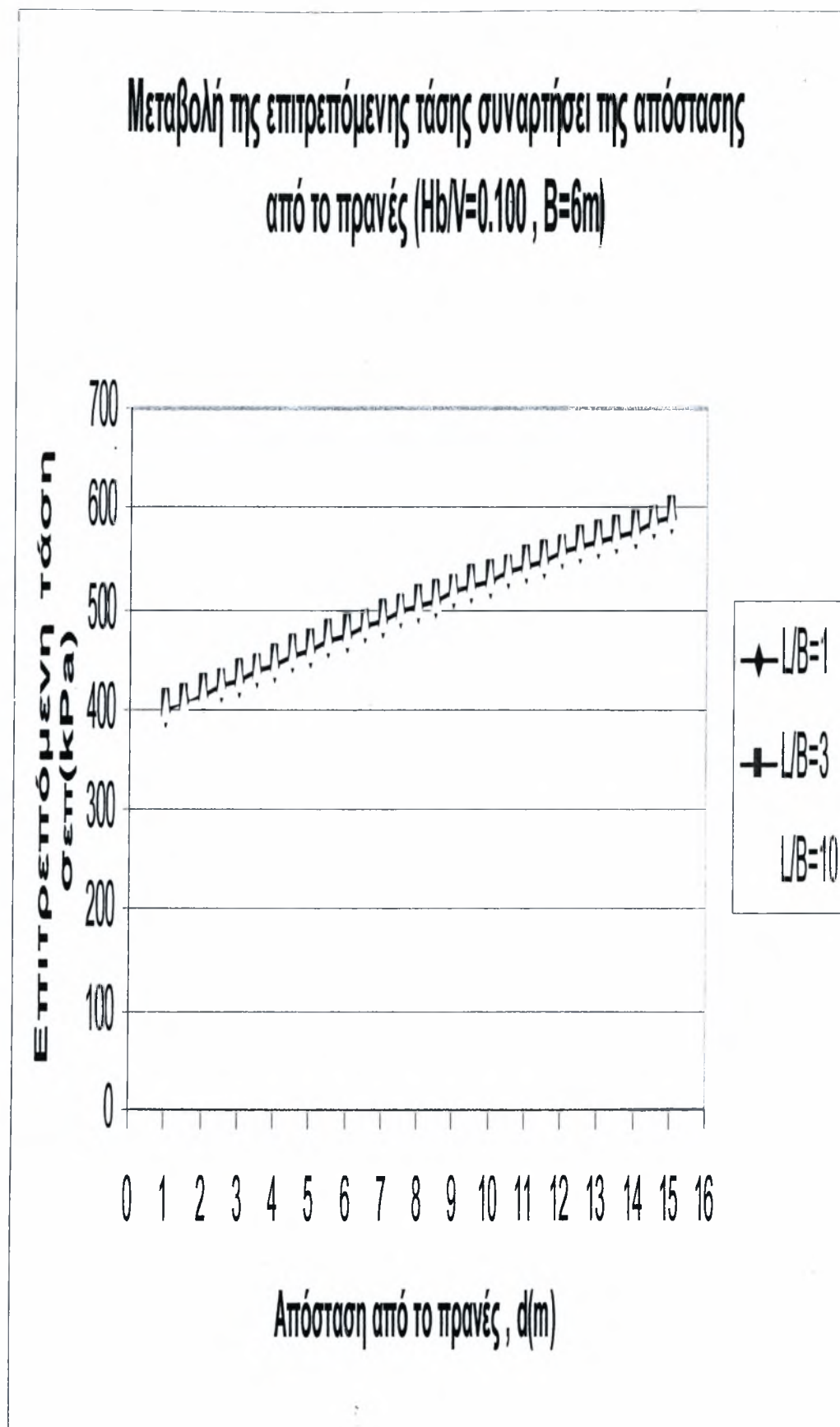


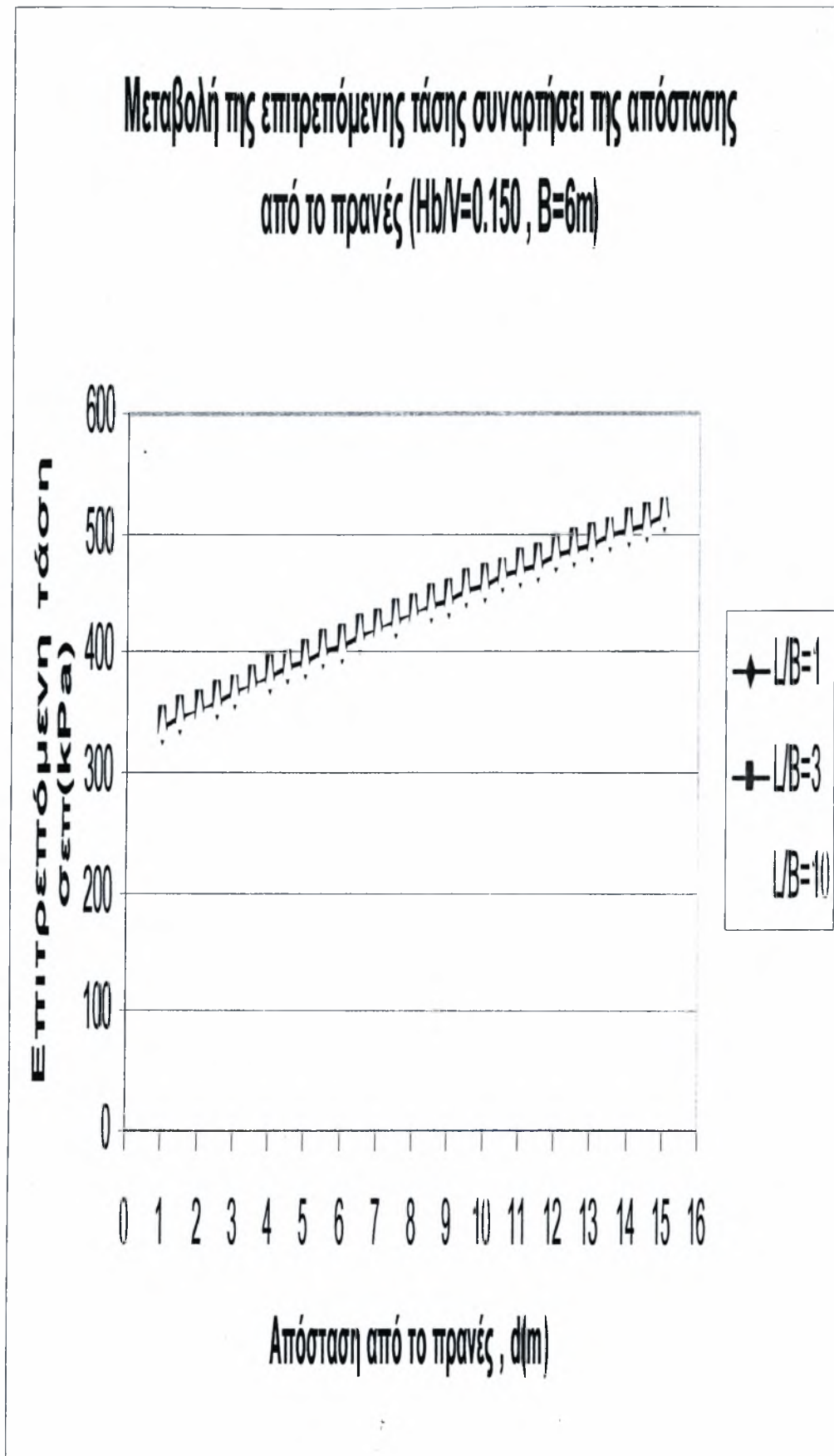


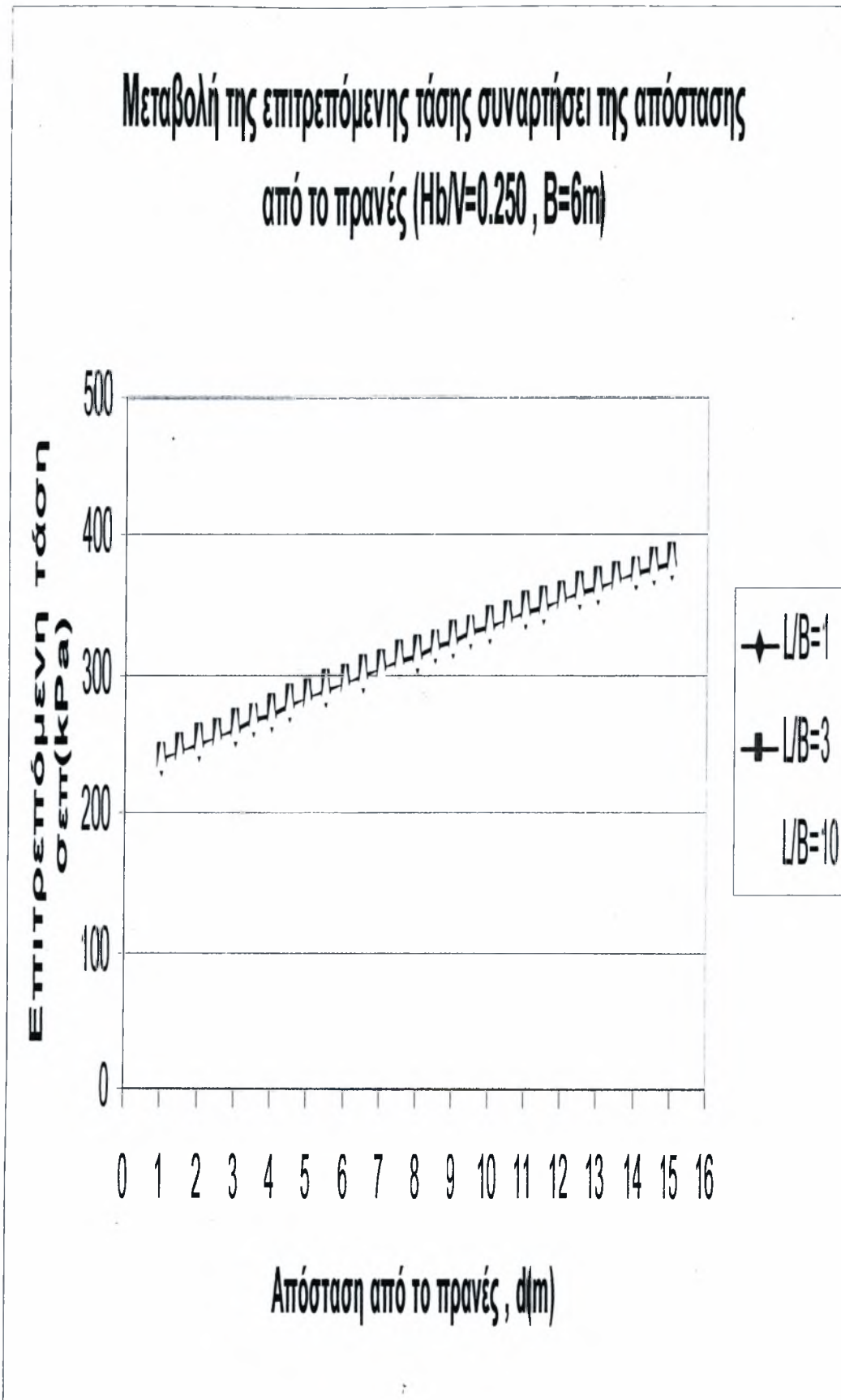
σχήμα 25





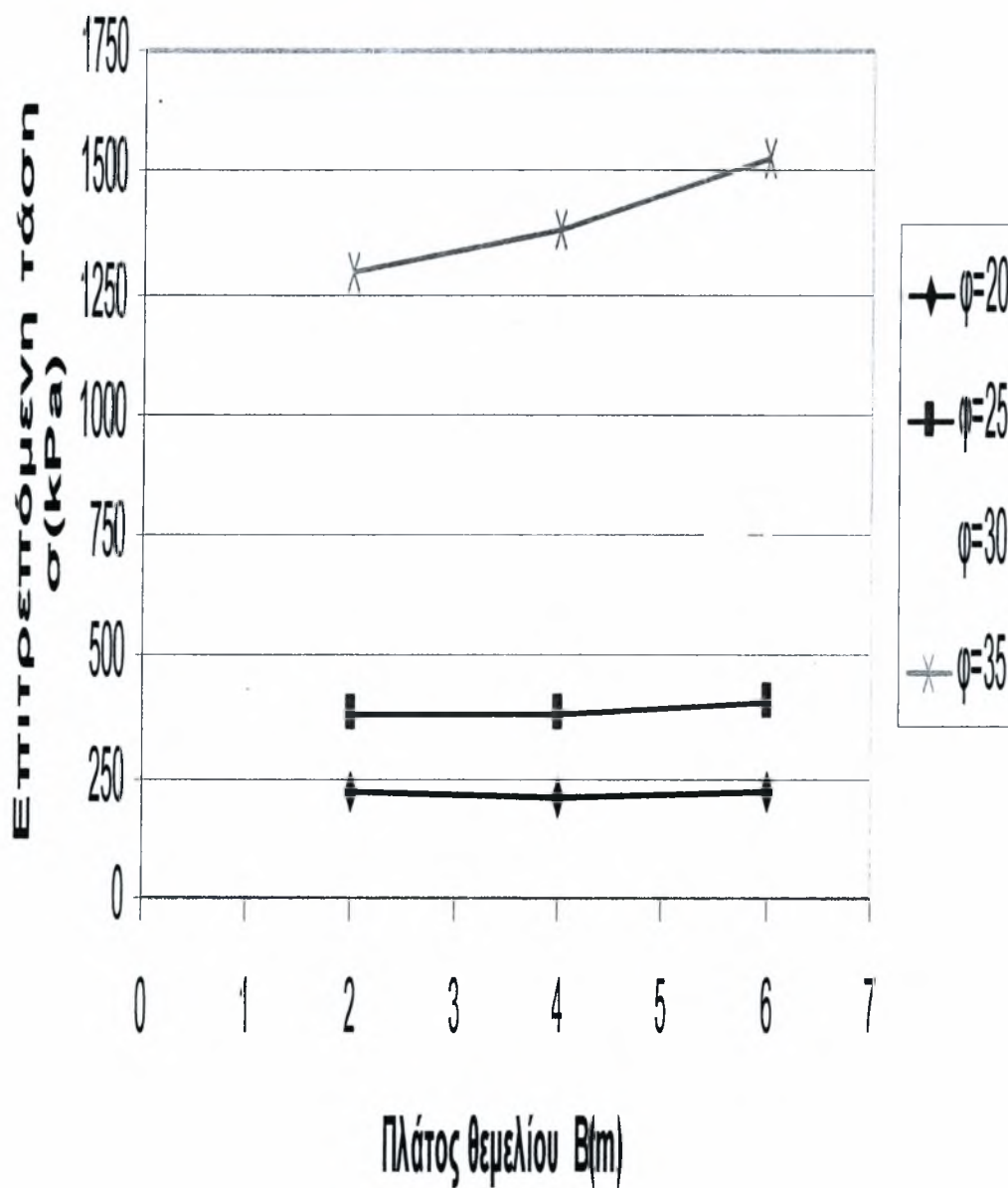


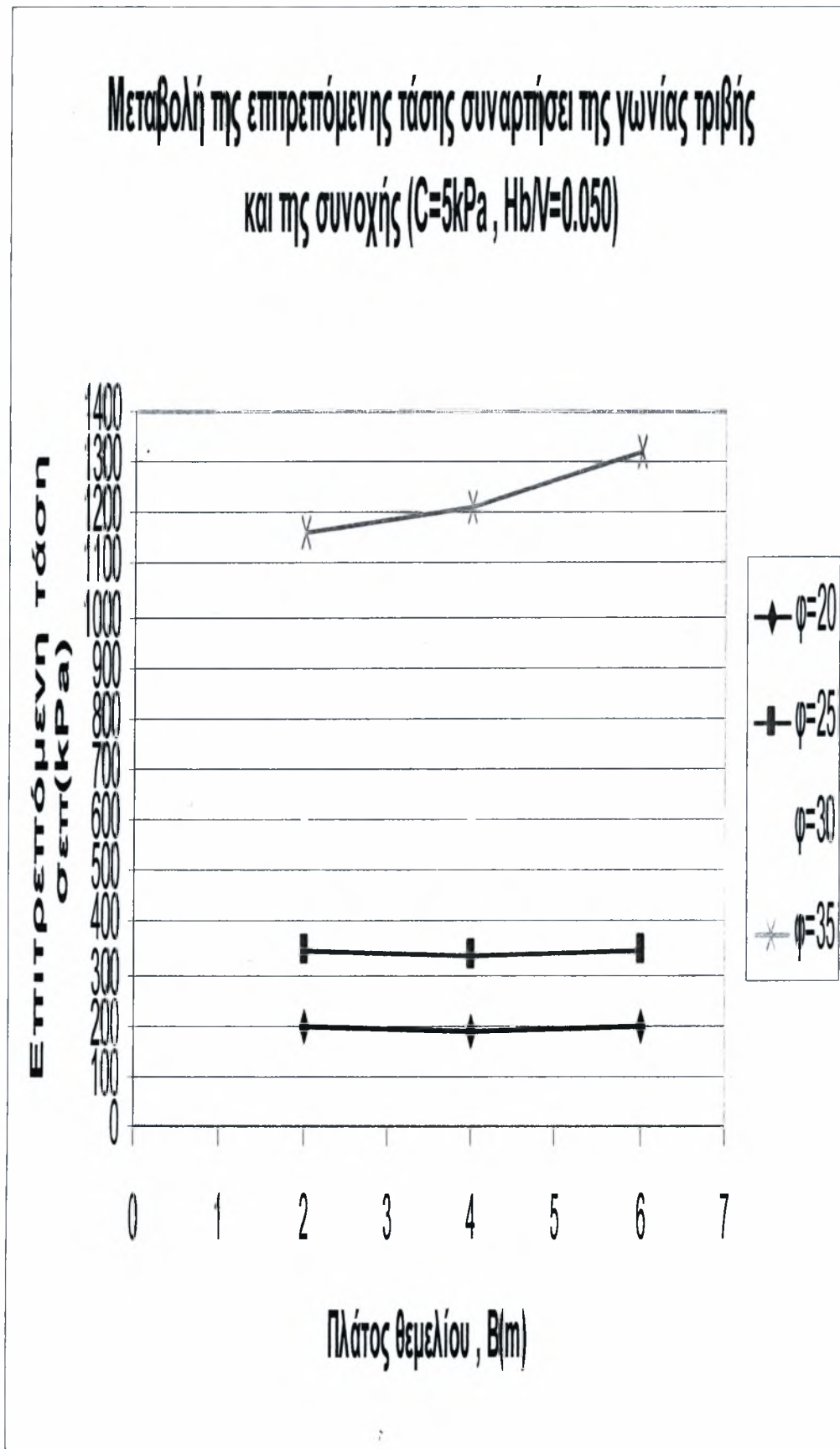


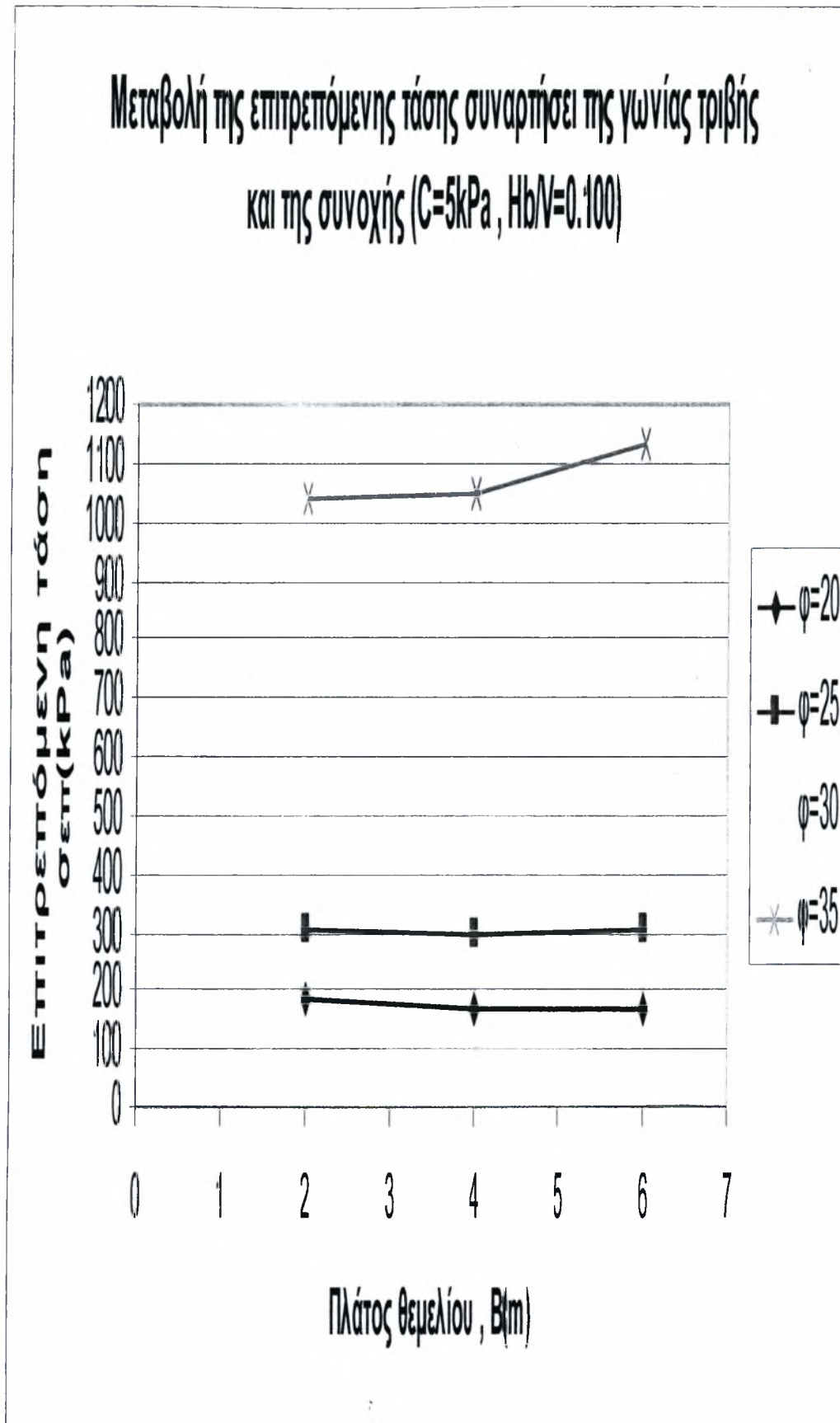


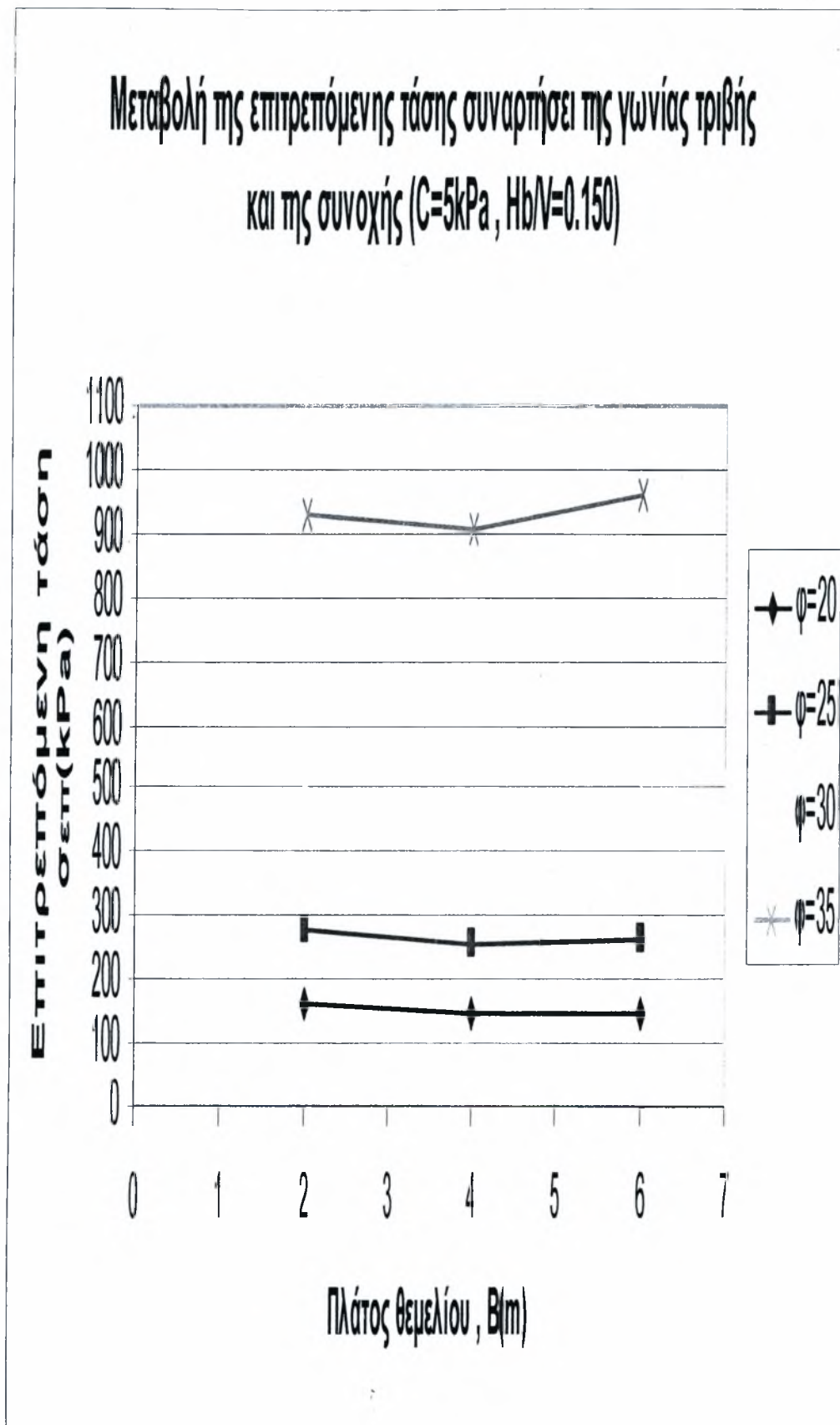
σχήμα 30

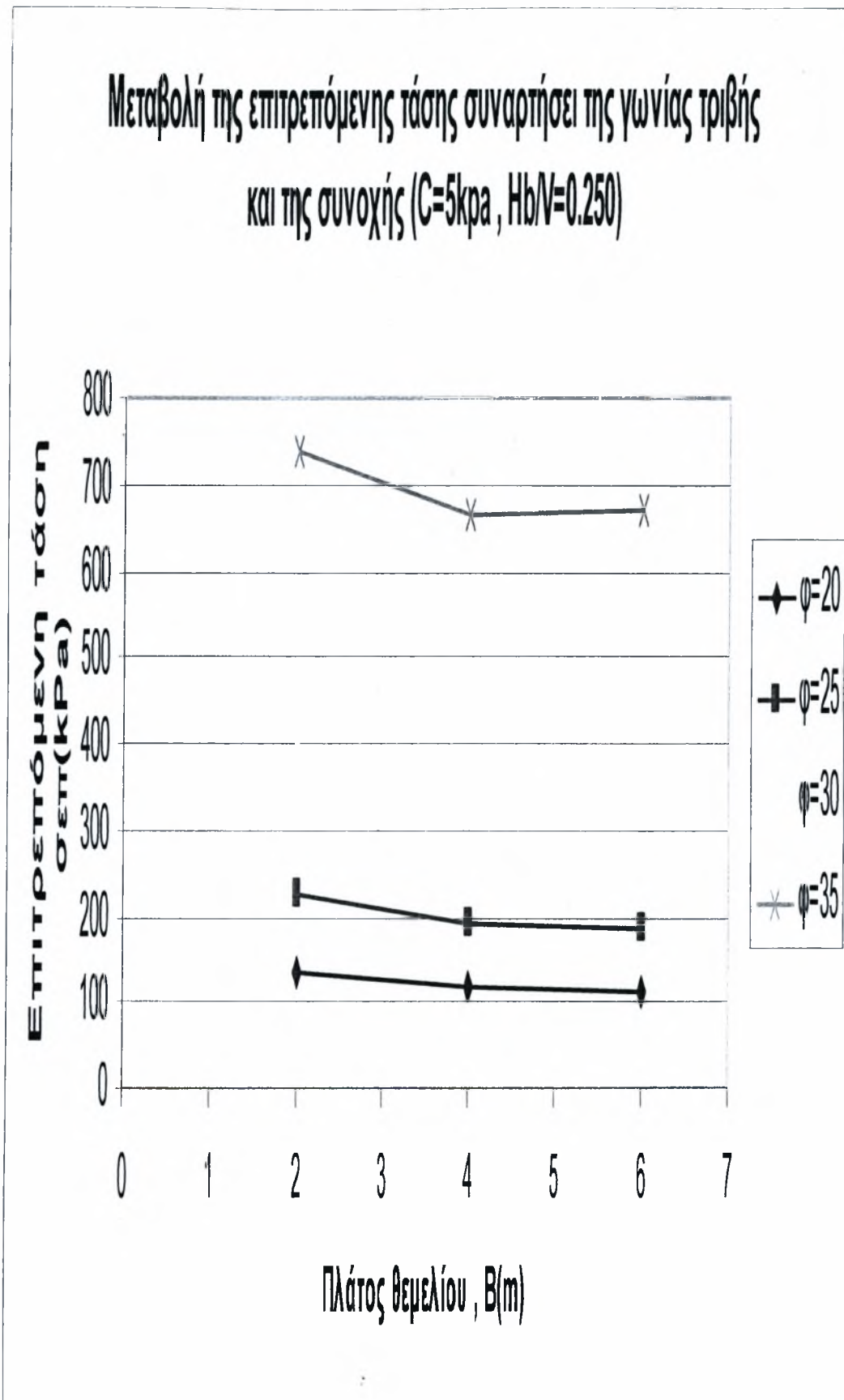
Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και της συνοχής ($C=5\text{kPa}$, $H_b/V=0.000$)



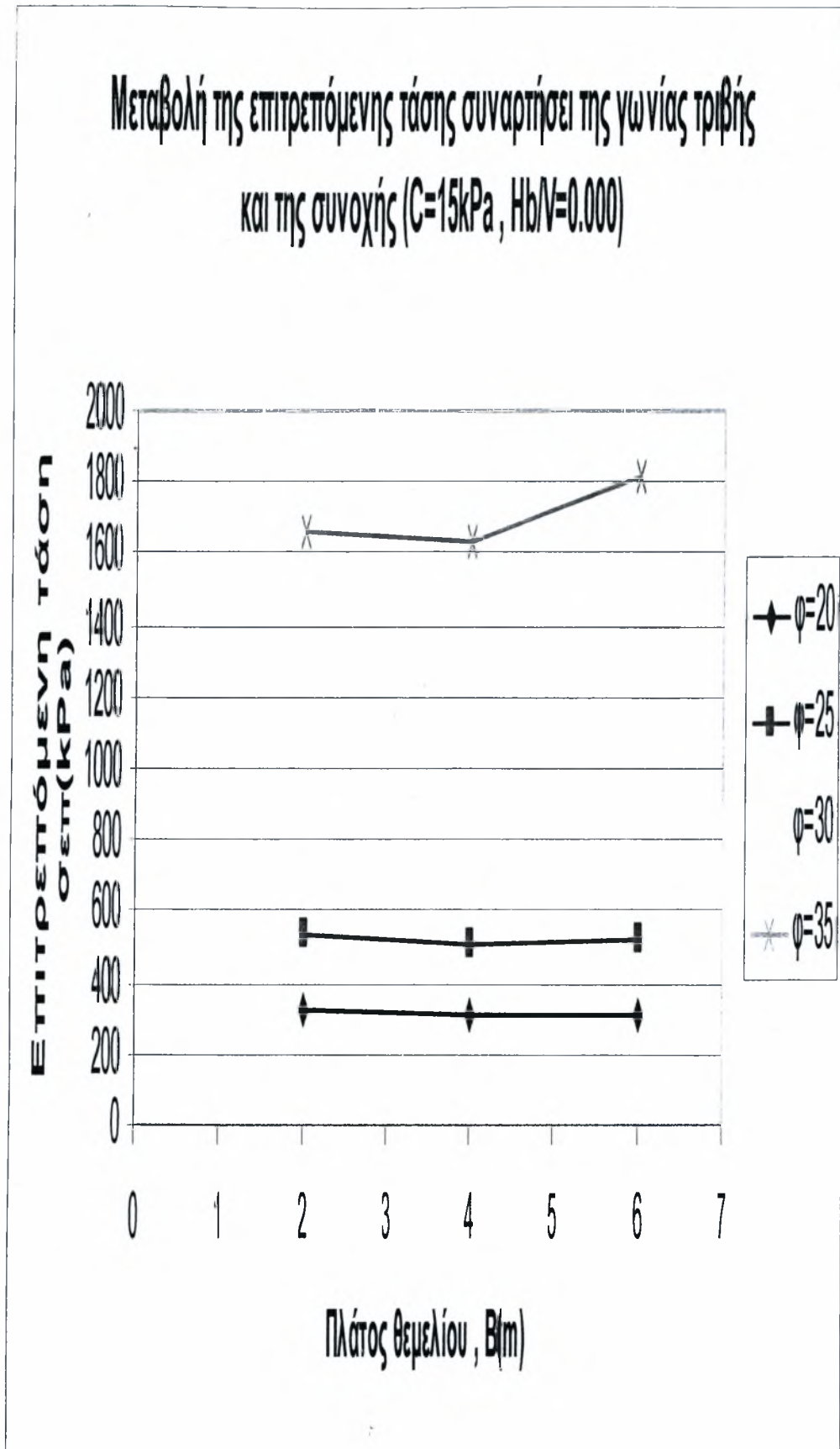


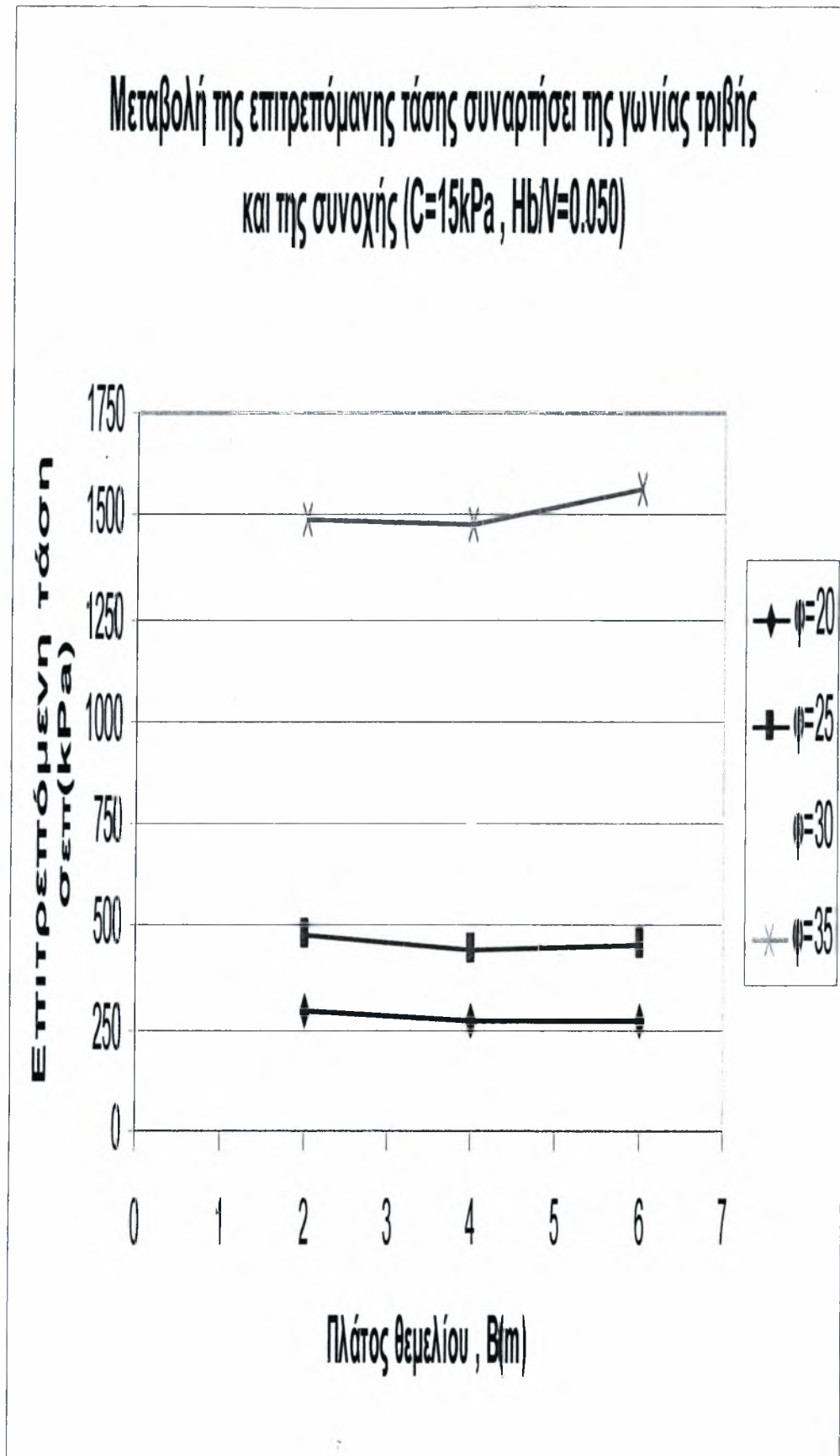


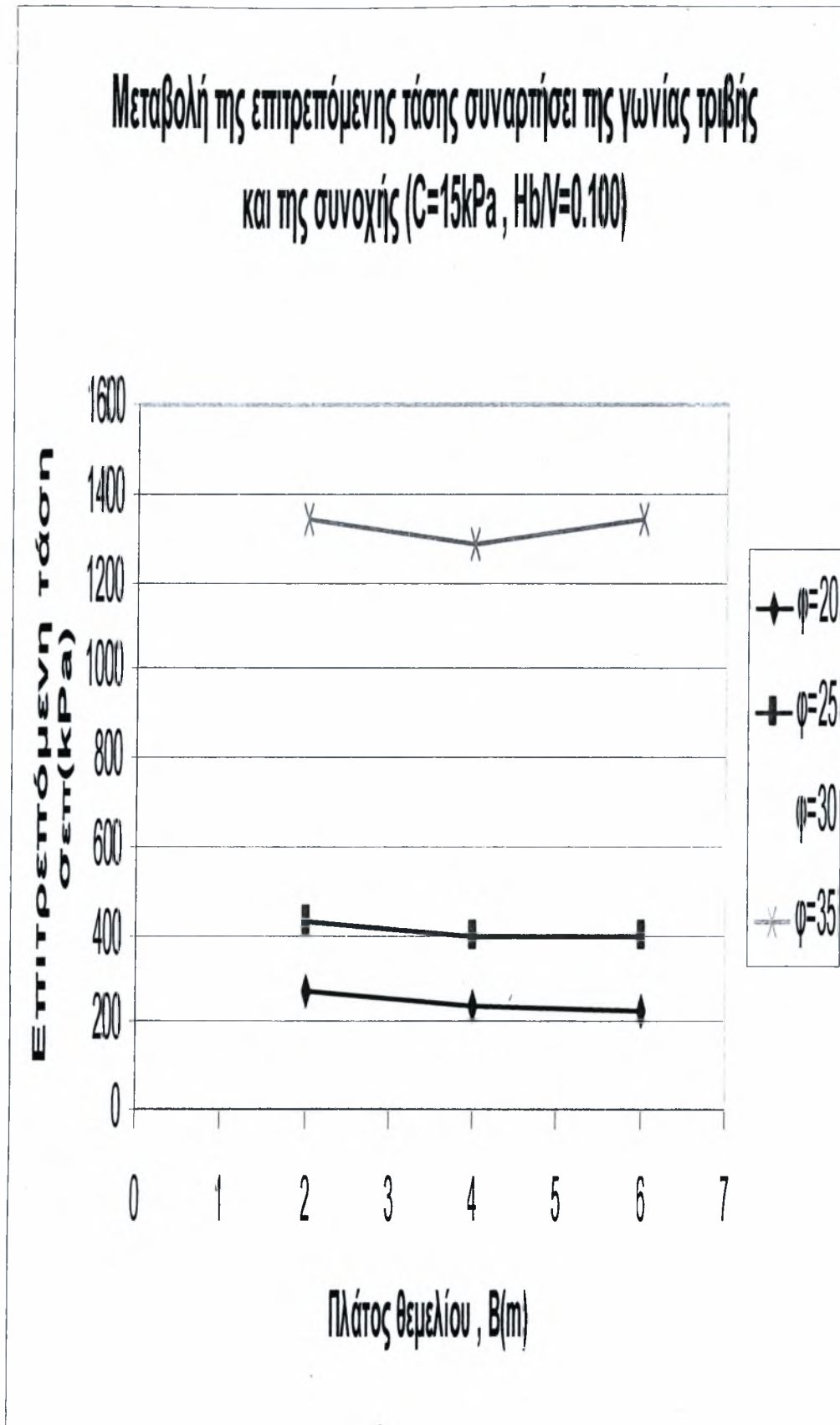




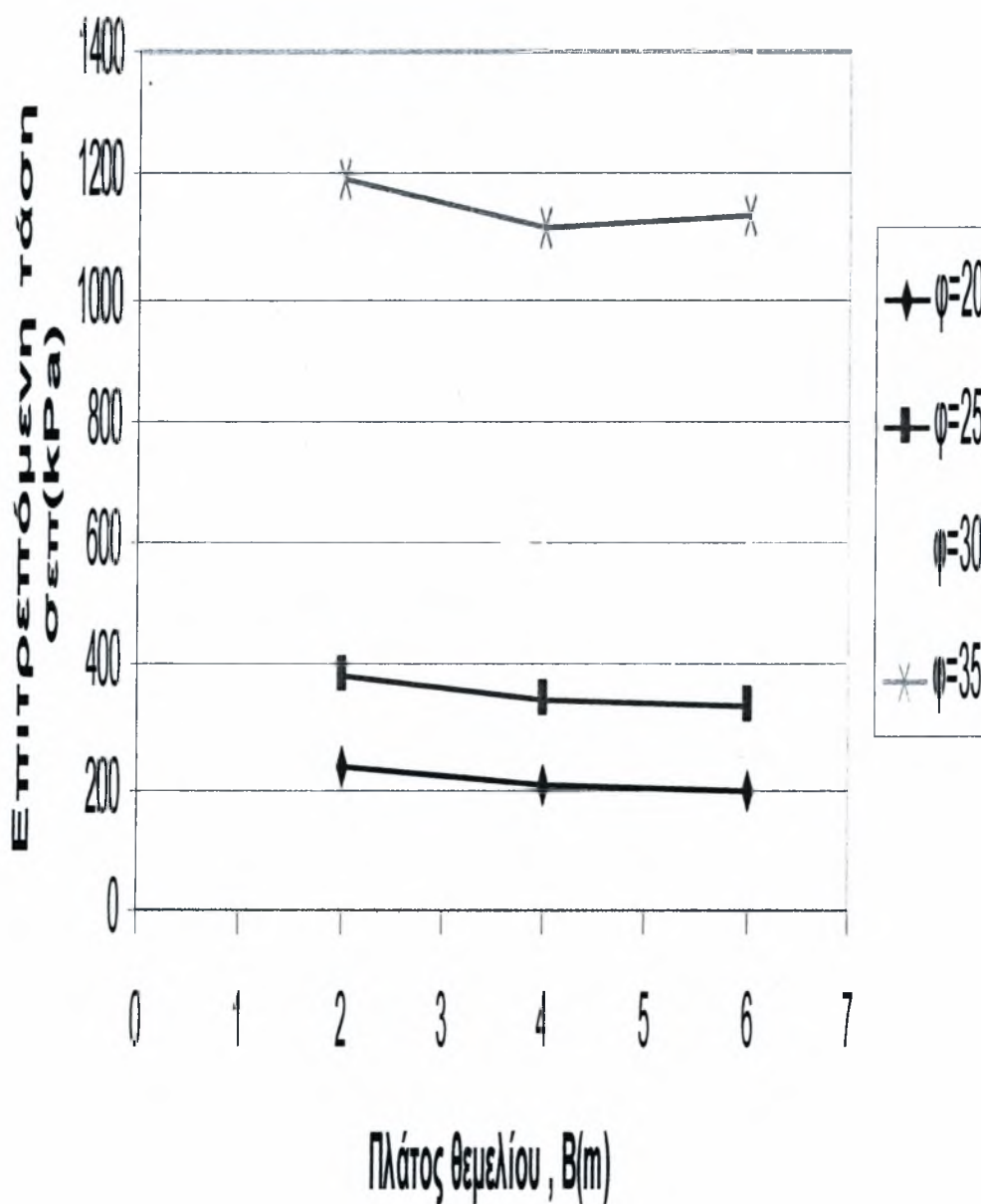
σχήμα 35



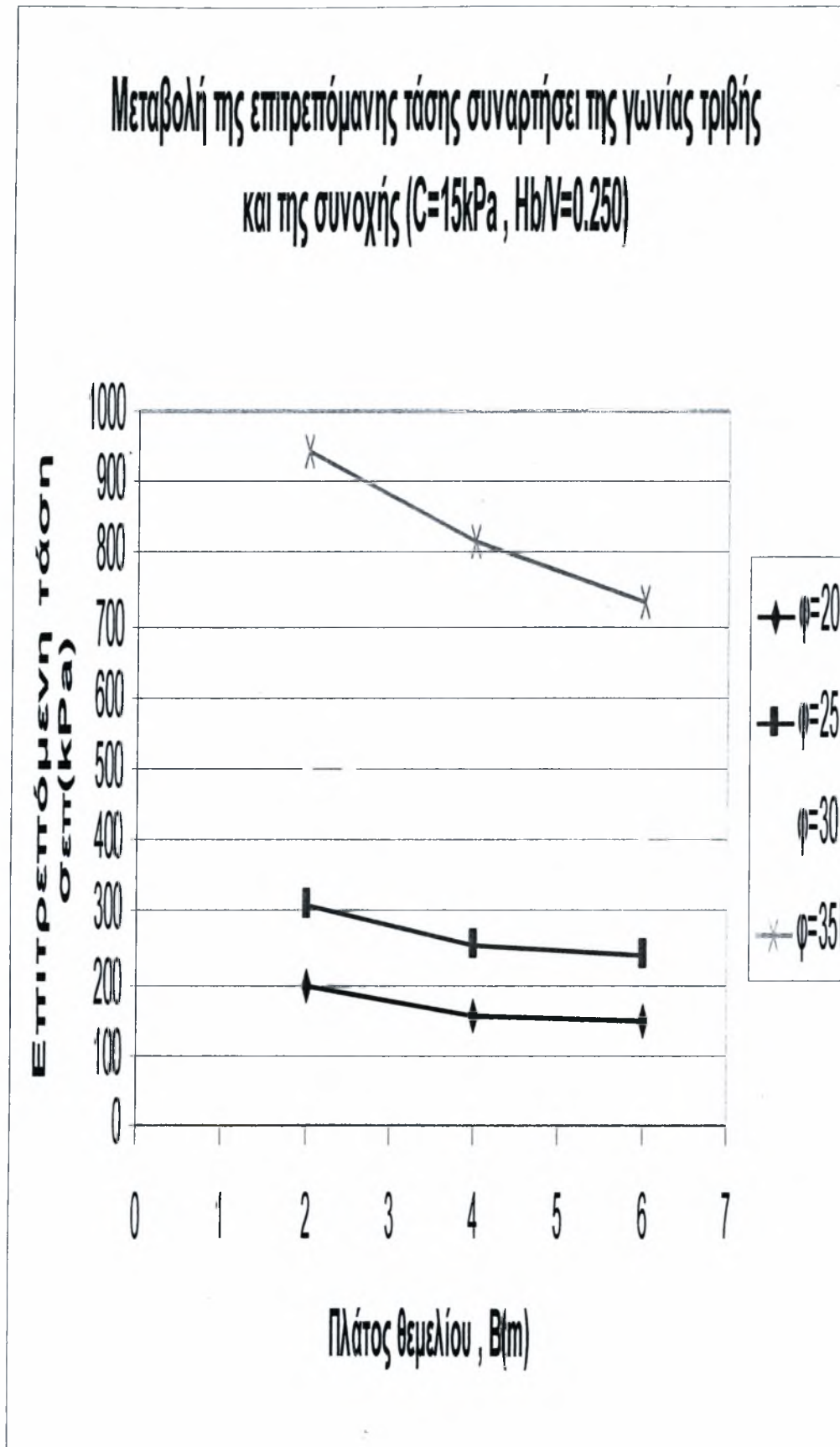




Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και της συνοχής ($C=15\text{kPa}$, $H_b/V=0.150$)

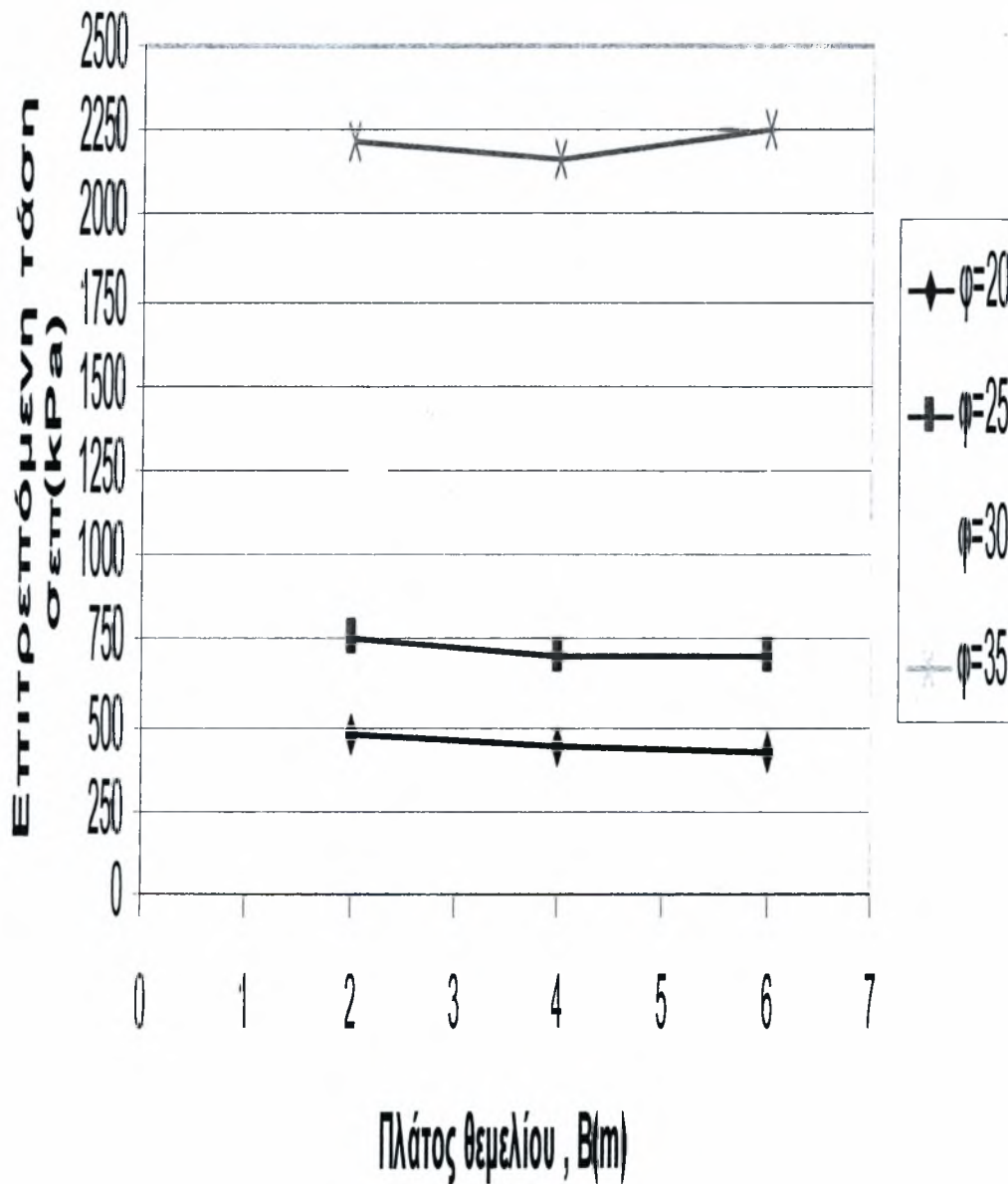


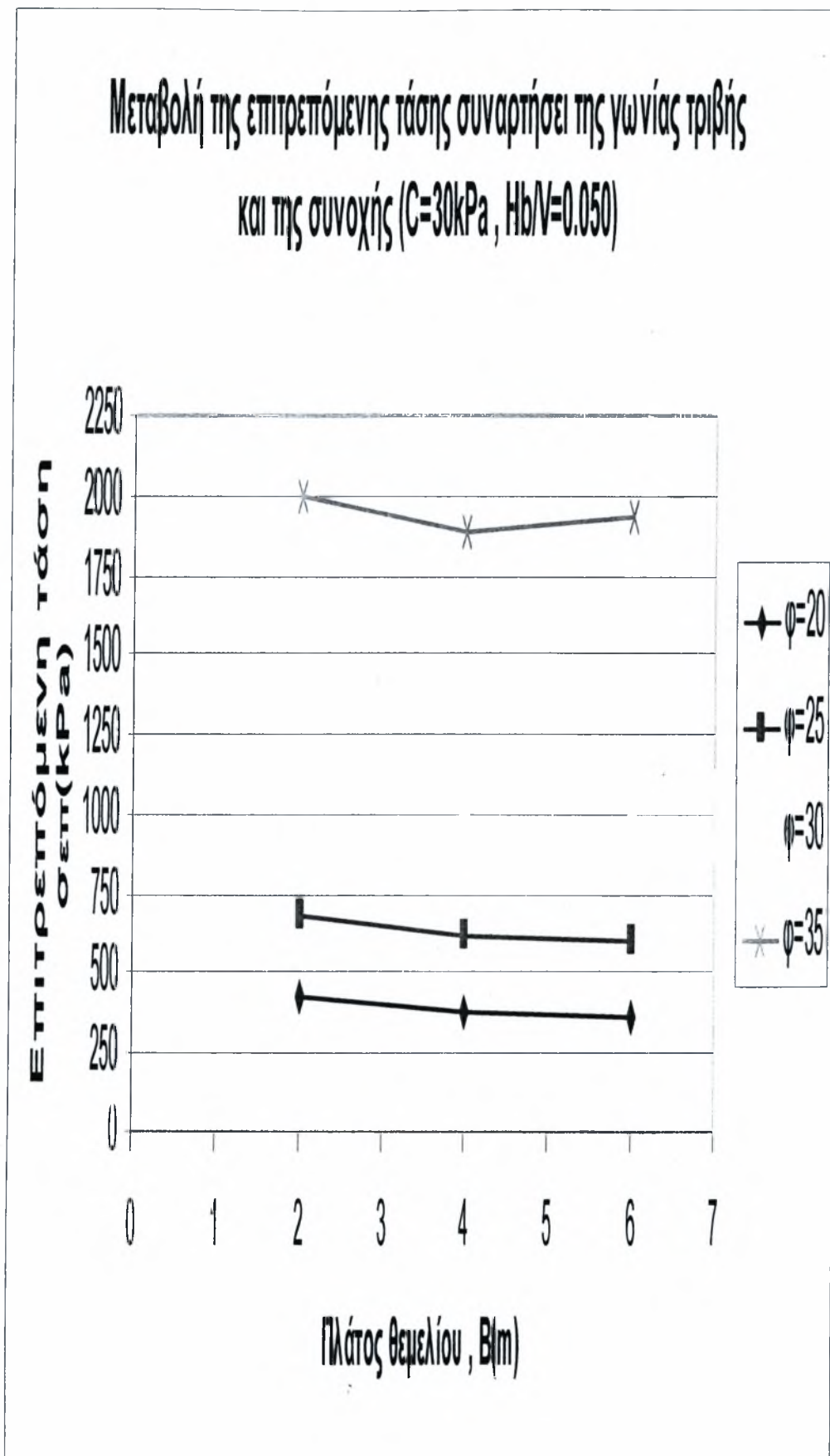
σχήμα 39



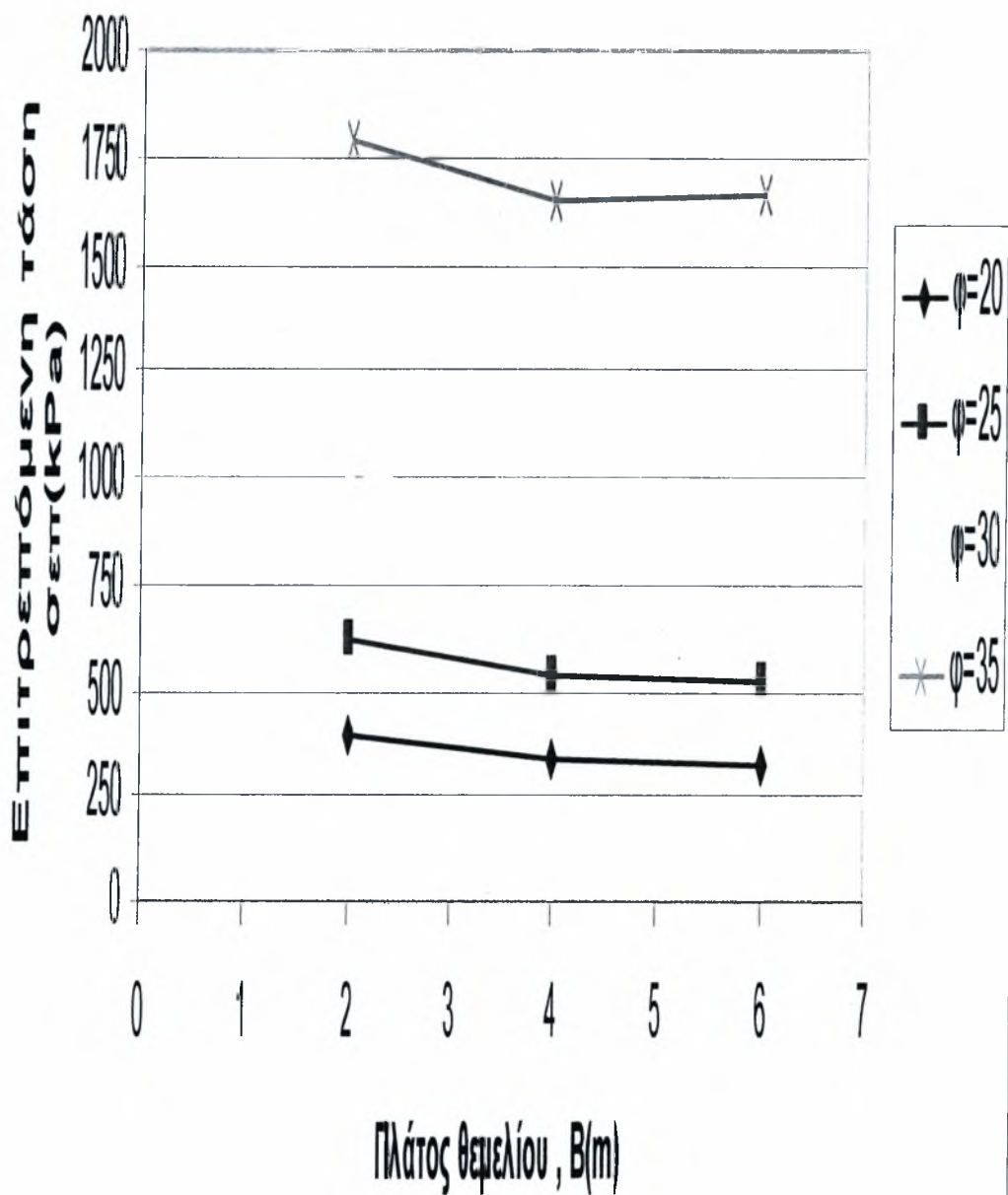
σχήμα 40

Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και τη συνοχής ($C=30\text{kPa}$, $H_b/V=0.000$)

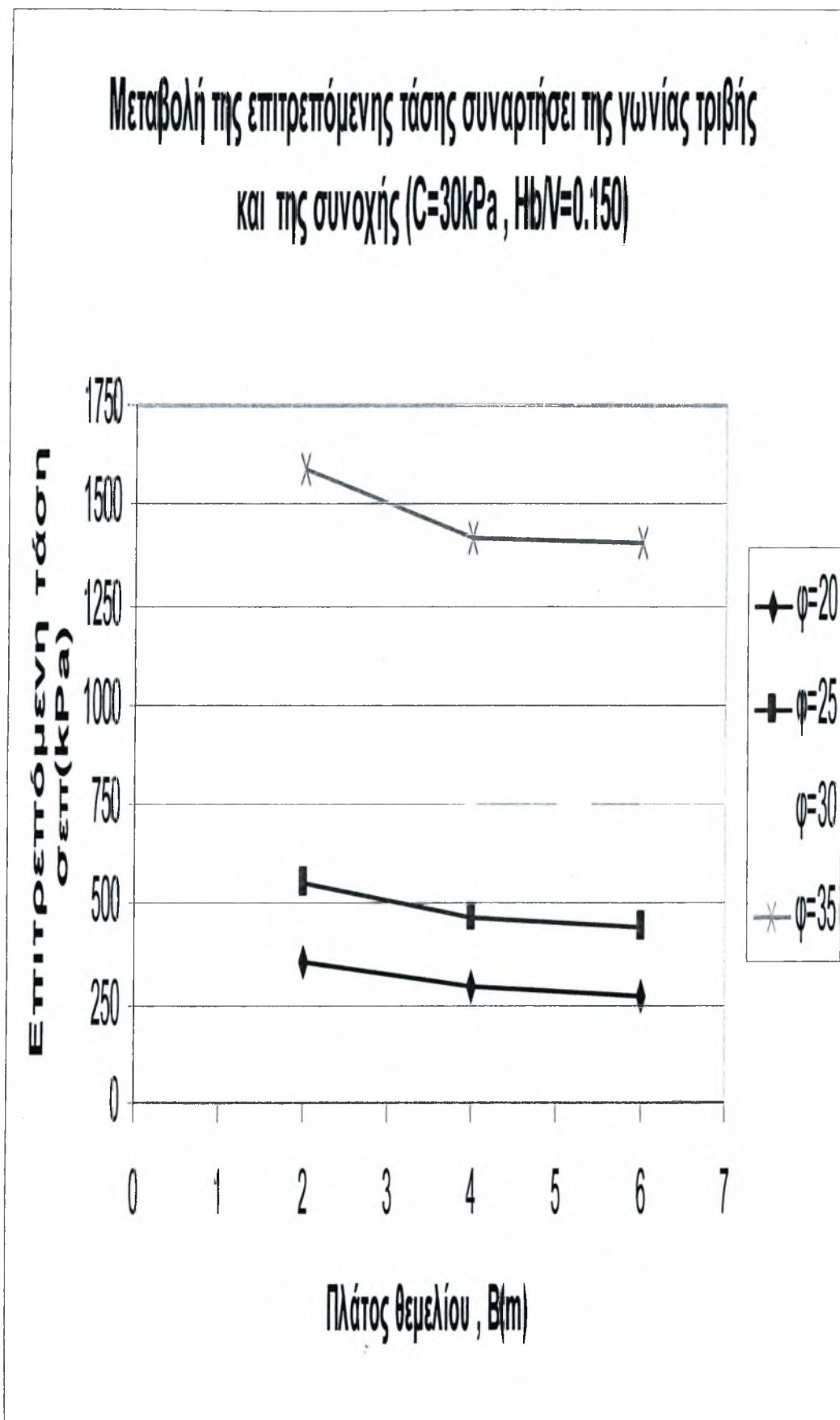


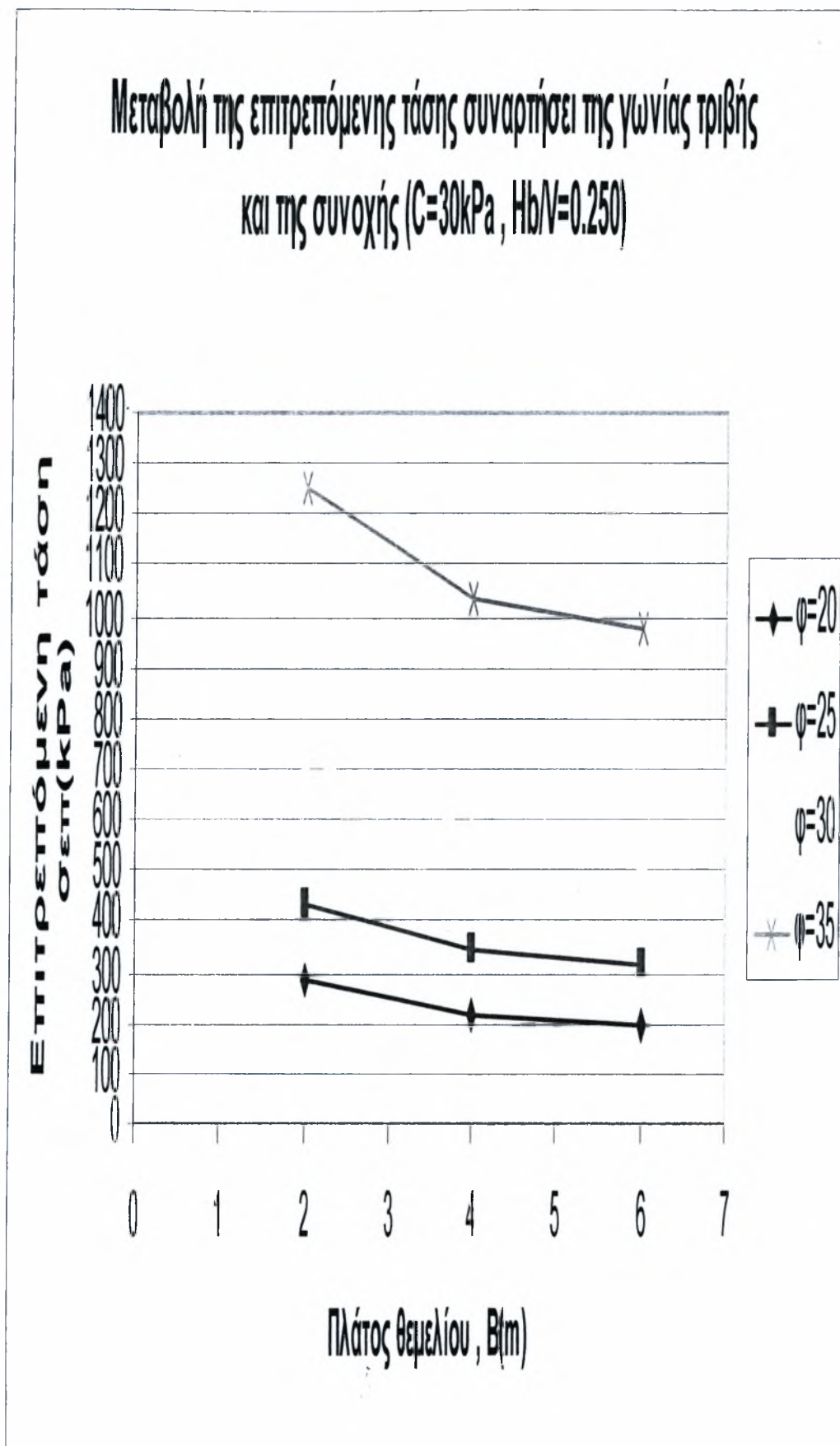


Μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης συναρτήσει της γωνίας τριβής και της συνοχής ($C=30\text{kPa}$, $H_b/V=0.100$)



σχήμα 43





ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 : ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

8.1 ΠΟΣΟΤΙΚΗ ΕΠΙΡΡΟΗ ΣΤΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ ($\sigma_{\text{επ}}$)

8.1.1 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΚΛΙΣΗΣ ΤΟΥ ΠΡΑΝΟΥΣ ΣΤΗ ΤΙΜΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗ ΤΑΣΗΣ

Μια από τις παραμέτρους τις οποίες εξετάσαμε (σχήματα 1 – 15) ήταν η κλίση του πρανούς, στην οποία η μέγιστη τιμή που δόθηκε ήταν 45° (β_{max}) ενώ η ελάχιστη ήταν 0° (επίπεδο έδαφος, β_{min}). Η μέγιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\text{επ}}$, παρουσιάστηκε στο σχήμα 15, όπου αναλυτικά έχουμε:

- για την κλίση του πρανούς, $\beta_{\text{min}}=0^\circ$, επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=534,2$ kPa και
- για την κλίση του πρανούς, $\beta_{\text{max}}=45^\circ$, επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=101,5$ kPa

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η ποσοστιαία μείωση της επιτρεπόμενης τάσης από β_{min} σε β_{max} είναι ίση με 426% (max).

Αντίθετα η ελάχιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\text{επ}}$, παρουσιάστηκε στο σχήμα 1. Αναλυτικά έχουμε:

- για την κλίση του πρανούς, $\beta_{\text{min}}=0^\circ$, επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=595,5$ kPa και
- για την κλίση του πρανούς, $\beta_{\text{max}}=45^\circ$, επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=293,3$ kPa

Από τις παραπάνω τιμές προκύπτει ότι η ποσοστιαία μείωση της επιτρεπόμενης τάσης είναι ίση με 103% (min). Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι στα υπόλοιπα σχήματα η ποσοστιαία ελάττωση της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\text{επ}}$, κυμαίνεται ανάμεσα στις παραπάνω δύο παραπάνω τιμές. Επίσης η μείωση της επιτρεπόμενης τάσης αυξάνεται όσο αυξάνεται ο αριθμός των σχημάτων.

Ενδεικτικά για δύο τυχαία σχήματα, έστω το σχήμα 4 και το σχήμα 9, έχουμε ότι η ποσοστιαία μείωση της επιτρεπόμενης τάσης είναι 120% και 252% αντίστοιχα.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η μείωση της επιτρεπόμενης τάσης για κλίση πρανούς, $\beta = 0^\circ$ σε $\beta = 22,5^\circ$ κυμαίνεται μεταξύ 48% (σχήμα 1) και 136% (σχήμα 15). Ενώ για κλίσεις πρανούς $\beta = 22,5^\circ$ σε $\beta = 45^\circ$ η μείωση της επιτρεπόμενης τάσης μεταβάλλεται μεταξύ 37% (σχήμα 1) και 123% (σχήμα 15). Αναλυτικά έχουμε:

- Σύμφωνα με το σχήμα 1 για κλίσεις πρανούς, $\beta = 0^\circ$ και $\beta = 22,5^\circ$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{\text{επ}} = 595,5$ kPa και $\sigma_{\text{επ}} = 401,5$ kPa αντίστοιχα. Από τις συγκεκριμένες τιμές συμπεραίνουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση μειώνεται κατά 48%, όπου είναι και η ελάχιστη μείωση της επιτρεπόμενης τάσης για τις συγκεκριμένες δύο τιμές. Ενώ σύμφωνα με το σχήμα 15 και για τις ίδιες κλίσεις πρανούς με παραπάνω, η επιτρεπόμενη τάση είναι $\sigma_{\text{επ}} = 534,2$ kPa και $\sigma_{\text{επ}} = 226,6$ kPa αντίστοιχα. Συνεπώς έχουμε μια μείωση της επιτρεπόμενης τάσης κατά 136%, όπου είναι και η μέγιστη μείωση της επιτρεπόμενης τάσης για τις προαναφερθείσες τιμές.

- Με βάση το σχήμα 1, για κλίσεις πρανούς, $\beta = 22,5^\circ$ και $\beta = 45^\circ$ η επιτρεπόμενη τάση είναι, $\sigma_{\text{επ}} = 401,5$ kPa και $\sigma_{\text{επ}} = 293,2$ kPa αντίστοιχα, Συνεπώς έχουμε μείωση της επιτρεπόμενης τάσης ίση με 37%. Με βάση όμως το σχήμα 15 και για τις ίδιες κλίσεις πρανούς με παραπάνω, η επιτρεπόμενη τάση είναι, $\sigma_{\text{επ}} = 226,6$ kPa και $\sigma_{\text{επ}} = 101,5$ kPa αντίστοιχα. Όποτε έχουμε μείωση της επιτρεπόμενης τάσης ίση με 123%.

8.1.2 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΑΠΟΣΤΑΣΗΣ ΤΟΥ ΘΕΜΕΛΙΟΥ [d(m)] ΑΠΟ ΤΟ ΠΡΑΝΕΣ ΣΤΗ ΤΙΜΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ

Μια άλλη παράμετρος η οποία εξετάστηκε στη παρούσα εργασία για την επιρροή της στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης είναι η απόσταση του θεμελίου από το πρανές, d (m), (σχήματα 16 – 30). Η ελάχιστη τιμή που δώσαμε ήταν $d_{\min}=1\text{m}$ ενώ η μέγιστη τιμή ήταν $d_{\max}=15\text{m}$. Η μέγιστη αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης που προέκυψε λόγω της απόστασης του θεμελίου από το πρανές, από d_{\min} σε d_{\max} , είναι ίση με 68%. Αντίθετα η ελάχιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης είναι μια αύξηση ίση με 42%. Αναλυτικά έχουμε:

- Σύμφωνα με το σχήμα 10 για απόσταση του θεμελίου από το πρανές ίση με $d_{\min}=1\text{m}$ και $d_{\max}=15\text{m}$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=238,0 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=400,3 \text{ kPa}$ αντίστοιχα. Με βάση τις παραπάνω τιμές συμπεραίνουμε ότι η ποσοστιαία αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι ίση με 68%.
- Σύμφωνα με το σχήμα 11 για απόσταση του θεμελίου από το πρανές ίση με $d_{\min}=1\text{m}$ και $d_{\max}=15\text{m}$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=540,6 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=765,0 \text{ kPa}$ αντίστοιχα. Συνεπώς η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 42%.

Είναι εύκολο να συμπεράνουμε ότι η ποσοστιαία μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης βρίσκεται μεταξύ της ελάχιστης και της μέγιστης αύξησης, δηλαδή κυμαίνεται ανάμεσα στο 42% και 68% αντίστοιχα.

Παρατηρώντας τα σχήματα (16 – 30) και παίρνοντας τη μεσαία τιμή από το εύρος τιμών που δόθηκε, της απόστασης του θεμελίου από το πρανές, δηλαδή $d=8\text{m}$, βλέπουμε ότι η αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι αρκετά μεγαλύτερη στο διάστημα $d=1\text{m} - 8\text{m}$ σε σχέση με το διάστημα $d=8\text{m} - 15\text{m}$. Σύμφωνα με τα παραπάνω οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι αν δε κατορθώσουμε να φτάσουμε στην επιθυμητή τιμή της επιτρεπόμενης τάσης, ενός θεμελίου, εντός του πρώτου διαστήματος, όπου υπάρχει σημαντικός ρυθμός αύξησης της $\sigma_{\text{επ}}$, τότε ίσως είναι προτιμότερο να μην αυξήσουμε την απόσταση του θεμελίου, d , από τη στέψη του πρανούς αλλά να οδηγηθούμε στην εξεύρεση κάποιας άλλης εναλλακτικής λύσης. Πιο συγκεκριμένα έχουμε:

- Σύμφωνα με το σχήμα 26 και για απόσταση του θεμελίου από τη στέψη του πρανούς, $d=1\text{m}$ και $d=8\text{m}$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{\text{επ}}=540,6 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=663,1 \text{ kPa}$ αντίστοιχα. Συνεπώς η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 23%, όπου είναι η ελάχιστη αύξηση που παρατηρείται στο διάστημα $d=1\text{m} - 8\text{m}$. Με βάση όμως το σχήμα 20 και για τις ίδιες αποστάσεις θεμελίου από τη στέψη του πρανούς προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{\text{επ}}=259,4 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=380,0 \text{ kPa}$ αντίστοιχα. Όποτε η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 46,5%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση που παρατηρείται στο παραπάνω διάστημα.

- Με βάση το σχήμα 16 και για απόσταση του θεμελίου από το πρανές, $d=8\text{m}$ και $d=15\text{m}$, έχουμε επιτρεπόμενη τάση ίση με $\sigma_{\text{επ}}=629,9 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=695,2 \text{ kPa}$ αντίστοιχα. Σύμφωνα με τις παραπάνω τιμές συμπεραίνουμε ότι η ποσοστιαία αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι ίση με 10%. Η συγκεκριμένη τιμή αύξησης είναι η ελάχιστη στο διάστημα, $d=8\text{m} - 15\text{m}$. Αντίθετα όμως με το σχήμα 25, όπου για τις ίδιες αποστάσεις θεμελίου από το πρανές, η επιτρεπόμενη τάση είναι $\sigma_{\text{επ}}=329,2 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=400,3 \text{ kPa}$. Συνεπώς προκύπτει μια αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης ίση με 22%. Η παραπάνω αύξηση είναι η μέγιστη που προκύπτει για το παραπάνω διάστημα.

Παρατηρώντας την μέγιστη και την ελάχιστη αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης για κάθε ένα διάστημα ξεχωριστά, συμπεραίνουμε ότι η ελάχιστη αύξηση (23%) που παρατηρήθηκε στο πρώτο διάστημα, $d=1\text{m} - 8\text{m}$, είναι οριακά μεγαλύτερη από την μέγιστη αύξηση (22%) που παρατηρήθηκε στο δεύτερο διάστημα, $d=8\text{m} - 15\text{m}$. Βλέπουμε λοιπόν ότι η απόσταση του θεμελίου από το πρανές στο δεύτερο διάστημα δεν επηρεάζει αρκετά τη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης.

8.1.3 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΤΡΙΒΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΣΤΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ

Η τρίτη κατά σειρά παράμετρος που εξετάσαμε στη παρούσα εργασία, είναι η επιρροή της γωνίας τριβής, φ , του εδάφους έδρασης στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, (σχήματα 31 – 45). Οι τιμές που δώσαμε στη γωνία τριβής του εδάφους ήταν 20° , 25° , 30° και 35° . Εξετάσαμε τη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης για τα παρακάτω ζεύγη τιμών της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης: $\varphi=(20^\circ, 25^\circ)$, $\varphi=(25^\circ, 30^\circ)$ και $\varphi=(30^\circ, 35^\circ)$. Πιο συγκεκριμένα για κάθε ένα από τα παραπάνω ζεύγη έχω:

- Για γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=20^\circ$ και $\varphi=25^\circ$ και σύμφωνα με το σχήμα 45 (πλάτος θεμελίου, $B=2m$) έχουμε επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=282,1$ kPa και $\sigma_{επ}=436,9$ kPa αντίστοιχα. Σύμφωνα με τις παραπάνω τιμές της επιτρεπόμενης τάσης συμπεραίνουμε ότι έχουμε αύξηση της κατά 55%, όπου είναι και η ελάχιστη για αυτές τις δυο τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους. Αντίθετα η μέγιστη αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης για τις ίδιες τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους παρατηρείται στο σχήμα 31 (πλάτος θεμελίου, $B=6m$). Η επιτρεπόμενη τάση είναι ίση με $\sigma_{επ}=221,8$ kPa και $\sigma_{επ}=401,7$ kPa αντίστοιχα. Άρα η επιτρεπόμενη τάση παρουσιάζει αύξηση κατά 81%.

- Για το δεύτερο ζεύγος τιμών της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=25^\circ$ και $\varphi=30^\circ$ και με βάση το σχήμα 45 (πλάτος θεμελίου, $B=2m$) έχουμε επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=436,9$ kPa και $\sigma_{επ}=716,1$ kPa αντίστοιχα. Συνεπώς η αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι ίση με 64%, όπου είναι η ελάχιστη για το παραπάνω ζεύγος τιμών. Παρατηρώντας όμως το σχήμα 31 (πλάτος θεμελίου, $B=6m$) και για το ίδιο ζεύγος τιμών με παραπάνω προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=401,7$ kPa και $\sigma_{επ}=762,8$ kPa. Συνεπώς, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση αυξήθηκε κατά 90%. Το ποσοστό αυτό της αύξησης είναι το μέγιστο για το συγκεκριμένο ζεύγος.

- Για γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=30^\circ$ και $\varphi=35^\circ$ και Παρατηρώντας το σχήμα 40 (πλάτος θεμελίου, $B=6m$) έχουμε επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=419,8$ kPa και $\sigma_{επ}=729,7$ kPa αντίστοιχα. Με βάση τις συγκεκριμένες τιμές μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση αυξήθηκε κατά 74%, όπου είναι η ελάχιστη αύξηση για τις παραπάνω δύο τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης.

Παρατηρώντας το σχήμα 31 (πλάτος θεμελίου, $B=6m$) για γωνία τριβής του εδάφους έδρασης $\varphi=30^\circ$ και $\varphi=35^\circ$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=762,8$ kPa και $\sigma_{επ}=1527,5$ kPa αντίστοιχα. Συνεπώς έχουμε μια αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης ίση με 100%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση για τις συγκεκριμένες τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης.

Σύμφωνα με τα παραπάνω και παρατηρώντας τις μεταβολές της επιτρεπόμενης τάσης, οδηγούμαστε στο συμπέρασμα ότι η αύξηση της γωνίας τριβής του εδάφους έδρασης συνεισφέρει αρκετά στην αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης, αφού η μικρότερη αύξηση που έχουμε είναι ίση με 55%, όπου είναι μια αρκετά μεγάλη αύξηση.

Αν μεταβάλουμε τη γωνία τριβής του εδάφους έδρασης από $\varphi_{min}=20^\circ$ σε $\varphi_{max}=35^\circ$ παρατηρούμε ότι η αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι παρά πολύ μεγάλη. Η ελάχιστη αύξηση παρουσιάστηκε στο σχήμα 41 ενώ η μέγιστη αύξηση παρουσιάστηκε στο σχήμα 31. Πιο συγκεκριμένα έχουμε:

- Από το σχήμα 41 έχουμε ότι για γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=20^\circ$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=481,9$ kPa και για $\varphi=35^\circ$ έχω επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=2216,5$ kPa. Συνεπώς η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 360%, όπου είναι και η ελάχιστη αύξηση για τις δύο παραπάνω τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους.

- Από το σχήμα 31 και για γωνία τριβής $\varphi=20^\circ$ και $\varphi=35^\circ$ έχουμε επιτρεπόμενη τάση, $\sigma_{επ}=221,8$ kPa και $\sigma_{επ}=1527,5$ kPa αντίστοιχα. Όποτε η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 589%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση για τις παραπάνω δυο τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους.

8.1.4 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΣΥΝΟΧΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ [c] ΣΤΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ

Η τελευταία παράμετρος που εξετάσαμε στη παρούσα εργασία ήταν η συνοχή του εδάφους έδρασης, c , στη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης (σχήματα 31 – 45). Οι τιμές που δόθηκαν στη συνοχή του εδάφους έδρασης ήταν 5 kPa, 15 kPa και 30 kPa και εξετάσαμε τη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης για κάθε ένα από τα παρακάτω ζεύγη τιμών: $c=(5 \text{ kPa}, 15 \text{ kPa})$ και $c=(15 \text{ kPa}, 30 \text{ kPa})$. Πιο συγκεκριμένα έχουμε:

- Σύμφωνα με τα σχήματα 35 , 40 και για συνοχή του εδάφους έδρασης $c=5 \text{ kPa}$ και $c=15 \text{ kPa}$ έχουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση είναι $\sigma_{\text{επ}}=669,5 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=729,7 \text{ kPa}$ αντίστοιχα (γωνία τριβής του εδάφους εδράσεις, $\varphi=35^\circ$ και πλάτος θεμελίου $B=6\text{m}$). Με βάση τις παραπάνω τιμές προκύπτει μια αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης κατά 9%. Η συγκεκριμένη μεταβολή είναι η ελάχιστη που παρατηρείται για τις προαναφερθείσες τιμές.

- Από τα σχήματα 31 και 36 και για τις ίδιες τιμές συνοχής έδρασης η επιτρεπόμενη τάση είναι $\sigma_{\text{επ}}=219,6 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=324,5 \text{ kPa}$ αντίστοιχα (γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=20^\circ$ και πλάτος θεμελίου $B=2\text{m}$). Από τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 48%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση για τις συγκεκριμένες τιμές της συνοχής του εδάφους έδρασης.

- Με βάση τα σχήματα 36, 41 και για συνοχή του εδάφους έδρασης $c=15 \text{ kPa}$ και $c=30 \text{ kPa}$ έχουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση είναι $\sigma_{\text{επ}}=1814,4 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=2244,9 \text{ kPa}$ αντίστοιχα (γωνία τριβής εδάφους έδρασης, $\varphi=35^\circ$, πλάτος θεμελίου, $B=6\text{m}$). Όποτε η αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης είναι ίση με 24%, όπου είναι και η ελάχιστη για τις συγκεκριμένες τιμές συνοχής του εδάφους.

- Παρατηρώντας τα σχήματα 36, 41 και για συνοχή του εδάφους έδρασης $c=15 \text{ kPa}$ και $c=30 \text{ kPa}$ προκύπτει επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=324,5 \text{ kPa}$ και $\sigma_{\text{επ}}=481,9 \text{ kPa}$ αντίστοιχα (γωνία τριβής εδάφους έδρασης, $\varphi=20^\circ$, πλάτος θεμελίου, $B=2\text{m}$). Όποτε μπορούμε να συμπεράνουμε ότι η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 49%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση της για τις παραπάνω τιμές.

Από τα προηγούμενα βλέπουμε ότι η μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης μεταβλήθηκε από 9%, που είναι μια σχετικά μικρή αύξηση, έως 49% που είναι μια ικανοποιητική αύξηση. Αυτό επισημαίνεται γιατί κάθε φορά πρέπει να εξετάζουμε και να παρατηρούμε προσεκτικά σε ποιο σημείο του παραπάνω διαστήματος βρισκόμαστε, ώστε να γνωρίζουμε αν η συνοχή του εδάφους έδρασης είναι μια κρίσιμη παράμετρος για τη τιμή της επιτρεπόμενης τάσης.

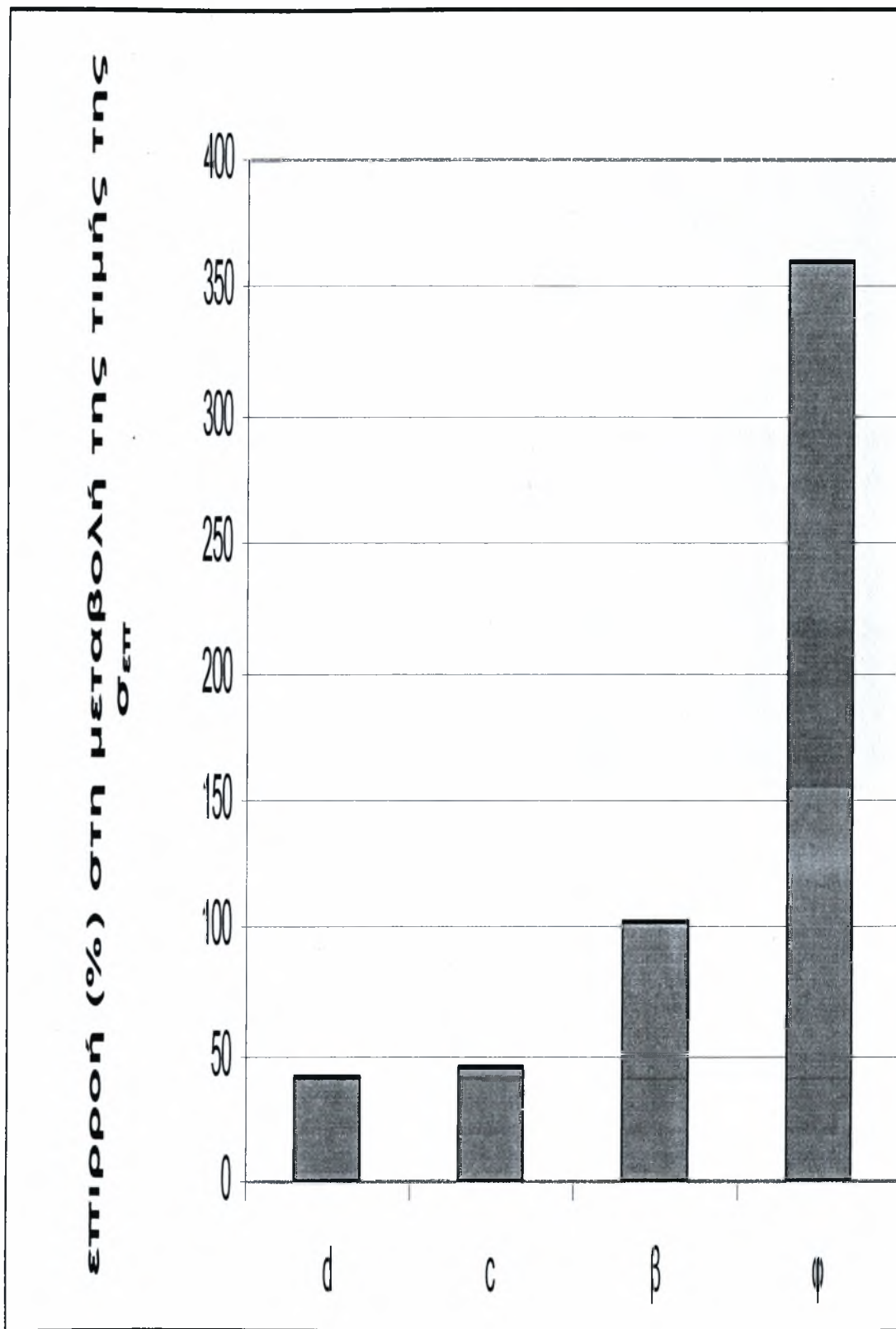
Αν μεταβάλουμε τη συνοχή του εδάφους έδρασης από $c_{\min}=5$ kPa σε $c_{\max}=30$ kPa τότε παρατηρούμε μια αρκετά μεγαλύτερη αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης σε σχέση με πριν. Για τις παραπάνω τιμές η ελάχιστη αύξηση παρατηρήθηκε στα σχήματα 35 και 45 (γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=35^\circ$, και πλάτος θεμελίου, $B=6\text{m}$). Αντίθετα η μέγιστη αύξηση παρατηρήθηκε στα σχήματα 31 και 41 (γωνία τριβής του εδάφους έδρασης, $\varphi=20^\circ$, πλάτος θεμελίου $B=2\text{m}$). Πιο συγκεκριμένα έχουμε:

- Με βάση τα σχήματα 35, 45 και για συνοχή του εδάφους έδρασης $c_{\min}=5$ kPa και $c_{\max}=30$ kPa έχουμε επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=669,9$ kPa και $\sigma_{\text{επ}}=976,9$ kPa αντίστοιχα. Όποτε η επιτρεπόμενη τάση αυξάνεται κατά 46%, όπου είναι και η ελάχιστη αύξηση που παρατηρείται για μεταβολή της συνοχής του εδάφους από $c_{\min}=5$ kPa σε $c_{\max}=30$ kPa.

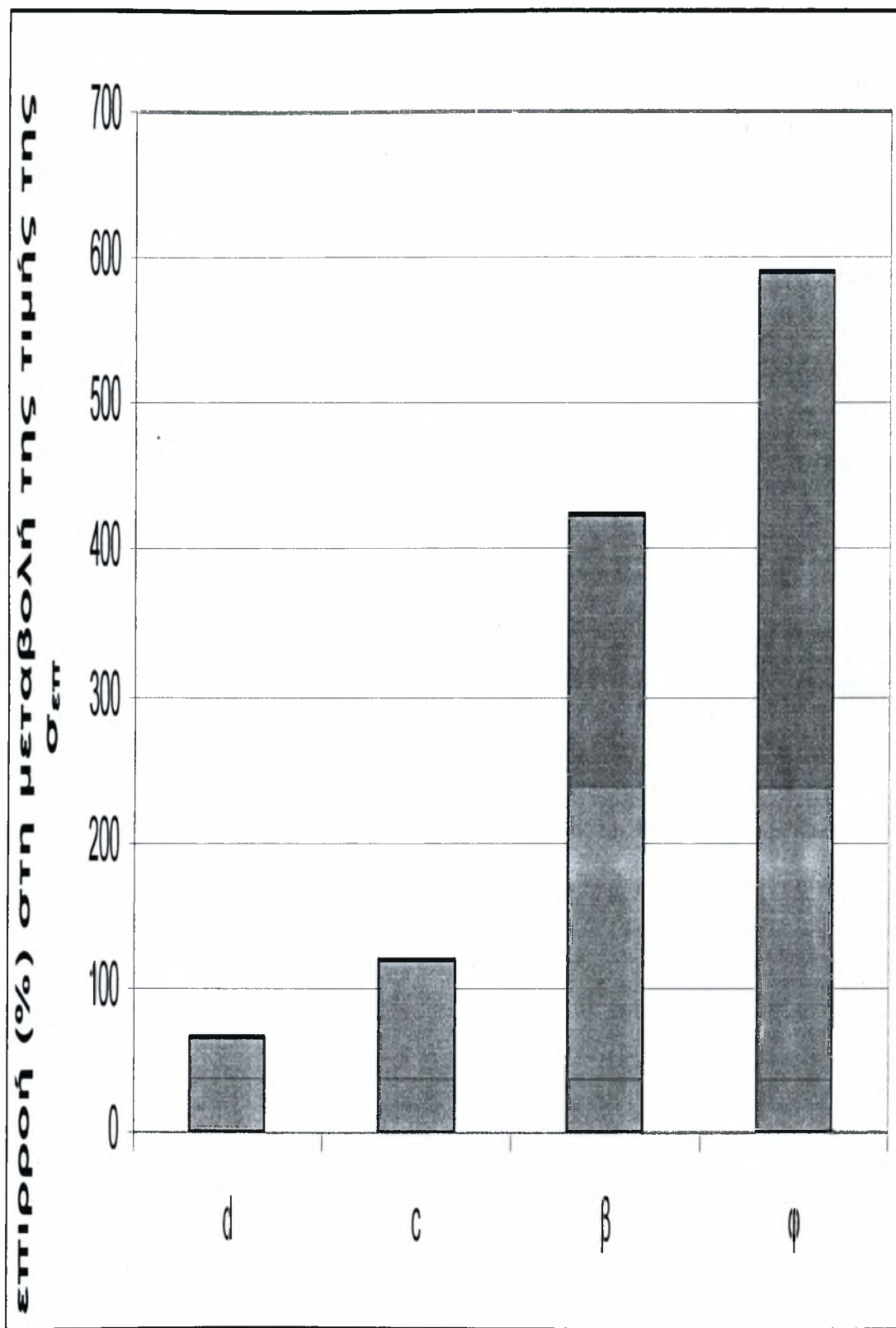
- Σύμφωνα με τα σχήματα 31, 41 και για συνοχή του εδάφους έδρασης $c_{\min}=5$ kPa και $c_{\max}=30$ kPa έχουμε επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{επ}}=219,6$ kPa και $\sigma_{\text{επ}}=481,9$ kPa αντίστοιχα. Συνεπώς έχουμε μια αύξηση της επιτρεπόμενης τάσης κατά 119%, όπου είναι και η μέγιστη αύξηση που παρατηρείται για τις παραπάνω τιμές της συνοχής του εδάφους.

8.2 ΠΟΙΟΤΙΚΗ ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΩΝ ΠΑΡΑΜΕΤΡΩΝ ΣΤΗ ΜΕΤΑΒΟΛΗ ΤΗΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΗΣ ΤΑΣΗΣ

Όπως είδαμε και στην προηγούμενη ενότητα κάποιες από τις παραμέτρους που εξετάσαμε επηρεάζουν περισσότερο από κάποιες άλλες λιγότερο την μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης. Η παράμετρος που επηρεάζει περισσότερο τη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\text{επ}}$, είναι η γωνία τριβής του εδάφους ϕ . Αντίθετα λιγότερο επηρεάζει η απόσταση του θεμελίου από τη στέψη του πρανούς, d . Η επιρροή της επιτρεπόμενης τάσης και πως κάθε μια από τις παραπάνω παραμέτρους την επηρεάζει φαίνεται καλύτερα στα παρακάτω σχήματα (σχήμα 8.1, σχήμα 8.2). Στα ραβδογράμματα που ακολουθούν, φαίνεται η ελάχιστη και η μέγιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης για κάθε μια παράμετρο.



ΣΧΗΜΑ 8.1 ελάχιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\epsilon\pi}$



ΣΧΗΜΑ 8.2 μέγιστη μεταβολή της επιτρεπόμενης τάσης, $\sigma_{\epsilon\pi}$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Αναγνωστόπουλος Χ., Γεωργιάδης Μ., Πιτλάκης Κ., «Θεμελιώσεις – Αντιστηρίξεις», Πανεπιστημιακές εκδόσεις Α.Π.Θ, 1994
2. Τσώτσος Σ, «Εδαφομηχανική θεωρία και ασκήσεις», Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Α.Π.Θ, 1992.
3. «ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΜΕ ΤΗ ΒΟΗΘΕΙΑ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ ΕΔΡΑΖΟΜΕΝΩΝ ΣΤΗ ΣΤΕΨΗ ΑΜΜΩΔΟΥΣ ΠΡΑΝΟΥΣ», Διπλωματική Εργασία, Καθαρόπουλος Σ., Α.Π.Θ, 1999.
4. DIN 4017, FASCICULE 62.



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ



004000091531