



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**"ΟΠΛΙΣΜΕΝΗ ΓΗ, ΜΕ ΕΜΦΑΣΗ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ
ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ
ΥΑΙΚΑ"**



**"REINFORCED EARTH, WITH EMPHASIS ON THE
DESIGN OF RETAINING WALLS WITH
GEOSYNTHETICS"**

Επιμέλεια: Πετροπούλου Αικατερίνη

Επιβλέπων καθηγητής: Παπαδημητρίου Αχιλλέας

ΒΟΛΟΣ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2009



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

Αριθ. Εισ.: 7032/1
Ημερ. Εισ.: 26-03-2009
Δωρεά: Συγγραφέας
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΠΜ
2009
ΠΕΤ

*Στον αγαπημένο μου παππού,
Αναστάση...*

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Παπαδημητρίου Αχιλλέα για την πολύτιμη βοήθειά του στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας καθώς και για την υποστήριξή του, ηθική και ψυχολογική, καθ' όλη τη διάρκεια της συνεργασίας μας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τους φίλους και συμφοιτητές μου, οι οποίοι υπήρξαν συνοδοιπόροι σε όλη την πορεία της άκρως ενδιαφέρουσας και διασκεδαστικής φοιτητικής μου ζωής.

Τέλος, η πανεπιστημιακή μου πορεία καθώς και η αποπεράτωση της παρούσας εργασίας δεν θα είχε πραγματοποιηθεί χωρίς την αμέριστη συμπαράσταση, υποστήριξη και υπομονή της οικογένειάς μου όλα αυτά τα χρόνια.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η οπλισμένη γη είναι ένα σύνθετο γεωυλικό που αποτελείται από έδαφος και μη γαιώδη υλικά ενίσχυσης (σχετικά μικρής διατομής), που προσφέρουν εφελκυστική αντοχή, κυρίως κατά τη διεύθυνσή τους. Δύο είναι οι κατηγορίες της οπλισμένης γης από τις οποίες η πρώτη έχει να κάνει με την ενίσχυση του φυσικού εδάφους και η δεύτερη με την χρήση γεωσυνθετικών υλικών και μεταλλικών στοιχείων σε γεωτεχνικές κατασκευές. Στην παρούσα εργασία, η έμφαση δίνεται στη χρήση γεωσυνθετικών υλικών σε γεωτεχνικές κατασκευές.

Υπάρχουν οκτώ (8) διαδεδομένα είδη γεωσυνθετικών υλικών: γεωϋφάσματα, γεωπλέγματα, γεωδικτυωτά, γεωμεμβράνες, γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη, γεωαφρός, γεωσύνθετα και γεω-άλλα (μια πολυσυλλεκτική κατηγορία που εμπεριέχει τα υλικά που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες επτά κατηγορίες). Ανάλογα με το είδος τους και τον τύπο της γεωτεχνικής κατασκευής, τα υλικά αυτά επιτελούν πέντε (5) βασικές λειτουργίες (ή συνδυασμό αυτών): όπλιση, στράγγιση, διαχωρισμό, φίλτρο και στεγάνωση. Το ενδιαφέρον στην παρούσα εργασία εντοπίζεται στη λειτουργία όπλισης, την οποία προσφέρουν μόνο τα δύο πρώτα είδη υλικών. Πιο συγκεκριμένα, τα γεωϋφάσματα και τα γεωπλέγματα λειτουργούν ως όπλισμός μέσω του μηχανισμού διάτμησης και του μηχανισμού αγκύρωσής τους στο περιβάλλον έδαφος. Επιπλέον αυτών, τα γεωϋφάσματα προσφέρουν εφελκυστική αντοχή μέσω του μηχανισμού μεμβράνης, ενώ τα γεωπλέγματα μέσω της παθητικής αντίστασης του εδάφους επί των εγκαρσίων μελών τους.

Στα πλαίσια του σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά, παρουσιάζονται δύο απλουστευτικές μεθοδολογίες (Α και Β) από τη βιβλιογραφία. Και οι δύο απαιτούν τον έλεγχο της εσωτερικής ευστάθειας (μέσα στο σώμα του τοίχου), καθώς και της εξωτερικής ευστάθειας του τοίχου που συνίσταται στους κλασικούς ελέγχους ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας αυτών. Η βασική τους διαφορά έγκειται στην παραδοχή για τις οριζόντιες τάσεις του εδάφους εντός του σώματος του τοίχου και όπισθεν αυτού. Πιο συγκεκριμένα, η μεθοδολογία Α θεωρεί ενεργητική αστοχία κατά Rankine σε όλο το ύψος του τοίχου, ενώ η Β θεωρεί ότι η ενεργητική αστοχία περιορίζεται μόνο σε μεγάλα βάθη (> 6m) εντός του τοίχου, ενώ πιο επιφανειακά υπάρχουν μεγαλύτερες τιμές οριζοντίων τάσεων που προσεγγίζουν τις γεωστατικές. Συμβατά με τις παραδοχές αυτές, η μεθοδολογία Α θεωρεί ως κρίσιμη επιφάνεια μέσα στο σώμα του τοίχου, τη γραμμική επιφάνεια ενεργητικής αστοχίας κατά Rankine, ενώ η Β θεωρεί μια δι-γραμμική επιφάνεια, κατά Rankine σε μεγάλα βάθη (> 6m) και σαφώς πιο κατακόρυφη προσεγγίζοντας την επιφάνεια του τοίχου. Αποτέλεσμα των διαφορετικών παραδοχών για τις οριζόντιες τάσεις και την επιφάνεια αστοχίας είναι οι δύο μεθοδολογίες να οδηγούν σε διαφορετικό πλήθος στρώσεων η γεωσυνθετικού υλικού, και διαφορετικό μήκος L του γεωσυνθετικού υλικού που προκύπτει από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας. Προφανώς, οι διαφορετικές παραδοχές για τις οριζόντιες τάσεις, οδηγούν και σε διαφορετικές ωθήσεις γαιών όπισθεν αυτών, και σε αντίστοιχες διαφοροποιήσεις για το αναγκαίο μήκος L του γεωσυνθετικού υλικού που προκύπτει από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας.

Χάριν διεξοδικής διερεύνησης των προβλέψεων των δύο μεθοδολογιών για διαφορετικές συνθήκες εδάφους επίχωσης, ύψους τοίχου και επιφόρτισης, έγινε προγραμματισμός τους σε MS Excel. Έτσι κατέστη ευχερής η μελέτη της επίδρασης του εδάφους επίχωσης (ενδεικτικά ένα μη συνεκτικό και ένα συνεκτικό «καλής ποιότητας»), του ύψους του τοίχου ($H = 3$ έως 12m) και της επιφόρτισης

(ομοιόμορφη $q = 0$ έως 100kPa) σε παραμέτρους (συντηρητικού) σχεδιασμού, όπως είναι το τελικό πλάτος σχεδιασμού L ενός ορθογωνικού τοίχου (το μέγιστο εκ των L που διερευνώνται), το ελάχιστο αναγκαίο πλήθος n (ισαπεχουσών) στρώσεων γεωσυνθετικού και του συνολικού αναγκαίου μήκους nL αυτού ως μια ένδειξη της συντηρητικότητάς τους.

Οι συνδυασμοί περιπτώσεων εδάφους επίχωσης, ύψος τοίχου H και επιφόρτισης q που μελετήθηκαν ανέρχονται στους ογδόντα (80). Από την σύγκριση των προβλέψεων για τα δύο ενδεικτικά εδάφη επίχωσης προκύπτει, ότι ένας τοίχος με μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης είναι σαφώς πιο οικονομικός σε σχέση με εκείνον ίδιου ύψους H και ίδιας επιφόρτισης q , που έχει κατασκευασθεί με συνεκτικό έδαφος. Επιπλέον, από τη συγκριτική αξιολόγηση των δύο μεθοδολογιών ξεχωριστά για μη συνεκτικό και συνεκτικό έδαφος επίχωσης προκύπτει ότι:

- Για τη μεθοδολογία Α, ισχύει ότι ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας είναι ο πιο κρίσιμος, και για τον οποίο το μήκος L είναι πρακτικώς γραμμική συνάρτηση του H και δεν εξαρτάται από την επιφόρτιση q .
- Για τη μεθοδολογία Β, ισχύει ότι ενώ ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας δίνει μια τιμή του L ως συνάρτηση του H και ανεξάρτητη του q , όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας δίνουν τιμές του L που αυξάνουν ραγδαία με την επιφόρτιση q . Έτσι, ο κρίσιμότερος έλεγχος για τη μεθοδολογία Β είναι συνάρτηση της επιφόρτισης q .
- Για ένα μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης, προκύπτει ότι η μεθοδολογία Β είναι πιο οικονομική, καθώς τόσο το μήκος L , όσο και το συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL είναι μικρότερο, απ' ότι για τη μεθοδολογία Α. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και μεγάλου ύψους τοίχους ($H > 6-8\text{m}$). Αντιθέτως, για μικρού σχετικά ύψους τοίχους από συνεκτικό έδαφος, η μεθοδολογία Α είναι οικονομικότερη, ειδικά για μεγάλες επιφορτίσεις ($q=50-100\text{kPa}$).

Τα ανωτέρω συμπεράσματα έχουν τρεις (3) βασικούς περιορισμούς: α) απουσία νερού εντός και όπισθεν του τοίχου, β) ομοιόμορφη επιφόρτιση q , και γ) θεώρηση συντελεστών ασφαλείας των επιμέρους ελέγχων ίσων με 1.0, ώστε να καταστεί πιο ευδιάκριτη η κρίσιμότητα των επιμέρους ελέγχων. Μελλοντική έρευνα στο ίδιο αντικείμενο μπορεί να περιλαμβάνει την αναίρεση των ανωτέρω παραδοχών, αλλά και διερεύνηση άλλων παραμέτρων, όπως της επίδρασης της επιτρεπόμενης αντοχής σχεδιασμού T_{allow} του γεωσυνθετικού υλικού, της επίδρασης των χαρακτηριστικών του εδάφους θεμελίωσης, αλλά και της επίδρασης των χαρακτηριστικών του εδάφους επίχωσης (π.χ. της μέγιστης γωνίας τριβής φ) στις παραμέτρους σχεδιασμού L , n και nL . Επιπλέον, η χρήση αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. με χρήση πεπερασμένων στοιχείων ή διαφορών) για τη μελέτη της βήμα-προς-βήμα κατασκευής ενός τοίχου σχεδιασμένου με τις δύο μεθοδολογίες θα έδινε τη δυνατότητα κριτικής επί των βασικών παραδοχών που τις διαχωρίζουν.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 Αντικείμενο	1
1.2 Διάρθρωση εργασίας	2
2. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗ	3
2.1 Γενικά	3
2.2 Ενίσχυση φυσικού εδάφους	5
2.2.1 Χρήση αγκυρίων	5
2.2.2 Χρήση ηλωσεων	6
2.2.3 Χρήση μικροπασσάλων	8
2.3 Γεωτεχνικές κατασκευές με οπλισμένη γη	9
2.3.1 Χρήση μεταλλικών στοιχείων	9
2.3.2 Χρήση μεταλλικών στοιχείων	9
2.3.3 Χρήση γεωσυνθετικών	10
2.3.4 Χρήση ινών	10
3. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΕΙΔΗ ΚΑΙ ΧΡΗΣΕΙΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ	12
3.1 Γενικά	12
3.2 Είδη και σύσταση γεωσυνθετικών υλικών	12
3.2.1 Γεωυφάσματα	13
3.2.2 Γεωπλέγματα	15
3.2.3 Γεωδικτυωτά	16
3.2.4 Γεωμεμβράνες	17
3.2.5 Γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη	18
3.2.6 Γεωαφρός	19
3.2.7 Γεωσύνθετα	20
3.2.8 Γεω-άλλα	21
3.3 Χρήσεις γεωσυνθετικών υλικών ανάλογα με τις πιθανές λειτουργίες	22
3.3.1 Διαχωρισμός	22
3.3.2 Όπλιση	25
3.3.3 Λειτουργία φίλτρου (εγκάρσια ροή)	29
3.3.4 Λειτουργία στράγγισης (συνεπίπεδη ροή)	31
3.3.5 Λειτουργία στεγάνωσης	32
4. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΧΡΗΣΗ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΠΡΟΣ ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ	36
4.1 Γενικά	36
4.2 Η λειτουργία της ενίσχυσης	36
4.2.1 Τυπική συμπεριφορά ενισχυμένου εδάφους	36
4.2.2 Μηχανισμοί ενίσχυσης	38
4.3 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες γεωυφασμάτων	42

4.3.1 Φυσικές ιδιότητες	42
4.3.2 Μηχανικές ιδιότητες	43
4.4 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες γεωπλεγμάτων	47
4.4.1 Φυσικές ιδιότητες	47
4.4.2 Μηχανικές ιδιότητες	47
4.5 Υπολογισμός της μακροχρόνιας εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού T_{allow}	50
4.6 Χρήσεις γεωφασμάτων και γεωπλεγμάτων με στόχο την όπλιση	51
5. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ	54
5.1 Εισαγωγή	54
5.2 Βασικές αρχές και εξέλιξη του σχεδιασμού	54
5.2.1 Εσωτερική ευστάθεια	56
5.2.2 Εξωτερική ευστάθεια	56
5.3 Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με χρήση γεωσυνθετικών υλικών: μέθοδος Α	58
5.3.1 Εσωτερική ευστάθεια	58
5.3.2 Εξωτερική ευστάθεια	63
5.3.3 Παράδειγμα σχεδιασμού τοίχου με τη μεθοδολογία Α	69
5.4 Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά: μέθοδος Β	73
5.4.1 Εσωτερική ευστάθεια	74
5.4.2 Εξωτερική ευστάθεια	77
5.4.3 Παράδειγμα σχεδιασμού τοίχου με τη μεθοδολογία Β	82
6. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ	86
6.1 Προγραμματισμός δύο μεθοδολογιών σχεδιασμού	86
6.2 Μεθοδολογία Α: Διερεύνηση επιδράσεων q , H και υλικού επίχωσης	89
6.2.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης	89
6.2.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης	100
6.2.3 Κριτική επισκόπηση μεθοδολογίας σχεδιασμού Α	110
6.3 Μεθοδολογία Β: Διερεύνηση επιδράσεων q , H και υλικού επίχωσης	111
6.3.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης	111
6.3.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης	123
6.3.3 Κριτική επισκόπηση μεθοδολογίας σχεδιασμού Β	133
6.4 Παραμετρική σύγκριση μεθοδολογιών σχεδιασμού Α και Β	134
6.4.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης	134
6.4.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης	146
6.4.3 Επισκόπηση συγκριτικής αξιολόγησης μεθοδολογιών Α και Β	158
7. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΒΑΣΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ	160
7.1 Βασικά συμπεράσματα	160
7.2 Περιορισμοί- Μελλοντική έρευνα	163
8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΑΙ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ	165

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Αντικείμενο

Η προσθήκη οπλισμού για την ενίσχυση του φυσικού εδάφους και τη βελτίωση της ευστάθειας των γεωκατασκευών χρησιμοποιείται πρακτικά εδώ και αιώνες. Για παράδειγμα, ο άνθρωπος στην ανάγκη του να σταθεροποιήσει βαλτώδεις εκτάσεις, τοποθέτησε μέσα σε αυτές κορμούς δέντρων και ινώδη φυτά. Οι προσπάθειες συνεχίστηκαν με αποτέλεσμα πιο πρόσφατα να έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς για όπλιση του εδάφους λωρίδες, ράβδοι, φύλλα και πλέγματα από χάλυβα και πλαστικό. Στις μέρες μας, η χρήση της οπλισμένης γης, με διαφόρων ειδών υλικά, όπως αγκύρια, ηλώσεις, πασσάλους, μεταλλικές ράβδους και γεωσυνθετικά, είναι ευρέως διαδεδομένη με τάσεις αύξησης. Αποτελεί έναν σχετικά οικονομικό τρόπο κατασκευής τοίχων αντιστήριξης, βάθρων γεφυρών, λιμενικών έργων, πρανών και επιχωμάτων, λόγω της ταχύτητας και της απλότητας της κατασκευής. Στα προτερήματά του ανήκει και το γεγονός ότι ο χώρος που απαιτείται για την κατασκευή της γεωκατασκευής είναι ελάχιστος. Επιπλέον, είναι ένας ευέλικτος τρόπος κατασκευής λόγω του ότι μπορεί να ακολουθήσει καμπύλη χάραξη και είναι ανεκτικός σε καθιζήσεις, οπότε μπορεί να τοποθετηθεί σε πιο συμπιεστά ή ασθενή εδάφη [Barnes, 2005].

Από τα υλικά όπλισης του εδάφους που προηγουμένως αναφέρθηκαν, τα γεωσυνθετικά είναι αυτά τα οποία παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και στα οποία είναι στην ουσία αφιερωμένη η παρούσα εργασία. Είναι χαρακτηριστικό ότι σε κανέναν άλλο τομέα της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού δεν υπήρξε τα τελευταία χρόνια τόσο ραγδαία εξέλιξη, όσο στο πεδίο εφαρμογής των γεωσυνθετικών υλικών στα τεχνικά έργα. Τα μεγαλύτερα πλεονεκτήματα των υλικών αυτών, που οδήγησαν στην ταχεία αποδοχή τους από τον τεχνικό κόσμο, περιλαμβάνουν:

- α) την απλότητα των βασικών αρχών σχεδιασμού των τεχνικών έργων που ενσωματώνουν τέτοια υλικά,
- β) τα κατασκευαστικά και τα λειτουργικά πλεονεκτήματα που παρέχουν,
- γ) τις εξαιρετικές φυσικές και μηχανικές ιδιότητές τους,
- δ) το εύρος του πεδίου εφαρμογής τους,
- ε) τη μείωση του κόστους που τις περισσότερες φορές προσφέρει η χρησιμοποίησή τους,
- στ) τη βιομηχανοποίηση της παραγωγής τους, και τέλος,
- ζ) την υλοποίηση τεχνικά ανέφικτων χωρίς αυτά λύσεων.

Είναι χαρακτηριστικό ότι το έτος 1970 υπήρχαν διαθέσιμοι μόνον 5-6 τύποι γεωσυνθετικών υλικών, ενώ στις μέρες μας διατίθενται στο εμπόριο πάνω από 600. Παρά το γεγονός ότι οι πρώτες χρήσεις των γεωσυνθετικών υλικών αφορούσαν ως επί το πλείστον την ενίσχυση της διατμητικής αντοχής εντός τους σώματος των επιχωμάτων, σήμερα η εξέλιξη των υλικών αυτών έχει διευρύνει τον τομέα εφαρμογής τους. Έχουν αναφερθεί περισσότερες από 150 διαφορετικές εφαρμογές με γεωσυνθετικά υλικά, καθιστώντας τα στις μέρες μας βασικό και ταυτόχρονα αξιόπιστο τεχνικό εργαλείο για τους μηχανικούς. Η ποικιλία λοιπόν τόσο στους τύπους των γεωσυνθετικών υλικών όσο και στις επιμέρους ιδιότητές τους, επιτρέπει

την εκμετάλλευσή τους για την εξυπηρέτηση πολλαπλών λειτουργιών. [Φίκιρης 2007].

Αξίζει να σημειωθεί, πως στον Ελλαδικό χώρο, η τεχνική του οπλισμένου εδάφους, έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στα έργα της Εγνατίας Οδού, τόσο στην κατασκευή τοίχων αντιστήριξης, όσο και στα πρανή οπλισμένων επιχωμάτων, ενώ σημαντική σχετική εμπειρία έχει αποκτηθεί από τον έλεγχο των μελετών και την επίβλεψη της κατασκευής.

1.2 Διάρθρωση εργασίας

Στην παρούσα εργασία, μελετώνται αρχικά στο Κεφάλαιο 2, οι δύο βασικές κατηγορίες της οπλισμένης γης, από τις οποίες η μία έχει να κάνει με την ενίσχυση του φυσικού εδάφους (με αγκύρια, ηλώσεις, μικροπασσάλους) και η άλλη με την χρήση μεταλλικών στοιχείων και γεωσυνθετικών υλικών σε γεωτεχνικές κατασκευές.

Προχωρώντας στο Κεφάλαιο 3, η έμφαση πλέον δίνεται στις διάφορες κατηγορίες των γεωσυνθετικών υλικών (π.χ. γεωφάσματα, γεωπλέγματα, γεωδικτυωτά). Παρουσιάζονται και αναλύονται οι πέντε πιθανές λειτουργίες τους (διαχωρισμός, όπλιση, φίλτρο, στράγγιση και στεγάνωση), και οι χρήσεις τους σε έργα Πολιτικού Μηχανικού ανάλογα με τις λειτουργίες αυτές.

Η χρήση των γεωσυνθετικών υλικών προς ενίσχυση του εδάφους είναι το αντικείμενο του 4^{ου} Κεφαλαίου. Η βασική λειτουργία της όπλισης μελετάται πλέον εκτενώς, αναλύονται οι μηχανισμοί με τους οποίους δρα και το κεφάλαιο κλείνει με την παράθεση των σημαντικότερων φυσικών και μηχανικών ιδιοτήτων των γεωφασμάτων και των γεωπλεγμάτων, δηλαδή των κατηγοριών γεωσυνθετικών υλικών που χρησιμοποιούνται για όπλιση του εδάφους.

Η κατασκευή τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά, είναι ένας αξιόπιστος και συνάμα οικονομικός τρόπος κατασκευής. Έτσι, στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται αναλυτικά δύο μεθοδολογίες σχεδιασμού τέτοιων τοίχων από τη βιβλιογραφία, οι οποίες συνίστανται και οι δύο στον έλεγχο της εσωτερικής και της εξωτερικής ευστάθειά τους. Επιπλέον, παρουσιάζεται ο σχεδιασμός του ίδιου τοίχου αντιστήριξης σύμφωνα και με τις δύο μεθοδολογίες, χάριν εμπέδωσης των διατάξεων τους και μιας πρώτης ενδεικτικής σύγκρισής τους.

Στη συνέχεια, οι δύο μεθοδολογίες προγραμματίστηκαν στο MS Excel, και ακολούθησε μια παραμετρική διερεύνησή τους, χάριν πληρέστερης σύγκρισης των δύο μεθοδολογιών (βλέπε Κεφάλαιο 6). Η παραμετρική διερεύνηση συνίσταται σε μελέτη της επίδρασης του εδάφους επίχωσης (μη συνεκτικό ή συνεκτικό), του ύψους του τοίχου ($H = 3$ έως 12m) και της επιφόρτισης (ομοιόμορφη $q = 0$ έως 100kPa). Στόχος της παραμετρικής διερεύνησης είναι η πλήρης κατανόηση της κρισιμότητας των επιμέρους ελέγχων που εμπεριέχονται στις μεθοδολογίες, της σημασίας του επιλεγόμενου εδάφους επίχωσης και της σχετικής συντηρητικότητας των δύο μεθοδολογιών.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 7 συνοψίζονται τα βασικά συμπεράσματα από την παρούσα έρευνα και διατυπώνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα στο ίδιο αντικείμενο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΗΣ ΓΗΣ

2.1 Γενικά

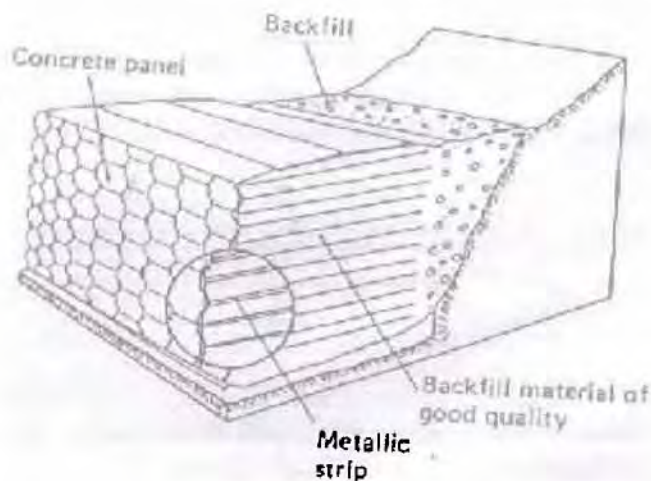
Οπλισμένη γη είναι ένα σύνθετο γεωυλικό που αποτελείται από έδαφος και μη γαιώδη υλικά ενίσχυσης μικρής σχετικά διατομής που προσφέρουν εφελκυστική αντοχή (υλικά όπλισης), κυρίως κατά τη διεύθυνσή τους.

Έτσι στην κατηγορία της οπλισμένης γης δεν συμπεριλαμβάνεται:

- ενίσχυση με γαιώδη υλικά όπως για παράδειγμα χάλικες, εδαφική ανάμειξη με τσιμέντο ή άσβεστο,
- ενίσχυση με ενέματα αυξημένης θλιπτικής αντοχής
- χρήση πασσάλων ή διαφραγμάτων, που έχουν μεγάλη διατομή, ακόμη κι αν προσφέρουν εφελκυστική αντοχή,

αλλά η έμφαση δίνεται στην ενίσχυση με άλλα υλικά, μικρής σχετικά διατομής αποτελούμενα κυρίως από μέταλλο ή κάποιο πολυμερές.

Παρακάτω δίνεται το σκαρίφημα ενός συστήματος οπλισμένης γης, στο οποίο εκτός από τα στοιχεία ενίσχυσης, τα οποία είναι μεταλλικές ράβδοι, διακρίνεται και το περιβάλλον έδαφος το οποίο θα πρέπει να είναι καλής ποιότητας.



Σχήμα 2.1 Σκαρίφημα συστήματος οπλισμένης γης

Γενικά είναι αρκετά περιορισμένος ο αριθμός των τύπων εδάφους που έχουν χρησιμοποιηθεί σε συστήματα οπλισμένης γης. Οι πρώτες προδιαγραφές αναφέρονται σε καθαρά κοκκώδη υλικά. Για παράδειγμα, ο Vidal (1969) επισήμανε πως το έδαφος θα πρέπει ιδανικά να αποτελείται από κοκκώδες υλικό και συγκεκριμένη ποσότητα αργίλου. Η ποσότητα της αργίλου εξαρτάται από τον τύπο της ενίσχυσης που χρησιμοποιείται στην εκάστοτε περίπτωση, ώστε να αναπτύσσεται επαρκής τριβή ανάμεσα στο έδαφος και την ενίσχυση, η οποία θα οδηγήσει στην

ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων σε αυτή. Ωστόσο, ο τύπος του εδάφους επηρεάζεται και από τις απαιτήσεις της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Jones (1985), το έδαφος που χρησιμοποιείται για την κατασκευή ενός οπλισμένου τοίχου αντιστήριξης απαιτείται να είναι καλύτερης ποιότητας από αυτό που χρησιμοποιείται για την κατασκευή ενός οπλισμένου επιχώματος δεδομένου ότι ο τοίχος, εξ ορισμού, έχει κλίση παρειάς μεγαλύτερη του επιχώματος (μεγαλύτερη των 70°).

Ανάμεσα στα πλεονεκτήματα του κοκκώδους εδάφους είναι το γεγονός ότι δεν παρουσιάζει ευαισθησία στον παγετό και πως δεν διαβρώνεται όσον αφορά την δράση της ενίσχυσης. Επιπλέον, έχει μεγαλύτερη γωνία τριβής με αποτέλεσμα να περιορίζονται οι μετακινήσεις μετά την φάση της κατασκευής.

Παρ'όλα τα πλεονεκτήματα, δεν είναι πάντοτε εφικτό να χρησιμοποιείται έδαφος καλής ποιότητας, υψηλής δηλαδή αντοχής ή/και παραμορφωσιμότητας, όπως για παράδειγμα σε περιπτώσεις όπου στην θέση της κατασκευής το υπάρχον έδαφος δεν είναι το ιδανικό και η μεταφορά κοκκώδους είτε κοστίζει ακριβά, είτε είναι αδύνατη. Σε τέτοιες περιπτώσεις αναζητώνται εναλλακτικές λύσεις και το πρόβλημα επικεντρώνεται στην εκλογή του κατάλληλου υλικού ενίσχυσης. Για παράδειγμα, η χρήση πλεγμάτων σε κάποια κατασκευή έναντι ράβδων επιτρέπει και την χρήση εδάφους χαμηλότερης ποιότητας λόγω της μεγαλύτερης, έως και έξι φορές, αντοχής εξόλκευσης των πρώτων.

Για παράδειγμα, χαμηλής ποιότητας θεωρείται το έδαφος που αποτελείται από λεπτόκοκκα υλικά (ο Schlosser το 1987 διατύπωσε πως το ιδανικό είναι να μην περιέχει περισσότερο από 15% κατά βάρος υλικά διαμέτρου μικρότερης των 0,015mm). Ο λόγος είναι ότι η συνοχή μεταξύ εδάφους και ενίσχυσης είναι ασθενής, η στράγγιση συνήθως καθίσταται δύσκολη και η μεταφορά των τάσεων δεν είναι άμεση. Κατά συνέπεια απαιτείται αργή κατασκευή και υψηλός συντελεστής ασφαλείας, κάτι το οποίο είναι πρακτικώς μη αποδεκτό. Επιπλέον τα συνεκτικά εδάφη συχνά εκδηλώνουν ελαστοπλαστική συμπεριφορά, δηλαδή απόκριση που χαρακτηρίζεται από την ανάπτυξη παραμενουσών παραμορφώσεων μετά την κατασκευή. [Bell F. G. (1993)]

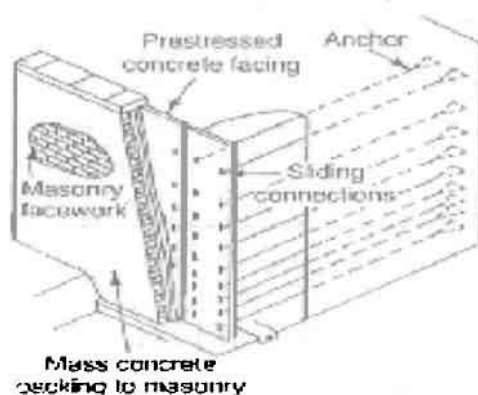
Διακρίνουμε δύο βασικές κατηγορίες οπλισμένης γης από τις οποίες η πρώτη έχει να κάνει με την ενίσχυση του φυσικού εδάφους με αγκύρια, ηλώσεις, μικροπασσάλους και η δεύτερη με την χρήση γεωσυνθετικών υλικών και μεταλλικών στοιχείων όπως ράβδους και πλέγματα, σε γεωτεχνικές κατασκευές. Οι δύο αυτές κατηγορίες είναι τα αντικείμενα των επόμενων δύο παραγράφων.

Κλείνοντας την παρούσα παράγραφο, ανάλογα με την περίπτωση οπλισμένης γης, η επένδυση ή η τελική επιφάνεια του φυσικού εδάφους ή της γεωτεχνικής κατασκευής, μπορεί να είναι εύκαμπτη ή δυσκαμπτη, συνεχής (π.χ με χρήση gunite) ή τμηματική (π.χ με χρήση πανέλων ή συρματοκιβωτίων) ανάλογα και με τις αισθητικές ανάγκες. Σε κάθε περίπτωση όμως θα πρέπει να είναι αρκετά υψηλής αντοχής για να συγκρατεί το έδαφος και να επιτρέπει στην ενίσχυση να τοποθετείται σε αυτή. Μπορεί δηλαδή να λειτουργεί εκτός από προστασία από UV ακτινοβολία και βανδαλισμό και ως μια φέρουσα επιφάνεια για την στερέωση ή/και την αγκύρωση των υλικών όπλισης.

2.2 Ενίσχυση Φυσικού Εδάφους

2.2.1 Χρήση αγκυρίων

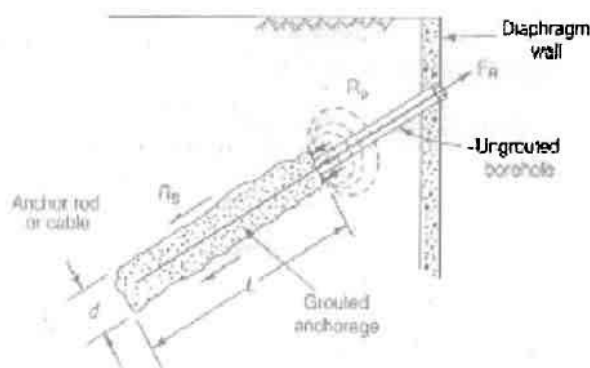
Στην περίπτωση όπλισης του εδάφους με αγκύρια, η αντίσταση εξόλκευσης παρέχεται με την ανάπτυξη τάσεων γύρω από το κάθε αγκύριο στην άκρη του εφελκόμενου μέλους, η οποία το συνδέει με την τελική επιφάνεια επένδυσης. Ως εκ τούτου η τελική επιφάνεια επένδυσης είναι φέρουσα. Είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν διαφορετικοί τύποι αγκυρίων, ένας από τους πιο αποτελεσματικούς είναι αυτός που αποτελείται από χαλύβδινη ράβδο ενίσχυσης όπου η άκρη της διαμορφώνεται τριγωνική όπως φαίνεται στο παρακάτω σκαρίφημα.



Σχήμα 2.2 Άποψη συστήματος οπλισμένης γης με χρήση αγκυρίων

Τα αγκύρια τα οποία αποτελούνται από κυλινδρικές ράβδους και σταθεροποιούνται με ένεμα προσφέρουν την μικρότερη επιφάνεια επαφής με το περιβάλλον έδαφος, πράγμα το οποίο παρέχει καλύτερη προστασία από διάβρωση.

Στο σχεδιασμό τα αγκύρια αυτά μπορεί να θεωρηθούν ως εφελκόμενοι πάσσαλοι οι οποίοι φέρουν το φορτίο μέσω της ράβδου που τοποθετείται μέσα σε μία διατρηθείσα οπή, όπως σχηματοποιείται παρακάτω.



Σχήμα 2.3 A stressed soil anchor. F_R = αντοχή εξόλκευσης, R_S = αντίσταση τριβής, R_P = παθητική αντίσταση, L = μήκος αγκυρίου, d = διάμετρος αγκυρίου

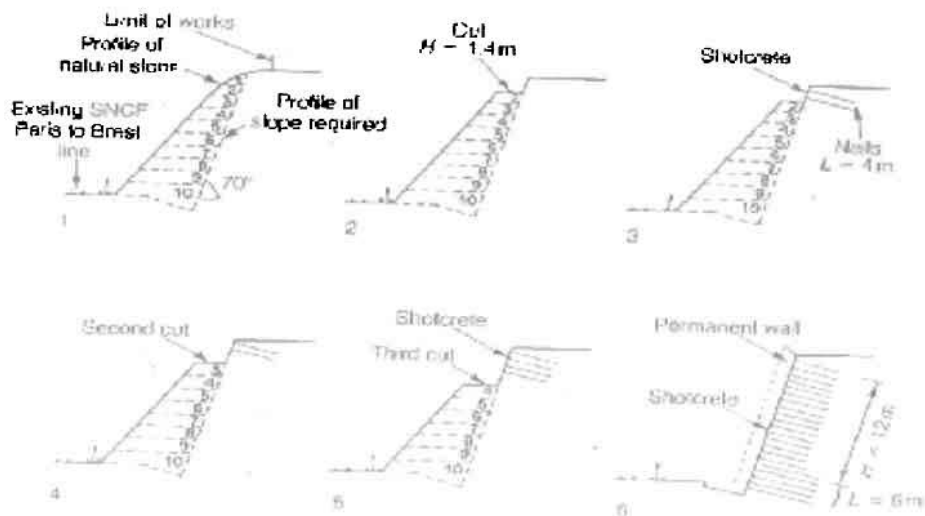
Αυτή είναι η πλέον συνήθης μέθοδος κατασκευής και χρησιμοποιείται για την σταθεροποίηση πρανών και ενίσχυση ασθενούς εδάφους. Η ίδια τεχνική έχει χρησιμοποιηθεί σε τοίχους αντιστήριξης και σήραγγες.

Η αντοχή εξόλκευσης ενός αγκυρίου με ένεμα εξαρτάται κυρίως από την αντίσταση τριβής που δημιουργείται περιμετρικά του βολβού του ενέματος. Η εν λόγω αντίσταση τριβής εξαρτάται με τη σειρά της από τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους αλλά και από τις διαστάσεις του ίδιου του αγκυρίου. Το μέγεθος της διαμέτρου του αγκυρίου εξαρτάται με τη σειρά του από τον τύπο του εδάφους και την μέθοδο κατασκευής. [Bell F. G. (1993)]

2.2.2 Χρήση ηλώσεων

Η χρήση ηλώσεων είναι μία τεχνική όπου το έδαφος επί τόπου ενισχύεται με χαλύβδινες ράβδους διαμέτρου 2-3 cm. Ωστόσο, επειδή υπάρχει πιθανότητα διάβρωσης των ράβδων, προσφάτως έχουν χρησιμοποιηθεί ηλώσεις από ίνες γυαλιού. Η τεχνική αυτή έχει αναπτυχθεί για την βελτίωση της απόδοσης του κοκκώδους εδάφους και της στιφρής αργίλου. Οι ηλώσεις δεν είναι κατάλληλες σε εκσκαφές αποτελούμενες από μαλακή άργιλο, καθώς η αντίσταση τριβής είναι πολύ μικρή και για να εξασφαλιστεί η απαιτούμενη σταθερότητα είναι αναγκαίο να γίνει χρήση επιμήκων υλώσεων υψηλής πυκνότητας, μία μη πρακτική και αντιοικονομική λύση. Έχουν αναφερθεί και άλλοι τύποι εδαφών στους οποίους η εφαρμογή ηλώσεων δεν είναι αποτελεσματική, όπως τα κακώς διαβαθμισμένα εδάφη με συντελεστές ομοιομορφίας μικρότερους του 2 και οι πλαστικές άργιλοι εξαιτίας της υπερβολικής παραμόρφωσης ερπυσμού.

Η τεχνική αυτή συνήθως βρίσκει εφαρμογές στην σταθεροποίηση πρανών και στην αντιστήριξη εκσκαφών. Όσον αφορά στο μήκος των ηλώσεων, δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 50% του ύψους της εκσκαφής που χρειάζεται ενίσχυση. Στην περίπτωση πρανών το μήκος εξαρτάται από την θέση της κρίσιμης επιφάνειας ολίσθησης, καθώς θα πρέπει να την προσπερνούν και να φθάνουν στο υγιές και σταθερό έδαφος. Για παράδειγμα, η ακολουθία των εργασιών προκειμένου να σταθεροποιηθεί ένα πρανές ορύγματος (π.χ οδοποιίας) με χρήση ηλώσεων παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2.4 Ακολουθία εργασιών σταθεροποίησης πρανούς

Πιο συγκεκριμένα, η κατασκευή ενός ενισχυμένου με ηλώσεις ορύγματος οδοποιίας, γίνεται μέσω τμηματικών εκσκαφών από την κορυφή έως και τον πόδα (σχήμα 2.4.1). Οι εκσκαφές συνήθως γίνονται σε βήματα 1-2m μέσα στο έδαφος (σχήμα 2.4.2). Βάθη μεγαλύτερα των 2m και μικρότερα των 0,5m δεν απαντώνται συχνά σε κοκκώδη εδάφη. Έτσι, οι προσωρινές εκσκαφές που δημιουργούνται, πρέπει να μπορούν να στέκονται χωρίς καμία αντιστήριξη για μερικές ώρες, έως ώτου γίνει η εφαρμογή των ηλώσεων και η διάστρωση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (σχήμα 2.4.3). Το φυσικό έδαφος πρέπει να έχει μικρή συνοχή διαφορετικά απαιτείται προεργασία, όπως για παράδειγμα εκτόξευση σκυροδέματος, για την σταθεροποίηση της τελικής επιφάνειας, η οποία δεν είναι αναγκαστικά φέρουσα. Η τελική επιφάνεια είναι επιθυμητό να είναι απαλλαγμένη από υγρασία, καθώς υπάρχει κίνδυνος το νερό του εδάφους να εισχωρήσει σε αυτή και το μη ενισχυμένο έδαφος, ακόμα και στο στάδιο της πρώτης εκσκαφής, να αστοχήσει τοπικά. Η όλη διαδικασία εξελίσσεται γρήγορα και μπορεί να προσαρμοστεί σε διάφορες εδαφικές συνθήκες και προγράμματα εργασίας ενόσω οι εκσκαφές προχωρούν.

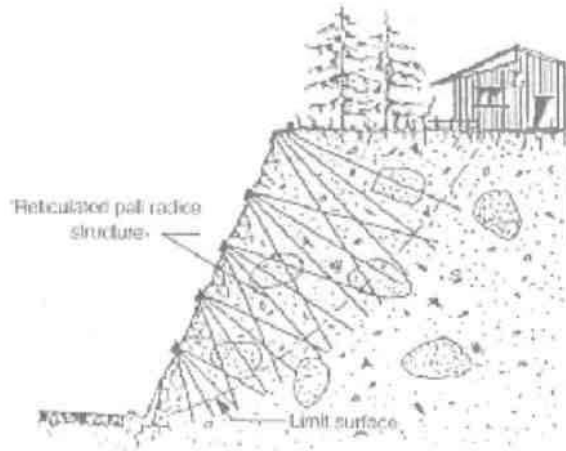
Προκειμένου να αποφευχθούν μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις, η τελική επιφάνεια διαμορφώνεται κατάλληλα. Αυτό περιλαμβάνει την εφαρμογή ενός πλέγματος ενίσχυσης και εκτόξευση σκυροδέματος πριν από την διάνοιξη των οπών στις οποίες θα τοποθετηθούν οι ηλώσεις. Το πάχος του σκυροδέματος, για προσωρινές εκσκαφές, κυμαίνεται από 50-150mm, ενώ για μόνιμες από 150-250mm. Επιπλέον, απαιτείται σύστημα αποστράγγισης της ενισχυμένης πλέον ζώνης, αποτελούμενο από αγωγούς που μεταφέρουν και απομακρύνουν το νερό που βρίσκεται πίσω από την τελική επιφάνεια Ένας τσιμεντένιος δακτύλιος πάχους τουλάχιστον 20mm γύρω από τις ηλώσεις παρέχει προστασία έναντι διάβρωσης. Η τοποθέτησή τους στις ήδη ανοιγμένες γεωτρήσεις απαιτεί μεγάλη προσοχή ώστε να διατηρηθεί η ακεραιότητα του εδάφους γύρω τους και ο δεσμός μεταξύ ηλώσεως-εδάφους να είναι ισχυρός. Τελικά, οι εκτεθειμένες άκρες των ηλώσεων καλύπτονται με σκυρόδεμα και η διαδικασία συνεχίζεται με τον ίδιο τρόπο και για τα επόμενα βήματα εκσκαφής (σχήματα 2.4.4, 2.4.5, 2.4.6).

Μια πολλή σημαντική ιδιότητα του συστήματος εδάφους-ηλώσεων είναι η αντοχή σε παραμόρφωση που παρουσιάζει και κατά συνέπεια η αντίστασή του σε σεισμικές φορτίσεις. Στην Καλιφόρνια για παράδειγμα, τρεις τέτοιες κατασκευές ευρισκόμενες σε απόσταση 33 Km από το επίκεντρο του σεισμού της Loma Prieta το 1989, εντάσεως 7.1 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ παρέμειναν ανέπαφες.

[Bell F. G. (1993)]

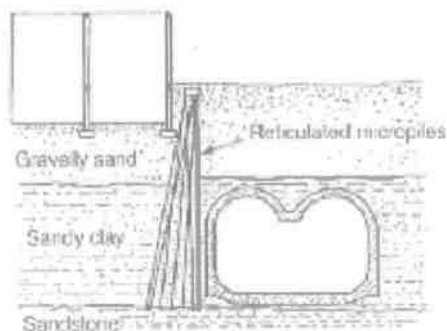
2.2.3 Χρήση μικροπασσάλων

Πρόκειται για κοίλους χαλύβδινους σωλήνες με ή χωρίς σκυρόδεμα διαμέτρου 7,5-25cm οι οποίοι τοποθετούνται σε προδιατρημένες οπές. Η βασική διαφορά ανάμεσα στους μικρο-πασσάλους και τις ηλώσεις, είναι πως η ενίσχυση στους πρώτους εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την μη εν-παραλλήλω τοποθέτησή τους όπως φαίνεται στο κάτωθι σχήμα.



Σχήμα 2.5 Τυπική διάταξη μικροπασσάλων για την σταθεροποίηση πρανούς

Προκειμένου να διατηρηθεί ακέραιο το έδαφος, εφαρμόζεται στις οπές ένα χαλύβδινο περίβλημα στο κέντρο του οποίου τοποθετείται μία χαλύβδινη ράβδος. Εν συνεχεία το κενό μεταξύ ράβδου και περιβλήματος, καλύπτεται με σκυρόδεμα πλούσιο σε τσιμέντο και το περίβλημα απομακρύνεται. Η τελική επιφάνεια που προκύπτει με αυτό τον τρόπο δεν είναι αναγκαστικά φέρουσα. Μικροπασσαλοί είναι δυνατό να βρουν εφαρμογή σε έδαφος ιδιαίτερα μαλακό, αμμώδες, έδαφος αποτελούμενο από αμμοχάλικα ή και άργιλο. Η χρήση τους απαντάται συνήθως στην κατασκευή σηράγγων και την προστασία κατασκευών λόγω εκσκαφής σηράγγων (βλ. σχήμα 2.6) και στην σταθεροποίηση πρανών. [Bell F. G. (1993)]



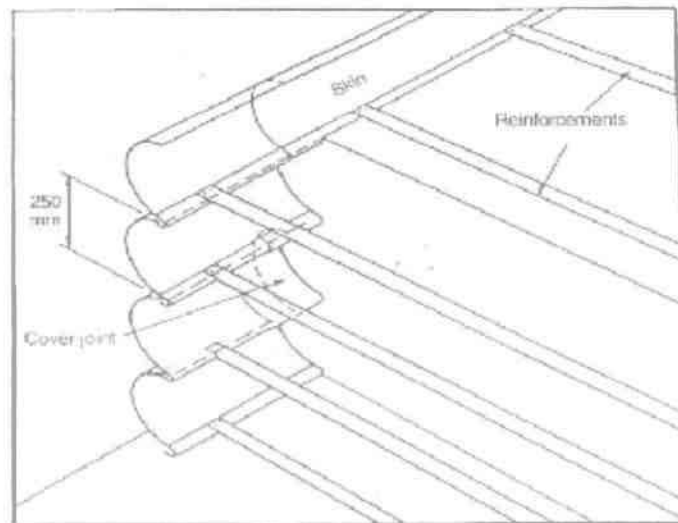
Σχήμα 2.6 Τυπική διάταξη μικροπασσάλων για την αντιστήριξη κατασκευής, λόγω εκσκαφής σήραγγας

2.3 Γεωτεχνικές κατασκευές με οπλισμένη γη

2.3.1 Χρήση μεταλλικών στοιχείων

Το έδαφος, κυρίως το κοκκώδες, έχει μικρή εφελκυστική αντοχή, εάν όμως μεταλλικές ράβδοι ή λωρίδες, διαμέτρου 2-3cm ή πάχους 3-7cm αντίστοιχα, τοποθετηθούν μέσα σε αυτό, τότε οι εφελκυστικές τάσεις αναλαμβάνονται πλέον από τις ράβδους-λωρίδες. Έτσι, το σύνθετο πλέον υλικό αποκτά εφελκυστική αντοχή στην διεύθυνση κατά την οποία είναι τοποθετημένη η ενίσχυση. Η αποτελεσματικότητα της ενίσχυσης εξαρτάται από αυτή την εφελκυστική αντοχή και βασίζεται στη συνάφεια που αναπτύσσουν οι μεταλλικές ράβδοι ή λωρίδες με το περιβάλλον έδαφος.

Είναι επίσης σημαντικό να παρέχεται ένα είδος συνόρου-εμποδίου το οποίο να συγκρατεί το έδαφος μεταξύ των ράβδων-λωρίδων στην άκρη μιας τέτοιας κατασκευής, δηλαδή μιας φέρουσας ή μη τελικής επιφάνειας. Πιο συγκεκριμένα, τα μεταλλικά στοιχεία ενίσχυσης μπορεί να είναι αγκυρωμένα στην τελική επιφάνεια, οπότε αυτή λειτουργεί ως φέρουσα, μπορεί και όχι. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η περίπτωση φέρουσας τελικής επιφάνειας. [Bell F. G. (1993)]



Σχήμα 2.7 Μεταλλικά στοιχεία ενίσχυσης αγκυρωμένα σε τελική φέρουσα επιφάνεια

2.3.2 Χρήση μεταλλικών πλεγμάτων

Ανάλογη είναι και η λειτουργία των μεταλλικών πλεγμάτων με την διαφορά ότι η δυσδιάστατη αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους-πλέγματος εμπεριέχει και τριβή κατά μήκος των εγκάρσιων μελών, αλλά και παθητική αντίσταση που αναπτύσσεται κυρίως στους κόμβους (αντίσταση άντυνας). Κατά συνέπεια τα μεταλλικά πλέγματα έχουν μεγαλύτερη αντοχή εξόλκευσης από τα μεταλλικά στοιχεία και συνήθως προτιμώνται γι' αυτόν ακριβώς τον λόγο. Έχουν διάμετρο που κυμαίνεται από 0,8-1,4cm και η τελική επιφάνεια της εκάστοτε κατασκευής είναι πάντα φέρουσα. [Bell F. G. (1993)]

2.3.3 Χρήση γεωσυνθετικών

Με τον όρο γεωσυνθετικά υλικά εννοούμε κάποια εύκαμπτα φύλλα από πολυμερή υλικά (όπως PP,PE,PET,PVC), πάχους 0,2-1,0cm που χρησιμοποιούνται σε διάφορες εφαρμογές για την βελτίωση της συμπεριφοράς των εδαφών.



Εικόνα 2.8 Απεικόνιση γεωσυνθετικών υλικών

Εκ των διαφόρων ειδών γεωσυνθετικών υλικών, κάποια από τα οποία ενδεικτικά απεικονίζονται στην παραπάνω εικόνα., αυτά που χρησιμοποιούνται σε οπλισμένη γη είναι τα γεωφάσματα και τα γεωπλέγματα. Περισσότερες λεπτομέρειες για τα είδη γεωσυνθετικών υλικών και τις λειτουργίες τους παρουσιάζονται στο κεφάλαιο 3, ενώ η χρήση αυτών των υλικών σε οπλισμένη γη παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 4.

2.3.4 Χρήση ινών

Στην διεθνή βιβλιογραφία αναφέρονται προσπάθειες για την ενίσχυση του εδάφους τοποθετώντας σε αυτό ίνες. Αυτές μπορεί να είναι ίνες γυαλιού, γεωϋφάσματος, χάλυβα ή ακόμη και φυσικές ίνες όπως μπαμπού. Οι δυσκολίες που προκύπτουν έχουν να κάνουν με την αποτελεσματική συνάφεια των ινών με το έδαφος και για τον λόγο αυτό έχουν εφαρμοστεί διάφορες τεχνικές που όμως δεν αποτελούν αντικείμενο της συγκεκριμένης εργασίας.

Κλείνοντας το κεφάλαιο αυτό, καλό είναι να αναφερθεί πως η οπλισμένη γη κερδίζει διαρκώς έδαφος ακόμη και στην χώρα μας. Ολοένα και περισσότερες κατασκευές γίνονται με τις παραπάνω τεχνικές καθώς η χρήση προκατασκευασμένων στοιχείων, που αυξάνεται ραγδαία, επιτρέπει την μείωση του χρόνου κατασκευής αλλά και του κόστους συγκριτικά με τις παραδοσιακές μεθόδους. Για παράδειγμα, τοίχοι αντιστήριξης κατασκευασμένοι από οπλισμένη γη, κοστίζουν 50% λιγότερο από τοίχους αποτελούμενους από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στον πίνακα 2.1 που ακολουθεί συνοψίζονται οι κατηγορίες οπλισμένης γης, τα υλικά που χρησιμοποιούνται και οι χρήσεις τους συνοψίζοντας ουσιαστικά όσα αναφέρθηκαν στο παρόν κεφάλαιο.

ΠΙΝΑΚΑΣ 1: κατηγορίες οπλισμένης γης, διαμέτροι και υλικά							
ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΥΛΙΚΟ	ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ	ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ (cm)	ΧΡΗΣΕΙΣ			
				ΠΡΑΝΗ κλίση<70%	ΤΟΙΧΟΙ κλίση>70%	ΣΗΡΑΓΓΕΣ	
Ε ν ί σ χ υ ε σ δ η ά φ ο υ υ σ ι κ ο ύ	ΑΓΚΥΡΙΑ	χαλύβδινες ράβδοι με ένεμα	φέρουσα	χάλυβας 1-3 cm ένεμα 10-40 cm	√	√	οροφή/παρειές √
	ΗΛΩΣΕΙΣ	χάλυβας fiber glass	όχι (αναγκαστικά) φέρουσα	2-3 cm			μέτωπα √
	ΜΙΚΡΟ-ΠΑΣΣΑΛΟΙ	κοίλοι χαλύβδινοι σωλήνες με ή χωρίς σκυρόδεμα	όχι (αναγκαστικά) φέρουσα	7,5-25 cm	√		√
Υ ε ω t ε χ κ ν α i t κ α ή σ κ ε υ ή	ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	χάλυβας	αγκυρωμένα μόνο σε φέρουσα	ράβδοι 2-3 cm λωρίδες 3-7 cm		√	√
	ΜΕΤΑΛΛΙΚΑ ΠΛΕΓΜΑΤΑ	χάλυβας	φέρουσα	0,8-1,4 cm		√	√
	ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ (γεωϋφάσματα, γεωπλέγματα)	PP, PE, PET	όχι (αναγκαστικά) φέρουσα	0,2-1,0 cm (πάχος)		√	√
	ΙΝΕΣ (FRS) τυχαίας διεύθυνσης	fiber glass, PP	όχι (αναγκαστικά) φέρουσα	0,2-1,0 cm (πάχος)			√

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΕΙΔΗ ΚΑΙ ΧΡΗΣΕΙΣ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

3.1 Γενικά

Η ιδέα συνδυασμού του μαλακού εδάφους με συνθετικά (μη φυσικά) υλικά χρονολογείται από το 1926, όπου για πρώτη φορά στην Βόρεια Καρολίνα έγινε χρήση υφασμάτων για ενίσχυση οδοστρωμάτων. Έκτοτε ξεκίνησε η παραγωγή υλικών, που θα εξυπηρετούσαν παρόμοιους σκοπούς, τα οποία σήμερα είναι ευρέως γνωστά ως «γεωσυνθετικά».

Σύμφωνα με τον ορισμό τους, τα γεωσυνθετικά, εφαρμόζονται στο έδαφος για την βελτίωση της συμπεριφοράς του. Έτσι λοιπόν ο όρος «γεωσυνθετικά» είναι ο πλέον κατάλληλος καθώς ο όρος «γεω» αναφέρεται προφανώς στο έδαφος και ο όρος «συνθετικά» δικαιολογείται εφόσον τα υλικά παρασκευής είναι σχεδόν αποκλειστικά φτιαγμένα από τον άνθρωπο.

Τα τελευταία 25 χρόνια παρατηρείται ραγδαία αύξηση στην χρήση των γεωσυνθετικών υλικών. Όσον αφορά στον τομέα του Πολιτικού Μηχανικού, έχουν γεωτεχνικές, περιβαλλοντικές και υδραυλικές εφαρμογές καθώς επίσης και εφαρμογές στην οδοποιία. Η δυναμική είσοδος τους στην αγορά και η αξιοσημείωτη εξάπλωσή τους εξηγείται εάν ληφθούν υπόψη τα παρακάτω:

- κατασκευάζονται σε περιβάλλον εργοστασίου με έλεγχο της ποιότητάς τους
- μεταφέρονται από το εργοστάσιο στον χώρο του έργου εύκολα και η τοποθέτησή τους είναι γρήγορη
- αντικαθιστούν παραδοσιακά υλικά όπως το οπλισμένο σκυρόδεμα, κάνοντας την κατασκευή έργων πιο εύκολη
- μειώνουν τον χρόνο εργασίας
- η χρήση τους σε ορισμένες περιπτώσεις επιβάλλεται από κανονισμούς
- μειώνουν σημαντικά το κόστος κατασκευής
- η παραγωγή τους είναι διαρκώς αυξανόμενη και ως εκ τούτου η διάθεσή τους ευρεία
- τα χαρακτηριστικά τους και η απόδοσή τους έχουν δοκιμαστεί επαρκώς πλέον και επομένως η χρήση τους ενδείκνυται ανεπιφύλακτα [Koerner, 2005]

3.2 Είδη και σύσταση γεωσυνθετικών υλικών

Τα γεωσυνθετικά υλικά προέρχονται σχεδόν αποκλειστικά από την βιομηχανία πλαστικών- είναι δηλαδή πολυμερή αποτελούμενα από υδρογονάνθρακες- ωστόσο πιο σπάνια χρησιμοποιούνται ίνες γυαλιού και φυσικά υλικά για την παρασκευή τους. Ως εκ τούτου, όλη η τεχνολογία θα μπορούσε να ονομαστεί και «γεωπολυμερή».

Υπάρχουν οχτώ κατηγορίες γεωσυνθετικών: 1) γεωϋφάσματα (geotextiles GT), 2) γεωπλέγματα (geogrids GG), 3) γεωδικτυωτά (geonets GN), 4) γεωμεμβράνες (geomembranes GM), 5) γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη (geosynthetic clay liner GCL), 6) γεωαφρός (geofoam GF), 7) γεωσύνθετα (geo-composites GC) και 8) γεω-

άλλα (geo-others), μια πολυσυλλεκτική κατηγορία που εμπεριέχει όλα τα γεωσυνθετικά υλικά που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες επτά κατηγορίες.

Στις παραγράφους που ακολουθούν γίνεται μια πιο συνοπτική περιγραφή των ανωτέρω ειδών γεωσυνθετικών υλικών.

3.2.1 Γεωϋφάσματα (geotextiles GT)

Αποτελούν την μία από τις δύο μεγαλύτερες κατηγορίες των γεωσυνθετικών. Η ολοένα και αυξανόμενη παραγωγή αλλά και χρήση τους είναι, το λιγότερο, αξιοσημείωτη. Είναι στην πραγματικότητα υφάσματα που όμως αποτελούνται από συνθετικές ίνες και σπανιότερα από φυσικές. Οι ίνες αυτές μετατρέπονται σε ελαστικά και πορώδη υφάσματα μέσω συγκεκριμένων διεργασιών. Στατιστικά:

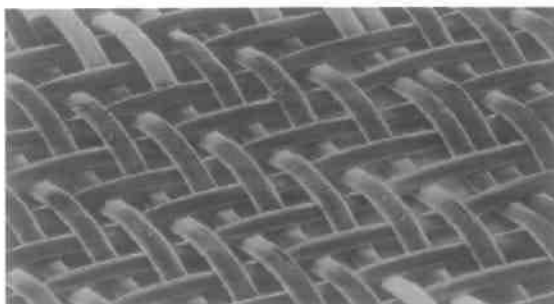
Το 92% του συνόλου των GT αποτελείται από πολυπροπυλένιο (PP), ένα από τα πιο ασθενή και πιο ελαστικά πολυμερή. Κάτω από συνεχή φόρτιση έχει την τάση να εμφανίζει ερπυστικές παραμορφώσεις.

Το 5% αποτελείται από πολυεστέρα (PET), πολυμερές που προσφέρει υψηλή αντίσταση σε θραύση και φθορά από την υπεριώδη ακτινοβολία, έχει ωστόσο την λιγότερη ελαστικότητα από όλα τα πολυμερή από τα οποία είναι φτιαγμένα τα γεωσυνθετικά υλικά.

Το 2% αποτελείται από πολυαιθυλένιο (PE), το οποίο συνδυάζει υψηλή αντοχή σε θραύση, ανθεκτικότητα και αντίσταση σε προσβολή από χημικά και μύκητες.

Τέλος, το πολυαμίδιο (PA) αποτελεί μόλις το 1% του συνόλου των συνθετικών ινών που αποτελούν και το υλικό κατασκευής των γεωϋφασμάτων. [Koerner, 2005]

Χωρίζονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες, τα υφαντά και τα μη υφαντά γεωϋφάσματα. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν αυτά τα οποία αποτελούνται από μονές ίνες, πολλαπλές ίνες και από ταινίες, όπως ενδεικτικά παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 3.1 Υφαντό GT από μονές ίνες



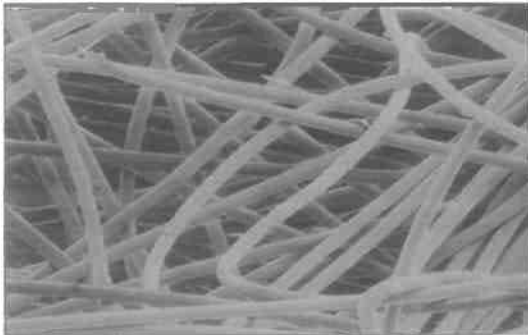
Εικόνα 3.2 Υφαντό GT από πολλαπλές ίνες



Εικόνα 3.3 Υφαντό GT από ταινίες

Όλα τα υφαντά γεωϋφάσματα χαρακτηρίζονται από υψηλή αντοχή και μικρή παραμορφωσιμότητα, δεν παρουσιάζουν δηλαδή μεγάλη ολκιμότητα. Αυτό δεν είναι απαραίτητα πλεονέκτημα εφόσον σε μαλακά εδάφη προτιμότερη είναι η χρήση πιο ολκιμων υλικών. Εξ' όλων των κατηγοριών υφαντών γεωϋφασμάτων αυτά που αποτελούνται από πολλαπλές ίνες είναι που προσφέρουν υψηλότερα επίπεδα αντοχής σε διάρρηξη.

Τα μη υφαντά γεωϋφάσματα ανάλογα με τη μέθοδο παρασκευής τους διακρίνονται σε μηχανικής πλοκής ή βελονωτά και σε θερμοκολλητά, όπως ενδεικτικά παραυσιάζονται στις παρακάτω εκόνες.



Εικόνα 3.4 Μη υφαντό βελονωτό GT



Εικόνα 3.5 Μη υφαντό θερμοκολλητό GT

Κατά την διαδικασία παραγωγής των βελονωτών γεωϋφασμάτων, ένα στρώμα τυχαίως προσανατολισμένων συνεχόμενων ινών, τοποθετείται πάνω σε μία μηχανή πύλησης και οδοντωτές βελόνες διαπερνούν συνέχεια τις ίνες. Κατ'αυτόν τον τρόπο αλληλεπιδρούν μηχανικά και συγκρατώνται μεταξύ τους μέσω φυσικής εμπλοκής. Συνήθως απαιτούνται υφάσματα βάρους 300-1000 g/m² έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη αντοχή για εργασίες Πολιτικού Μηχανικού. Γενικά τα βελονωτά μη υφαντά γεωϋφάσματα προσφέρουν υψηλή αντίσταση σε διάρρηξη καθώς οι τάσεις προκαλούν την κίνηση των ινών προς την κατεύθυνση κατά την οποία εφαρμόζεται η δύναμη, αυξάνοντας τη συνολική αντοχή τους.

Όσον αφορά στα θερμοκολλητά, αποτελούνται από ίνες οι οποίες ενώνονται μεταξύ τους μέσω θερμότητας σε διασταυρούμενα σημεία. Με αυτόν τον τρόπο παρασκευής επιτυγχάνεται υψηλότερη αντοχή, σε μικρότερα βάρη υφάσματος (70-300 g/m²) απ'ότι στα βελονωτά γεωϋφάσματα. Η ένωση των ινών μπορεί να γίνει με δύο μεθόδους, ομόφυλα ή ετερόφυλα. Στην πρώτη- η οποία παράγει υφάσματα

περιστροφικά συνδεδεμένα- οι ίνες αποτελούνται από ένα μόνο πολυμερές αλλά ορισμένες από αυτές έχουν διαφορετικά χαρακτηριστικά βρασμού. Στην δεύτερη, ορισμένες από τις ίνες αποτελούνται από δύο πολυμερή τα οποία έχουν και διαφορετικά σημεία βρασμού. Τα υφάσματα που παράγονται με την πρώτη μέθοδο παρουσιάζουν διακύμανση όσον αφορά στο μέγεθος των πόρων ενός συγκεκριμένου υφάσματος και γενικά εκδηλώνουν μικρότερη ολκιμότητα από άλλα θερμοκολλητά. Όλα τα μη υφαντά θερμοκολλητά υλικά είναι πρακτικώς ισοτροπικά και προσφέρουν υψηλή μηχανική αντίσταση. Ωστόσο, όταν οι ίνες είναι πολύ καλά ενωμένες η αντίσταση σε διάρρηξη μπορεί να μειωθεί. Επιπλέον, ο άκαμπος τρόπος με τον οποίο οι ίνες είναι ενωμένες μεταξύ τους, αποτρέπει την διάχυση των τοπικών μηχανικών παραμορφώσεων. . [Bell F. G. (1993)]

Στο χρονικό διάστημα 1977-2000 έχει παρατηρηθεί ραγδαία αύξηση στις πωλήσεις γεωϋφασμάτων. Συγκεκριμένα, στην Βόρεια Αμερική πλησίασαν τα 500,000,000m², νούμερο που εκτιμάται και για τις πωλήσεις στην Ευρώπη. [Koerner, 2005]

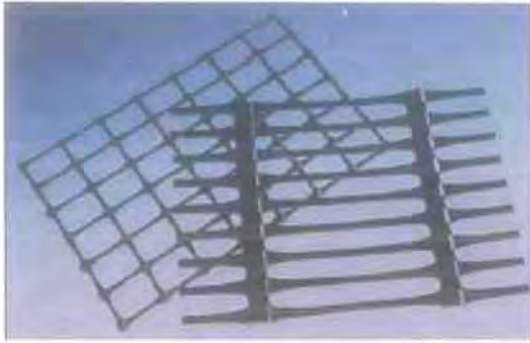
3.2.2 Γεωπλέγματα (geogrids GG)

Αποτελούν την δεύτερη μεγάλη κατηγορία γεωσυνθετικών υλικών. Είναι πλαστικά υλικά τα οποία σχηματοποιούνται και παίρνουν την μορφή μονοαξονικών ή διαξονικών πλεγμάτων. Σημαντικό στοιχείο όλων των γεωπλεγμάτων είναι τα ανοίγματά τους- τα κενά δηλαδή μεταξύ των διαμήκων και των εγκάρσιων μελών. Αυτά θα πρέπει να είναι αρκετά μεγάλα ώστε να διευκολύνεται η αλληλεπίδραση με το έδαφος. Συγκριτικά με τα υφάσματα, είναι πιο άκαμπτα μιας και τα διαμήκη και τα εγκάρσια μέλη συνδέονται μεταξύ τους στους κόμβους και επομένως, σημαντική δεν είναι μόνο η αντοχή των μελών αλλά και των κόμβων.

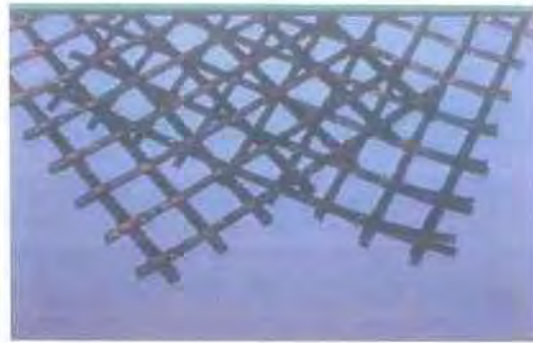
Για την κατασκευή μονοαξονικών γεωπλεγμάτων χρησιμοποιείται υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο (HDPE) και για την κατασκευή διαξονικών πολυπροπυλένιο (PP). Αυτό σημαίνει πως προβάλλουν αντίσταση στην προσβολή από οξέα, άλατα και αλκάλια που ενδεχομένως να περιέχονται στο έδαφος. Ίνες πολυεστέρα (PET) και σπανιότερα ίνες γυαλιού και νάιλον χρησιμοποιούνται για την παρασκευή τύπου γεωπλέγματος, πιο όλκιμου σε σχέση με τα παραπάνω.

Όλα τα γεωπλέγματα έχουν μεγάλη διάρκεια ζωής όταν βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος, και διατηρούν τις μηχανικές ιδιότητές τους για δεκαετίες, ακόμα και όταν είναι εκτεθειμένα στο φως του ήλιου. Επιπλέον η μοριακή σύσταση του πολυμερούς, προσδίδει υψηλή αντοχή σε συγκεκριμένες διευθύνσεις φόρτισης και μεγάλο μέτρο ελαστικότητας, κάτι που εξασφαλίζει υψηλή εφελκυστική αντοχή με μικρές παραμορφώσεις με ταυτόχρονη μικρή τάση για ερπυσμό.

Στις εικόνες που ακολουθούν δίνεται μία άποψη μονοαξονικών και διαξονικών γεωπλεγμάτων, ανάλογα με τη μορφή του κανάβου που σχηματίζουν τα διαμήκη με τα εγκάρσια μέλη των γεωπλεγμάτων.



Εικόνα 3.6 Μονοαξονικά GG



Εικόνα 3.7 Διαξονικά GG

Οι πωλήσεις ανά τον κόσμο ανέρχονται σε 100,000,000 m² με διαρκώς αυξανόμενες τάσεις. Παραδείγματος χάριν, το 90% των τοίχων αντιστήριξης που κατασκευάστηκαν στην Βόρεια Αμερική το 1998 ενισχύθηκαν με γεωπλέγματα. [Koerner, 2005]

3.2.3 Γεωδικτυωτά (geonets GN)

Πρόκειται για σχετικά πυκνές δομές (5-9mm), με μεγάλα ανοίγματα, που μοιάζουν με δίχτυα και χρησιμοποιούνται για την στράγγιση υγρών. Παρά την ομοιότητά τους όσον αφορά στη δομή με τα γεωπλέγματα (βλ. εικόνα 3.8), αποτελούν μια ξεχωριστή κατηγορία αφού καλούνται να επιτελέσουν διαφορετικές λειτουργίες. Πιο συγκεκριμένα τα μεν γεωδικτυωτά συνήθως χρησιμοποιούνται για στράγγιση τα δε γεωπλέγματα για ενίσχυση. Ωστόσο καλό είναι να αναφερθεί πως τα γεωδικτυωτά δεν είναι ασθενή στοιχεία αλλά διαθέτουν και αυτά ικανοποιητική εφελκυστική αντοχή παρ'όλο που η χρήση τους αφορά μόνο στην στράγγιση. Πληρέστερη ανάλυση των λειτουργιών όλων των γεωσυνθετικών παρουσιάζεται στην παράγραφο 3.3.



Εικόνα 3.8 Απεικόνιση γεωδικτυωτών

Το πολυμερές από το οποίο είναι φτιαγμένα, σχεδόν αποκλειστικά όλα τα γεωδικτυώματα, είναι το HDPE, δηλαδή υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο. Κάποιες φορές οι επιφάνειές τους καλύπτονται με άλλα γεωσυνθετικά όπως γεωϋφάσματα και γεωμεμβράνες ώστε να προστατεύονται, γεγονός που τα κατατάσσει στα γεω-σύνθετα (βλ. παράγραφο 3.2.7). [Koerner, 2005]
Στην αγορά διατίθενται σε ρολά όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.9 Ρολά γεωδικτυωτών

Τρεις (3) είναι οι τύποι γεωδικτυωτών που συναντώνται ευρέως στην αγορά. α) δυσδιάστατα γεωδικτυωτά από συμπαγή μέλη, τα πλέον χρησιμοποιούμενα, β) δυσδιάστατα γεωδικτυωτά από πορώδη μέλη, μεγαλύτερου συνολικού πάχους και συνεπώς μεγαλύτερης παροχетеυσιμότητας και γ) τρισδιάστατα γεωδικτυωτά από συμπαγή μέλη, που επιτρέπουν υψηλή ροή κατά μήκος των κεντρικών μελών, με ταυτόχρονη δυνατότητα ανάληψης υψηλών τάσεων.

Οι πωλήσεις τους τα τελευταία χρόνια παρουσίασαν ραγδαία αύξηση. Από το μηδέν το 1984 έφτασαν να ανέρχονται σε 50,000,000 m² το 2002, εκ των οποίων το 80% χρησιμοποιήθηκε για έργα στην Βόρεια Αμερική. [Koerner, 2005]

3.2.4 Γεωμεμβράνες (geomembranes GM)

Στην πλειοψηφία τους είναι πολύ λεπτά και αδιαπέραστα φύλλα, όπως χαρακτηριστικά διακρίνεται στην παρακάτω εικόνα, αποτελούμενα από ελαστικά θερμοπλαστικά πολυμερή. Χρησιμοποιούνται κυρίως για επικαλύψεις ή επενδύσεις αποθηκευτικών εγκαταστάσεων, υγρών ή και στερεών. [Koerner, 2005]



Εικόνα 3.10 Απεικόνιση γεωμεμβράνων

Οι μεμβράνες χωρίζονται σε τρεις μεγάλες κατηγορίες:

- α) μεμβράνες κρυσταλλικές, κυρίως HDPE (υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο) και LLDPE (επίπεδο, χαμηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο)

- β) μεμβράνες πλαστικές, PVC (πολυβινιλοχλωρίδιο)
γ) μεμβράνες πολυολεφίνης κυρίως PP (πολυπροπυλένιο)
[Γκαλίδης, 2007]



Εικόνα 3.11 Γεωμεμβράνες κατά την τοποθέτησή τους

Οι πωλήσεις τους ανά τον κόσμο έχουν ξεπεράσει ακόμη και αυτές των γεωϋφασμάτων. Η ανάπτυξή τους σε Γερμανία και Αμερική, στις αρχές της δεκαετίας του 80, υποκινούνταν ακόμη και από Κυβερνητικούς κανονισμούς. Μεγαλύτερη ζήτηση έχουν οι μεμβράνες από HDPE και LLDPE σε ποσοστά 40% και 25% της συνολικής ζήτησης αντίστοιχα. [Koerner, 2005]

3.2.5 Γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη (geosynthetic clay liner GCL)

Αποτελεί έναν ενδιαφέροντα συνδυασμό πολυμερών και φυσικών υλικών (βλ. φωτογραφίες 3.12, 3.13). Οι GCLs διατίθενται σε ρολά από λεπτά προκατασκευασμένα φύλλα μπετονίτη, ευρισκόμενα ανάμεσα σε γεωϋφάσματα ή γεωμεμβράνες - υλικά δηλαδή μικρής διαπερατότητας. Η ακεραιότητά τους όσον αφορά στην δομή αυτού του σύνθετου υλικού, επιτυγχάνεται με τρεις μεθόδους. Μηχανική πλοκή, ράψιμο και φυσική ένωση. [Koerner, 2005]



Εικόνα 3.12 Γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη

Κατασκευάστηκαν και χρησιμοποιήθηκαν αρχικά στις ΗΠΑ το 1988 ως ενίσχυση σε γεωμεμβράνες και από τότε η χρήση τους έχει κατά πολύ αυξηθεί. Αυτό που αξίζει να σημειωθεί, είναι η μεγάλη παραμορφωσιμότητα που διαθέτουν, ιδιότητα που καθιστά αποτελεσματική την χρήση τους σε εγκαταστάσεις ελέγχου ρύπανσης (π.χ στεγάνωση Χ.Υ.Τ.Α).

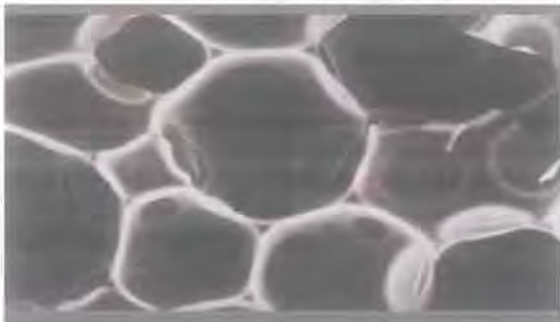


Εικόνα 3.13 Γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη

Ενδεικτικά αναφέρεται πως οι πωλήσεις ανά τον κόσμο το έτος 2002 έφτασαν προσεγγιστικά τα 75,000,000m². [Koerner, 2005]

3.2.6 Γεωαφρός (geofom GF)

Πρόκειται για βιομηχανικό προϊόν μορφής ορθογωνίου παραλληλεπίπεδου πρίσματος. Εντάσσεται στα γεωσυνθετικά υλικά και αποτελείται από θερμικά συγκολλημένες πολυεδρικές κυψέλες διογκωμένου πολυστυρένιου EPS όπως φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί.



Εικόνα 3.14 Δομή γεωαφρού όπως φαίνεται στο μικροσκόπιο

Η μηχανική συμπεριφορά των γεωαφρών EPS καθορίζεται από την συμπιεστότητα των δομικών τους μονάδων (κυψέλες). Ανομοιομορφίες στο σχήμα και το μέγεθος των κυψελών αυτών έχουν δυσμενείς επιπτώσεις.

Οι διαστάσεις των βιομηχανικά προκατασκευασθέντων πρισμάτων γεωαφρού EPS (βλ. εικόνα 3.15), έχουν μήκος από 2-4m, πλάτος από 1-2m και ύψος 0,5m ενώ η πυκνότητά τους κυμαίνεται μεταξύ 10 και 40Kg/m³. [Ατματζίδης, 2007]



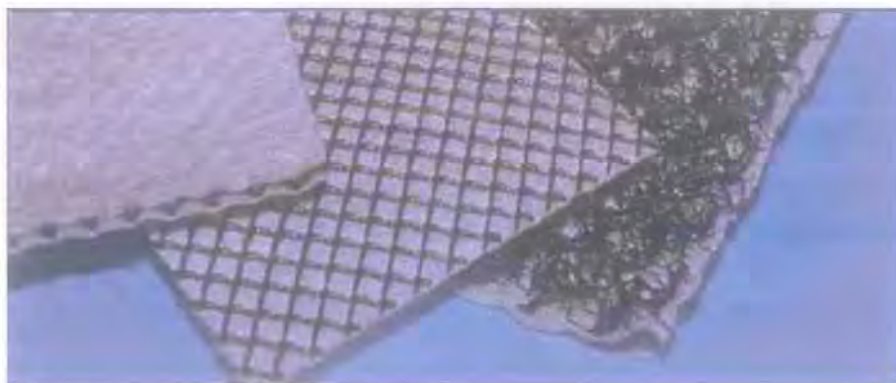
Εικόνα 3.15 Προκατασκευασμένα πρίσματα γεωαφρού

Όπως προκύπτει από τα παραπάνω στοιχεία, παρά τις σχετικά μεγάλες του διαστάσεις, ο γεωαφρός, είναι υλικό πολύ ελαφρύ. Την ιδιότητά του αυτή εκμεταλλεύτηκαν πρώτοι οι Νορβηγοί το 1972 και κατά συνέπεια όλη η Σκανδιναβία. Αργότερα η χρήση του εξαπλώθηκε σε Ιαπωνία, Νότια Ασία και Αμερική.

Οι πωλήσεις του ανά τον κόσμο δεν είναι εύκολο να εκτιμηθούν καθώς οι συνήθειες εφαρμογές του δεν είναι γεωτεχνικές. [Koerner, 2005]

3.2.7 Γεωσύνθετα (geo-composites GC)

Η βασική φιλοσοφία που κρύβεται πίσω από τα γεωσύνθετα είναι ο συνδυασμός των βέλτιστων χαρακτηριστικών, διαφορετικών μεταξύ τους υλικών (βλ. εικόνα 3.16), με τέτοιο τρόπο ώστε η εφαρμογή του παραγόμενου σύνθετου προϊόντος σε διάφορες κατασκευές να είναι η καλύτερη δυνατή. Χάρη στην υψηλή απόδοσή τους, μπορούν να επιτελέσουν όλες τις λειτουργίες των γεωσυνθετικών και για τις οποίες θα γίνει αναλυτική παρουσίαση στην παράγραφο 3.3.



Εικόνα 3.16 Απεικόνιση γεω-σύνθετων υλικών

Συνήθως πρόκειται για συνδυασμό γεωϋφασμάτων, γεωπλεγμάτων, γεωδικτυωτών και γεωμεμβράνων. Κάθε ένα από τα τέσσερα υλικά μπορεί να ενωθεί και με κάποιο

άλλο συνθετικό υλικό, όπως πλαστικά φύλλα, ή με επιλεγμένο εδαφικό υλικό. Παραδείγματος χάριν, γεωδικτυωτό με γεωφάσμα και στις δύο πλευρές και γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη αποτελούμενη από μπετονίτη ανάμεσα σε γεωφάσματα, είναι και τα δύο σύνθετα γεωυλικά. Ο τρόπος της τοποθέτησής τους εξαρτάται από το είδος του γεωσύνθετου. Συνήθως διαστρώνονται ελεύθερα γιατί ακόμα και αν υπάρχει γεωμεμβράνη δεν χρησιμεύει για κύρια στεγάνωση.

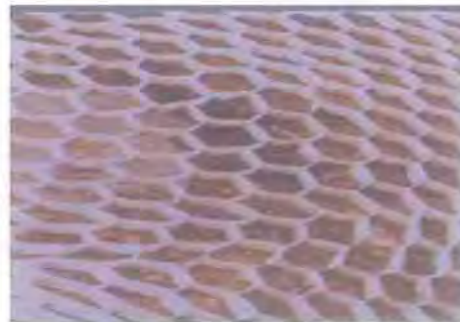
Αυτά τα εξαιρετικά βιομηχανικά προϊόντα αναδεικνύουν τις πιο δημιουργικές προσπάθειες των Πολιτικών Μηχανικών, τόσο των μελετητών όσο και των κατασκευαστών. Στην Ελληνική αγορά ωστόσο χρησιμοποιούνται σπάνια. . [Koerner, 2005]

3.2.8 Γεω-άλλα (geo-others)

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν γεωσυνθετικά υλικά που δεν ανήκουν στις προαναφερθείσες κατηγορίες, όπως οι γεωτάπητες, οι γεωσωλήνες και οι γεωκυψέλες ενδεικτικά παραδείγματα των οποίων παρουσιάζονται κάτωθι.



Εικόνα 3.17 Γεωτάπητας



Εικόνα 3.18 Γεωκυψέλη

Ειδικά οι γεωσωλήνες είναι ίσως τα αυθεντικά γεωσυνθετικά υλικά που ακόμα είναι διαθέσιμα μιας και βρίσκουν εφαρμογές σε πολλών ειδών έργα πολιτικών Μηχανικών όπως γεωτεχνικά, υδραυλικά, περιβαλλοντικά και έργα οδοποιίας.



Εικόνα 3.19 Γεωσωλήνας

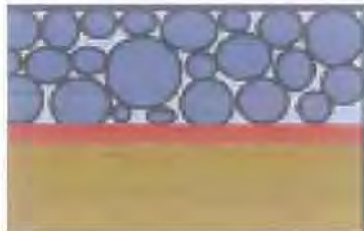
Οι ευρέως χρησιμοποιούμενοι είναι συνήθως φτιαγμένοι από HDPE και PVC. Η επιφάνειά τους μπορεί να είναι λεία ή ραβδωτή, με την κατασκευή των τελευταίων να παρουσιάζει μεγαλύτερη ανάπτυξη.

3.3 Χρήσεις γεωσυνθετικών υλικών ανάλογα με τις πιθανές λειτουργίες

Πέντε (5) είναι οι πιθανές λειτουργίες των γεωσυνθετικών υλικών: διαχωρισμός, όπλιση, φίλτρο, στράγγιση και στεγάνωση. Στην πλειονότητα των χρήσεών τους εξυπηρετούν ταυτόχρονα περισσότερες από μία λειτουργίες. Στις παραγράφους που ακολουθούν δίνονται στοιχεία για τις προαναφερθείσες πέντε πιθανές λειτουργίες.

3.3.1 Διαχωρισμός

Χρήση ενός ελαστικού και πορώδους γεωσυνθετικού μεταξύ δύο ανόμοιων γεωλικών για την αποφυγή της ανάμιξής τους. Απώτερος στόχος, η διατήρηση της ακεραιότητάς τους ή/και η βελτίωση της απόδοσής τους.



Εικόνα 3.20 Η λειτουργία του διαχωρισμού

Με την τοποθέτηση χονδρόκοκκου υλικού πάνω σε έδαφος καλά διαβαθμισμένο, δύο μηχανισμοί είναι δυνατό να ενεργοποιηθούν. Ο ένας, προκαλεί την εισχώρηση του λεπτόκοκκου υλικού στα κενά του χονδρόκοκκου, καταστρέφοντας την ικανότητα στράγγισής του. Στο δεύτερο μηχανισμό το χονδρόκοκκο υλικό, προσπαθεί να εισχωρήσει στο λεπτόκοκκο και έτσι χρειάζεται να προστεθεί επιπλέον χονδρόκοκκο υλικό, καθώς μέρος του δεν αποτελεί πλέον τμήμα της στρώσης του χονδρόκοκκου υλικού. [Koerner, 2005]

Γεωσυνθετικά υλικά με κύρια λειτουργία τον διαχωρισμό είναι τα γεωφάσματα, ο γεωαφρός και επιλεγμένα γεωσύνθετα αν περιέχουν γεωύφασμα στη σύστασή τους. Δευτερευόντως, όλα τα γεωσυνθετικά υλικά λειτουργούν και ως διαχωριστικά παράλληλα με την κύρια λειτουργία τους.

Πιο συγκεκριμένα, τα γεωφάσματα ως διαχωριστικά χρησιμοποιούνται κυρίως στην οδοποιία, στη διεπιφάνεια μεταξύ φυσικού εδάφους και στρώσεων αδρανών. Πιο αναλυτικά,

- Μεταξύ υπόβασης και εδάφους έδρασης της οδού



- Μεταξύ έρματος και θεμελίωσης της σιδηροδρομικής γραμμής



- Στην έδραση των επιχωμάτων



Τα οφέλη από την χρήση των γεωφασμάτων ως διαχωριστικών υλικών συνοψίζονται ως εξής:

-Εμποδίζεται η «μόλυνση» στρώσεων οδοστρωσίας ή εξυγιαντικών στρώσεων ή στραγγιστικών στρώσεων από την εισχώρηση λεπτόκοκκων εδαφικών υλικών που έχουν σαν αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής και διαπερατότητας των στρώσεων αυτών.

-Αποφεύγεται η απώλεια των χονδρόκοκκων υλικών με διείσδυσή τους μέσα στο μαλακότερο υπέδαφος.

-Αποφεύγεται η ανάπτυξη των πιέσεων πόρων. Στην περίπτωση που δεν γίνεται χρήση κάποιου διαχωριστικού, το νερό καθώς διαπερνά το φυσικό έδαφος προκαλεί μείωση των ενεργών τάσεων και κατά συνέπεια μείωση της συνολικής αντοχής του εδάφους αυτού. Έτσι η οποιαδήποτε κατασκευή καθίσταται αντοικονομική. [Παχάκης, 2007]

Οι γεωαφροί προσφέρουν στον σχεδιασμό μεγάλης ποικιλίας κατασκευών εναλλακτικές λύσεις που χαρακτηρίζονται από τεχνική αρτιότητα, ασφάλεια, οικονομικότητα κατασκευής-συντήρησης, βελτιστοποίηση χρόνου-κόστους. Η χρήση τους ξεκινάει ήδη από τη δεκαετία του '50, όταν στρώσεις γεωαφρού χρησιμοποιούνταν ως θερμομονωτικά υλικά για την αντιμετώπιση της εισχώρησης του παγετού στο έδαφος θεμελίωσης. Από τη δεκαετία του '70 μέχρι και σήμερα, χρησιμοποιείται κυρίως στην κατασκευή ελαφρών επιχωμάτων, αλλά και στην κατασκευή συμπιεστών παρεμβλημάτων και αποσβεστήρων ταλαντώσεων.

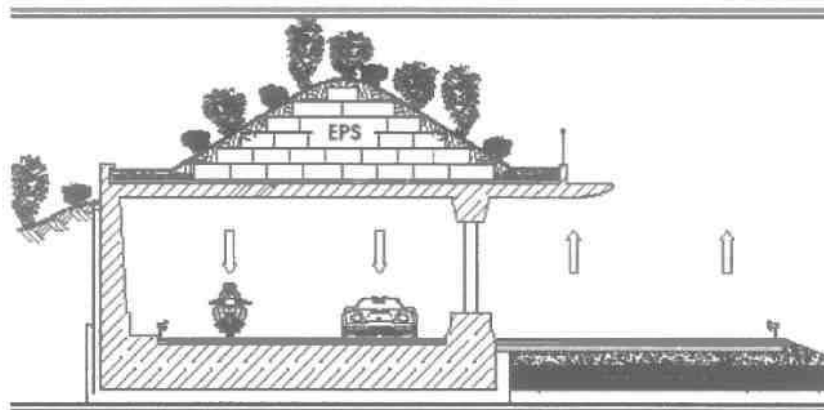
Το χαμηλό βάρος και η ιδιαίτερη μηχανική του συμπεριφορά καθιστούν το γεωαφρό EPS μια αξιόπιστη λύση για την κατασκευή ελαφρών επιχωμάτων πάνω σε μαλακά/συμπιεστά εδάφη. Ζυγίζει από 0,5% έως 2,5% του βάρους των συμβατικών επιχωμάτων και κατά την εφαρμογή ελαχιστοποιούνται οι εργασίες βελτίωσης του φυσικού εδάφους. Επιπλέον, μειώνονται τα προβλήματα καθιζήσεων και το κόστος συντήρησης του έργου.

Οι κατηγορίες των ελαφρών επιχωμάτων στις οποίες γίνεται χρήση γεωαφρού EPS είναι:

- Επιχώματα οδοποιίας
- Μεταβατικά επιχώματα γεφυρών
- Επιχώματα αποκατάστασης/βελτίωσης ευστάθειας πρανών
- Ελαφρά επιχώματα πάνω από υπόγειες κατασκευές

-Ελαφρά επιχώματα για διαμόρφωση τοπίων

Παρακάτω παριστάνεται ενδεικτικά η κατασκευή ενός επιχώματος διαμόρφωσης τοπίου.



Σχήμα 3.21 Κατασκευή επιχώματος με χρήση γεωαφρού

Επιπλέον ο γεωαφρός EPS χρησιμοποιείται και ως παρέμβλημα μείωσης εδαφικών ωθήσεων σε κατασκευές αντιστήριξης, όπως ενδεικτικά παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.22 Χρήση γεωαφρού σε κατασκευή αντιστήριξης

Πιο συγκεκριμένα, η παρεμβολή πλάκας γεωαφρού EPS μεταξύ εδάφους και κατασκευής αντιστήριξης επιτρέπει την οριζόντια παραμόρφωση του εδάφους και την μείωση των φορτίων που ασκούνται από το έδαφος στην κατασκευή. Επιπλέον, κατά τη διάρκεια σεισμικής φόρτισης ο γεωαφρός λειτουργεί και σαν αποσβεστήρας ταλαντώσεων. Συνολικά, με τη χρήση του μειώνεται το συνολικό κόστος κατά το σχεδιασμό της κατασκευής αντιστήριξης. [Ατματζίδης, 2007]

Συμπερασματικά, τα γεωσυνθετικά υλικά που χρησιμοποιούνται ως διαχωριστικά υλικά θα πρέπει:

- Να είναι σε θέση να αναλάβουν σημαντικές εφελκυστικές παραμορφώσεις χωρίς θραύση.
- Να προσαρμόζονται σε ανώμαλες επιφάνειες.
- Να ανθίστανται σε γωνιώδη υλικά και αιχμηρά αντικείμενα.
- Να έχουν αντοχή σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση, και

-Γενικώς, να παραμένουν άθικτα τόσο κατά τις διαδικασίες κατασκευής όσο και με την πάροδο του χρόνου, ώστε να εξασφαλίζουν την μακροχρόνια λειτουργία του διαχωρισμού. [Παχάκης, 2007]

3.3.2 Όπλιση

Σε κάθε έργο Πολιτικού Μηχανικού, χωρίς εξαίρεση, πρωταρχικό ρόλο παίζει το έδαφος θεμελίωσης. Όταν το έδαφος θεμελίωσης είναι ασθενές (δηλαδή χαμηλής αντοχής ή/και μεγάλης παραμορφωσιμότητας), όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στην εικόνα που ακολουθεί, και ανομοιογενές, η πρώτη μέριμνα του μελετητή είναι η σταθεροποίησή του έτσι ώστε να μπορεί να φέρει τα φορτία της κατασκευής τόσο κατά τη διάρκεια της κατασκευής του, όσο και κατά την μετέπειτα λειτουργία του ώστε να μην προκύπτουν προβλήματα όπως του σχήματος. Καθώς η τεχνολογία εξελίσσεται νέες τεχνικές έρχονται να αντικαταστήσουν τις παραδοσιακές μεθόδους σταθεροποίησης ασθενών εδαφών. Μία από τις πιο σύγχρονες, αποτελεσματικές, γρήγορες και πάνω από όλα οικονομικές μεθόδους είναι η σταθεροποίηση εδαφών με χρήση γεωσυνθετικών υλικών. [Δουλάλα, 2007]



Εικόνα 3.23 Ασθενές έδαφος χωρίς ενίσχυση

Επειδή τα γεωφάσματα (GT) και τα γεωπλέγματα (GG) έχουν μεγάλη εφελκυστική αντοχή, μπορούν κάλλιστα να «οπλίσουν» υλικά με σημαντική θλιπτική και ανεπαρκή εφελκυστική αντοχή. Επομένως, κυρίως καλά διαβαθμισμένα αργιλικά εδάφη, εξαιτίας της μικρής αντοχής τους, αποτελούν και τον βασικό στόχο ενίσχυσης με χρήση γεωσυνθετικών υλικών. Η ενίσχυση επομένως μπορεί να οριστεί ως:

Η συνεργιστική βελτίωση της ολικής αντοχής ενός συστήματος, που δημιουργείται με την είσοδο ενός GT ή GG (με υψηλή εφελκυστική αντοχή) σε έδαφος (με υψηλή θλιπτική αντοχή)



Εικόνα 3.23 Η λειτουργία της όπλισης

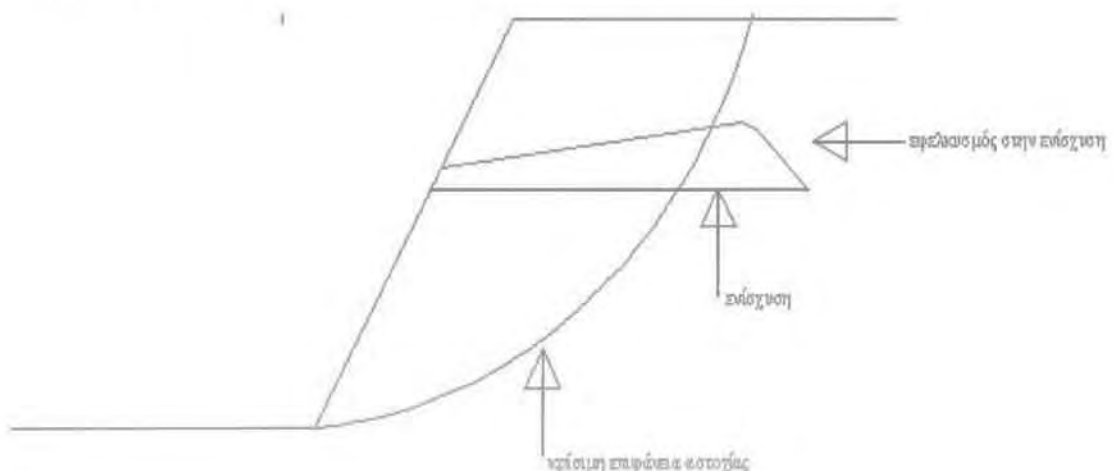
Η ενισχυμένη ("οπλισμένη") με γεωφάσματα και γεωπλέγματα γη είναι μία οικονομική μέθοδος κατασκευής τοίχων αντιστήριξης, επιχωμάτων, συναρμογών γεφυρών και θεμελίωσης οδοστρωμάτων. [Koerner, 2005]

Πιο συγκεκριμένα η σταθεροποίηση ασθενών εδαφών με γεωπλέγματα ή γεωφάσματα είναι μία διαδικασία που λαμβάνει χώρα εξολοκλήρου στην επιφάνεια του εδάφους, χωρίς να απαιτείται εκσκαφή ή οποιαδήποτε άλλη αναμόχλευση του υπάρχοντος ασθενούς εδαφικού υλικού. Στρώσεις γεωσυνθετικών υλικών τοποθετούνται απευθείας στην επιφάνεια του ασθενούς εδάφους (όπως στην κάτωθι εικόνα) και στη συνέχεια καλύπτονται με στρώσεις συμπυκνωμένου κοκκώδους υλικού κατάλληλου μεγέθους και καλής διαβάθμισης. [Δουλάλα, 2007]

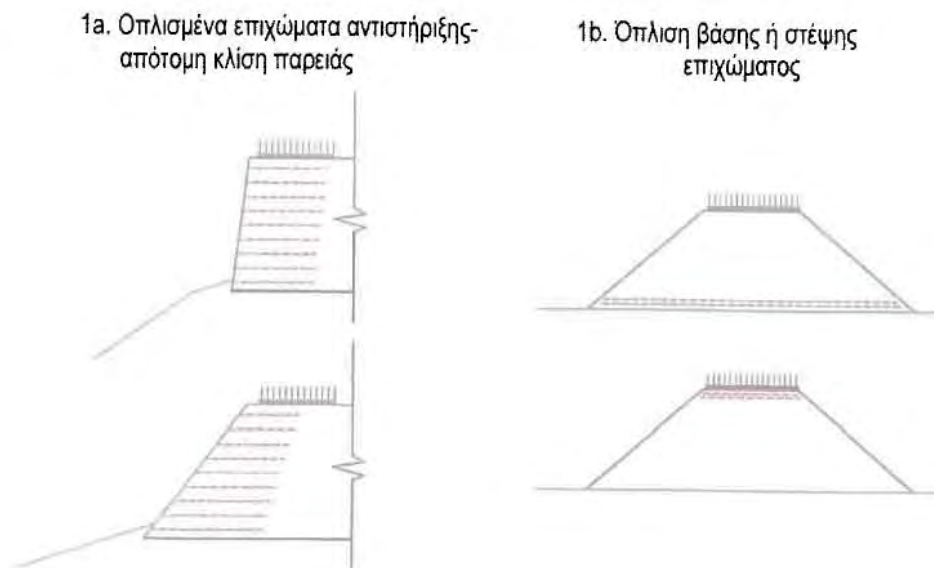


Εικόνα 3.24 Τοποθέτηση γεωπλέγματος κατευθείαν πάνω στην επιφάνεια ασθενούς Εδάφους

Περαιτέρω με την είσοδο οριζόντιων στρωμάτων ενίσχυσης σε μία κατασκευή, όπως σε ένα τοίχο αντιστήριξης ή ένα επίχωμα, γίνεται δυνατή η σταθεροποίηση και ενίσχυση του εδάφους από το οποίο αυτή αποτελείται. Ήδη από την δεκαετία του '80 πολλές κατασκευές έχουν γίνει χρησιμοποιώντας την συγκεκριμένη μέθοδο ενίσχυσης. Όπως έχει προαναφερθεί η λειτουργία της ενίσχυσης είναι να παρέχει εφελκυστική αντοχή κατά τη διεύθυνσή της στο σύστημα έδαφος-ενίσχυση. Στην περίπτωση επιχώματος ή τοίχου αντιστήριξης, η ιδιότητα αυτή αποτρέπει τις μάζες εδάφους να αστοχήσουν καθώς ενισχύεται η πιο κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας σύμφωνα με το παρακάτω σκαρίφημα.



Υπό τον όρο οπλισμένα επιχώματα, καλούνται όλα τα επιχώματα Πολιτικού Μηχανικού, τα οποία περιλαμβάνουν οποιονδήποτε αποδεκτού τύπου οπλισμό, είτε στο σύνολο του ύψους αυτών, είτε τοπικά στην βάση ή την στέψη. Η κατηγορία που εν προκειμένω μας ενδιαφέρει είναι αυτή των οπλισμένων επιχωμάτων, με απότομες έως και κατακόρυφες κλίσεις πρανών, η ευστάθεια των οποίων δεν θα μπορούσε να εξασφαλιστεί χωρίς όπλιση. Ως εκ τούτου πρόκειται για οπλισμένα επιχώματα αντιστήριξης. Επισημαίνεται, αν η κλίση της παρειάς είναι μεγαλύτερη από 70° , η κατασκευή θεωρείται πρακτικώς οπλισμένος τοίχος αντιστήριξης. Στο σχήμα που ακολουθεί παρατίθενται παραδείγματα οπλισμένων επιχωμάτων.



Σχήμα 3.25 Οπλισμένα επιχώματα – Βασικοί ορισμοί

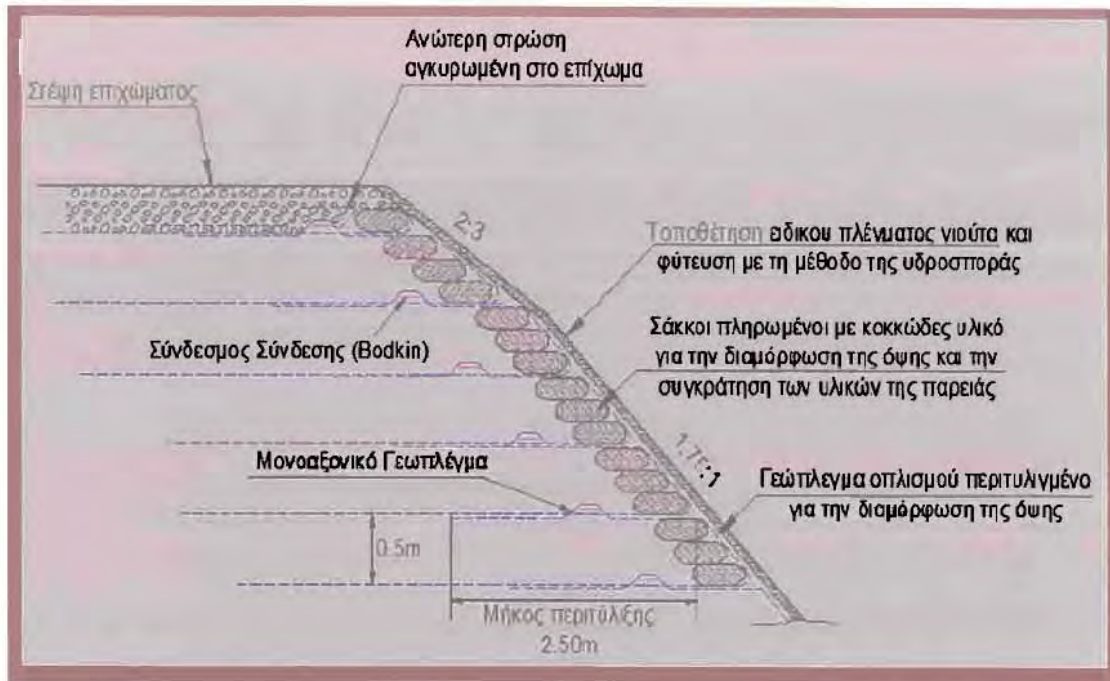
Ενδεικτικά αναφέρεται ότι, το μήκος των οπλισμών προκύπτει κατόπιν ελέγχων ευστάθειας. Το ελάχιστο πάντως μήκος σύμφωνα με τις γαλλικές οδηγίες, είναι $L \geq 0,4H$, όπου H το στατικό ύψος του επιχώματος. Οι διαδοχικές στρώσεις οπλισμού συνιστάται να μην απέχουν καθ' ύψος λιγότερο από 0,2m ούτε περισσότερο από 0,8m, ούτως ώστε το οπλισμένο σώμα του επιχώματος να διατηρεί ομογενή συμπεριφορά. Στις φωτογραφίες που ακολουθούν, δίνονται παραδείγματα εφαρμογής οπλισμένων επιχωμάτων από τον Ελληνικό χώρο καθώς και μια λεπτομέρεια τυπικής διαμόρφωσης. [Νάσκος, 2007]



Εικόνα 3.26 Άποψη κατασκευασμένου οπλισμένου επιχώματος στην Εγνατία οδό – περιοχή Μετσόβου



Εικόνα 3.27 Κατασκευή επιχώματος: αναδίπλωση γεωπλεγμάτων για την διαμόρφωση της όψης στην Εθνική οδό Τρικάλων - Άρτας



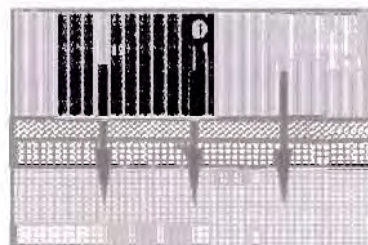
Σχήμα 3.28 Λεπτομέρεια τυπικής διαμόρφωσης όψης οπλισμένου επιχώματος

Σημειώνεται ότι η κατασκευή οπλισμένων επιχωμάτων, μετά την εξοικείωση του προσωπικού στο εργοτάξιο, με την επαναλαμβανόμενη διαδικασία επάλθηλων στρώσεων υλικού ενίσχυσης/εδάφους μπορεί να προχωράει ταχύτατα. Επίσης είναι σημαντικό ότι τα οπλισμένα επιχώματα αποτελούν εύκαμπτες κατασκευές με δυνατότητες ανοχών σε διαφορετικές καθιζήσεις/συνιζήσεις και συνιστούν ιδιαίτερα περιβαλλοντικά αποδεκτές λύσεις με δυνατότητα ανάπτυξης βλάστησης στις εμφανείς τους παρειές. [Φικίρης, 2007]

3.3.3 Λειτουργία φίλτρου (εγκάρσια ροή)

Η λειτουργία φίλτρου ενός συστήματος εδάφους - γεωσυνθετικού υλικού αφορά την ελεύθερη ροή του νερού διά του γεωσυνθετικού, κάθετα στο επίπεδό του, χωρίς απώλεια εδαφικού υλικού για όλη τη διάρκεια ζωής του έργου.

Στο κάτωθι σκαρίφημα διακρίνεται το προστατευόμενο έδαφος που αποτελείται από λεπτόκοκκο υλικό (άνωθεν του γεωσυνθετικού), στη συνέχεια το φίλτρο (γεωσυνθετικό υλικό) και τέλος τη στραγγιστική στρώση από χονδρόκοκκο υλικό (κάτωθεν του γεωσυνθετικού).



Σχήμα 3.29 Η λειτουργία του φίλτρου

Ο ρόλος του γεωσυνθετικού ως φίλτρου είναι τριπλός:

α) αποτρέπει τη διείσδυση λεπτόκοκκων υλικών μέσα στο φίλτρο

β) διατηρεί σχετικά μεγάλη διαπερατότητα και

γ) αποτρέπει τη διείσδυση λεπτόκοκκων υλικών μέσα στην στρώση στράγγισης.

Κατάλληλα γεωσυνθετικά που μπορούν να λειτουργήσουν και ως φίλτρα είναι τα υφαντά γεωυφάσματα, τα μη υφαντά μικρού πάχους (π.χ θερμοκολλητά) για ροή μίας κατεύθυνσης, τα μη υφαντά μεγάλου πάχους για ροή εναλλασσόμενης κατεύθυνσης και τα γεωσύνθετα με μία τουλάχιστον στρώση γεωυφάσματος.

Τα γεωσυνθετικά φίλτρα είναι απαραίτητο να τηρούν βασικές απαιτήσεις προκειμένου η λειτουργία τους να είναι αποτελεσματική. Έτσι, α) το ύφασμα πρέπει να έχει επαρκώς μεγάλους πόρους ώστε να επιτρέπει τη διόδο του υγρού χωρίς ανάπτυξη υπερπίεσεων πόρων, β) οι πόροι του υφάσματος να έχουν αρκούντως μικρό μέγεθος ώστε να εμποδίζουν την υπερβολική απώλεια εδαφικών κόκκων από την ανάντη πλευρά, γ) το εδαφικό υλικό να μην προκαλεί έμφραξη του υφάσματος μακροχρονίως και δ) το γεωσυνθετικό να είναι ανθεκτικό και ικανό να ανταπεξέλθει σε όλες τις δυσμενείς συνθήκες και επιδράσεις (π.χ έκθεση σε υπεριώδη ακτινοβολία και προσβολή από χημικά) κατά την κατασκευή και λειτουργία σε βάθος χρόνου.

Τα γεωυφάσματα και τα γεωσύνθετα ως φίλτρα έχουν τις εξής εφαρμογές:

- αντικατάσταση κοκκωδών φίλτρων
- επένδυση στραγγιστικών τάφρων
- προστασία στραγγιστικών στρώσεων (π.χ, οδοστρωσία, υδραυλικά αναχώματα, φράγματα, επιχώσεις που γεννούν στραγγίσματα)
- αποστραγγιστικές στρώσεις πίσω από τοίχους αντιστήριξης
- ως στρώσεις διακοπής τριχοειδούς ανύψωσης
- προστατευτικά γύρω από κατακόρυφα στραγγιστήρια (άμμου ή ταινίες)
- επενδύσεις προστασίας οχθών και ακτών
- ως φράχτες συγκράτησης ιλύος σε ρέματα

[Παχάκης, 2007]

Ειδικότερα, τα τελευταία χρόνια, η χρήση των παραπάνω γεωσυνθετικών σε έργα αντιδιαβρωτικής προστασίας βρίσκει ευρύτατο πεδίο εφαρμογής σε τέτοιο βαθμό δε, που η χρησιμοποίησή τους αποτελεί πλέον τη βέλτιστη, κοινά αποδεκτή, τεχνική λύση. Βέβαια, η διάβρωση των εδαφών είναι ένα φυσικό φαινόμενο στο οποίο η ανθρώπινη παρέμβαση το μόνο που μπορεί να προσφέρει είναι να μειώσει την ταχύτητα της εξέλιξής του. Έτσι, σε γενικές γραμμές οι μηχανισμοί διάβρωσης του εδάφους μπορεί συνοπτικά να διακριθούν στις ακόλουθες κατηγορίες (Gourc 1994):

- διάβρωση πρηνών εξαιτίας της βροχόπτωσης και της επακόλουθης επιφανειακής απορροής
- διάβρωση τάφρων, χειμάρρων, ποταμών, καναλιών εξαιτίας της ροής των υδάτων
- διάβρωση ακτών εξαιτίας κυματισμών
- αιολική διάβρωση

Για την αντιμετώπιση λοιπόν όλων των παραπάνω η χρήση των γεωσύνθετων και των γεωυφασμάτων είναι η πλέον κατάλληλη.

[Φικίρης, 2007]

3.3.4 Λειτουργία στράγγισης (συνεπίπεδη ροή)

Η λειτουργία στράγγισης ενός συστήματος εδάφους- γεωσυνθετικού αφορά την ελεύθερη ροή του νερού, μέσα στο επίπεδο του γεωσυνθετικού, χωρίς απώλεια του εδαφικού υλικού, για όλη τη διάρκεια ζωής ενός έργου (βλέπε σκαρίφημα).



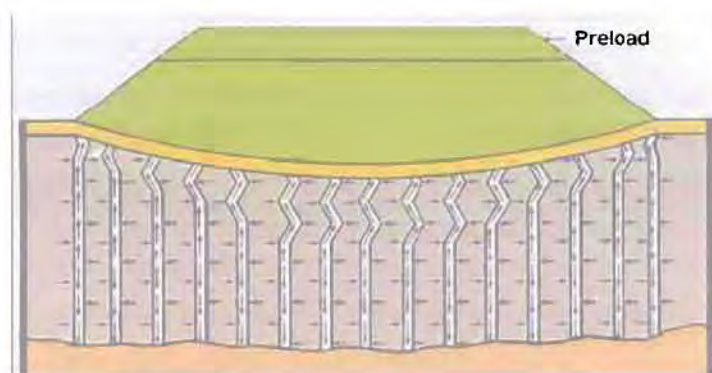
Σχήμα 3.30 Η λειτουργία της στράγγισης

Ο ρόλος του γεωσυνθετικού ως στραγγιστηρίου είναι τριπλός και έγκειται:

- α) στην παροχέτευση όλης της απαιτούμενης ποσότητας ροής
- β) στην μείωση ή εκτροπή των δυνάμεων της ροής
- γ) στην αποτροπή ανάπτυξης μεγάλων υδροστατικών πιέσεων

Η στράγγιση ή διαφορετικά η ροή ενός υγρού διαμέσου της επιφάνειας ενός γεωσυνθετικού, απαιτεί την χρήση υλικών επαρκούς πάχους και διαπερατότητας. Ως εκ τούτου τα γεωφάσματα, τα γεωδικτυωτά και τα γεωσύνθετα είναι τα πλέον κατάλληλα υλικά για τον σκοπό αυτό. [Παχάκης, 2007]

Μία από τις κυριότερες εφαρμογές των γεωφασμάτων όσον αφορά στην λειτουργία της στράγγισης, είναι στην κατασκευή κατακόρυφων στραγγιστηρίων εδαφών για την μείωση του χρόνου στερεοποίησης, δίνοντας τη δυνατότητα στο νερό να στραγγίζει και οριζόντια και σε μικρή απόσταση. Αυτό επιτυγχάνεται πολύ αποτελεσματικά με την τοποθέτηση εντός του εδάφους κατακόρυφων στραγγιστηρίων σε μικρή μεταξύ τους απόσταση, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, τα οποία επικοινωνούν με ένα οριζόντιο στρώμα μεγάλης διαπερατότητας στην επιφάνεια του εδάφους. [Πλατής, 2007]



Σχήμα 3.31 Σχηματική απεικόνιση της εξέλιξης των καθιζήσεων με την χρήση κατακόρυφων στραγγιστηρίων

Τα κύρια συστατικά στοιχεία των γεωσυνθετικών στραγγιστηρίων είναι ο πυρήνας τους και το φίλτρο που τον περιβάλλει. Ο πυρήνας αποτελείται από γεωσυνθετικό μεγάλης διαπερατότητας (γεωδικτυωτό, μορφοποιημένο πλαστικό φύλλο κ.α), που μεταφέρει το νερό κατά το επίπεδο της στρώσης και επενδύεται με γεωύφασμα που δημιουργεί συνθήκες φίλτρου εμποδίζοντας τη διείσδυση των λεπτόκοκκων στον πυρήνα όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στις παρακάτω εικόνες.



Εικόνα 3.32 Πυρήνας γεωσυνθετικών στραγγιστηρίων

Η χρήση των κατακόρυφων στραγγιστηρίων για την επιτάχυνση του φαινομένου της στερεοποίησης και αύξηση της αντοχής του εδάφους δεν είναι κάτι καινούριο. Εφαρμόζεται παγκοσμίως ήδη από τη δεκαετία του '30, ενώ στην Ελλάδα τα τελευταία 40 χρόνια.

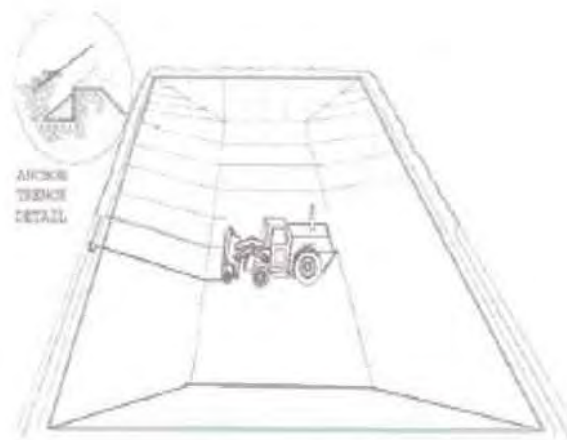
Στη συνέχεια παρατίθενται και διάφορες άλλες συνήθειες εφαρμογές των γεωσυνθετικών στράγγισης. Αυτές είναι ως:

- στραγγιστήρια πίσω από τοίχους αντιστήριξης
 - αποστραγγιστικές στρώσεις κάτω από επιχώματα προφόρτισης
 - κατακόρυφες στραγγιστικές στρώσεις σε φράγματα και αναχώματα
 - αποστραγγιστικές στρώσεις αποτελούμενες από γεωδικτυωτά, σε Χ.Υ.Τ.Α για την συλλογή και απομάκρυνση των μολυντών
 - κατακόρυφα πετάσματα διακοπής οριζόντιας ροής
- [Παχάκης, 2007]

3.3.5 Λειτουργία στεγάνωσης

Η χρήση των γεωσυνθετικών υλικών στην στεγανοποίηση έργων Πολιτικού Μηχανικού είναι σε πολλές περιπτώσεις κύριο στοιχείο της έντεχνης και σωστής κατασκευής του έργου. Οι γεωμεμβράνες και οι γεωσυνθετικές αργιλικές μεμβράνες είναι τα κυριότερα υλικά στεγάνωσης. Παρακάτω περιγράφονται οι δύο (2) πλέον συνήθειες χρήσεις γεωσυνθετικών ως λειτουργία στεγάνωσης.

(α) Μεμβράνες από κρυσταλλικό πολυμερές- υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο- σχεδιάστηκαν για κάλυψη Χ.Υ.Τ.Α. εξαιτίας της άριστης αντοχής του υλικού σε χημικές επιθέσεις, γι' αυτό και οι συνήθειες διαστάσεις των ρολών είναι 5,80m έως και 9m. Η διεύθυνση διάστρωσης των ρολών στα πρανή είναι από την κορυφή προς τον πυθμένα και στη συνέχεια στο επόμενο πρανές όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3.33 Σχηματική απεικόνιση διάστρωσης γεωμεμβράνων σε πρανές

Τα φύλλα διαστρώνονται ελεύθερα και παραμένουν τουλάχιστον 20min για να προσαρμοστούν στην θερμοκρασία του περιβάλλοντος.

(β) Μεμβράνες από άμορφο πολυμερές (PVC), λόγω της απaráμιλλης ευκαμψίας τους έχουν κυριαρχήσει σε εφαρμογές όπου απαιτείται πιστή εφαρμογή της μεμβράνης στο ανάγλυφο του υποστρώματος, διαμόρφωση λεπτομερειών όπως γωνίες και γενικότερα απότομες αλλαγές διεύθυνσης. Τέτοιες εφαρμογές είναι οι στεγανολεκάνες και οι σήραγγες, όπως στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 3.34 Τοποθέτηση γεωμεμβράνης PVC στο εσωτερικό σήραγγας

Κλείνοντας το κεφάλαιο αυτό, σκόπιμο είναι να αναφερθεί πως με σωστή επιλογή και σχεδιασμό, τα γεωσυνθετικά μπορούν να δώσουν ικανοποιητικές, οικονομικά και τεχνικά, λύσεις σε εφαρμογές διαχωρισμού, όπλισης, φίλτρου, στράγγισης και στεγάνωσης. [Γκιαλίδης, 2007]

Παρατίθενται πίνακες που συνοψίζουν όλα τα παραπάνω.

ΠΙΝΑΚΑΣ 2: είδη, υλικά, ενδεικτικό κόστος και πιθανές λειτουργίες γεωσυνθετικών υλικών

ΕΙΔΗ	ΥΛΙΚΟ	ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΟ ΚΟΣΤΟΣ	ΠΙΘΑΝΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ (Πρωτεύουσα ή Δευτερεύουσα)				
			ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΗ	ΦΙΛΤΡΟ (εγκαρσια ροη)	ΣΤΡΑΓΓΙΣΗ (σινεπιπεωση ροη)	ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ
ΓΕΩΨΦΑΣΜΑΤΑ (geotextiles-GT)	PP,PE,PET	\$0,90/m ²	Π	Π	Π	Π	Δ
ΓΕΩΠΛΕΓΜΑΤΑ (geogrids-GG)	PP,PE,PET	\$2,50/m ²	-	Π	-	-	-
ΓΕΩΔΙΚΤΥΩΤΑ (geonets-GN)	PE	\$2,00/m ²	-	-	-	Π	-
ΓΕΩΜΕΜΒΡΑΝΕΣ (geomembranes-GM)	HDPE,PVC,PP LLDPE	\$8,00/m ²	Δ	-	-	-	Π
ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΗ ΑΡΓΙΛΙΚΗ ΜΕΜΒΡΑΝΗ (GCL)	μπετονίτης	\$4,00/m ²	Δ	-	-	-	Π
ΓΕΩΑΦΡΟΣ (geofoam-GF)	διογκωμένο PS	-	Π	-	-	-	-
ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΑ (geocomposites-GC) (συνήθως GT-GN, GT-GM,GM-GG,GT-GG)	ανάλογα με τον συνδυασμό	\$4,00/m ²	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ
ΓΕΩ-ΑΛΛΑ (γεωτάπητες, γεωσωλήνες γεωκυψέλες κ.α)		-	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ

ΠΙΝΑΚΑΣ 3: χρήση γεωσυνθετικών υλικών σε έργα Ποιτικού Μηχανικού, ανάλογα με τις επιλεγείσες λειτουργίες

	ΧΡΗΣΕΙΣ	GT	GG	GN	GM	GCL	GF	GC
Δ ι α χ ω ρ ι σ μ ό ς	Οδοποιία (βάση-φυσικό έδαφος)	√						
	τοίχοι (έδαφος-φέρον στοιχείο→μείωση ωθήσεων)						√	
	κατασκευές-έδαφος (προστασία παγετού)						√	
	επιχώματα (μείωση βάρους)						√	
Ο π λ ι σ η	θεμελίωση οδοστρωμάτων- επιχωμάτων	√	√					
	τοίχοι	√	√					
	επιχώματα	√	√					
Φ ί λ τα ρ ο	όπισθεν τοίχων	√						
	αντιδιαβρωτική προστασία	√						√
Σ τα ρ ά γ γ ι σ η	στραγγηστήρια εδαφών	√						√
	συλλογή και απομάκρυνση μολυντών (ΧΥΤΑ)			√				
	συλλογή και απομάκρυνση ομβρίων (πλαγιές,ΧΥΤΑ)			√				√
Σ τα ε γ ά ν ω σ η	στεγανολεκάνες (ΧΥΤΑ)				√	√		
	στεγανώσεις σηράγγων				√			
	καλύματα (ΧΥΤΑ)				√	√		

Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια εδάφους-γεωσυνθετικού, δηλαδή η συνεκτικότητα C_a και η γωνία τριβής δ μεταξύ εδάφους και γεωσυνθετικού, όπως προκύπτουν από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb της παραδοσιακής Γεωτεχνικής Μηχανικής, αποδίδουν τη μέγιστη διατμητική τάση μέσω της παρακάτω σχέσης:

$$\tau = C_a + \sigma_n' \tan \delta \quad (4.3)$$

όπου:

τ = διατμητική αντοχή μεταξύ εδάφους και γεωφάσματος
 σ_n' = ορθή ενεργητική τάση στην επιφάνεια διάτμησης
 C_a = συνεκτικότητα του γεωφάσματος με το έδαφος
 δ = γωνία τριβής μεταξύ γεωφάσματος και εδάφους

Οι παράμετροι διατμητικής αντοχής C_a και δ μπορούν να συγκριθούν με τις αντίστοιχες παραμέτρους διατμητικής αντοχής του ίδιου του εδάφους C και ϕ μέσω των κάτωθι δύο συντελεστών ενεργοποίησης, οι οποίοι δίνονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$E_c = \left(\frac{C_a}{C} \right) \times 100\% \leq 100\% \quad (4.4)$$

$$E_\phi = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi} \right) \times 100\% \leq 100\% \quad (4.5)$$

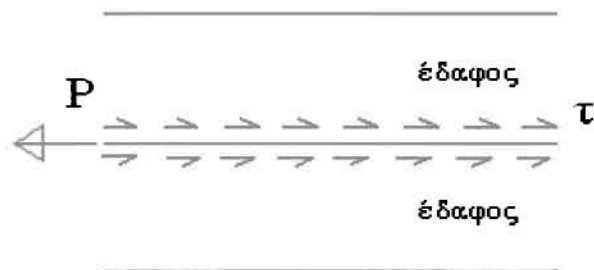
όπου:

E_c = συντελεστής ενεργοποίησης της συνοχής του εδάφους
 E_ϕ = συντελεστής ενεργοποίησης της εσωτερικής γωνίας τριβής

Οι παραπάνω συντελεστές E_c και E_ϕ παίρνουν τιμές που κυμαίνονται από 0 (μηδέν) έως και τη μονάδα. Παρά το γεγονός ότι μπορούν θεωρητικά να πάρουν τιμές μεγαλύτερες του 100%, οι τιμές αυτές δεν μπορούν να ενεργοποιηθούν πρακτικά γιατί το επίπεδο αστοχίας θα διέρχεται μέσω του εδάφους και όχι στη διεπιφάνεια εδάφους-γεωσυνθετικού. [Koerner, 2005]

(γ) Μηχανισμός αγκύρωσης

Ο μηχανισμός αγκύρωσης είναι ανάλογος με τον μηχανισμό διάτμησης που μόλις περιγράφηκε. Η διαφορά εδώ είναι ότι το έδαφος δρα πλέον και στις δύο πλευρές του γεωφάσματος λόγω της ύπαρξης εφελκυστικού αξονικού φορτίου P το οποίο τείνει να τραβήξει το γεωφάσμα από το έδαφος (βλ. σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.4 Σχηματική απεικόνιση του μηχανισμού αγκύρωσης

Το εργαστηριακό μοντέλο αυτού του μηχανισμού είναι παρόμοιο με αυτό των δοκιμών άμεσης διάτμησης, με αποτέλεσμα να ισχύουν όλες οι σχέσεις που συνδέουν τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής, καθώς επίσης και αυτές που υπολογίζουν τους συντελεστές ενεργοποίησης της συνοχής του εδάφους και της εσωτερικής γωνίας τριβής. Η διαφορά έγκειται στο γεγονός ότι ο μηχανισμός αγκύρωσης έχει πάνω όριο την εφελκυστική αντοχή του ίδιου του γεωυφάσματος. Πρακτικώς λόγω του εφελκυστικού αξονικού φορτίου P δημιουργείται πλέον ολίσθηση μεταξύ γεωσυνθετικού και εδάφους. Αυτό που διατηρεί το γεωύφασμα στην θέση του είναι η εφελκυστική του αντοχή.

Για τους υπολογισμούς, θα χρησιμοποιείται η διατμητική αντοχή που κινητοποιείται από το γεωύφασμα με το έδαφος στο επάνω και στο κάτω μέρος αυτού και στη συνέχεια θα αθροίζονται οι δύο αυτές τιμές δίνοντας έτσι την οριακή τιμή της αντοχής αγκύρωσης.

[Koerner, 2005]

4.3 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες γεωφασμάτων (GT)

4.3.1 Φυσικές ιδιότητες

Οι ιδιότητες που αναλύονται παρακάτω αναφέρονται σε γεωφάσματα στην φάση κατασκευής τους ή και στην κατάσταση παραλαβής τους από τις διάφορες εργοστασιακές μονάδες.

Ειδική Πυκνότητα (Specific Gravity). Η ειδική πυκνότητα των ινών από τις οποίες αποτελούνται τα γεωφάσματα είναι στην ουσία η ειδική πυκνότητα γεωφάσματος. (βλ. ASTM D792 ή D1505). Ορίζεται ως το ποσοστό βάρους όγκου μονάδων υλικού (χωρίς κενά), προς το αντίστοιχο ποσοστό αποσταγμένου και χωρίς αέρα νερού στους 4°C. Μερικές τυπικές τιμές ειδικής πυκνότητας πολυμερικών και άλλων υλικών που συνήθως χρησιμοποιούνται για την παρασκευή γεωφασμάτων (GT) σε σχέση με εδαφικά υλικά δίνονται παρακάτω.

- Ατσάλι = 7.8
- Γυαλί = 2.54
- PVC = 1.69
- Βαμβάκι = 1.55
- Πολυεστέρας = 1.38 με 1.22
- Νάιλον = 1.14 με 1.05
- Πολυαιθυλένιο = 0.96 με 0.90
- Πολυπροπυλένιο = 0.91
- Έδαφος/χαλίκι = 2,9 με 2,4

Σημειώνεται πως η ειδική πυκνότητα για κάποια πολυμερή (π.χ πολυολεφίνες) είναι μικρότερη της μονάδας, πράγμα το οποίο πρέπει να λαμβάνεται υπόψη όταν το περιβάλλον εργασίας είναι υδάτινο καθώς είναι δυνατό να επιπλεύσουν.

Βάρος (Weight). Στην περίπτωση ενός γεωφάσματος δίνεται σε γραμμάρια ανά τετραγωνικό μέτρο (g/m^2), γι' αυτό και ο πιο σωστός όρος για το βάρος είναι Μάζα ανά Μονάδα Επιφάνειας (Mass per Unit Area). Ωστόσο, μονάδες όπως γραμμάρια ανά μέτρο γεωφάσματος (g/m) και μέτρα γεωφάσματος ανά κιλό (m/Kg) επίσης χρησιμοποιούνται. Οι τυπικές τιμές βάρους για τα περισσότερα γεωφάσματα κυμαίνονται από 150 έως 750 g/m^2 .

Πάχος (Thickness). Ορίζεται ως η απόσταση μεταξύ της ανώτερης και κατώτερης επιφάνειας ενός γεωφάσματος, μετρημένη κάτω από συγκεκριμένη πίεση. Η ASTM D5199 ορίζει πως το πάχος ενός γεωφάσματος πρέπει να μετριέται με ακρίβεια τουλάχιστον 0.02 mm κάτω από πίεση 2.0 Kpa. Συγκριτικά η ISO 9863 επιτρέπει την επιλογή της πίεσης με αποτέλεσμα το πάχος των υλικών να κυμαίνεται από 0.25 μέχρι 3.5 mm.

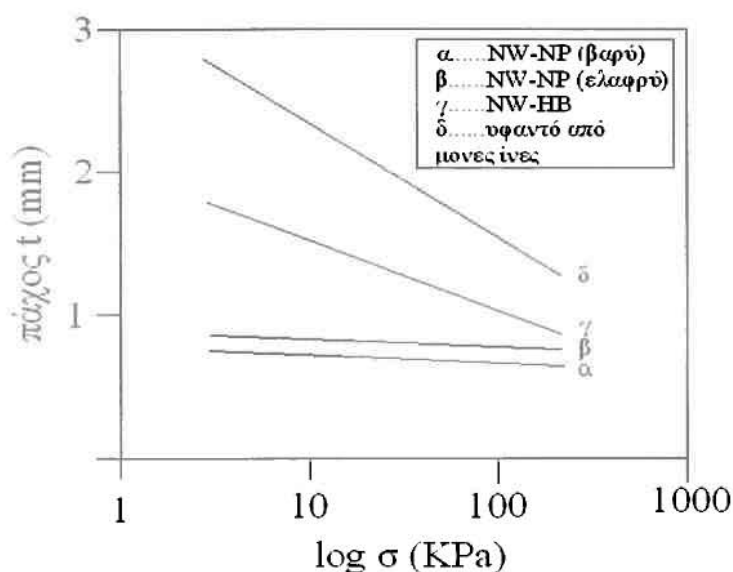
Ακαμψία (Stiffness). Η ακαμψία ή ελαστικότητα ενός γεωφάσματος δεν θα πρέπει να συγχέεται με το μέτρο ελαστικότητάς του το οποίο και υπολογίζεται από το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων. Η ακαμψία είναι το μέτρο της αλληλεπίδρασης μεταξύ της μάζας του γεωφάσματος και της ακαμψίας λυγισμού του όπως αυτή προκύπτει από τον τρόπο με τον οποίο το γεωφάσμα λυγίζει λόγω του ίδιου βάρους του. Όταν το έδαφος προς ενίσχυση είναι εξαιρετικά μαλακό, υφίσταται

δηλαδή μεγάλες παραμορφώσεις, απαιτείται γεωφάσμα με μεγάλη ακαμψία. [Koerner, 2005]

4.3.2 Μηχανικές ιδιότητες

Οι μηχανικές ιδιότητες που αναλύονται παρακάτω δείχνουν την αντίσταση ενός γεωφάσματος σε επιβαλλόμενα φορτία ή/και στην εγκατάστασή του στο έδαφος ή σε μία κατασκευή. Κάποιες έχουν να κάνουν αποκλειστικά με το γεωφάσμα, ενώ άλλες σχετίζονται και με συγκεκριμένο τύπο εδάφους.

Συμπιεστότητα (Compressibility). Η συμπιεστότητα ενός γεωφάσματος είναι το πάχος του σε διάφορες τιμές ορθών τάσεων. Για συγκεκριμένα γεωφάσματα η συμπιεστότητα είναι σχετικά χαμηλή όπως για τα υφασμένα και τα θερμοκολλητά μη υφασμένα γεωφάσματα. Ωστόσο, για τα μη υφασμένα βελονωτά γεωφάσματα, η συμπιεστότητα είναι σημαντική. Αυτό συμβαίνει γιατί τέτοιου είδους γεωσυνθετικά υλικά συχνά χρησιμοποιούνται για να μεταβιβάσουν υγρά διαμέσου του επιπέδου τους. Όσο περισσότερο συμπιέζεται ένα γεωφάσμα κάτω από συγκεκριμένη φόρτιση, τόσο πιο χαμηλή είναι η ικανότητα μεταβίβασης υγρών διαμέσου του επιπέδου τους. Το παρακάτω σχήμα απεικονίζει την συμπιεστότητα διαφόρων τύπων γεωφασμάτων, στα οποία η επιρροή των ορθών τάσεων στο πάχος τους είναι εμφανής.

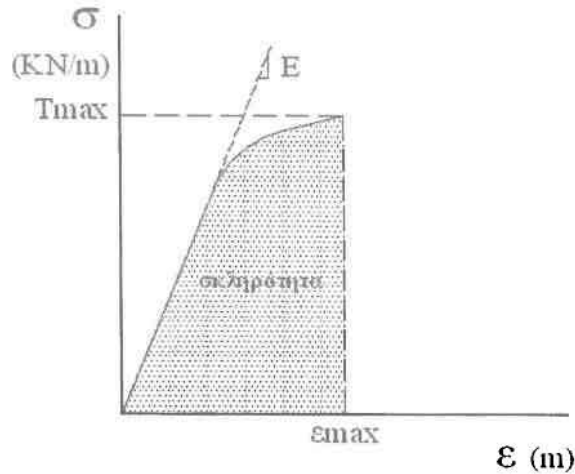


Σχήμα 4.5 Συμπιεστότητα διαφόρων τύπων γεωφασμάτων, συμπεριλαμβανομένων των μη υφαντών βελονωτών (NWNP) και θερμοκολλητών (NW-HB)

Σύμφωνα με το σχήμα τα μη υφαντά βελονωτά γεωφάσματα παρουσιάζουν μεγαλύτερη συμπιεστότητα από τα υπόλοιπα, πράγμα το οποίο σχετίζεται με το βάρος τους ή καλύτερα με την μάζα ανά μονάδα επιφάνειας.

Εφελκυστική Αντοχή (Tensile Strength). Όπως έχει ήδη αναφερθεί αρκετές έως τώρα φορές, είναι μία από τις πιο σημαντικές ιδιότητες όχι μόνο των γεωφασμάτων αλλά και όλων των γεωσυνθετικών υλικών. Η αντοχή ορίζεται ως η μέγιστη εφελκυστική τάση την οποία μπορεί να αντέξει ένα γεωσυνθετικό υλικό μέχρι τη στιγμή της αστοχίας. Όλες οι εφαρμογές των γεωφασμάτων βασίζονται σε αυτή την

πολύ σημαντική ιδιότητα και πολύ περισσότερο όταν αυτές έχουν ως στόχο την κύρια λειτουργία της ενίσχυσης. Μέσω των πειραμάτων μέτρησης της εφελκυστικής αντοχής, προκύπτουν και τα διαγράμματα τάσεων-παραμορφώσεων (σ - ϵ). Ένα ενδεικτικό διάγραμμα παρουσιάζεται παρακάτω:



Σχήμα 4.6 Ποιοτικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για υφαντό, αποτελούμενο από μονές ίνες, γεωύφασμα

Από ένα τέτοιο διάγραμμα τέσσερις είναι οι βασικές τιμές που προκύπτουν:

1. Μέγιστη εφελκυστική τάση T_{max} (συχνά αναφέρεται και ως *αντοχή γεωυφάσματος*)
2. Παραμόρφωση E_{max} τη στιγμή της αστοχίας (συχνά αναφέρεται και ως *μέγιστη επιμήκυνση*)
3. Σκληρότητα (συνήθως ορίζεται ως το εμβαδό κάτω από την καμπύλη σ - ϵ)
4. Μέτρο ελαστικότητας E (η κλίση του τμήματος της καμπύλης σ - ϵ στο οποίο οι τάσεις και οι παραμορφώσεις συνδέονται γραμμικά)

Οι μονάδες της τάσεως στο διάγραμμα του Σχήματος 4.6 είναι KN/m και της παραμόρφωσης σε m . Ειδικά για τις τάσεις είναι φανερό ότι δεν πρόκειται για καθαρές μονάδες τάσεως, οι οποίες για να επιτευχθούν πρέπει τα KN/m να διαιρεθούν με το πάχος t του γεωυφάσματος. Αυτό συμβατικά δεν γίνεται, καθώς το πάχος ποικίλει σημαντικά υπό την επιρροή φόρτισης και κατά τη διάρκεια της διαδικασίας επιμήκυνσης, αλλά έχει και μικρή πρακτική σημασία. Επιπτώσεις τις φόρτισης υπάρχουν και στην σκληρότητα αλλά και στο μέτρο ελαστικότητας, καθώς οι μονάδες τους θα πρέπει επίσης να διαιρεθούν με το πάχος t για να επιτευχθούν οι αντίστοιχες συμβατικές.

Με βάση τα ανωτέρω, για το υπολογισμό της μέγιστης εφελκυστικής τάσης χρησιμοποιείται η παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{max} = \frac{T_{max}}{t} (KPa) \quad (4.6)$$

Εφελκυστική Αντοχή υπό διάφορες Ορθές Τάσεις Εδάφους (Confined Tensile Strength). Τα πειράματα τα οποία διεξάγονται για τον καθορισμό της εν λόγω εφελκυστικής αντοχής, είναι κάπως διαφορετικά από τα προαναφερθέντα, καθώς

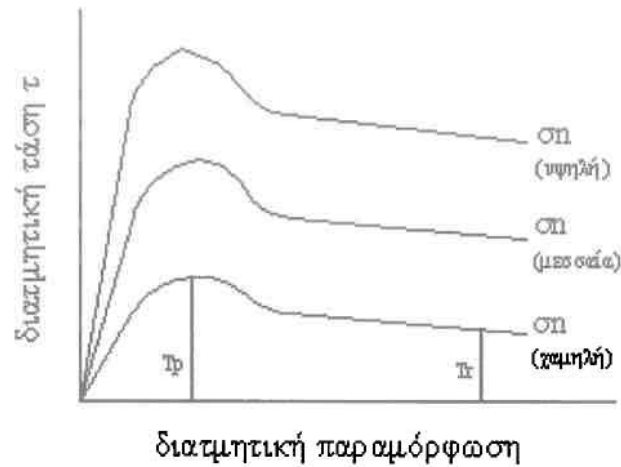
στην συγκεκριμένη περίπτωση εισάγεται και κάποιος πλευρικός περιορισμός. Τέτοιου τύπου πειράματα αντικατοπτρίζουν καλύτερα την πραγματικότητα καθώς κατά τον σχεδιασμό λαμβάνεται υπόψη και το περιβάλλον έδαφος και όχι μονάχα τα γεωφάσματα. Αυτό το οποίο είναι αξιοσημείωτο, είναι το γεγονός πως από τις δοκιμές που έχουν γίνει σε διαφόρων ειδών γεωφάσματα μόνο τα μη υφαντά βελονωτά αυξάνουν σε αντοχή. Αυτό συμβαίνει λόγω της ύπαρξης πλέον των ορθών τάσεων του εδάφους οι οποίες συγκρατούν τις διάσπαρτες ίνες τους στις αρχικές τους θέσεις.

Αντοχή Ραφών (Seam Strength). Συχνά τα άκρα ή και οι πλευρές των γεωφασμάτων, πρέπει να ενωθούν μεταξύ τους προς μεταβίβαση των εφελκυστικών τάσεων σε ευρύτερου εύρους περιοχές από το εύρος των γεωσυνθετικών όπως κατασκευάζονται. Μία απλή και συνάμα συχνή μέθοδος ένωσης είναι το *ράψιμο*. Καθώς η αντοχή ενός γεωφάσματος αυξάνεται, προοδευτικά μειώνεται η αποδοτικότητα των δυνάμεων ένωσης με αποτέλεσμα να απαιτείται καλύτερη μέθοδος από αυτή που μόλις περιγράφηκε, καθώς η αντοχή ραφών γίνεται κρισιμότερη (μικρότερη) τη εφελκυστικής αντοχής κάθετα στη διεύθυνση της ραφής.

Αντοχή Κόπωσης (Fatigue Strength). Η αντοχή ή αντίσταση κόπωσης, είναι η ικανότητα ενός γεωφάσματος να αντιστέκεται σε επαναλαμβανόμενες φορτίσεις πριν αστοχήσει.

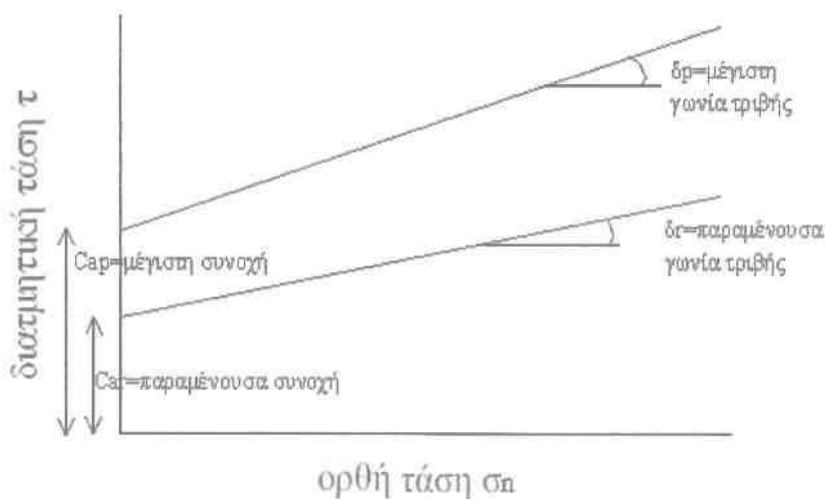
Δοκιμές Μέτρησης της Αντοχής Εξόλκευσης (Pullout (Anchorage) Tests). Τα γεωφάσματα, στα πλαίσια της λειτουργίας της ενίσχυσης, συχνά καλούνται να παρέχουν κάποιου είδους αγκύρωση. Για να επιτευχθεί αγκύρωση, το γεωφάσμα πρέπει να καλύπτεται με έδαφικό υλικό και από τις δύο πλευρές του. Η αντοχή εξόλκευσης προφανώς εξαρτάται από την ορθή τάση που εφαρμόζεται πάνω στο έδαφος, η οποία με τη σειρά της κινητοποιεί διατμητικές τάσεις και στις δύο πλευρές του γεωφάσματος. Πειραματικά αποτελέσματα έχουν δείξει πως ποσοτικά η αντίσταση εξόλκευσης είναι μικρότερη από την αντοχή σε διάτμηση. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση των δοκιμών εξόλκευσης, το γεωφάσμα είναι τεντωμένο και παρουσιάζει μεγάλη παραμόρφωση, κατάσταση που οδηγεί στην αναδιάταξη των σωματιδίων του εδάφους στην διεπιφάνεια μεταξύ γεωφάσματος εδάφους η οποία όμως πλέον χαρακτηρίζεται από μειωμένη διατμητική αντοχή και κατ'επέκταση μειωμένη αντοχή εξόλκευσης.

Τριβή (Friction Behavior). Σε πολλά προβλήματα σχεδιασμού είναι απαραίτητη η γνώση της συμπεριφοράς του γεωφάσματος και του εδάφους σε ότι αφορά τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται μεταξύ τους. Τα πειράματα τα οποία διεξάγονται για την μελέτη αυτής της συμπεριφοράς είναι στην ουσία μία προσαρμογή των δοκιμών άμεσης διάτμησης που έχουν ήδη μελετηθεί (βλ. Σχήμα 4.3). Γίνεται επανάληψη των πειραμάτων εφαρμόζοντας κάθε φορά διαφορετικές τιμές των ορθών τάσεων σ_n' , οι οποίες όπως έχει αναφερθεί προκαλούν την εμφάνιση δυνάμεων τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους-γεωσυνθετικού και τυπικά αποτελέσματα των οποίων δίνονται στο κάτωθι διάγραμμα.



Σχήμα 4.7 Πειραματικά αποτελέσματα δοκιμών άμεσης διάτμησης

Η αύξηση της ορθής τάσης έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της διατμητικής αντοχής. Σε κάθε καμπύλη του παραπάνω σχήματος εμφανίζεται μία μέγιστη (T_p) και μία παραμένουσα (T_r) τιμή της διατμητικής αντοχής. Με βάση τις καμπύλες του Σχήματος 4.7 και τις μέγιστες και ελάχιστες τιμές T_p και T_r προκύπτει το παρακάτω διάγραμμα, το οποίο δεν είναι άλλο από την σχηματική απεικόνιση των περιβαλλουσών Mohr-Coulomb και από το οποίο καταλήγουμε στις παραμέτρους διατμητικής αντοχής, C (συνοχή) και δ (γωνία τριβής).



Σχήμα 4.8 Περιβάλλουσες μέγιστης και παραμένουσας αντοχής Mohr-Coulomb για τη συμπεριφορά διάτμησης γεωφασμάτων

Όσον αφορά στις τιμές με τις οποίες θα γίνει τελικά ο σχεδιασμός ενός έργου Πολιτικού Μηχανικού, είναι μία απόφαση που ο ίδιος ο μηχανικός καλείται να πάρει λαμβάνοντας υπόψη κριτήρια τα οποία όμως δεν αφορούν την παρούσα εργασία. [Koerner, 2005]

4.4 Φυσικές και μηχανικές ιδιότητες γεωπλεγμάτων (GG)

4.4.1 Φυσικές ιδιότητες

Πολλές από τις φυσικές ιδιότητες των γεωπλεγμάτων, συμπεριλαμβανομένων των διαστάσεων των μελών, του τύπου της ένωσής τους, το μέγεθος των ανοιγμάτων τους και του πάχους τους, μπορούν απευθείας να μετρηθούν και μάλιστα με σχετική ακρίβεια. Άλλες ιδιότητες που παρουσιάζουν ενδιαφέρον είναι η μάζα ανά μονάδα επιφάνειας, η οποία κυμαίνεται από 200 έως 1000 g/m², και η ποσοστιαία μη-καλυμμένη περιοχή που κυμαίνεται από 40 έως 95%. Άλλες σημαντικές ιδιότητες είναι οι εξής: [Koerner,2005]

Πυκνότητα (Density). Η πυκνότητα ενός γεωπλέγματος εξαρτάται από το πολυμερές από το οποίο αυτό είναι φτιαγμένο. Ομογενή γεωπλέγματα είναι κατά κύριο λόγο φτιαγμένα από HDPE (υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο) ή PP (πολυπροπυλένιο) και οι τιμές της πυκνότητάς τους δεν ξεπερνούν την μονάδα. Γεωπλέγματα αποτελούμενα από PET (πολυεστέρας), έχουν πυκνότητες με τιμές μεγαλύτερες της μονάδας.

Ακαμψία Εκτός Επιπέδου (Out-of-Plane Bending Stiffness). Προσδιορίζεται ποσοτικά μέσω της ASTM D1388, πειραματική διαδικασία για τον καθορισμό της ακαμψίας. Η τιμή της ακαμψίας που προκύπτει, σχετίζεται με το βάρος του πλέγματος ή διαφορετικά με την μάζα ανά μονάδα επιφάνειας. Κάποιοι τύποι γεωπλεγμάτων είναι αρκετά άκαμπτοι με τιμές ακαμψίας που ξεπερνούν τα 1000 g-cm στην συγκεκριμένη πειραματική διαδικασία. Πάντως, όταν η τιμή της ακαμψίας λυγισμού είναι κάτω των 1000 g-cm τότε το γεωπλέγμα χαρακτηρίζεται σχετικά ευλύγιστο-εύκαμπτο.

Δυστρεψία Εντός Επιπέδου (In-Plane Torsional Stiffness). Παρ'ότι δεν αποτελεί τυποποιημένη πειραματική διαδικασία, ο Kinney πρότεινε την τοποθέτηση και σύσφιγξη ενός τετραγωνικού δείγματος διαξονικού γεωπλέγματος σε άκαμπτο πλαίσιο, και την συγκράτηση του κεντρικού κόμβου αυτού. Εν συνεχεία εφαρμόζεται σταθερή ροπή και μετριέται η γωνιακή περιστροφή ενάντια στην αντίσταση του γεωπλέγματος. Τα αποτελέσματα μαρτυρούν μία σχεδόν γραμμική συμπεριφορά όσον αφορά στα άκαμπτα γεωπλέγματα. Για τα εύκαμπτα, η διαφοροποίηση στην αντίσταση είναι αρχικά μικρή, που όμως έπειτα από περιστροφή 5° με 10° η αντίσταση παρουσιάζει αξιοσημείωτη αύξηση.

4.4.2 Μηχανικές ιδιότητες

Οι μηχανικές ιδιότητες που θα μελετηθούν στην παρούσα παράγραφο σχετίζονται απευθείας με την λειτουργία που κυρίως καλούνται τα γεωπλέγματα να επιτελέσουν, την λειτουργία της ενίσχυσης.

Αντοχή Μεμονωμένου Στελέχους και Κόμβου (Single Rib and Junction Strength). Για την εκτίμηση της εφελκυστικής αντοχής ενός γεωπλέγματος, αρχικά εφαρμόζεται μία εφελκυστική δύναμη σε μεμονωμένο στέλεχος αυτού μέχρι την στιγμή της αστοχίας και καταγράφεται η συμπεριφορά του. Εν συνεχεία εκτιμάται η αντοχή μεμονωμένου κόμβου μέσω της απομάκρυνσης ενός διαμήκουσ μέλους από το αντίστοιχο εγκάρσιο στο σημείο ένωσής τους, δηλαδή τον κόμβο. Η απομόνωση

ενός συγκεκριμένου κόμβου είναι ουσιώδης καθώς δεν ασκούνται κατά το πείραμα ορθές τάσεις σε αυτόν, κάθετα στη διεύθυνση του διαμήκους στελέχους.

Εφελκυστική Αντοχή (Wide-Width Tensile Strength). Η εφελκυστική αντοχή τόσο στη μία διεύθυνση (όσον αφορά τα μονοαξονικά γεωπλέγματα), όσο και στις δύο διευθύνσεις (όσον αφορά τα διαξονικά), είναι υψίστης σημασίας για τη χρήση τους ως μέσα όπλισης. Ορίζεται κατ'αναλογία και με τα γεωυφάσματα, ως η μέγιστη εφελκυστική τάση την οποία μπορεί να αντέξει ένα δείγμα γεωπλέγματος μέχρι τη στιγμή της αστοχίας. Διαφορετική στην προκειμένη περίπτωση, είναι η πειραματική διαδικασία μέσω της οποίας προκύπτει η μέγιστη εφελκυστική τάση, η μέγιστη παραμόρφωση-η παραμόρφωση δηλαδή μέχρι την στιγμή της αστοχίας, το μέτρο ελαστικότητας, η εφελκυστική τάση σε διάφορες τιμές επιμήκυνσης πριν την αστοχία. Στοιχείο το οποίο αξίζει να αναφερθεί, είναι πως τα πειράματα διεξάγονται απουσία εδαφικού υλικού.

Διατμητική Αντοχή (Shear Strength). Τα πειράματα που διεξάγονται για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής γεωπλεγμάτων είναι προσαρμογή των δοκιμών άμεσης διάτμησης, ακριβώς όπως συμβαίνει και στην περίπτωση των γεωυφασμάτων που παραπάνω μελετήθηκε. Το γεώπλεγμα τοποθετείται σε μία συσκευή, δέχεται ορθές τάσεις στην επιφάνειά του και υποβάλλεται σε ολίσθηση με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής στην διεπιφάνεια εδάφους-γεωσυνθετικού. Η συμπεριφορά αυτή απεικονίζεται στις καμπύλες των Σχημάτων 4.7 και 4.8 που ήδη έχουν μελετηθεί και από τις οποίες προκύπτει η μέγιστη διατμητική τάση ή διαφορετικά η διατμητική αντοχή, η παραμένουσα διατμητική αντοχή, καθώς και οι παράμετροι διατμητικής αντοχής C και δ που απεικονίζουν την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και γεωπλέγματος. Κατ'επέκταση ισχύουν και οι σχέσεις 4.4 και 4.5 οι οποίες δίνουν τους συντελεστές ενεργοποίησης της συνοχής του εδάφους και της εσωτερικής γωνίας τριβής. Οι τιμές των συντελεστών είναι αρκετά υψηλές καθώς η διαμόρφωσή τους, με τα μεγάλα ανοίγματα και τα πυκνά μέλη, αναγκάζει την επιφάνεια αστοχίας να συμπέσει με αυτή του μη οπλισμένου εδάφους.

Έρευνα που μελετά την επίδραση του ανοίγματος των γεωπλεγμάτων σε σχέση με το μέγεθος των εδαφικών σωματιδίων στον συντελεστή τριβής, διατίθεται από τον Sarsby. Σύμφωνα λοιπόν με την έρευνά του, η βέλτιστη μεταφορά διατμητικής τάσης-που αντιστοιχεί και στον μέγιστο συντελεστή τριβής-λαμβάνει χώρα όταν

$$B_{GG} > 3.5d_{50} \quad (4.7)$$

όπου:

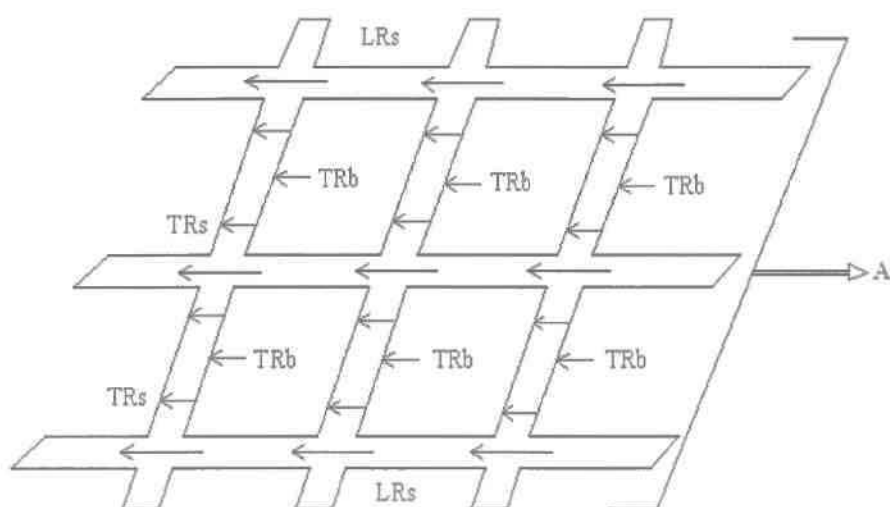
B_{GG} = το ελάχιστο πλάτος ανοίγματος ενός γεωπλέγματος
 d_{50} = το κατά μέσον όρο μέγεθος κόκκων εδάφους

Η σχέση 4.7 παρουσιάζει μεγάλη χρησιμότητα για την επιλογή του εδαφικού υλικού που θα χρησιμοποιηθεί ως περιβάλλον έδαφος σε κάποιο γεώπλεγμα.

Αντοχή Αγκύρωσης (Anchorage Strength from Soil Pullout). Όσον αφορά στα γεωπλέγματα η αντοχή αγκύρωσης ξεπερνά κατά πολύ την αντοχή σε διάτμηση που μόλις παρουσιάστηκε. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι εξαιτίας των μεγάλων ανοιγμάτων τους, το έδαφος εισχωρεί από την μία πλευρά του πλέγματος στην άλλη. Προφανώς, το μέγεθος των σωματιδίων του εδάφους θα πρέπει να είναι

επαρκώς μικρό για να επιτρέπεται πλήρης διεξόδυση στα κενά του γεωπλέγματος. Κατά συνέπεια, ο όρος d_{50} στην σχέση 4.7 αντικατοπτρίζει το απαιτούμενο μέγεθος κόκκων για το συγκεκριμένο ελάχιστο πλάτος ανοίγματος του όποιου συγκεκριμένου γεωπλέγματος.

Η αντοχή αγκύρωσης ή αντίσταση εξόλκευσης είναι αποτέλεσμα τριών διαφορετικών μηχανισμών όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.9. Ο πρώτος είναι η διατμητική αντοχή κατά μήκος του επάνω και κάτω τμήματος των διαμήκων μελών ενός γεωπλέγματος (LRs). Ο δεύτερος, η διατμητική αντοχή επάνω και κάτω τμήματος των εγκάρσιων μελών του γεωπλέγματος (TRs) και ο τρίτος μηχανισμός είναι η παθητική αντίσταση στο μπροστινό τμήμα επίσης των εγκάρσιων μελών (TRb). Στον τελευταίο μηχανισμό, το έδαφος υποβάλλεται σε μία παθητική κατάσταση αστοχίας και αντιστέκεται στην εξόλκευση με τη βοήθεια της φέρουσας ικανότητάς του η οποία συνεισφέρει σημαντικά στην συνολική αντοχή αγκύρωσης ενός γεωπλέγματος.



A = συνολική αντοχή αγκύρωσης/εξόλκευσης
 LRs = διατμητική αντοχή διαμήκους στελέχους
 TRs = διατμητική αντοχή εγκάρσιου στελέχους
 TRb = φέρουσα ικανότητα εγκάρσιου στελέχους

Σχήμα 4.9 Μηχανισμοί που εμπλέκονται στην αντοχή αγκύρωσης γεωπλέγματος

Αγκύρωση λόγω Σύνδεσης με Φέροντα Πανέλα (Anchorage Strength from Wall Connection). Όταν τα γεωπλέγματα χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τοίχων αντιστήριξης, η μπροστινή πλευρά των τοίχων ολοκληρώνεται με την τοποθέτηση πανέλων (μηχανική ένωση αλλά και φέρουσα). Η ικανότητα σύνδεσης ενός γεωπλέγματος με την οποιαδήποτε προστατευτική επένδυση τοίχων πρέπει γενικώς να εκτιμάται.

[Koerner,2005]

4.5 Υπολογισμός της μακροχρόνιας εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού T_{allow}

Οι εργαστηριακές μετρήσεις της εφελκυστικής αντοχής τόσο των γεωφασμάτων όσο και των γεωπλεγμάτων, γίνονται υπό ιδανικές συνθήκες με αποτέλεσμα να αντιστοιχούν στις μέγιστες δυνατές τιμές εφελκυστικής αντοχής, T_{ult} . Οι τιμές αυτές, είναι απαραίτητο να προσαρμοστούν στις πραγματικές συνθήκες χρήσεις των γεωσυνθετικών αυτών υλικών. Αυτό γίνεται μέσω μειωτικών συντελεστών σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση.

$$T_{allow} = T_{ult} \left[\frac{1}{RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_{CBD}} \right] \quad (4.8)$$

όπου:

- T_{ult} = οριακή τιμή βραχυχρόνιας εφελκυστικής αντοχής
- T_{allow} = μακροχρόνια εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού
- RF_{ID} = μειωτικός συντελεστής λόγω φθορών κατά την τοποθέτηση
- RF_{CR} = μειωτικός συντελεστής λόγω ερπυσμού γεωσυνθετικών υλικών
- RF_{CBD} = μειωτικός συντελεστής ενάντια στην χημική και βιολογική υποβάθμιση των γεωσυνθετικών υλικών

Σε κάθε περίπτωση ισχύει η εξής ανισότητα:

$$T_{allow} < T_{ult}$$

Οι μειωτικοί συντελεστές της εξίσωσης 4.8 έχουν τιμές μεγαλύτερες ή ίσες της μονάδας και δίνονται στον πίνακα που ακολουθεί.

	Μειωτικοί Συντελεστές					
	RF_{ID}		RF_{CR}		RF_{CBD}	
Εφαρμογής/Υλικό	GT	GG	GT	GG	GT	GG
Οδοποιία χωρίς οδόστρωμα	1.1-2.0	1.1-1.6	1.5-2.5	1.5-2.5	1.0-1.5	1.0-1.6
Οδοποιία με οδόστρωμα	1.1-1.5	1.2-1.5	1.0-2.0	1.5-2.5	1.0-1.5	1.1-1.7
επιχώματα	1.1-2.0	1.1-1.4	2.0-3.5	2.0-3.0	1.0-1.5	1.1-1.5
πρανή	1.1-1.5	1.1-1.4	2.0-3.0	2.0-3.0	1.0-1.5	1.1-1.5
τοίχοι	1.1-2.0	1.1-1.4	2.0-4.0	2.0-3.0	1.0-1.5	1.1-1.5
θεμελιώσεις	1.1-2.0	1.2-1.5	2.0-4.0	2.0-3.0	1.0-1.5	1.1-1.6

Πίνακας 4.1 Προτεινόμενες τιμές μειωτικών συντελεστών για τον υπολογισμό της μακροχρόνιας εφελκυστικής αντοχής μέσω της σχέσης 4.8 [Koerner, 2005]

4.6 Χρήσεις γεωφασμάτων και γεωπλεγμάτων με στόχο την όπλιση

Η συνεργιστική επίδραση του εδάφους (με υψηλή θλιπτική αντοχή) και των γεωφασμάτων-γεωπλεγμάτων (με υψηλή εφελκυστική αντοχή) έχει οδηγήσει στην βελτίωση της λειτουργίας πολλών κατασκευών αλλά και στον σχεδιασμό νέων σε πολλούς τομείς. Έτσι, η οπλισμένη με γεωφάσματα και γεωπλέγματα γη είναι μία γρήγορη και συνάμα οικονομική μέθοδος κατασκευής τοίχων αντιστήριξης (στους οποίους είναι αφιερωμένα και τα κεφάλαια που ακολουθούν), επιχωμάτων, έργων οδοποιίας με ή χωρίς οδόστρωμα και θεμελιώσεων.

Οδοποιία χωρίς οδόστρωμα. Με τον όρο “οδοποιία χωρίς οδόστρωμα” εννοείται η τοποθέτηση ποσότητας γεωυλικών (άμμου ή χαλίκων) απευθείας επάνω σε ασθενή υπόβαση. Καμία μόνιμη προστατευτική επένδυση, όπως σκυρόδεμα ή άσφαλτος, δεν διαστρώνεται στην επιφάνεια των γεωυλικών. Κατά τη διάρκεια της δεκαετίας του 1970 έγινε αποδεκτή η χρήση γεωπλεγμάτων και γεωφασμάτων σε έργα οδοποιίας αυτού του τύπου. Κατά το σχεδιασμό, πρωταρχική σημασία θα πρέπει να δίνεται στην πυκνότητα του συνόλου των διαστρωθέντων γεωυλικών που απαιτείται, όταν δεν γίνεται χρήση γεωσυνθετικών αλλά και όταν γίνεται. Κατ’αυτόν τον τρόπο υπολογίζεται η πυκνότητα και κατά συνέπεια το κόστος των γεωυλικών που εξοικονομούνται και συγκρίνεται με το κόστος του προς χρήση γεωσυνθετικού. Η ευεργετική επίδραση τους έγκειται στην ικανότητα παραμόρφωσής τους και κινητοποίησης των εφελκυστικών τους ιδιοτήτων, φαινόμενα που προκαλούνται εξαιτίας της καθίζησης του εδάφους λόγω των επιβαλλόμενων κυκλοφοριακών φορτίων. Στο εμπόριο διατίθενται πολλά είδη γεωφασμάτων και γεωπλεγμάτων ικανά να χρησιμοποιηθούν σε έργα οδοποιίας. Μελέτες διαφόρων κατασκευαστών έχουν δείξει πως τα πιο βαριά και άκαμπτα είναι αυτά που οδηγούν σε μεγαλύτερες ποσότητες αποταμιευμένων γεωυλικών. [Koerner, 2005]

Οδοποιία με οδόστρωμα. Στην περίπτωση έργων οδοποιίας στα οποία αναμένεται τελική διάστρωση με σκυρόδεμα ή άσφαλτο, η τοποθέτηση γεωφασμάτων δεν είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί σε εξαιρετικά παραμορφώσιμη υπόβαση, καθώς μία τέτοια ενέργεια θα έχει ως αποτέλεσμα την κατάρρευση του τμήματος του δρόμου ύστερα από την εφαρμογή μικρής επαναληψιμότητας κυκλοφορικών φορτίων. Ωστόσο, ένα γεωφάσμα πρέπει να παρουσιάσει σχετική παραμόρφωση ώστε να προσφέρει σε αντοχή, καθώς διαφορετικά παραμένει ανενεργό. Συνήγοροι της λειτουργίας της ενίσχυσης σε έργα οδοποιίας με οδόστρωμα, υποστηρίζουν πως η παραμόρφωση του γεωφάσματος γύρω από το αδρομερές γεωυλικό βάσης (μετά από συμπύκνωση) επαρκεί για την κινητοποίηση της εφελκυστικής αντοχής του. Κατά συνέπεια ο σχεδιασμός ανάγεται σε εκείνον που αφορά στα έργα οδοποιίας χωρίς οδόστρωμα. Υπάρχουν βέβαια και οι υποστηρικτές της άποψης πως η τοποθέτηση γεωφάσματος κάτω από την στρώση χαλίκων εξυπηρετεί κυρίως τις λειτουργίες του διαχωρισμού και του φίλτρου, και όχι τόσο της όπλισης.

Όσον αφορά στην χρήση γεωπλεγμάτων αντί για γεωφάσματα, θα πρέπει να επισημανθεί ότι το μέγεθος του ανοίγματος μεταξύ των εγκαρσίων και διαμήκων μελών τους παρέχει ένα εξαιρετικό πλεονέκτημα. Στην προκειμένη περίπτωση το πλέγμα τοποθετείται μέσα στην μάζα του κοκκώδους υλικού βάσης (συνήθως θραυστού λατομείου) με στόχο την εισαγωγή ενός πλευρικού περιορισμού ο οποίος θα αντιστέκεται στην τάση των γεωυλικών να παραμορφωθούν οριζόντια υπό την

επιρροή επαναλαμβανόμενων κατακόρυφων φορτίων (αντοχή TRb στο σχήμα 4.9). [Koerner, 2005]

Θεμελιώσεις. Οι περιοχές πλησίον ακτών ποταμών ή θαλασσών αποτελούνται κυρίως από μαλακά ή χαλαρά εδάφη και δυστυχώς, είναι συνήθως στις περιοχές αυτές που χρησιμοποιούνται συχνότατα για την κατασκευή έργων Πολιτικού Μηχανικού. Η θεμελίωση τέτοιων έργων δεν μπορεί να είναι πάντα ευχερής ή δυνατή σε μαλακά ή χαλαρά εδάφη όπως τα προαναφερθέντα. Μία μέθοδος αντιμετώπισης του προβλήματος είναι η τοποθέτηση γεωφασμάτων και γεωπλεγμάτων προς ενίσχυση του ασθενούς εδάφους του οποίου μάλιστα η διατμητική αντοχή πολλές φορές δεν υπερβαίνει τα 10 KPa. Τα υφαντά γεωφάσματα που χρησιμοποιούνται για το σκοπό αυτό, διακρίνονται από υψηλή διατμητική αντοχή, με τις τιμές αυτής να κυμαίνονται από 80 έως 700 KN/m. Αντίστοιχη ενίσχυση μπορεί να επιτευχθεί και με γεωπλέγματα. [Koerner, 2005]

Επιχώματα. Όπως ήδη έχει αναφερθεί και σε προηγούμενο κεφάλαιο, τα επιχώματα χαρακτηρίζονται από κλίση πρανούς μικρότερη από 70° . Τα γεωφάσματα και τα γεωπλέγματα τοποθετούνται σε οριζόντιες στρώσεις μέσα στο εδαφικό υλικό και σε συγκεκριμένες αποστάσεις μεταξύ τους. Έτσι η μεθοδολογία σχεδιασμού βασίζεται, όχι στην θεωρία των πλευρικών ωθήσεων του εδάφους, αλλά στην ανάλυση ευστάθειας του οπλισμένου πρανούς. Εάν το γεωσυνθετικό είναι επαρκώς πλατύ, μπορεί να τοποθετηθεί παράλληλα στην όψη του πρανούς και η κάθετη προς την ύφανση διεύθυνση θα πρέπει να αναλάβει την μέγιστη κύρια τάση. Εάν όμως το πλάτος του δεν είναι επαρκές, και παρ'όλα αυτά θα πρέπει να τοποθετηθεί παράλληλα στην πρόσοψη του επιχώματος τότε απαιτούνται ειδικές ραφές με την ταυτόχρονη εισαγωγή μειωτικού συντελεστή στην εκτίμηση της απαιτούμενης εφελκυστικής αντοχής, Tallow. Στην περίπτωση που το γεωσυνθετικό θα τοποθετηθεί κάθετα στην πρόσοψη του πρανούς, τότε η διεύθυνση ύφανσης αναλαμβάνει την κύρια τάση. [Koerner, Robert M., 2005]

Τοίχοι αντιστήριξης. Συμβατικοί τοίχοι βαρύτητας, αποτελούμενοι από σκυρόδεμα, χρησιμοποιούνται με επιτυχία εδώ και πολλούς αιώνες και έχουν την ιδιότητα να αντιστέκονται στις πλευρικές ωθήσεις του εδάφους με την βοήθεια της μεγάλης μάζας τους. Ήδη από την δεκαετία του 1960 εφαρμόζεται μία νέα μέθοδος κατασκευής τοίχων αντιστήριξης με χρήση γεωσυνθετικών υλικών, μεταλλικών λωρίδων και άλλων υλικών ενίσχυσης, τα οποία τοποθετούνται σε οριζόντιες στρώσεις μέσα στο έδαφος και οι άκρες τους αναδιπλώνονται με στόχο την διαμόρφωση της όψης τους και την αγκύρωση αυτής (ειδικώς τα γεωφάσματα). Το περιβάλλον έδαφος δημιουργεί πλευρικές ωθήσεις ενώ ταυτόχρονα αλληλεπιδρά με τα υλικά όπλισης και αντιστέκεται σε αυτές. Με άλλα λόγια, η ενίσχυση λειτουργεί σαν ένας εσωτερικός πλευρικός περιορισμός ο οποίος επιτρέπει στο έδαφος την κινητοποίηση διατμητικής αντίστασης. Η ενίσχυση δηλαδή περιορίζει τις παραμορφώσεις λόγω της τριβής που αναπτύσσεται εξαιτίας της αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Βέβαια πλευρικές τάσεις μεγαλύτερες της εφελκυστικής αντοχής των γεωφασμάτων και των γεωπλεγμάτων, που εν προκειμένω μας ενδιαφέρουν, οδηγούν σε αστοχία της ίδιας της ενίσχυσης.

Είναι φανερό ότι οι οπλισμένοι τοίχοι που προκύπτουν είναι πιο παραμορφώσιμοι συγκρινόμενοι με τους τοίχους βαρύτητας και έχουν πολλά πλεονεκτήματα συμπεριλαμβανομένου και του χαμηλότερου κόστους κατασκευής.
[Koerner, 2005]

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

5.1 Εισαγωγή

Ενώ στις μέρες μας διατίθενται πολλές μεθοδολογίες σχεδιασμού ή και συνδυασμοί μεθοδολογιών σχεδιασμού έργων Πολιτικού Μηχανικού με χρήση γεωσυνθετικών υλικών, υπάρχουν τρεις βασικές κατευθύνσεις βάσει των οποίων λαμβάνεται και η τελική απόφαση σχετικά με το ποια μεθοδολογία θα ακολουθηθεί. Αυτές είναι: 1) σχεδιασμός ανάλογα με το κόστος και τη διαθεσιμότητα, 2) σχεδιασμός ανάλογα με την προδιαγραφή και 3) σχεδιασμός ανάλογα με την λειτουργία.

Οι μεθοδολογίες σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης, που στο παρόν κεφάλαιο θα μελετηθούν, ακολουθούν την τρίτη κατεύθυνση, την ιδέα δηλαδή του σχεδιασμού ανάλογα με την λειτουργία. Η βάση αυτής της ιδέας σχεδιασμού είναι η εκτίμηση της κύριας λειτουργίας που το γεωσυνθετικό θα κληθεί να επιτελέσει και η εισαγωγή ενός συντελεστή ασφαλείας, που στην περίπτωση των γεωφασμάτων και των γεωπλεγμάτων, που εν προκειμένω ενδιαφέρουν, ορίζεται ως εξής:

$$FS = \frac{T_{allow}}{T_{reqd}} \quad (5.1)$$

όπου:

FS = συντελεστής ασφαλείας έναντι άγνωστων φορτίων και άλλων αβεβαιοτήτων κατά τον σχεδιασμό

T_{allow} = επιτρεπόμενη εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού όπως προκύπτει από εργαστηριακές μετρήσεις και απομειώσεις με βάση επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (βλ. σχέση 4.8 και πίνακα 4.1)

T_{reqd} = απαιτούμενη εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού για την εκάστοτε κατάσταση

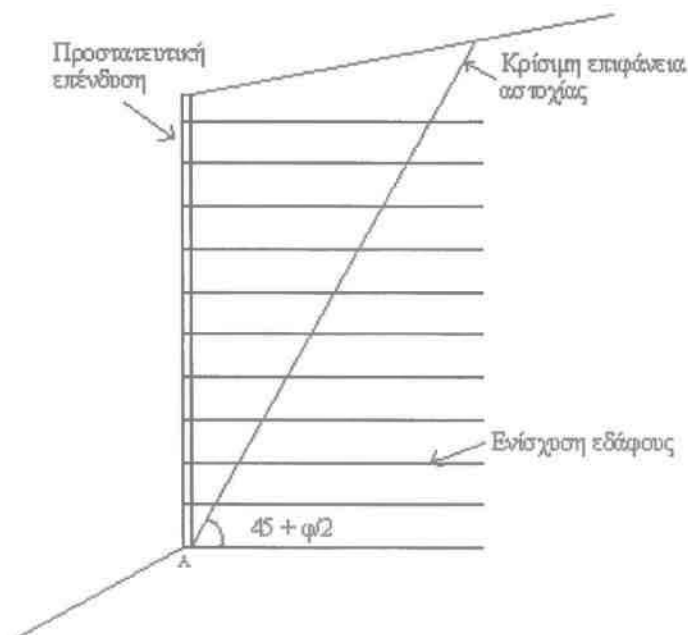
Εάν ο συντελεστής ασφαλείας FS είναι μεγαλύτερος της μονάδας τότε το υποψήφιο γεωσυνθετικό γίνεται αποδεκτό. Υπολογίζονται οι συντελεστές ασφαλείας για όλα τα γεωσυνθετικά που διατίθενται, και εάν προκύπτουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας για περισσότερα από ένα, τότε επιλέγεται αυτό με το χαμηλότερο κόστος. Στο παρόν κεφάλαιο αυτό το οποίο ενδιαφέρει είναι η κύρια λειτουργία της ενίσχυσης, επομένως όλα όσα θα ακολουθήσουν αφορούν σε αυτή.

[Koerner, 2005]

5.2 Βασικές αρχές και εξέλιξη του σχεδιασμού

Οι γεωκατασκευές από μόνες τους δεν έχουν αντοχή σε εφελκυσμό, και βασίζονται για την ευστάθειά τους στην αντοχή τους σε θλίψη και διάτμηση. Εισάγοντας εφελκυστικό οπλισμό στο έδαφος κατά τη διεύθυνση των μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων, οι οποίες είναι συνήθως κατά την οριζόντια διεύθυνση, δίνεται η δυνατότητα στις κατακόρυφες επιφάνειες της γεωκατασκευής να παραμένουν ευσταθείς. Ένας τοίχος οπλισμένου εδάφους κατασκευάζεται με τη χρήση στρώσεων από συμπυκνωμένο υλικό επίχωσης, και οριζόντια τοποθετημένο οπλισμό σε κατάλληλες κατακόρυφες αποστάσεις, έναν οπλισμό που αλληλοσυνδέεται στην

πρόσψη με προκατασκευασμένα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, με πλήρωση των αρμών ανάμεσα στα στοιχεία. Γενικώς το υλικό επίχωσης πρέπει να έχει επαρκώς μεγάλη γωνία τριβής ώστε να παρέχει επαρκή αντίσταση σε ολίσθηση του οπλισμού σε σχέση με το έδαφος. Εκτός από επαρκή συντελεστή τριβής, ο οπλισμός πρέπει να έχει και ικανοποιητική εφελκυστική αντοχή. [Barnes, 2005]. Στην περίπτωση ενός τοίχου αντιστήριξης, η ιδιότητα αυτή αποτρέπει τις μάζες εδάφους να αστοχήσουν, καθώς ενισχύεται η πιο κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας. [Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills]. Επίσης, είναι σημαντικό να μην εισέρχεται στην γεωκατασκευή νερό, ώστε να αποφευχθεί η ανάπτυξη πιέσεων πόρων οι οποίες θα μειώσουν τις ενεργές τάσεις, με συνέπεια την επιδείνωση της ευστάθειας και την αύξηση των παραμορφώσεων της γεωκατασκευής. Περαιτέρω, η μη εισροή νερού αποτρέπει τη διάβρωση του οπλισμού και της επικάλυψης, ειδικά αν το νερό περιέχει διαβρωτικά χημικά. Πρακτικώς το νερό μπορεί να εισέλθει στην κατασκευή από την επιφάνεια, οπότε πρέπει να εξασφαλίζεται ένα επαρκές επιφανειακό σύστημα αποστράγγισης. [Barnes, 2005]. Συχνά η ίδια η ενίσχυση χρησιμοποιείται για την σταθεροποίηση και διαμόρφωση της όψης του τοίχου και η τοποθέτησή της πρέπει να γίνεται με μεγάλη προσοχή για την αποφυγή διάρρηξης, σε διεύθυνση παράλληλη με τον τοίχο. Σχισμή τέτοιου τύπου καταλήγει σε μείωση του μεγέθους των εφελκυστικών τάσεων που τα γεωπλέγματα ή τα φεωφάσματα μπορούν να φέρουν. Τέλος, πρέπει να υπογραμμιστεί ότι μικρές παραμορφώσεις του τοίχου είναι αποδεκτές και μάλιστα απαιτούνται για την ενεργοποίηση των εφελκυστικών τάσεων στην ενίσχυση. Το παρακάτω σχήμα δείχνει τα βασικά στοιχεία από τα οποία αποτελείται ένας οπλισμένος τοίχος αντιστήριξης. [Bowles, 1995]



Σχήμα 5.1 Οπλισμένος τοίχος αντιστήριξης

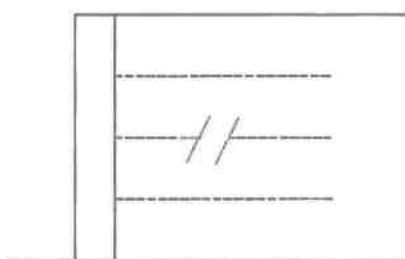
Κάθε μέθοδος σχεδιασμού περιλαμβάνει δύο στάδια:

- Μελέτη της εσωτερικής ευστάθειας για τον καθορισμό της κατακόρυφης απόστασης μεταξύ των οπλισμών, του μήκους του γεωσυνθετικού και του μήκους υπερκάλυψης (αν δεν χρησιμοποιείται προστατευτική επένδυση).

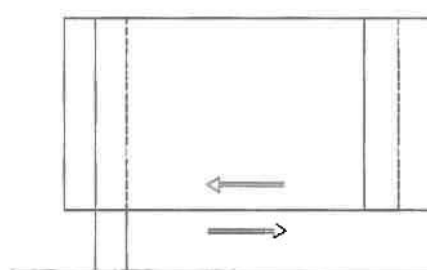
- Μελέτη της εξωτερικής ευστάθειας που εμπεριέχει τους ελέγχους σε ολίσθηση, ανατροπή και φέρουσα ικανότητα του τοίχου, οι οποίοι είναι εντελώς αντίστοιχοι με εκείνους των "κλασικών" τοίχων βαρύτητας. [Koerner, 2005]

5.2.1 Εσωτερική ευστάθεια

Η εσωτερική ευστάθεια βασίζεται στην εφελκυστική αντοχή των γεωφασμάτων και των γεωπλεγμάτων και στις διατμητικές τάσεις που εμφανίζονται (λόγω σχετικής ολίσθησης) στη διεπιφάνεια εδάφους-ενίσχυσης. Η αστοχία λόγω υπέρβασης της εφελκυστικής αντοχής σε οποιοδήποτε βάθος, οδηγεί σε προοδευτική κατάρρευση όλου του τοίχου, ενώ η ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους-ενίσχυσης οδηγεί σε ανακατανομή των τάσεων και προοδευτική παραμόρφωση όλου του τοίχου. [Budhu, 2007] Στα σχήματα που ακολουθούν, παρουσιάζονται τα δύο παραπάνω πιθανά φαινόμενα απώλειας της εσωτερικής ευστάθειας.



Σχήμα 5.2 Υπέρβαση της εφελκυστικής αντοχής

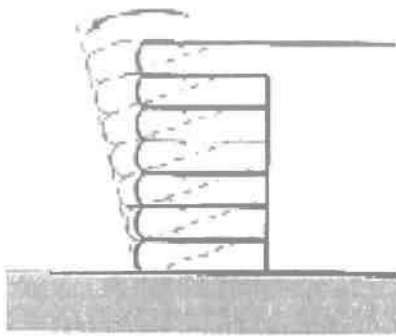


Σχήμα 5.3 Ολίσθηση στη διεπιφάνεια

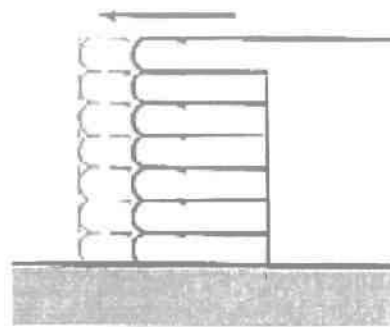
Η διαδικασία που ακολουθείται κατά τον σχεδιασμό για την εξασφάλιση της εσωτερικής ευστάθειας, περιλαμβάνει τον υπολογισμό των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων και της κατανομής τους κατά μήκος της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας, καθώς και της αντίστασης που προβάλλεται από την ίδια την ενίσχυση. [Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills]

5.2.2 Εξωτερική ευστάθεια

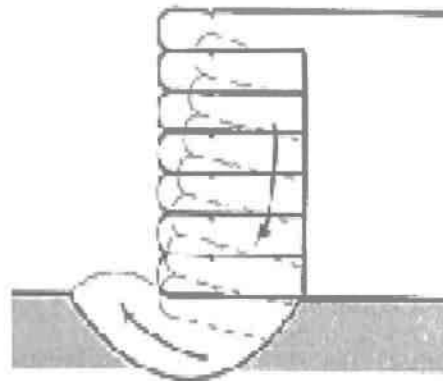
Όπως προαναφέρθηκε, η εξωτερική ευστάθεια ενός τοίχου από έδαφος οπλισμένο με γεωφάσματα ή γεωπλέγματα, ελέγχεται με τον ίδιο τρόπο όπως στους "κλασικούς" τοίχους βαρύτητας. Για να πραγματοποιηθούν οι έλεγχοι ολίσθησης (Σχ. 5.5), ανατροπής (Σχ. 5.6) και φέρουσας ικανότητας (Σχ.5.7) οι οποίοι σχηματοποιούνται παρακάτω, πρέπει να είναι γνωστό το μέγεθος του οπλισμένου τμήματος, το οποίο θα προκύψει από την μελέτη της εσωτερικής ευστάθειας. Γενικά, ενδείκνυται η χρήση συντελεστών ασφαλείας οι οποίοι για τους ελέγχους σε ανατροπή και φέρουσα ικανότητα πρέπει να παίρνουν τιμές μεγαλύτερες ή ίσες του 2, ενώ για τον έλεγχο σε ολίσθηση μεγαλύτερες ή ίσες του 1.5. Αρκετά συχνά ο έλεγχος ανατροπής, ο οποίος πραγματοποιείται έναντι ροπών γύρω από τον κατάντη πόδα της κατασκευής, οδηγεί σε συντελεστή ασφαλείας κατά πολύ μεγαλύτερο του 2. Επιπλέον αναφέρεται ότι, η ανατροπή δεν είναι ένας πιθανός μηχανισμός αστοχίας, καθώς οι οπλισμένοι τοίχοι αντιστήριξης είναι εκ των πραγμάτων εξαιρετικά παραμορφώσιμες κατασκευές. Για τον λόγο αυτό οι σχεδιασμοί πολλών μελετών δεν εμπεριέχουν υπολογισμούς που αφορούν στον έλεγχο αυτό. [Koerner, 2005]



Σχήμα 5.4 Ανατροπή



Σχήμα 5.5 Ολίσθηση



Σχήμα 5.6 Φέρουσα Ικανότητα

Όσον αφορά στην ολίσθηση, προκύπτει στο επάνω ή και στο κάτω μέρος της τελευταίας στρώσης γεωσυνθετικού που τοποθετείται στην βάση του τοίχου, λόγω της συνισταμένης των οριζοντίων ωθήσεων του εδάφους πίσω από την ενισχυμένη ζώνη.

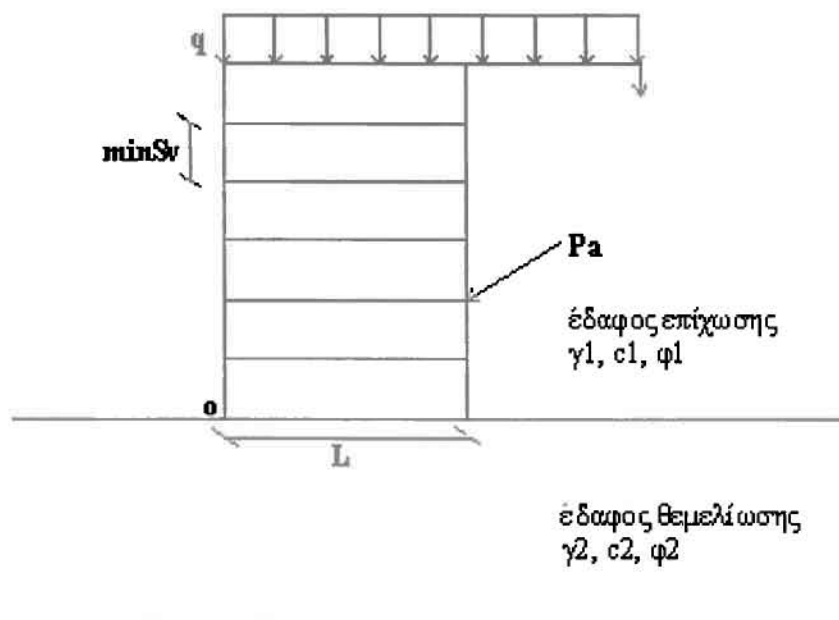
Τέλος, για την αποφυγή αστοχίας λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας, απαιτείται οι κατακόρυφες τάσεις σ_v στην βάση του τοίχου να μην ξεπερνούν την φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης. Για τον λόγο αυτό είναι πολύ σημαντικό να μην υποτιμώνται οι ορθές τάσεις στην βάση της κατασκευής και να λαμβάνονται σωστά υπόψη κατά τους υπολογισμούς, οι οποίοι στο παρόν κεφάλαιο θα γίνουν σύμφωνα με την μεθοδολογία του Brinch Hansen (1970) η οποία αναφέρεται σε αβαθείς θεμελιώσεις.

[Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills]

5.3 Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με χρήση γεωσυνθετικών υλικών: Μέθοδος A

Προτάθηκε από τους Lee et al οι οποίοι χρησιμοποίησαν μεταλλικές ράβδους ως ενίσχυση σε τοίχους αντιστήριξης, και προσαρμόστηκε στον σχεδιασμό τοίχων με γεωυφάσματα ουσιαστικά από τους Bell et al . Η μέθοδος αυτή υιοθετήθηκε από την US Forest Service. Αποτελείται από επιμέρους βήματα: (1) εσωτερική ευστάθεια και βήματα (2), (3) και (4) οι έλεγχοι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας για την εξωτερική ευστάθεια.

Για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας, η μεθοδολογία A παρουσιάζεται με αρκετά στοιχεία συντηρητικότητας, καθώς επιλέγεται ομοιόμορφη διάστρωση γεωσυνθετικού καθ' ύψος του τοίχου, με την απόσταση διαδοχικών στρώσεων S_v να είναι η ελάχιστη αποδεκτή. Επιπλέον, ο τοίχος επιλέγεται να είναι ορθογωνικός με εύρος L , το οποίο είναι και το μέγιστο όλων των αναγκαίων L που προκύπτουν από τους ελέγχους που προαναφέρθηκαν. Πέραν του συντηρητισμού, τίθενται και περιορισμοί, οι οποίοι έχουν να κάνουν με την επιφόρτιση q , η οποία θεωρείται απλουστευτικά ομοιόμορφη και με την απουσία νερού από τη γεωκατασκευή (μια συντηρητική εν γένει παραδοχή). Έτσι, η μέθοδος A ανάγεται στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 5.7 Απεικόνιση ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης, μήκους L , και ομοιόμορφου πάχους S_v μεταξύ των στρώσεων

5.3.1 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 1:

α) Υπολογισμός της κατακόρυφης απόστασης μεταξύ των γεωσυνθετικών S_v

Για τον καθορισμό της κατακόρυφης απόστασης μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού, οι οριζόντιες τάσεις του εδάφους θεωρείται πως κατανέμονται γραμμικά με το βάθος, σύμφωνα με την θεωρία του Rankine, στην οποία η αστοχία επέρχεται υπό ενεργητική κατάσταση και επομένως αναφερόμαστε εξολοκλήρου σε

"συνθήκες K_a ". Απουσία πιέσεων πόρων στον τοίχο και όπισθεν αυτού, οι σχέσεις υπολογισμού των οριζοντίων τάσεων του εδάφους που αφορούν στο τυχαίο βάθος z στο οποίο βρίσκεται η εκάστοτε στρώση γεωσυνθετικού υλικού, δίνονται από:

$$\sigma_{hs} = K_a \gamma z \quad (5.2)$$

$$\sigma_{hq} = K_a q \quad (5.3)$$

$$\sigma_{ha} = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hl} \quad (5.4)$$

όπου:

σ_{hs} = οριζόντιες τάσεις λόγω ίδιου βάρους του εδάφους

σ_{hq} = οριζόντιες τάσεις λόγω του ομοιόμορφου φορτίου q της επιφόρτισης

σ_{hl} = οριζόντιες τάσεις λόγω μεμονωμένων φορτίων στην επιφάνεια

σ_{ha} = συνολικές οριζόντιες τάσεις

γ = ειδικό βάρος του εδάφους επίχωσης

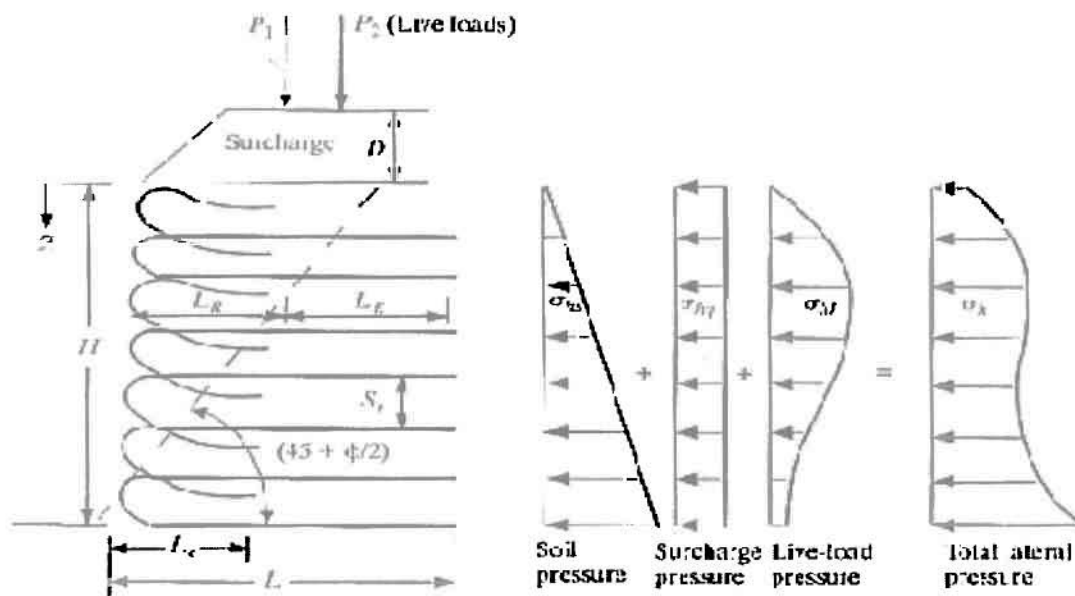
z = το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους έως την εκάστοτε στρώση

K_a = συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων κατά Rankine:

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2) \quad (5.5)$$

ϕ = γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους

Ο υπολογισμός των σ_{hs} και σ_{hq} συνήθως δεν παρουσιάζει δυσκολία, ο υπολογισμός ωστόσο του σ_{hl} εξαρτάται από την εκάστοτε γεωμετρία φόρτισης. Όλες οι παραπάνω σχέσεις είναι σύμφωνες με το σχήμα που ακολουθεί στο οποίο φαίνονται οι κατανομές των επιμέρους τάσεων, η συνολική τους κατανομή, καθώς και τα στοιχεία από τα οποία αποτελείται ένας τοίχος αντιστήριξης οπλισμένος με γεωφάσματα.



Σχήμα 5.8 Θεωρία σχεδιασμού τοίχου αντιστήριξης με χρήση γεωφάσματος

Από το διάγραμμα ελευθέρου σώματος σε κάποιο βάθος z του τοίχου, και αθροίζοντας τις δυνάμεις στην οριζόντια διεύθυνση (και ανά τρέχον μέτρο τοίχου),

προκύπτει η σχέση υπολογισμού της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών .

$$\sigma_h S_v = \frac{T_{allow}}{FS} = T_{reqd} \Rightarrow$$

$$S_v = \frac{T_{allow}}{\sigma_h FS} \quad (5.6)$$

όπου:

T_{allow} = μακροχρόνια εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού υπολογισμένη σύμφωνα την σχέση 4.8

FS = συντελεστής ασφαλείας ο οποίος παίρνει τιμές από 1.3 έως 1.5

Προκειμένου το πάχος S_v να είναι ομοιόμορφο καθ' ύψος, για το σχεδιασμό υπολογίζεται (συντηρητικά) η ελάχιστη αποδεκτή κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των οπλισμών και έτσι η σχέση 5.6 γράφεται:

$$\min S_v = \frac{T_{allow}}{\max \sigma_h FS} \quad (5.7)$$

Η κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των στρώσεων γεωσυνθετικού τυπικά κυμαίνεται από 0.2 έως 0.6 m και δεν θα πρέπει να υπερβαίνει το 1.0 m. Στην περίπτωση που η αντοχή σχεδιασμού T_{allow} των γεωσυνθετικών που χρησιμοποιούνται είναι αρκετά χαμηλή, τοποθετούνται και δευτερεύουσες στρώσεις οι οποίες δεν συνίσταται να ξεπερνούν σε μήκος τα 2.0 m, και σαν στόχο έχουν την ενίσχυση της εσωτερικής ευστάθειας και την μείωση των παραμορφώσεων πλησίον της επιφάνειας του τοίχου. [Koerner, 2005]

Στην σχέση 5.7 η μέγιστη οριζόντια τάση $\max \sigma_h$, εάν επιπλέον ληφθεί υπόψη και η επίδραση της συνεκτικότητας του εδάφους (αν υπάρχει), υπολογίζεται ως ακολούθως:

$$\max \sigma_h = K_a (q + \gamma_1 H) - 2C_1 \sqrt{K_a} \quad (5.8)$$

Το ακέραιο πλήθος στρώσεων του επιλεγμένου γεωσυνθετικού δίνεται από την σχέση (όπου οι αγκύλες συμβολίζουν το ακέραιο μέρος του λόγου):

$$n := \left[\frac{H}{\min S_v} \right] + 1 \quad (5.9)$$

Επομένως η τελική τιμή του S_v προκύπτει ως εξής:

$$S_v = \frac{H}{n} \quad (5.10)$$

Επισημαίνεται ότι για λιγότερη συντηρητικότητα, μπορεί κανείς να σχεδιάσει έναν τοίχο με μη ομοιόμορφη διάστρωση γεωσυνθετικών. Για παράδειγμα, μπορεί να

εκτιμήσει τις τιμές του S_v σε διάφορα βάθη, και με αυτόν τον τρόπο να ορίσει περιοχές καθ' ύψος με διαφορετικά πάχη S_v .

β) Υπολογισμός του συνολικού μήκους $L_{(a)}$ του γεωσυνθετικού

Σύμφωνα και με το Σχήμα 5.8 το συνολικό μήκος $L_{(a)}$ του γεωσυνθετικού είναι το άθροισμα δύο επιμέρους μηκών:

$$L_{(a)} = L_e + L_R \quad (5.11)$$

όπου:

L_e = μήκος γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης

L_R = μη ενεργό μήκος γεωσυνθετικού εντός της ολισθαίνουσας μάζας εδάφους (ενεργός ζώνη)

Στην ενεργό ζώνη το μήκος L_R για κάθε βάθος z , ορίζεται ως η απόσταση από την πρόσοψη του τοίχου μέχρι την πιο κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας και υπολογίζεται από την σχέση:

$$L_R = (H - z) \tan\left(45 - \frac{\psi_1}{2}\right) \quad (5.12)$$

όπου H = ύψος του τοίχου. Υπογραμμίζεται ότι η ως άνω κρίσιμη επιφάνεια ορίζεται σύμφωνα με τη θεωρία Rankine για ενεργητική αστοχία.

Η τιμή του L_R σύμφωνα με τη σχέση 5.12 είναι φθίνουσα με το βάθος z , και συνεπώς, χάριν συντηρητικότητας και με στόχο το σχεδιασμό ενός ορθογωνικού τοίχου, εκτιμάται το $\max L_R$ για το ελάχιστο βάθος $z = S_v$, για το οποίο η σχέση 5.12 γράφεται:

$$\max L_R = (H - S_v) \tan\left(45 - \frac{\varphi_1}{2}\right) \quad (5.13)$$

Στην ζώνη αγκύρωσης, το μήκος του γεωσυνθετικού L_e υπολογίζεται μέσω του διαγράμματος ελευθέρου σώματος του τοίχου, με στόχο την εξάντληση της διαθέσιμης αντοχής εξόλκευσης σε κάθε βάθος z . Η τελική σχέση προκύπτει από την παρακάτω συλλογιστική:

$$\begin{aligned} S_v \sigma_h FS &= 2\tau L_e \\ &= 2(C_a + \sigma_v \tan \delta) L_e \Rightarrow \\ L_e &= \frac{S_v \sigma_h FS}{2(C_a + \sigma_v \tan \delta)} \end{aligned} \quad (5.14)$$

όπου:

τ = η διατμητική αντοχή μεταξύ εδάφους-γεωσυνθετικού

C_a = συνεκτικότητα μεταξύ εδάφους-γεωσυνθετικού (μηδενική εάν πρόκειται για μη συνεκτικό έδαφος)

σ_h, σ_v = η οριζόντια και κατακόρυφη τάση του εδάφους

δ = γωνία τριβής μεταξύ εδάφους-γεωσυνθετικού
 FS = συντελεστής ασφαλείας ο οποίος παίρνει τιμές από 1.3 έως 1.5

Γίνεται φανερό, ότι το μήκος του γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης είναι συνάρτηση του βάθους z της εκάστοτε στρώσης στην οποία αναφερόμαστε λόγω της ύπαρξης των τάσεων σ_h και σ_v στη σχέση 5.14. Έτσι, πρέπει να υπολογιστεί ξεχωριστά για κάθε μία από τις n στρώσεις:

$$L_{ei} = \frac{S_v \sigma_{hai} FS}{2(C_{a1}' + \sigma_{vi} \tan \delta_1')}, \quad i = 1, \dots, n \quad (5.15)$$

όπου:

$$\sigma_{vi} = q + \gamma_1 (iSv), \quad i = 1, \dots, n \quad (5.16)$$

$$\sigma_{hai} = K_a \sigma_{vi} - 2C_1 \sqrt{K_a}, \quad i = 1, \dots, n \quad (5.17)$$

$$C_{a1}' = \varepsilon_{c1} c_1' \quad (5.18)$$

$$\delta_1' = \varepsilon_{\phi_1} \phi_1' \quad (5.19)$$

με τις σταθερές ε_{c1} και ε_{ϕ_1} να αποτελούν τις αποδοτικότητες (efficiencies) των γεωσυνθετικών υλικών για το έδαφος επίχωσης που χρησιμοποιείται.

Προτείνεται ότι η τελική τιμή του L_e πρέπει οπωσδήποτε να ισούται ή να ξεπερνά το 1.0 m. Στην περίπτωση που η σχέση 5.15 δίνει τιμή μικρότερη αυτής, επιλέγεται $L_e = 1.0$ m [Koerner, 2005], δηλαδή:

$$L_e = \max \{L_{ei}, 1.0\} \quad (5.20)$$

Έτσι, τελικά το αναγκαίο μήκος $L_{(a)}$ ενός ορθογωνικού τοίχου οπλισμένου με γεωσυνθετικά, σύμφωνα με τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας δίνεται από:

$$L_{(a)} = L_e + \max L_R \quad (5.21)$$

γ) Υπολογισμός του μήκους υπερκάλυψης L_o

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται γεωφάσματα, είναι αρκετά σύνηθες να αναδιπλώνονται ώστε να δημιουργούν τελική (μη φέρουσα) επιφάνεια από το ίδιο το ύφασμα. Στην περίπτωση αυτή, πρέπει να εκτιμηθεί ένα μήκος υπερκάλυψης L_o ώστε να εξασφαλίζεται η αναδίπλωση με ασφάλεια. Η σχέση υπολογισμού του μήκους υπερκάλυψης L_o προκύπτει με τον τρόπο που προέκυψε και η σχέση υπολογισμού του L_e , με την διαφορά πως στο διάγραμμα ελευθέρου σώματος το βάθος z μετριέται έως το μέσο κάθε εδαφικής στρώσης μεταξύ γεωσυνθετικών και ως εκ τούτου οι σχετιζόμενες οριζόντιες τάσεις σ_h είναι λίγο μικρότερες (βλέπε σχήμα 5.8). Επιπλέον, επισημαίνεται ότι οι τάσεις στα στοιχεία της ενίσχυσης έχουν τις μέγιστες τιμές τους κοντά στην επιφάνεια αστοχίας και παρουσιάζουν ραγδαία πτώση μακριά από αυτή. Χρησιμοποιώντας, λοιπόν, προσεγγιστικά τη μισή τιμή της τάσης $0.5\sigma_h$ ως ισχύουσα στη θέση της υπερκάλυψης (μακριά από την επιφάνεια αστοχίας), προκύπτει η παρακάτω σχέση υπολογισμού του μήκους υπερκάλυψης L_o [Koerner, 2005]:

$$S_v (0.5\sigma_h) FS = 2\tau L_o$$

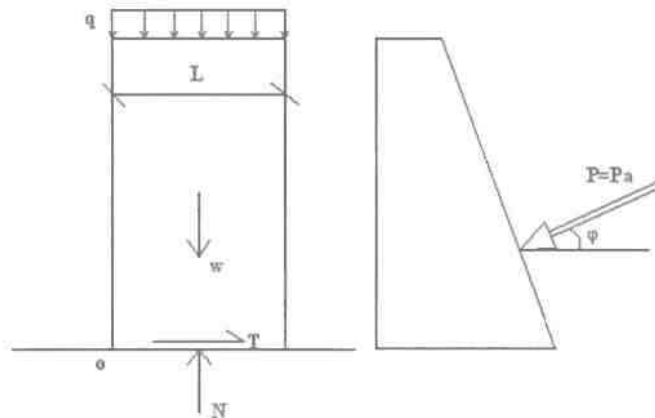
$$= 2(C_\alpha + \sigma_v \tan \delta)L_o \Rightarrow$$

$$L_o = \frac{S_v \sigma_h FS}{4(C_\alpha + \sigma_v \tan \delta)} \geq 1m \quad (5.22)$$

5.3.2 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 2: Έλεγχος ολίσθησης κατά μήκος της επιφάνειας έδρασης - **Καθορισμός του $L_{(β)}$**

Ας θεωρηθεί το παρακάτω δ.ε.σ ενός τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας και των δυνάμεων που ασκούνται επ' αυτού (βλ. Σχήμα 5.9):



Σχήμα 5.9 Ενδεικτικό διάγραμμα ελευθέρου σώματος τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας προς κατανόηση του μηχανισμού ολίσθησης

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης υπολογίζεται ποιοτικά από την σχέση:

$$FS_{ολ} = \frac{F_{αντιστασης}}{F_{δρασης}} > 1.5 \quad (5.23α)$$

και στην προκειμένη περίπτωση:

$$FS_{ολ} := \frac{T}{P_\alpha \cos \phi_1} = \frac{C_b' L + N \tan \phi_b}{P_\alpha \cos \phi_1} \geq 1.5 \quad (5.23β)$$

Από το Σχήμα 5.9 και τη σχέση 5.2, προκύπτει ότι:

- Η δύναμη P_a (που εκτιμάται μέσω της θεωρίας Rankine) δεν ασκείται οριζόντια, αλλά υπό γωνία ϕ_1 ως προς την οριζόντια λόγω του ότι υπάρχει τριβή μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους που αποτελούνται και τα δύο από έδαφος με γωνία τριβής ϕ_1
- Η ορθή κατακόρυφη δύναμη N στην επιφάνεια έδρασης είναι η συνισταμένη του βάρους W του τοίχου, της επιφόρτισης qL και της κατακόρυφης συνιστώσας της P_a

- Η μέγιστη αντίσταση τριβής T δεν είναι μόνο συνάρτηση του γινομένου της ορθής δύναμης N επί το συντελεστή τριβής $\tan \varphi_b$, αλλά υπάρχει και όρος λόγω της συνοχής του εδάφους θεμελίωσης (αν έχει).

Λαμβάνοντας όλα τα ανωτέρω υπόψη, η σχέση (5.23) μετασχηματίζεται και επιλύεται ως προς $L_{(\beta)}$:

$$\bar{r}S_{ολ} = \frac{C_b' L + (HL\gamma_1 + qL + P_\alpha \sin \varphi_1) \tan \varphi_b}{P_\alpha \cos \varphi_1} \geq 1.5 \Rightarrow$$

$$L_{(\beta)} = \frac{1.5P_\alpha \cos \varphi_1 - P_\alpha \sin \varphi_1 \tan \varphi_b}{C_b' + (H\gamma_1 + q) \tan \varphi_b} \quad (5.24)$$

όπου: $C_b' = \varepsilon_{c_2} c_2$ (5.25)

$\varphi_b = \varepsilon_{\varphi_2} \varphi_2'$ (5.26)

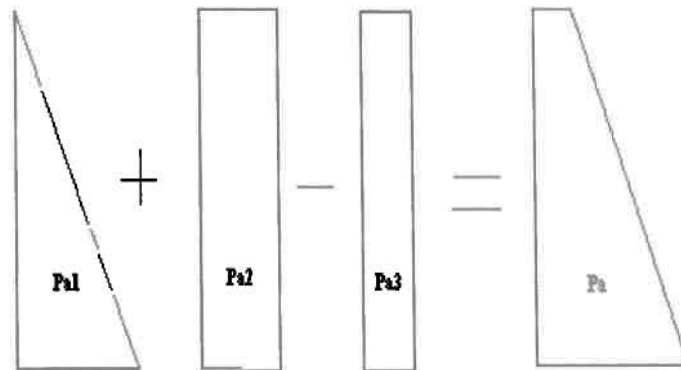
Η δύναμη P_a της σχέσης 5.24 έχει τρεις συνιστώσες, τις P_{a1} , P_{a2} και P_{a3} , όπου:

- $P_{a1} = \frac{1}{2} K_a \gamma_1 H^2$ είναι η συνιστώσα ώθησης λόγω ιδίου βάρους του τοίχου, που ασκείται σε ύψος $y_1 = H/3$ από τη βάση του τοίχου,
- $P_{a2} = K_a q H$ είναι η συνιστώσα ώθησης λόγω του κατανεμημένου φορτίου q στην επιφάνεια, που ασκείται σε ύψος $y_2 = H/2$ από τη βάση του τοίχου, και
- $P_{a3} = 2C_1 \sqrt{K_a} H$ είναι η συνιστώσα ώθησης λόγω της συνοχής του εδάφους επίχωσης (αν έχει), που ασκείται σε ύψος $y_3 = H/2$ από τη βάση του τοίχου.

Για την εκτίμηση της συνισταμένης P_a διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

Περίπτωση 1^η: $P_{a2} - P_{a3} \geq 0$

Η κατανομή των συνολικών τάσεων είναι τραπεζοειδής όπως φαίνεται στο παρακάτω Σχήμα 5.10



Σχήμα 5.10 Κατανομή των τάσεων με το βάθος όταν $P_{a2} - P_{a3} \geq 0$

Όλες οι ώθήσεις P_{a1} , P_{a2} και P_{a3} θεωρούνται αλγεβρικά θετικές, οπότε η συνισταμένη ώθηση ισούται με:

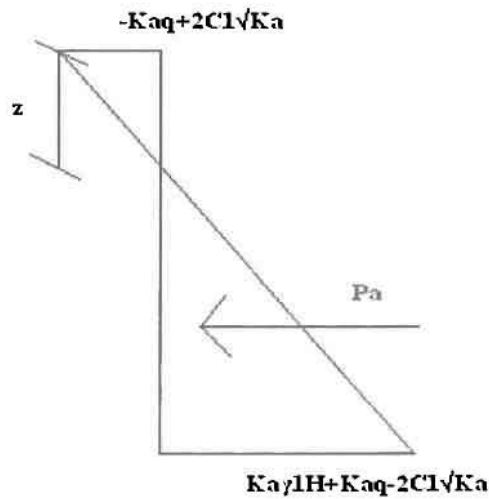
$$P_{\alpha} = P_{\alpha 1} + P_{\alpha 2} - P_{\alpha 3} \quad (5.27)$$

ο μοχλοβραχίονας της οποίας προκύπτει κάνοντας χρήση του τύπου υπολογισμού του κέντρου βάρους ενός τραπεζίου και είναι ίσος με:

$$y = \frac{H}{3} \left(\frac{3K_a q - 6C_1 \sqrt{K_a} + K_a \gamma_1 H}{2K_a q - 4C_1 \sqrt{K_a} + K_a \gamma_1 H} \right) \quad (5.28)$$

Περίπτωση 2^η: $P_{\alpha 2} - P_{\alpha 3} < 0$

Στην περίπτωση αυτή, εκτός από τις θλιπτικές αναπτύσσονται πλέον και εφελκυστικές τάσεις κοντά στην επιφάνεια, οι οποίες (συντηρητικά) στην παρούσα εργασία δεν θα ληφθούν καθόλου υπόψη. Έτσι, η κατανομή των ωθήσεων πλέον έχει την παρακάτω μορφή:



Σχήμα 5.11 Κατανομή των τάσεων όταν $P_{\alpha 2} - P_{\alpha 3} < 0$

Το βάθος του αποκοπόμενου τμήματος z ισούται με:

$$z = \frac{-K_a q + 2C_1 \sqrt{K_a}}{K_a \gamma_1} \quad (5.29)$$

και η συνισταμένη δύναμη P_{α} υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

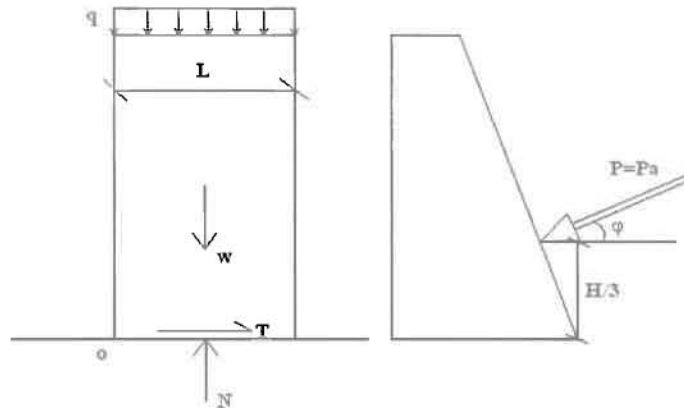
$$P_{\alpha} = \frac{1}{2} \left(K_a \gamma_1 H + K_a q - 2C_1 \sqrt{K_a} \right) \left(H - \frac{2C_1 \sqrt{K_a} - K_a q}{K_a \gamma_1} \right) \quad (5.30)$$

Η δύναμη P_{α} ασκείται σε ύψος (από τη βάση του τοίχου) ίσο με:

$$y = \frac{1}{3} \left(H - \frac{2C_1 \sqrt{K_a} - K_a q}{K_a \gamma_1} \right) \quad (5.31)$$

Βήμα 3: Έλεγχος ανατροπής γύρω από τον πόδα του τοίχου -Καθορισμός του $L_{(γ)}$

Ας θεωρηθεί το παρακάτω δ.ε.σ ενός τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας και των δυνάμεων που ασκούνται επ' αυτού (βλ. Σχήμα 5.10):



Σχήμα 5.12 Ενδεικτικό διάγραμμα ελευθέρου σώματος τοίχου αντιστήριξης προς κατανόηση του μηχανισμού ανατροπής

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ποιοτικά υπολογίζεται από την σχέση:

$$FS_{av} = \frac{M_{\text{ευστάθειας},o}}{M_{\text{ανατροπής},o}} \geq 2.0 \quad (5.32)$$

και για το συγκεκριμένο παράδειγμα:

$$FS_{av} = \frac{(W + qL) \frac{L}{2} + P_a \sin \phi_1 L}{\gamma P_a \cos \phi_1} \geq 2.0 \quad (5.33)$$

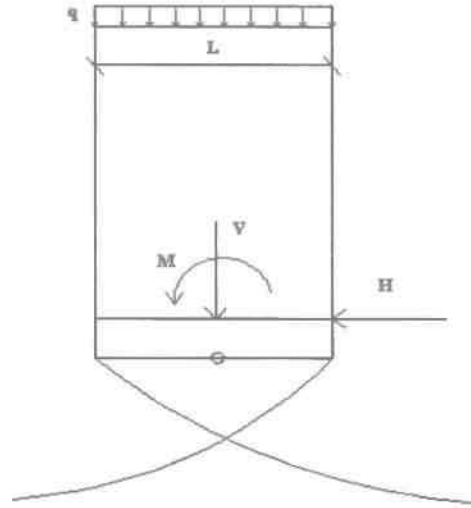
με την P_a να έχει υπολογισθεί σύμφωνα με τη μεθοδολογία (των 2 περιπτώσεων) της προηγούμενης παραγράφου (βήμα 2). Αντικαθιστώντας το ίδιο βάρος του τοίχου W ως συνάρτηση του L στη σχέση 5.33, και επιλύοντας τη σχέση υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής ως προς $L_{(γ)}$ προκύπτει:

$$FS_{av} = \frac{HL\gamma_1 \frac{L}{2} + qL \frac{L}{2} + P_a \sin \phi_1 L}{P_a \gamma \cos \phi_1} \geq 2.0 \Rightarrow$$

$$L_{(γ)} = \frac{-P_a \sin \phi_1 + \sqrt{P_a^2 \sin^2 \phi_1 + 2(H\gamma_1 + q)(2P_a \gamma \cos \phi_1)}}{H\gamma_1 + q} \quad (5.34)$$

Βήμα 4: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης του τοίχου - Καθορισμός του $L_{(δ)}$

Στον έλεγχο φέρουσας ικανότητας ο τοίχος πλέον αντιμετωπίζεται ως ένα θεμέλιο που στην απλή περίπτωση του σχήματος 5.13 οι δυνάμεις και οι ροπές που αναπτύσσονται φαίνονται παρακάτω:



Σχέση 5.13 Αναγωγή ενός τοίχου αντιστήριξης σε ένα αβαθές θεμέλιο

Η φέρουσα ικανότητα p_u (σε όρους τάσεων) υπολογίζεται σύμφωνα με την μεθοδολογία κατά Brinch Hansen, σύμφωνα με τη σχέση:

$$p_u = C_2 N_c s_c d_c g_c b_c i_c + q N_q s_q d_q g_q b_q i_q + 0,5 \gamma_2 L' N_\gamma s_\gamma d_\gamma g_\gamma b_\gamma i_\gamma \quad (5.35)$$

όπου:

C_2 = συνοχή του εδάφους θεμελίωσης

N_c, N_q, N_γ = συντελεστές φέρουσας ικανότητας συναρτήσει της γωνίας διατμητικής αντοχής (φ_2) του εδάφους θεμελίωσης (βλ. Πιν.5.1)

γ_2 = ειδικό βάρος εδάφους θεμελίωσης

s_c, s_q, s_γ = συντελεστές σχήματος = 1.0 (θεωρείται απειρομήκης ο τοίχος)

d_c, d_q, d_γ = συντελεστές βάθους = 1.0 (εδράζεται στην επιφάνεια του εδάφους)

b_c, b_q, b_γ = συντελεστές κλίσης θεμελίου = 1.0 (θεωρείται οριζόντιο το θεμέλιο)

g_c, g_q, g_γ = συντελεστές κλίσης εδάφους = 1.0 (θεωρείται οριζόντιο το έδαφος)

i_c, i_q, i_γ = συντελεστές κλίσης φορτίου οι οποίοι δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

(5.36)

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + \frac{A_f C_2}{\tan \varphi_2}} \right)^5$$

(5.37)

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + \frac{A_f C_2}{\tan \varphi_2}} \right)^5$$

(5.38)

Στις παραπάνω σχέσεις, οι υπολογισμοί θα γίνουν ανά τρέχον μέτρο τοίχου και έτσι το ενεργό εμβαδόν A_f ισούται με:

$$A_f = L' = L_{(\delta)} - 2e \quad (5.39)$$

όπου e η εκκεντρότητα του φορτίου που εκτιμάται ως:

$$e = M/V \quad (5.40)$$

Έπειτα από τις εύλογες απλοποιητικές παραδοχές που έχουν γίνει, η σχέση 5.35 παίρνει την εξής μορφή:

$$p_u = C_2 N_c i_c + 0.5 \gamma_2 L' N_\gamma i_\gamma \quad (5.41)$$

και ο συντελεστής ασφαλείας έναντι φέρουσας ικανότητας για τον τοίχο του Σχήματος 5.7 ισούται με:

$$FS_{\phi,1} = \frac{i_c C_2 N_c + 0.5 \gamma_2 (L_{(\delta)} - 2e) N_\gamma i_\gamma}{\gamma_1 H + q + \left(\frac{P_a \sin \phi_1}{L_{(\delta)}} \right)} \geq 2 \Rightarrow$$

$$i_c N_c C_2 + 0.5 \gamma_2 (L_{(\delta)} - 2e) N_\gamma i_\gamma - 2 \gamma_1 H - 2q - 2 \frac{P_a \sin \phi_1}{L_{(\delta)}} > 0 \quad (5.42)$$

με την P_a να έχει υπολογισθεί σύμφωνα με τη μεθοδολογία (των 2 περιπτώσεων) της παραγράφου που αφορά στο βήμα 2. Η εκκεντρότητα e στη σχέση 5.41, δίνεται από την σχέση 5.40, στην οποία:

$$V = \gamma_1 H L_{(\delta)} + q L_{(\delta)} + P_a \sin \phi_1 \quad (5.43)$$

$$M = P_a \cos \phi_1 y - P_a \sin \phi_1 \frac{L_{(\delta)}}{2} \quad (5.44)$$

Η σχέση 5.42 επιλυόμενη ως προς $L_{(\delta)}$ δίνει μια πρώτη εκτίμηση του μεγέθους αυτού. Ταυτόχρονα όμως, η εκκεντρότητα e θα πρέπει να είναι μικρότερη από $L_{(\delta)}/3$, μια απαίτηση που από μόνη της δίνει μια δεύτερη εκτίμηση του $L_{(\delta)}$. Η τελική τιμή του $L_{(\delta)}$ είναι η μέγιστη εκ των δύο εκτιμήσεων.

Χάριν πληρότητας, ο πίνακας 5.1 που ακολουθεί, παρουσιάζει τις τιμές των συντελεστών φέρουσας ικανότητας, για διάφορες τιμές τις γωνίας διατμητικής αντοχής του εδάφους θεμελίωσης ϕ_2 σύμφωνα με τον Brinch Hansen.

$\phi_2(^{\circ})$	N_c	N_a	N_{γ}	$\phi_2(^{\circ})$	N_c	N_a	N_{γ}
0	5.10	1.00	0.00	28	25.80	14.72	10.94
16	11.63	4.34	1.43	29	27.97	16.56	13.01
17	12.37	4.80	1.76	30	30.14	18.40	15.07
18	13.10	5.26	2.08	31	32.82	20.79	17.93
19	13.72	5.83	2.52	32	35.49	23.18	20.79
20	14.33	6.40	2.95	33	38.83	26.31	24.78
21	15.61	7.11	3.54	34	42.16	29.44	28.77
22	16.88	7.82	4.13	35	46.38	33.60	34.41
23	18.10	8.71	4.94	36	50.59	37.75	40.05
24	19.32	9.60	5.75	37	55.97	43.34	48.12
25	20.79	10.73	6.86	38	61.35	48.93	56.18
26	22.25	11.85	7.94	39	68.34	56.57	67.86
27	24.01	13.29	9.44	40	75.32	64.20	79.54

Πίνακας 5.1 Τιμές των συντελεστών φέρουσας ικανότητας [Σ.Δ. Κωστόπουλος, 2003]

Βήμα 5: Υπολογισμός του τελικού μήκους L του γεωφάσματος

Το τελικό μήκος L του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τις Νορβηγικές προδιαγραφές για οπλισμένα εδάφη, θα πρέπει να κυμαίνεται από 60% μέχρι 80% του συνολικού ύψους H του τοίχου. Ωστόσο, είναι δυνατό να προκύψουν χαμηλότερες αλλά και υψηλότερες τιμές. Σε πολλές περιπτώσεις, όπως σε αυτή που μελετάται, επιλέγεται ενιαίο μήκος L για όλο τον τοίχο, τέτοιο ώστε να ικανοποιεί όλους τους ελέγχους που είναι απαραίτητοι στον σχεδιασμό. Σύμφωνα με το σχήμα 5.8 οι έλεγχοι που αφορούν στην εσωτερική ευστάθεια απαιτούν σχετικώς μεγαλύτερο μήκος L στην κορυφή της κατασκευής, ενώ εκείνοι που αφορούν στην εξωτερική ευστάθεια απαιτούν το μεγαλύτερο μήκος στην βάση της (βλ. βήματα 2, 3 και 4). Ως εκ τούτου, ως ενιαίο μήκος L , επιλέγεται (συντηρητικά) το μέγιστο από όλους τους ελέγχους:

$$L = \max [L_{(\alpha)}, L_{(\beta)}, L_{(\gamma)}, L_{(\delta)}] \quad (5.45)$$

Η διαδικασία, μέσω της οποίας προκύπτουν τα μήκη $L_{(\beta)}$, $L_{(\gamma)}$ και $L_{(\delta)}$ παρουσιάζεται εδώ για ορθογωνικό τοίχο, αλλά μπορεί να εφαρμοστεί εν γένει, για οποιασδήποτε προαποφασισμένης μορφής τοίχο ή επαναληπτικά για λιγότερο συντηρητικό τοίχο με μεγαλύτερο πλάτος στο άνω μέρος του σε σχέση με την έδρασή του.

5.3.3 Παράδειγμα σχεδιασμού τοίχου με τη μεθοδολογία Α

Έστω ορθογωνικός τοίχος αντιστήριξης ύψους $H = 6\text{m}$, οπλισμένος με ιδίου μήκους γεωφάσμα τοποθετημένο σε ισαπέχουσες στρώσεις, η επιφάνεια του οποίου υποβάλλεται σε ομοιόμορφη κατανεμημένη φόρτιση $q = 10 \text{ Kpa}$. Το έδαφος επίχωσης έχει ειδικό βάρος $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, συνοχή $C_1 = 10 \text{ Kpa}$ και γωνία διατμητικής αντοχής $\phi_1 = 36^{\circ}$. Το έδαφος θεμελίωσης έχει ειδικό βάρος $\gamma_2 = 18.5 \text{ KN/m}^3$, συνοχή $C_2 = 20 \text{ Kpa}$ και γωνία διατμητικής αντοχής $\phi_2 = 25^{\circ}$. Η εφελκυστική

αντοχή του γεωφάσματος είναι $T_{allow} = 13.2 \text{ KN/m}$. Σχετικά με τις αποδοτικότητες του γεωσυνθετικού στην επίχωση και στην θεμελίωση ισχύει: $\varepsilon_{c1}=\varepsilon_{\phi 1}=\varepsilon_{c2}=\varepsilon_{\phi 2}=0.67$.

Ζητείται ο υπολογισμός του συνολικού μήκους L του γεωφάσματος που απαιτείται για την όπλιση όλου του τοίχου, έτσι ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί, χάριν εμπέδωσης της μεθοδολογίας Α.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 1:

α) Καθορισμός του S_v

Σύμφωνα με την σχέση 5.5 για $\phi_1 = 36^\circ$: $K_a = \tan^2(45-36/2) = 0.26$

Η ελάχιστη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των γεωσυνθετικών δίνεται από την σχέση 5.7 σύμφωνα με την οποία:

$$\min S_v = \frac{T_{allow}}{\max \sigma_{ha} FS}$$

Από τη σχέση (5.8) εκτιμάται η $\max \sigma_{ha} = 0.26(10 + 18 \times 6) - 2 \times 10 \sqrt{0.26} = 20.4 \text{ Kpa}$

και επομένως $\min S_v = \frac{13.2}{20.4 \times 1.4} = 0.46 \text{ m}$

Απαιτούμενες στρώσεις γεωφάσματος: $n = \left[\frac{H}{S_v} \right] + 1 = 13 + 1 = 14$

Άρα το τελικό S_v εφαρμόζοντας την σχέση 5.10 ισούται με $S_v = 0.43 \text{ m}$

β) Υπολογισμός του $L_{(a)}$

Σύμφωνα με τη συντηρητική παραδοχή της μεθοδολογίας Α: $L_{(a)} = L_e + \max L_R$

Για $z = S_v = 0.43 \text{ m}$ σύμφωνα με την σχέση 5.13:

$$\max L_R = (6 - 0.43) \tan \left(45 - \frac{36}{2} \right) = 2.84 \text{ m}$$

Ο πίνακας που ακολουθεί υπολογίζει τις τιμές του L_e για κάθε μία από τις 14 στρώσεις γεωφάσματος χρησιμοποιώντας τις σχέσεις 5.15 έως 5.19

n	σ_{vi} (kPa)	σ_{hai} (kPa)	L_{ei} (m)
1	17.71	-5.59	0
2	25.43	-3.59	0
3	33.14	-1.59	0
4	40.86	0.42	0.005
5	48.57	2.42	0.026

6	56.29	4.42	0.042
7	64	6.42	0.055
8	71.71	8.43	0.065
9	79.43	10.43	0.074
10	87.14	12.43	0.082
11	94.86	14.44	0.088
12	102.57	16.44	0.094
13	110.29	18.44	0.099
14	118	20.44	0.103

Συνεπώς, $\max L_{ei} = 0.103\text{m}$ για $i = 14$ (τελευταία στρώση). Όμως, πρέπει $L_e \geq 1.0\text{m}$, συνεπώς (σύμφωνα με την σχέση 5.20): $L_e = \max(0.103, 1.0) = 1.0\text{ m}$

Επομένως, $L_{(\alpha)} = \max L_R + L_e = 2.84 + 1.0 \rightarrow L_{(\alpha)} = 3.84\text{ m}$

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 2: Έλεγχος ολίσθησης-Υπολογισμός του $L_{(\beta)}$

$P_{a2}-P_{a3} = 0.26 \times 10 \times 6 - 2 \times 10 \times \sqrt{0.26} \times 6 = -45.57\text{ KPa}$, άρα η συνισταμένη δύναμη P_a και ο μοχλοβραχίονας y θα υπολογιστούν από τις σχέσεις της 2^{ης} περίπτωσης. Έτσι:

Από τη σχέση (5.29), προκύπτει $z = \frac{(-0.26 \times 10) + (2 \times 10 \sqrt{0.26})}{0.26 \times 18} = 1.625\text{ m}$, ενώ από

τη σχέση (5.30) η τιμή της $P_a = 44.7\text{ KN/m}$, μια ώθηση που ασκείται σε ύψος (από τη στάθμη έδρασης) $y = \frac{1}{3}(6 - 1.625) = 1.458\text{ m}$ (σύμφωνα με τη σχέση 5.31).

Έχοντας εκτιμήσει την ώθηση P_a , η εκτίμηση του μήκους $L_{(\beta)}$ του γεωσυνθετικού προκύπτει από τη σχέση 5.24, για:

$$C_b' = \varepsilon_{c_2} c_2 = 13.4\text{ KPa}$$

$$\varphi_b' = \varepsilon_{\varphi_2} \varphi_2' = 16.75^\circ$$

η οποία δίνει:

$$L_{(\beta)} = \frac{(1.5 \times 44.72 \times \cos 36) - (44.72 \times \sin 36 \times \tan 16.75)}{13.4 + (6 \times 18 + 10) \tan 16.75} \Rightarrow L_{(\beta)} = 0.95\text{ m.}$$

Βήμα 3: Έλεγχος ανατροπής-Υπολογισμός του $L_{(\gamma)}$

Έχοντας εκτιμήσει την ώθηση P_a , το μήκος του γεωσυνθετικού που προκύπτει από τον έλεγχο ανατροπής, δίνεται από την σχέση 5.34 σύμφωνα με την οποία:

$$L_{(\gamma)} = \frac{-P_a \sin \varphi_1 + \sqrt{P_a^2 \sin^2 \varphi_1 + 2(H\gamma_1 + q)(2P_a y \cos \varphi_1)}}{H\gamma_1 + q}$$

Με αντικατάσταση όλων των μεγεθών προκύπτει τελικά: $L_{(γ)} = 1.13 \text{ m}$

Βήμα 4: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας-Υπολογισμός του $L_{(δ)}$

Για $\varphi_2 = 25^\circ$, σύμφωνα με τον πίνακα 5.1,

$$N_c = 20.79$$

$$N_q = 10.73$$

$$N_\gamma = 6.86$$

Υπολογισμός εκκεντρότητας φορτίσεως e και εμβαδού A_f :

$$e = M/V < L_{(δ)}/3$$

όπου $V = 118L_{(δ)} + 26.27$ και $M = 52.76 - 13.14 L_{(δ)}$, σύμφωνα με τις σχέσεις 5.43 και 5.44, αντίστοιχα. Επομένως, σύμφωνα με τη σχέση (5.39):

$$A_f - L_{(δ)} - 2 \frac{52.76 - 13.14L_{(δ)}}{26.27 + 118L_{(δ)}}$$

Με δοκιμές και για $e < L_{(δ)}/3$ καταλήγουμε στην τελική τιμή του $L_{(δ)} = 1.0 \text{ m}$

Η τιμή αυτή επιτρέπει τον τελικό υπολογισμό των:

$$V = 144.27 \text{ KN/m}$$

$$M = 39.62 \text{ KNm/m}$$

$$e = 0.275 < 1/3 = 0.333 \text{ m}$$

$$A_f = 0.45 \text{ m}^2$$



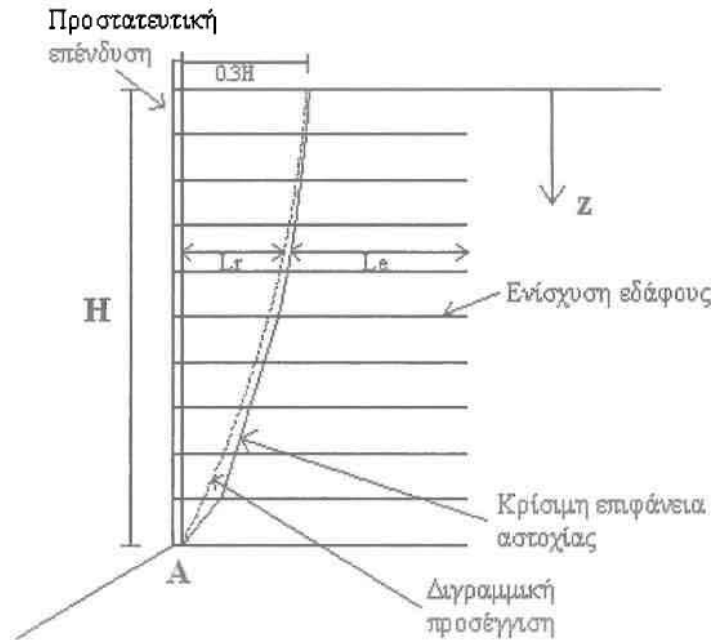
Υπολογισμός των συντελεστών κλίσεως φορτίου i_c , i_q , i_γ σύμφωνα με τις σχέσεις (5.36), (5.37) και (5.38) δίνουν τιμές: $i_c = 0.903$, $i_q = 0.912$ και $i_\gamma = 0.878$, αντίστοιχα. Οι υπολογισμοί αυτοί επιτρέπουν τον έλεγχο της ανισότητας της σχέσης 5.42 ο οποίος ικανοποιείται ($111.826 \geq 0$), γεγονός που υποδηλώνει ότι η προαναφερθείσα τιμή του $L_{(δ)}$ είναι αποδεκτή.

Βήμα 5: Υπολογισμός του τελικού μήκους L του γεωφάσματος

Σύμφωνα με τη σχέση (5.45), $L = \max (3.84 , 0.95 , 1.133 , 1.0) \Rightarrow L = 3.84 \text{ m}$. Εφόσον $n = 14$ στρώσεις (ανά 0.43m), συνολικά θα χρειαστούν $14 \times 3.84 = 53.76 \text{ m}$ γεωφάσματος για να οπλίσουν τον συγκεκριμένο τοίχο αντιστήριξης ύψους 6 m.

5.4 Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά: Μέθοδος Β

Προτάθηκε από τους Juran και Schlosser (1978) και συνήθως εφαρμόζεται σε κατασκευές όπου τα υλικά όπλισης δεν είναι ιδιαίτερος παραμορφώσιμα, επιμηκύνονται δηλαδή ελάχιστα, όπως οι μεταλλικές ράβδοι. Η αστοχία επέρχεται προοδευτικά, κατά μήκος μιας επιφάνειας που ορίζεται από τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις σε κάθε επίπεδο ενίσχυσης. Η επιφάνεια αστοχίας είναι λογαριθμικής μορφής και προς απλούστευση των υπολογισμών, προσεγγιστικά θεωρείται διγραμμική όπως φαίνεται στο κάτωθι σχήμα. [Budhu, 2007]



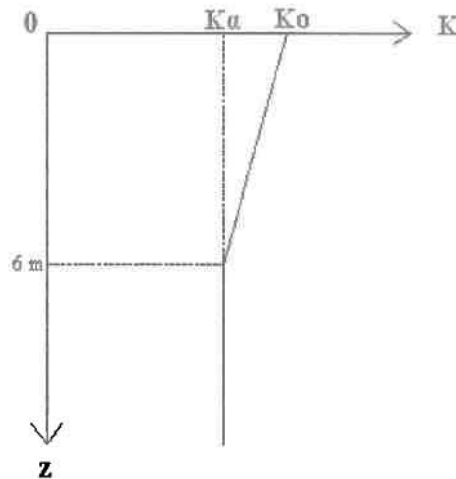
Σχήμα 5.14 Βασικές αρχές μεθόδου σχεδιασμού Β τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένη γη

Στην παρουσίαση της μεθοδολογίας Β υιοθετούνται τα ίδια στοιχεία συντηρητικότητας που θεωρήθηκαν και στη μεθοδολογία Α, δηλαδή ομοιόμορφη διάστρωση γεωσυνθετικού καθ' ύψος του τοίχου, με την απόσταση διαδοχικών στρώσεων S_v να είναι η ελάχιστη αποδεκτή. Επιπλέον, ο τοίχος επιλέγεται να είναι ορθογωνικός με εύρος L , το οποίο είναι και το μέγιστο όλων των αναγκαίων L που προκύπτουν από τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας. Πέραν του συντηρητισμού, τίθενται και περιορισμοί, οι οποίοι έχουν να κάνουν με την επιφόρτιση q , η οποία θεωρείται απλουστευτικά ομοιόμορφη, και με την απουσία νερού από τη γεωκατασκευή (μια συντηρητική εν γένει παραδοχή). Έτσι, η μέθοδος Β ανάγεται και αυτή στον τοίχο αντιστήριξης του Σχήματος 5.7.

5.4.1 ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

α) Υπολογισμός της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού.

Ο συντελεστής K οριζοντίων ωθήσεων δεν ισούται πλέον με K_a για κάθε ύψος τοίχου, αλλά μεταβάλλεται γραμμικά από την τιμή K_o , που ισχύει στο υψηλότερο σημείο του τοίχου, μέχρι την τιμή K_a σε βάθος $z = 6$ m και κάτω, με το z να μετράται, όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.15 από την κορυφή του τοίχου. Έτσι, στην μεθοδολογία αυτή θα πρέπει να υπάρξει διαχωρισμός σχετικά με το αν το ύψος H του τοίχου είναι μεγαλύτερο ή όχι από τα 6 m. Το σχήμα που ακολουθεί παρουσιάζει την διακύμανση του συντελεστή των ωθήσεων K ανάλογα με το βάθος z . [Budhu, 2007]



Σχήμα 5.15 Μεταβολή του συντελεστή K ανάλογα με το βάθος z

Σύμφωνα με το Σχήμα 5.15:

$$K = K_a \frac{z}{6} + K_o \left(1 - \frac{z}{6}\right), \quad z \leq 6 \text{ m} \quad (5.46)$$

$$K = K_a, \quad z > 6 \text{ m} \quad (5.47)$$

όπου:

$$K_o = 1 - \sin \varphi_1, \text{ δηλαδή σύμφωνα με μια καθιερωμένη εμπειρική σχέση} \quad (5.48)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_1}{2} \right), \text{ δηλαδή σύμφωνα με τη θεωρία Rankine} \quad (5.49)$$

Ομοίως με τη μεθοδολογία Α, από το διάγραμμα ελευθέρου σώματος σε κάποιο βάθος z του τοίχου, και αθροίζοντας τις δυνάμεις στην οριζόντια διεύθυνση, προκύπτει η σχέση υπολογισμού της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών .

$$\sigma_h S_v = \frac{T_{allow}}{FS} \Rightarrow$$

$$S_v = \frac{T_{allow}}{\sigma_h FS} \quad (5.50)$$

όπου:

T_{allow} = μακροχρόνια εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού υπολογισμένη σύμφωνα την σχέση 4.8

FS = συντελεστής ασφαλείας ο οποίος παίρνει τιμές από 1.3 έως 1.5

Προκειμένου να υπάρχει ενιαία διάστρωση γεωσυνθετικού, υπολογίζεται η ελάχιστη κατακόρυφη απόσταση S_v και έτσι η σχέση 5.50 κατ' αναλογία με την μέθοδο A, γράφεται :

$$\min S_v = \frac{T_{allow}}{\max \sigma_h FS} \quad (5.51)$$

Δοθέντος του $\min S_v$, γίνεται εφικτή η εκτίμηση του ακέραιου πλήθους στρώσεων του επιλεγμένου γεωσυνθετικού από την σχέση:

$$n := \left\lceil \frac{H}{\min S_v} \right\rceil + 1 \quad (5.52)$$

και η τελική τιμή του πάχους S_v υπολογίζεται ως εξής:

$$S_v = \frac{H}{n} \quad (5.53)$$

Συνεπώς το ζητούμενο είναι η τιμή της $\max \sigma_h$, η οποία δεν είναι εξ' ίσου εύκολα υπολογίσιμη, όπως στη μεθοδολογία A. Πιο συγκεκριμένα, λόγω της διαφοροποίησης στην τιμή του K ανάλογα με το βάθος, πρέπει να ορισθούν δύο περιπτώσεις:

Περίπτωση 1^η: $H < 6$ m

Καθώς $K_a < K < K_o$ (σχέση 5.46), το έδαφος εντός του τοίχου δεν αστοχεί και συνεπώς η οριζόντια τάση ισούται με: $\sigma_h = K\sigma_v$. Στη σχέση αυτή για την οριζόντια τάση σ_h , ο συντελεστής K μειώνεται με το βάθος z (βλέπε σχέση 5.46), ενώ οι κατακόρυφες τάσεις σ_v αυξάνονται, όπως υποδεικνύει και η σχέση υπολογισμού τους: $\sigma_v = q + \gamma_1 z$. Συνεπώς, δεν είναι σαφές σε ποιο βάθος προκύπτει η μέγιστη τιμή της οριζόντιας τάσης $\max \sigma_h$. Για τον λόγο αυτό υποτίθενται 7 σημεία: $i = 0, 1, \dots$ έως 6, τα οποία βρίσκονται σε βάθος z_i και χαρακτηρίζονται από κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις σ_{vi} και σ_{hi} . Πιο συγκεκριμένα, η κατακόρυφη τάση σ_{vi} για κάθε στρώση δίνεται από:

$$\sigma_{vi} = q + \gamma_1 z_i \quad (5.54)$$

όπου:

$$z_i = i \cdot \frac{H}{6} \quad (5.55)$$

Ο συντελεστής K υπολογίζεται από την σχέση 5.46 για την εκάστοτε τιμή $z=z_i$ και επομένως η οριζόντια τάση σ_{hi} για κάθε στρώση δίνεται πλέον από:

$$\sigma_{hi} = \left[K_a \frac{z_i}{6} + K_o \left(1 - \frac{z_i}{6} \right) \right] (q + \gamma_1 z_i) \quad (5.56)$$

Τούτων δοθέντων, εκτιμάται η $\max \sigma_h = \max \{ \sigma_{hi}, i=0, \dots, 6 \}$, η οποία χρησιμοποιείται στην εκτίμηση του $\min S_v$ σύμφωνα με τη σχέση 5.51.

Περίπτωση 2^η: $H \geq 6$ m

Και στην περίπτωση αυτή, το πρόβλημα είναι η εκτίμηση της $\max \sigma_h$ προς χρήση στη σχέση 5.51. Επειδή και πάλι δεν είναι γνωστό εκ των προτέρων σε πιο σημείο οι οριζόντιες τάσεις σ_h παίρνουν την μέγιστη τιμή τους, χρησιμοποιούνται τα 7 σημεία που ορίστηκαν παραπάνω, αυτή τη φορά όμως για τα πρώτα 6m του τοίχου και ένα επιπλέον σημείο σε βάθος $z = H$, δεδομένου ότι για βάθη $z > 6$ m οι οριζόντιες τάσεις αυξάνουν γραμμικά (βλέπε σχέση 5.47). Πιο συγκεκριμένα, η κατακόρυφη τάση σ_{vi} για κάθε βάθος $z \leq 6$ m δίνεται από τη σχέση 5.54, με

$$z_i \text{ (m)} = i \quad \text{για } i = 0, \dots, 6 \quad (5.57)$$

Η οριζόντια τάση σ_{hi} για κάθε βάθος z_i με $i=0, \dots, 5$ δίνεται από τη σχέση 5.56. Για $i=6$ (δηλαδή σε βάθος $z_i=6$ m, αλλά και βαθύτερα) ισχύει ότι $K=K_a$, δηλαδή το έδαφος βρίσκεται σε ενεργητική αστοχία. Συνεπώς, δεν ισχύει η σχέση 5.56, καθώς δε λαμβάνεται υπόψη η ευεργετική επίδραση της συνοχής του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, τα δύο τελευταία σημεία ($i=6$ και $i=7$) για τα οποία εκτιμώνται οι τάσεις είναι εκείνα σε βάθη $z=z_6=6$ m και $z=z_7=H (>6$ m), για τα οποία ισχύει η σχέση 5.54 για την κατακόρυφη τάση σ_{vi} , ενώ η οριζόντια τάση σ_{hi} δίνεται από:

$$\sigma_{hi} = [K_a (q + \gamma_1 z_i)] - 2C_1 \sqrt{K_a} \quad (5.58)$$

Τελικά, αφού υπολογιστούν οι οριζόντιες τάσεις σε κάθε βάθος z_i , εκτιμάται η μέγιστη τιμή όλων, ως: $\max \sigma_h = \max \{ \sigma_{hi}, i=0, 1, \dots, 7 \}$

β) Υπολογισμός του συνολικού μήκους $L_{(a)}$ του γεωσυνθετικού

Όπως και στη μεθοδολογία Α, το συνολικό μήκος $L_{(a)}$ του γεωσυνθετικού είναι το άθροισμα δύο επιμέρους μηκών όπως φαίνεται και στο σχήμα 5.8:

$$L_{(a)} = L_e + L_R$$

όπου:

L_e = μήκος γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης

L_R = μη ενεργό μήκος γεωσυνθετικού εντός της ολισθαίνουσας μάζας εδάφους

Λόγω της δι-γραμμικής θεώρησης για την επιφάνεια ολίσθησης στη μεθοδολογία Β (βλέπε Σχήμα 5.14), για το μη ενεργό μήκος L_R υπάρχουν πλέον δύο σχέσεις υπολογισμού:

$$L_R = 0.2H + \left(0.1H - \frac{z}{6}\right), \quad z \leq 0.6H \quad (5.59)$$

$$L_R = 0.5H \left(1 - \frac{z}{H}\right), \quad z > 0.6H \quad (5.60)$$

Για $z = S_v \rightarrow L_R = \max L_R$. Επομένως η σχέση 5.59 γίνεται

$$\max L_R = 0.2H + \left(0.1H - \frac{S_v}{6}\right) \quad (5.61)$$

Όσον αφορά στο ενεργό μήκος L_e , η σχέση από την οποία προκύπτει, δε διαφέρει από την αντίστοιχη της μεθόδου Α.

$$L_{ei} = \frac{S_v \sigma_{hi} FS}{2(C_{s_i}' + \sigma_{v_i} \tan \delta_1')}, \quad i = 1, \dots \text{έως } n \text{ το πλήθος των στρώσεων} \quad (5.62)$$

Υπογραμμίζεται, ότι ανάλογα με το ύψος του τοίχου H υπάρχει και διαφοροποίηση στον τρόπο εκτίμησης των οριζοντίων τάσεων σ_h (2 περιπτώσεις τοίχων: $H < 6\text{m}$ & $H \geq 6\text{m}$, όπως παρουσιάζεται ανωτέρω στην παρούσα παράγραφο). Ανεξαρτήτως αυτού, η διαδικασία εκτίμησης των τιμών L_{ei} γίνεται με χρήση της σχέσης 5.62 που έχει γενική εφαρμογή. Η τελική τιμή του L_e εκτιμάται ως:

$$L_e = \max\{L_{ei}, 1.0\text{m}\} \quad (5.63)$$

Επισημαίνεται ότι καθώς δεν ενδιαφέρουν τόσο οι επιμέρους τιμές των L_{ei} , αλλά η μέγιστη τιμή αυτών (βλ. σχέση 5.63), η εκτίμηση των επιμέρους L_{ei} δε χρειάζεται πρακτικώς να γίνει για κάθε στρώση γεωσυνθετικού i , αλλά για τα $i=0, \dots, 6$ ή 7 σημεία εκτίμησης των οριζοντίων τάσεων σ_{hi} που έχει ήδη πραγματοποιηθεί. Η διαφορά στα αποτελέσματα είναι πρακτικώς αμελητέα, ή και μηδενική καθώς συνήθως οι επιμέρους τιμές των L_{ei} είναι μικρότερες από 1.0m . Αυτή η συλλογιστική υιοθετήθηκε στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

Το συνολικό μήκος $L_{(a)}$ στην περίπτωση της εσωτερικής ευστάθειας, ισούται με:

$$L_{(a)} = \max L_R + L_e \quad (5.64)$$

5.4.2 ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Η βασική ιδέα των μηχανισμών ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας έχει παρουσιαστεί στα πλαίσια της μεθοδολογίας σχεδιασμού Α. Έτσι, στις σελίδες που ακολουθούν, οι βασικές σχέσεις θα προσαρμοστούν στον συντηρητικό σχεδιασμό

ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου με γεωσυνθετικά υλικά, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β και με όλους τους περιορισμούς που έχουν τεθεί.

Βήμα 2: Έλεγχος ολίσθησης κατά μήκος της επιφάνειας έδρασης - Καθορισμός του $L_{(\beta)}$

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης υπολογίζεται κατ' αναλογία και με τη μεθοδολογία Α (βλέπε σχέση 5.23 και Σχήμα 5.9), ως εξής:

$$FS_{ολ} = \frac{C_b' L + (HL\gamma_1 + qL + P_h \sin \varphi_1) \tan \varphi_b}{P_h \cos \varphi_1} \geq 1.5 \Rightarrow$$

$$L_{(\beta)} = \frac{1.5 P_h \cos \varphi_1 - P_h \sin \varphi_1 \tan \varphi_b}{C_b' + (H\gamma_1 + q) \tan \varphi_b} \quad (5.65)$$

όπου: P_h = συνισταμένη ώθηση γαιών (υπό γωνία φ_1 ως προς την οριζόντια)

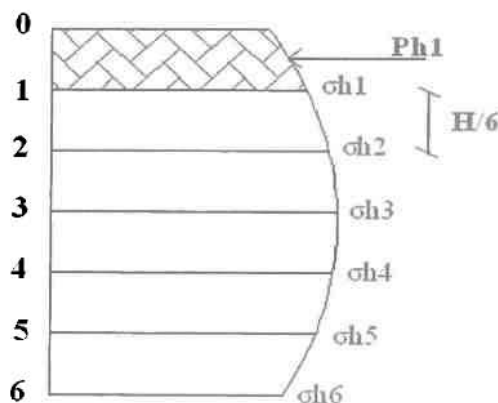
$C_b' = \varepsilon_c c_2$ είναι η αναπτυσσόμενη συνοχή στη στάθμη έδρασης

$\varphi_b' = \varepsilon_{\varphi_2} \varphi_2'$ είναι η μέγιστη γωνία τριβής στη στάθμη έδρασης

Συγκρίνοντας τη σχέση (5.65) με την αντίστοιχη σχέση (5.24) της μεθοδολογίας Α προκύπτει ότι η μόνη διαφορά είναι η χρήση της ώθησης P_h στη θέση της ενεργητικής ώθησης P_a . Ο υπολογισμός της P_h σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β είναι το αντικείμενο του υπόλοιπου της παρούσας παραγράφου. Πιο συγκεκριμένα, και πάλι διακρίνονται δύο περιπτώσεις, ανάλογα με το ύψος H του τοίχου.

Περίπτωση 1^η: $H < 6$ m

Όπως αναφέρεται και κατά τον υπολογισμό της $max \sigma_h$ σε προηγούμενη παράγραφο, η κατανομή των οριζοντίων τάσεων σ_h σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β δεν είναι γραμμική, αλλά έχει ποιοτικά την μορφή που παρουσιάζεται στο σχήμα που ακολουθεί:



Σχήμα 5.16 Ποιοτική απεικόνιση της κατανομής των οριζοντίων τάσεων σ_h όταν $H < 6$ m, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β.

Για τον υπολογισμό της συνισταμένης ώθησης P_h θα χρησιμοποιηθούν οι τιμές των σ_{hi} (για $i=0,1,\dots,6$) που έχουν ήδη εκτιμηθεί κατά τη διαδικασία υπολογισμού της $\max\sigma_h$ σε προηγούμενη παράγραφο. Έτσι, το εμβαδόν της κατανομής των ωθήσεων που αποδίδει την τιμή της συνισταμένης ώθησης P_h θα θεωρηθεί ίσο με το άθροισμα εμβαδών των 6 τραπεζίων ύψους $H/6$ που δημιουργούνται από τις τιμές των σ_{hi} (για $i=0,1,\dots,6$), σύμφωνα και με το Σχήμα 5.16. Έτσι εκτιμώνται οι έξι (6) διακριτές ωθήσεις P_{hi} και εκτιμώνται και τα σημεία εφαρμογής τους καθ' ύψος του τοίχου (σε ύψη y_i από τη στάθμη έδρασης). Οι τιμές των εν λόγω μεγεθών P_{hi} και y_i παρουσιάζονται παρακάτω:

$$P_{h1} = \left(\frac{\sigma_{h0} + \sigma_{h1}}{2} \right) \frac{H}{6} \quad \text{και} \quad y_1 = \frac{5H}{6} + \frac{H}{18} \frac{(2\sigma_{h0} + \sigma_{h1})}{(\sigma_{h0} + \sigma_{h1})}$$

$$P_{h2} = \left(\frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \right) \frac{H}{6} \quad \text{και} \quad y_2 = \frac{4H}{6} + \frac{H}{18} \frac{(2\sigma_{h1} + \sigma_{h2})}{(\sigma_{h1} + \sigma_{h2})}$$

$$\vdots$$

$$P_{h6} = \left(\frac{\sigma_{h5} + \sigma_{h6}}{2} \right) \frac{H}{6} \quad \text{και} \quad y_2 = \frac{H}{18} \frac{(2\sigma_{h5} + \sigma_{h6})}{(\sigma_{h5} + \sigma_{h6})}$$

Τελικά η συνισταμένη δύναμη ισούται με:

$$P_h = \left[\frac{\sigma_{h0}}{2} + \sigma_{h1} + \sigma_{h2} + \dots + \frac{\sigma_{h6}}{2} \right] \frac{H}{6} \quad (5.66)$$

ή διαφορετικά:

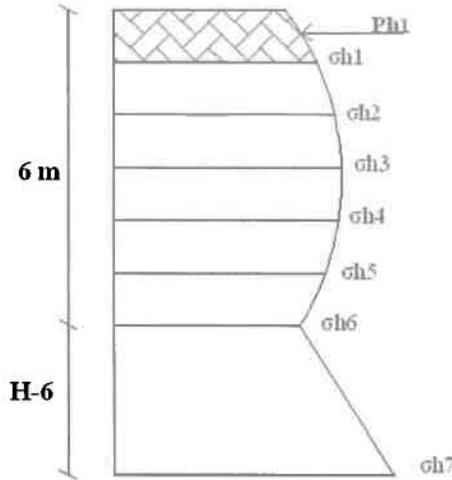
$$P_h = \sum_{i=1}^6 P_{hi} \quad (5.67)$$

και ο μοχλοβραχίονας Y δίνεται από τη σχέση:

$$Y = \frac{\sum_{i=1}^6 P_{hi} y_i}{P_h} \quad (5.68)$$

Περίπτωση 2^η: $H \geq 6$ m

Όταν το ύψος H του τοίχου ξεπεράσει τα 6 m, η κατανομή των οριζοντίων τάσεων δεν έχει ενιαία μορφή. Πιο συγκεκριμένα, στα πάνω 6m έχει ποιοτικά τη μορφή της 1^{ης} περίπτωσης, ενώ στο υπόλοιπο τμήμα του μέχρι τη στάθμη έδρασης παρουσιάζει γραμμική αύξηση με το βάθος (βλέπε διαδικασία εκτίμησης της $\max\sigma_h$ ανωτέρω).



Σχήμα 5.17 Ποιοτική απεικόνιση της κατανομής των οριζοντίων τάσεων σ_h όταν $H \geq 6\text{m}$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β.

Η διαδικασία εκτίμησης των P_h και y είναι ακριβώς αντίστοιχος με την 1^η περίπτωση. Η μόνη διαφορά είναι ότι οι P_{hi} (για $i=1,\dots,6$) προκύπτουν από ωθήσεις τραπεζοειδούς μορφής και πάχους τοίχου 1m και ότι υπάρχει μια επιπλέον P_{h7} , η P_{h7} που αντιστοιχεί στις ωθήσεις τραπεζοειδούς μορφής που ασκούνται στα βαθύτερα (H-6) m. Συνεπώς, οι τιμές των εν λόγω μεγεθών P_{hi} και y_i παρουσιάζονται παρακάτω:

$$P_{h1} = \left(\frac{\sigma_{h0} + \sigma_{h1}}{2} \right) 1 \quad \text{και} \quad y_1 = 5 + \frac{1}{3} \frac{(2\sigma_{h0} + \sigma_{h1})}{(\sigma_{h0} + \sigma_{h1})} + (H - 6)$$

$$P_{h2} = \left(\frac{\sigma_{h1} + \sigma_{h2}}{2} \right) \quad \text{και} \quad y_2 = 4 + \frac{1}{3} \frac{(2\sigma_{h1} + \sigma_{h2})}{(\sigma_{h1} + \sigma_{h2})} + (H - 6)$$

⋮

$$P_{h6} = \left(\frac{\sigma_{h5} + \sigma_{h6}}{2} \right) \quad \text{και} \quad y_6 = \frac{1}{3} \frac{(2\sigma_{h5} + \sigma_{h6})}{(\sigma_{h5} + \sigma_{h6})} + (H - 6)$$

$$P_{h7} = \left(\frac{\sigma_{h6} + \sigma_{h7}}{2} \right) (H - 6) \quad \text{και} \quad y_7 = \frac{(H - 6)(2\sigma_{h6} + \sigma_{h7})}{3(\sigma_{h6} + \sigma_{h7})}$$

Τελικά:

$$P_h = \sum_{i=1}^7 P_{hi} = 1 \left[\frac{\sigma_{h0} + \sigma_{h6}}{2} + \sigma_{h1} + \dots + \sigma_{h5} \right] + \left(\frac{\sigma_{h6} + \sigma_{h7}}{2} \right) (H - 6) \quad (5.69)$$

$$Y = \frac{\sum_{i=1}^7 P_{hi} y_i}{P_h} \quad (5.70)$$

Βήμα 3: Έλεγχος ανατροπής περί τον πόδα του τοίχου -Καθορισμός του $L_{(\gamma)}$

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής περί τον πόδα του τοίχου υπολογίζεται κατ' αναλογία με τη μεθοδολογία A (βλέπε σχέση 5.32 και Σχήμα 5.12), ως εξής:

$$FS_{av} = \frac{HL\gamma_1 \frac{L}{2} + qL \frac{L}{2} + P_h \sin \varphi_1 L}{P_h \cos \varphi_1 Y} \geq 2.0 \Rightarrow$$

$$L_{(\gamma)} = \frac{-P_h \sin \varphi_1 + \sqrt{P_h^2 \sin^2 \varphi_1 + 2(H\gamma_1 + q)(2P_h \cos \varphi_1 Y)}}{H\gamma_1 + q} \quad (5.71)$$

Συγκρίνοντας τη σχέση (5.71) με την αντίστοιχη σχέση (5.34) της μεθοδολογίας A προκύπτει ότι η μόνη διαφορά είναι η χρήση της ώθησης P_h στη θέση της ενεργητικής ώθησης P_a και η προκύπτουσα διαφορά στην τιμή του μοχλοβραχίονα Y .

Βήμα 4: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης του τοίχου - Υπολογισμός του $L_{(\delta)}$

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας, όπως άλλωστε και ο έλεγχος ανατροπής, δεν παρουσιάζει ιδιαίτερες διαφορές μεταξύ των δύο μεθοδολογιών. Κατά συνέπεια, ξεκινώντας τους υπολογισμούς αντίστοιχα με τη σχέση 5.42 της μεθοδολογίας A προκύπτει:

$$FS_{\phi, I} = \frac{i_c C_2 N_c + 0.5\gamma_2 (L - 2e) N_\gamma i_\gamma}{\gamma_1 H + q + \left(\frac{P_h \sin \varphi_1}{L} \right)} \geq 2 \Rightarrow$$

$$i_c N_c C_2 + 0.5\gamma_2 (L - 2e) N_\gamma i_\gamma - 2\gamma_1 H - 2q - 2 \frac{P_h \sin \varphi_1}{L} \geq 0 \quad (5.72)$$

Όλοι οι συντελεστές i_c , i_γ , N_c και N_γ υπολογίζονται βάσει των σχέσεων και πινάκων που έχουν ήδη παρουσιαστεί στην μεθοδολογία A, κατά Brinch Hansen. Έτσι, η ελάχιστη τιμή του $L_{(\delta)}$ για την οποία εξασφαλίζεται η ισχύς της ανισότητας της σχέσης 5.72 είναι μια πρώτη εκτίμηση της τιμής του $L_{(\delta)}$, η οποία δε γίνεται αποδεκτή αν ταυτόχρονα δεν εξασφαλίζεται ότι ο έλεγχος της μέγιστης επιτρεπόμενης εκκεντρότητας e σύμφωνα με τις παρακάτω σχέσεις:

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = M/V < L_{(\delta)}/3$$

$$\text{όπου } V = \gamma_1 H L_{(\delta)} + q L_{(\delta)} + P_h \sin \varphi_1 \quad (5.73)$$

$$M = P_h \cos \varphi_1 Y - P_h \sin \varphi_1 \frac{L_{(\delta)}}{2} \quad (5.74)$$

Αντίστοιχα με ό,τι συμβαίνει για τους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής, η διαφοροποίηση των δύο μεθοδολογιών για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας

συνίσταται στη χρήση της ώθησης P_h στη θέση της ενεργητικής ώθησης P_a και η προκύπτουσα διαφορά στην τιμή του μοχλοβραχίονα Y .

Βήμα 5: Υπολογισμός του τελικού μήκους L του γεωφάσματος

Κλείνοντας και αυτή την μεθοδολογία σχεδιασμού, ως τελικό μήκος L επιλέγεται το μέγιστο όλων των εκτιμημένων μηκών, όπως αυτά προκύπτουν από τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας, σύμφωνα με την σχέση 5.45.

$$L = \max [L_{(\alpha)}, L_{(\beta)}, L_{(\gamma)}, L_{(\delta)}]$$

5.4.3 Παράδειγμα σχεδιασμού τοίχου με τη μεθοδολογία Β

Χάριν συγκρίσεως, στο παράδειγμα σχεδιασμού τοίχου με τη μεθοδολογία Β που ακολουθεί, επιλέχθηκαν ακριβώς τα ίδια δεδομένα τοίχου, εδαφών επίχωσης και θεμελίωσης και γεωσυνθετικού υλικού με του αντίστοιχου παραδείγματος σχεδιασμού με τη μεθοδολογία Α. Συνεπώς, πρόκειται για έναν ορθογωνικό τοίχο αντιστήριξης ύψους $H = 6\text{m}$, οπλισμένο με ίδιου μήκους γεωφάσμα τοποθετημένο σε ισαπέχουσες στρώσεις, η επιφάνεια του οποίου υποβάλλεται σε ομοιόμορφη κατανεμημένη φόρτιση $q = 10\text{Kpa}$. Το έδαφος επίχωσης έχει ειδικό βάρος $\gamma_1 = 18\text{KN/m}^3$, συνοχή $C_1 = 10\text{Kpa}$ και γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi_1 = 36^\circ$. Το έδαφος θεμελίωσης έχει ειδικό βάρος $\gamma_2 = 18.5\text{KN/m}^3$, συνοχή $C_2 = 20\text{Kpa}$ και γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi_2 = 25^\circ$. Η εφελκυστική αντοχή του γεωφάσματος είναι $T_{\text{allow}} = 13.2\text{KN/m}$. Σχετικά με τις αποδοτικότητες του γεωσυνθετικού στην επίχωση και στην θεμελίωση ισχύει: $\varepsilon_{c1} = \varepsilon_{\varphi 1} = \varepsilon_{c2} = \varepsilon_{\varphi 2} = 0.67$.

Ζητείται ο υπολογισμός του συνολικού μήκους L του γεωφάσματος που απαιτείται για την όπλιση όλου του τοίχου, έτσι ώστε να ικανοποιούνται όλοι οι έλεγχοι εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας. Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί, χάριν εμπέδωσης της μεθοδολογίας Β.

ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 1:

α) Καθορισμός του S_v

Εφόσον το ύψος H του τοίχου ισούται με 6m , οι υπολογισμοί θα γίνουν βάσει των σχέσεων της 2^{ης} περίπτωσης. Πιο συγκεκριμένα, ο συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων K υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση (5.46) και είναι συνάρτηση του βάθους z και των τιμών των συντελεστών K_o και K_a , οι οποίοι για $\varphi_1 = 36^\circ$ παίρνουν τιμές $K_o = 0.41$ (σχέση 5.48) και $K_a = 0.26$ (σχέση 5.49).

Ορίζοντας τα 7 σημεία που επιβάλλει η μεθοδολογία για $H \geq 6\text{m}$, δημιουργείται ο παρακάτω πίνακας υπολογισμού της μέγιστης οριζόντιας τάσης \max_{σ_h} , της συνισταμένης ώθησης γαιών P_h και του σημείου εφαρμογής της Y , όλα στοιχεία που χρειάζονται για τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας που ακολουθούν. Οι τιμές του πίνακα προκύπτουν με βάση τις σχέσεις 5.46, 5.53, 5.54, 5.57, 5.58 και 5.69, 5.70.

i	z _i (m)	σ _{vi} (kPa)	K	σ _{hi} (KPa)	P _{hi} (kN/m)	y _i (m)	P _{hi} y _i
0	0	10	0.41	4.12	-	-	-
1	1	28	0.39	10.83	7.48	5.43	40.56
2	2	46	0.36	16.62	13.73	4.46	61.28
3	3	64	0.34	21.50	19.06	3.48	66.30
4	4	82	0.31	25.46	23.48	2.49	58.37
5	5	100	0.29	28.50	26.98	1.49	40.22
6	6	118	0.26	20.44	24.47	0.53	12.91
maxσ_h=				28.50 kPa			
				P_h=	115.20 kN/m	ΣP_{hi}y_i=	279.64
						Y =	2.43 m

Σύμφωνα με τον ανωτέρω πίνακα, η οριζόντια τάση σ_h αποκτά την μέγιστη τιμή της για i=5 (δηλαδή σε βάθος 5m από την άνω ίνα του τοίχου). Έτσι, για maxσ_h = 28.50KPa, σύμφωνα με την σχέση 5.51, η ελάχιστη κατακόρυφη απόσταση S_v ισούται με:

$$\min S_v = \frac{13.2}{28.50 \times 1.4} = 0.33 \text{ m}$$

Οι στρώσεις του γεωσυνθετικού που απαιτούνται για την επαρκή ενίσχυση του τοίχου, όπως προκύπτει από την εφαρμογή της σχέσης 5.52 είναι:

$$n = \left[\frac{6}{0.33} \right] + 1 \rightarrow n = 19$$

Έτσι, σύμφωνα με τη σχέση 5.53, το τελικό πάχος μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού είναι:

$$S_v = \frac{6}{19} \rightarrow S_v = 0.32 \text{ m}$$

β) Υπολογισμός του L_(α)

Σύμφωνα και με τη μεθοδολογία B, ισχύει ότι: L_(α) = L_e + maxL_R
Για z = S_v = 0.32m σύμφωνα με την σχέση 5.61 προκύπτει:

$$\max L_R = 0.2 \times 6 + \left(0.1 \times 6 - \frac{0.32}{6} \right) = 1.75 \text{ m}$$

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία B, για τον υπολογισμό του μήκους L_e χρησιμοποιούνται και πάλι τα 7 σημεία (σε βάθη z_i) που έχουν παραπάνω οριστεί και χρησιμοποιώντας την σχέση 5.15 προκύπτει ο παρακάτω πίνακας:

i	z _i (m)	L _{ei} (m)
0	0	0.082
1	1	0.124
2	2	0.135
3	3	0.134
4	4	0.130
5	5	0.122
6	6	0.076
	maxL_{ei}	0.135 m

Σύμφωνα με τον ανωτέρω πίνακα, το $\max L_{ei} = 0.135\text{m}$ για $i = 2$ (σε βάθος $z_i=2\text{m}$). Όμως, σύμφωνα με τη σχέση (5.20): $L_e = \max(0.135, 1.0) = 1.0\text{ m}$

Επομένως, $L_{(a)} = \max L_R + L_e = 1.75 + 1.0 \rightarrow L_{(a)} = 2.75\text{ m}$

ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ

Βήμα 2: Έλεγχος ολίσθησης-Υπολογισμός του L_(β)

Σύμφωνα με τη σχέση 5.65, το μήκος L_(β) δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$L_{(\beta)} = \frac{1.5P_h \cos \varphi_1 - P_h \sin \varphi_1 \tan \varphi_b}{C_b' + (H\gamma_1 + q) \tan \varphi_b}$$

Οι τιμές της συνισταμένης ώθησης P_h και του μοχλοβραχίονά της Y , έχουν ήδη εκτιμηθεί στον πίνακα του βήματος 1 ως $P_h = 115.20\text{ KPa}$ και $Y = 2.43\text{ m}$. Σύμφωνα με τα δεδομένα του προβλήματος, ισχύει ότι $C_b' = \varepsilon_c c_2 = 13.4\text{ kPa}$ και $\varphi_b' = \varepsilon_{\varphi_2} \varphi_2' = 16.75^\circ$. Με εφαρμογή της σχέσης 5.65, προκύπτει ότι: $L_{(\beta)} = 2.44\text{ m}$

Βήμα 3: Έλεγχος ανατροπής-Υπολογισμός του L_(γ)

Το μήκος του γεωσυνθετικού που προκύπτει από τον έλεγχο ανατροπής, δίνεται από την σχέση 5.71 σύμφωνα με την οποία:

$$L_{(\gamma)} = \frac{-P_h \sin \varphi_1 + \sqrt{P_h^2 \sin^2 \varphi_1 + 2(H\gamma_1 + q)(2P_h \cos \varphi_1 Y)}}{H\gamma_1 + q}$$

Με αντικατάσταση όλων των μεγεθών προκύπτει τελικά: $L_{(\gamma)} = 2.25\text{ m}$

Βήμα 4: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας-Υπολογισμός του L_(δ)

Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας ξεκινά με τον υπολογισμό της εκκεντρότητας φορτίσεως e και την απαίτηση όπως:

$$e = M/V < L_{(\delta)}/3$$

Οι τιμές των μεγεθών που επεισέρχονται στην ανωτέρω σχέση είναι $V = [118L_{(\delta)} + 67.71]$ και $M = [226.47 - 67.71 L_{(\delta)}]$, σύμφωνα με τις σχέσεις 5.73 και 5.74, αντίστοιχα. Με επαναληπτική διαδικασία εκτιμάται η ελάχιστη τιμή $L_{(\delta)}$ για την οποία ικανοποιείται ο ανωτέρω έλεγχος της μέγιστης εκκεντρότητας και η οποία καταλήγει στην τιμή: $L_{(\delta)} = 1.80\text{m}$

Με βάση αυτή την τιμή εκτιμώνται τα εφαρμοζόμενα εντατικά μεγέθη $V = 280.11 \text{ KN/m}$, $M = 165.30 \text{ KNm/m}$, η εκκεντρότητα $e = 0.59\text{m}$ ($< 1.80/3 = 0.6 \text{ m}$) και το «ενεργό» εμβαδόν έδρασης του τοίχου $A_f = 0.62 \text{ m}^2$. Οι ανωτέρω τιμές θα χρησιμοποιηθούν στο έλεγχο φέρουσας ικανότητας που ακολουθεί και απαιτεί την εκτίμηση διαφόρων συντελεστών:

(α) των συντελεστών φέρουσας ικανότητας, που για $\varphi_2 = 25^\circ$ παίρνουν τιμές: $N_c = 20.79$, $N_q = 10.73$, $N_\gamma = 6.86$ (βλέπε Πίνακα 5.1)

(β) των συντελεστών κλίσεως φορτίου, οι οποίοι παίρνουν τιμές $i_c = 0.947$ (σχέση 5.36), $i_q = 0.952$ (σχέση 5.37) και $i_\gamma = 0.933$ (σχέση 5.38).

Εφαρμόζοντας τις ανωτέρω τιμές στη σχέση (5.72) προκύπτει: $119.28 \geq 0$, γεγονός που υποδηλώνει ότι η ανωτέρω εκτιμηθείσα τιμή $L_{(\delta)}$ είναι αποδεκτή, δηλαδή $L_{(\delta)} = 1.80\text{m}$

Βήμα 5: Υπολογισμός του τελικού μήκους L του γεωφάσματος

Όπως και για τη μεθοδολογία A (σχέση 5.45), και στη μεθοδολογία B το τελικό μήκος του γεωφάσματος ανά στρώση εκτιμάται ως $L = \max(2.75, 2.44, 2.25, 1.8)$ $\Rightarrow L = 2.75 \text{ m}$. Εφόσον $n = 19$ στρώσεις (ανά 0.32m), συνολικά θα χρειαστούν $19 \times 2.75 = 52.25\text{m}$ γεωφάσματος για να σπλίσουν τον συγκεκριμένο τοίχο αντιστήριξης ύψους 6 m.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

6.1 Προγραμματισμός δύο μεθοδολογιών σχεδιασμού

Για την παραμετρική διερεύνηση των δύο μεθόδων σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 5, έγινε προγραμματισμός τους με χρήση MS Excel. Ο στόχος του προγραμματισμού ήταν η ευχερής μελέτη της επίδρασης διαφόρων παραγόντων, όπως για παράδειγμα του ύψους H του τοίχου και της ομοιόμορφης επιφόρτισης q , στο σχεδιασμό. Ως μέσο ελέγχου της ακρίβειας του προγραμματισμού ελήφθησαν τα λυμένα παραδείγματα του Κεφαλαίου 5, τα οποία είναι απόλυτα συμβατά με την διαδικασία που ακολουθήθηκε κατά τον προγραμματισμό, καθώς και με τους περιορισμούς που ετέθησαν.

Πιο συγκεκριμένα, οι μεθοδολογίες που προγραμματίστηκαν αφορούν τοίχους αντιστήριξης (ύψους H) οπλισμένους με γεωσυνθετικά υλικά, κυρίως γεωφάσματα (GT) και γεωπλέγματα (GG). Ο συντηρητισμός στο σχεδιασμό που αναφέρεται στο Κεφάλαιο 5, εισάγεται στο σχεδιασμό υιοθετώντας:

- Ενιαίο πλάτος L (ορθογωνικός τοίχος), το οποίο προκύπτει ως το ελάχιστο δυνατό για να ικανοποιούνται ταυτόχρονα όλοι οι έλεγχοι εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας
- Ομοιόμορφη καθ' ύψος διάστρωση γεωσυνθετικών, σε απόσταση S_v η οποία είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη.

Οι ανωτέρω παραδοχές είναι στην ουσία περιορισμοί οι οποίοι οδηγούν στον σχεδιασμό τοίχων μεγαλύτερου όγκου και βάρους από αυτούς που θα προέκυπταν απουσία των περιορισμών, καθώς και σε επιπλέον κόστος (εκτιμώμενο σε τρέχοντα m) γεωσυνθετικού υλικού. Επιπλέον, σημαντικές παραδοχές στις διερευνούμενες μεθοδολογίες αποτελούν: α) η επιφόρτιση q του τοίχου, η οποία θεωρείται ομοιόμορφη και ασκούμενη και επί του τοίχου, και β) η απουσία (υδροστατικών) πιέσεων του νερού των πόρων.

Ως δεδομένα των μεθοδολογιών εισάγονται, κατ' αρχήν το ύψος H του τοίχου, η (ομοιόμορφη) επιφόρτιση q , η περιγραφή του εδάφους επίχωσης (ειδικό βάρος γ_1 , συνοχή C_1 , γωνία διατμητικής αντοχής φ_1), η περιγραφή του εδάφους θεμελίωσης (ειδικό βάρος γ_2 , συνοχή C_2 , γωνία διατμητικής αντοχής φ_2) αντίστοιχα. Στη συνέχεια γίνεται εισαγωγή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας FS τόσο για την εσωτερική όσο και για την εξωτερική ευστάθεια, προς αποφυγή τυχόν αβεβαιοτήτων κατά τον σχεδιασμό. Τα δεδομένα ολοκληρώνονται με την επιτρεπόμενη αντοχή σχεδιασμού T_{allow} του γεωσυνθετικού υλικού, ο υπολογισμός της οποίας έχει αναπτυχθεί στο Κεφάλαιο 4, και την εκτίμηση της αποδοτικότητας του γεωσυνθετικού υλικού στην επίχωση (ϵ_{c1} , $\epsilon_{\varphi 1}$) και στη θεμελίωση (ϵ_{c2} , $\epsilon_{\varphi 2}$). Προς διευκόλυνση του χρήστη, τα αποτελέσματα που προκύπτουν από όλη την διαδικασία επίλυσης παρατίθενται αμέσως μετά τα δεδομένα. Στην σελίδα που ακολουθεί παρουσιάζεται η εισαγωγή των δεδομένων και η παρουσίαση των τελικών αποτελεσμάτων (ενδεικτικά για την μεθοδολογία A), όπως ακριβώς εμφανίζονται στο βασικό φύλλο εργασίας του MS Excel. Πιο συγκεκριμένα, τα δεδομένα εμφανίζονται

ως οι γκρι ζώνες και τα τελικά αποτελέσματα ως οι κίτρινες ζώνες στο εν λόγω φύλλο εργασίας.

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΩΝ ΥΛΙΚΩΝ

Ελεύθερες παράμετροι

Γεωμετρία:	H=	6	(m)	
Επιφόρτιση:	q=	10	(Kpa)	
Έδαφος επίχωσης:	γ_1 =	18	(KN/m ³)	
	c_1 '=	10	(Kpa)	
	φ_1 '=	36	0,628	(rad)
Έδαφος θεμελίωσης:	γ_2 =	18,5	(KN/m ³)	
	c_2 '=	20	(Kpa)	
	φ_2 '=	25		
	φ_2' τελ=	25	0,436	(rad)
F _{Sα} -συντελεστής ασφαλείας για την εσωτερική ευστάθεια=			1,4	Δείκτης Le
F _{Sβ} -συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης=			1,5	
F _{Sγ} -συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής=			2	
F _{Sδ} -συντελεστής ασφαλείας έναντι Φ.Ι.=			2	
Tall-εμπρεπόμενη αντοχή γεωσυνθετικού=		13,2	(KN/m)	
Αποδοτικότητες του γεωσυνθετικού στην επίχωση:			$\epsilon_0 \epsilon \varphi_1$ (%)	
	$Ca_1' = \epsilon_0 c_1'$			
	$\delta_1' = \epsilon \varphi_1' \varphi_1'$			
Όπου:	ϵ_0 =	0,67		
	Ca_1' =	6,7		
	$\epsilon \varphi_1$ =	0,67		
	$\delta_1' = 0,4209734 \tan \delta_1'$		0,448	
Αποδοτικότητες του γεωσυνθετικού στη θεμελίωση:			$\epsilon_0 \epsilon \varphi_2$ (%)	
	$Cb' = \epsilon_0 c_2'$			
	$\varphi b' = \epsilon \varphi_2' \varphi_2'$			
Όπου:	ϵ_0 =	0,67		
	Cb' =	13,4		
	$\epsilon \varphi_2$ =	0,67		
	$\varphi b' = 0,292 \tan \varphi b'$		0,301	

Τελικά Αποτελέσματα:

S_v =	0,43	(m)
$L(\alpha)$ =	3,84	(m)
$L(\beta)$ =	0,95	(m)
$L(\gamma)$ =	1,13	(m)
$L(\delta)$ =	1,00	(m)
L =	3,84	(m)
n =	14	
nL =	53,74	(m)

Πιο συγκεκριμένα, από απόψεως σχεδιασμού οι παράμετροι ενδιαφέροντος ενός τοίχου οπλισμένου με γεωσυνθετικά υλικά είναι οι κάτωθι:

- ο Απόσταση καθ' ύψος των διαδοχικών στρώσεων γεωσυνθετικού, S_v
- ο Πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας, $L(\alpha)$

- Πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο ολίσθησης, $L(\beta)$
- Πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο ανατροπής $L(\gamma)$
- Πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας $L(\delta)$
- Πλάτος σχεδιασμού ορθογωνικού τοίχου, $L = \max\{L(\alpha), L(\beta), L(\gamma), L(\delta)\}$
- Πλήθος καθ' ύψος στρώσεων γεωσυνθετικού υλικού, n
- Συνολικό μήκος γεωσυνθετικού υλικού απαιτούμενο για την κατασκευή του τοίχου, nL

Το παρόν κεφάλαιο διερευνά την επίδραση διαφόρων παραγόντων στις προαναφερθείσες παραμέτρους ενδιαφέροντος από απόψεως σχεδιασμού, και συγκεκριμένα:

- Της χρησιμοποιούμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού (Α ή Β), όπως αυτές παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5.
- Του υλικού επίχωσης, για το οποίο θεωρήθηκαν ενδεικτικά δύο περιπτώσεις, ένα «καλής» ποιότητας μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=0$, $\phi_1=36^\circ$), και ένα εξίσου «καλής» ποιότητας συνεκτικό έδαφος επίχωσης (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=10 \text{ KPa}$, $\phi_1=28^\circ$),
- Του ύψους H του τοίχου, που κυμάνθηκε από 3 έως 12m, και
- Της ομοιόμορφης επιφόρτισης q , που κυμάνθηκε από 0 έως 100 KPa

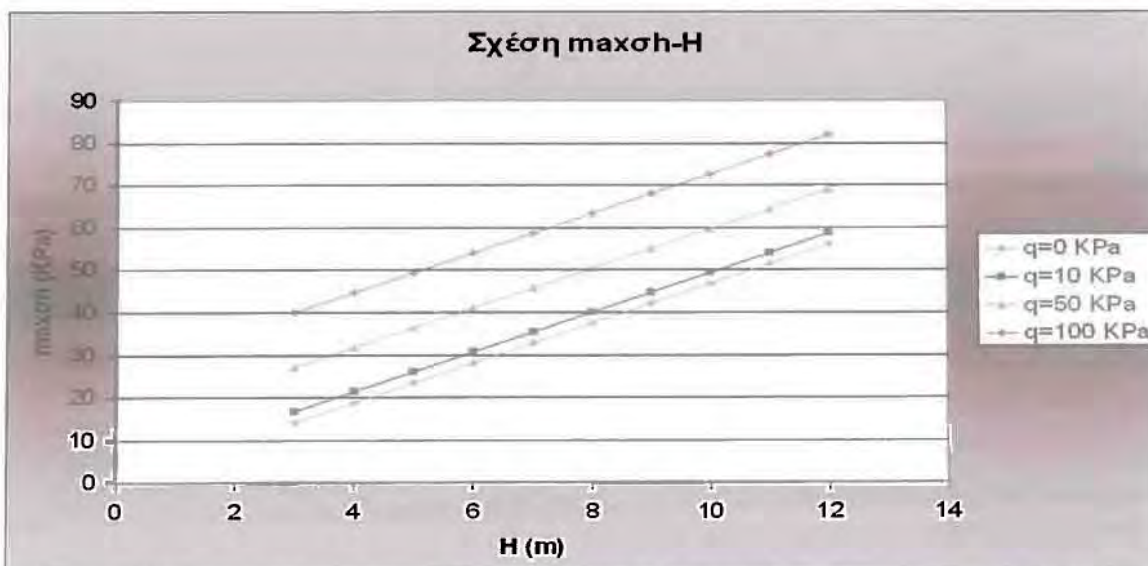
Με στόχο αξιόπιστες συγκρίσεις, αλλά και σωστή μελέτη των επιμέρους μηχανισμών πιθανής αστοχίας (εσωτερικής ευστάθειας, ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας), στις συγκρίσεις του παρόντος κεφαλαίου, όλοι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας θεωρήθηκαν ίσοι με τη 1.0. Πιο συγκεκριμένα, στην παράγραφο 6.2 διερευνάται η επίδραση στις παραμέτρους ενδιαφέροντος της επιφόρτισης q σε τοίχους διαφόρων υψών H , κατασκευασμένους με τα δύο επιλεγέντα υλικά επίχωσης, όπως προκύπτουν από σχεδιασμό με τη μεθοδολογία Α. Η παράγραφος 6.3 παρουσιάζει την αντίστοιχη επίδραση, αν οι ίδιοι τοίχοι είχαν σχεδιασθεί με τη μεθοδολογία Β, και τέλος στην παράγραφο 6.4 γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των δύο μεθοδολογιών, με στόχο τη διερεύνηση της σχετικής συντηρητικότητάς τους.

6.2 Μεθοδολογία Α: Διερεύνηση επιδράσεων q , H και υλικού επίχωσης

Όπως προαναφέρεται, στην παράγραφο 6.2 διερευνάται η επίδραση στις παραμέτρους ενδιαφέροντος από απόψεως σχεδιασμού (S_v , $L(a)$, $L(\beta)$, $L(\gamma)$, $L(\delta)$, L , n , nL) της επιφόρτισης q σε τοίχους διαφόρων υψών H , κατασκευασμένους με τα δύο επιλεγέντα υλικά επίχωσης, όπως προκύπτουν από σχεδιασμό με τη μεθοδολογία Α. Πιο συγκεκριμένα, στην παράγραφο 6.2.1 η διερεύνηση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα «καλής» ποιότητας μη συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=0$, $\phi_1=36^\circ$), ενώ στην παράγραφο 6.2.2, η ίδια διερεύνηση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα εξίσου «καλής» ποιότητας συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=10 \text{ KPa}$, $\phi_1=28^\circ$). Τέλος, στην παράγραφο 6.2.3 γίνεται μια κριτική επισκόπηση των αποτελεσμάτων, με έμφαση στην επίδραση της φύσης του υλικού επίχωσης στο σχεδιασμό του τοίχου ακολουθώντας τη μεθοδολογία Α.

6.2.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

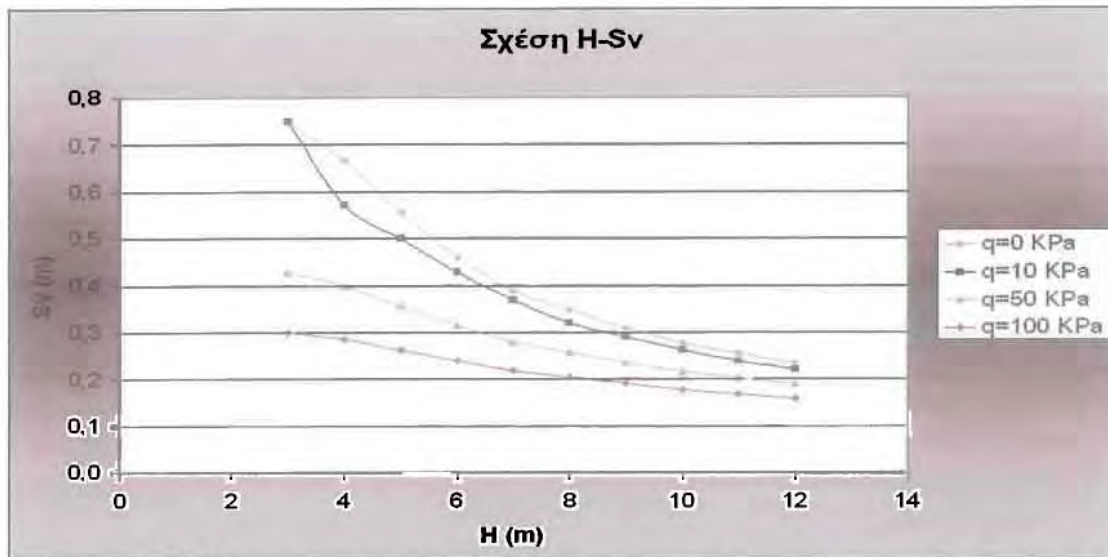
Για τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας, κρίσιμο μέγεθος αποτελεί η μεταβολή της οριζόντιας τάσης s_h καθ' ύψος. Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ομοιόμορφη καθ' ύψος διάστρωση γεωσυνθετικών, σε απόσταση S_v η οποία είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη, και εκτιμάται με βάση τη μέγιστη οριζόντια τάση $maxsh$, καθ' ύψος. Έτσι, στο Σχήμα 6.1 παρουσιάζεται η μεταβολή της $maxsh$ για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.1 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη οριζόντια τάση $maxsh$ πίσω από τον τοίχο, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία Α, η μέγιστη οριζόντια τάση θεωρείται γραμμική συνάρτηση του ύψους H , δηλ. $maxsh = K_a (q + \gamma_1 H)$, εφόσον χρησιμοποιείται μη συνεκτικό υλικό επίχωσης. Αυτό παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.1, απ' όπου διαφαίνεται και η επαύξηση της $maxsh$ ως συνάρτηση της επιφόρτισης q . Στη συνέχεια, στο Σχήμα 6.2 δίνεται η συσχέτιση της ομοιόμορφης κατακόρυφης

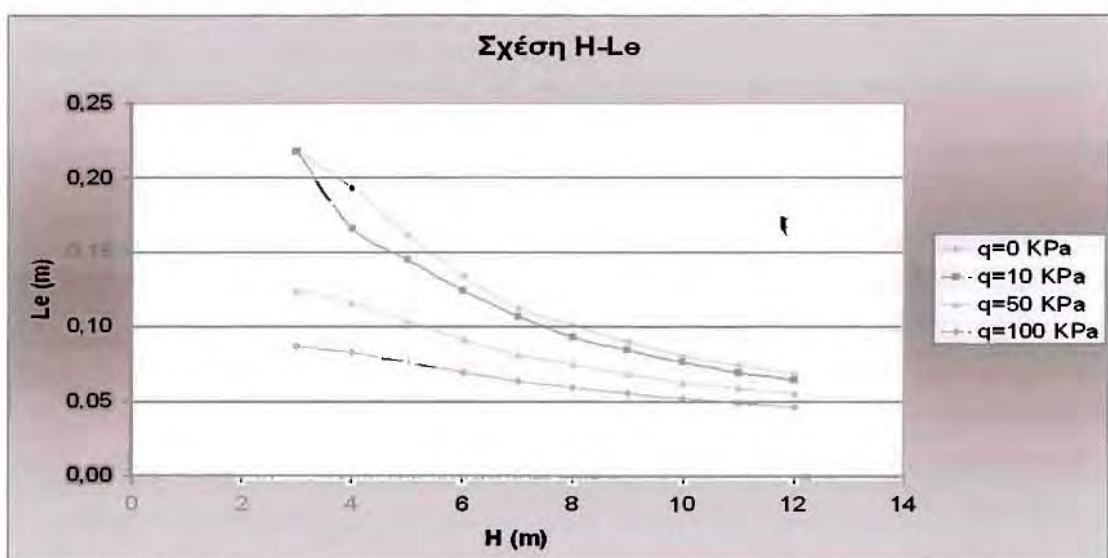
απόστασης μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v με το ύψος H και την επιφόρτιση q του τοίχου.



Σχήμα 6.2 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία A, η κατακόρυφη απόσταση S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών είναι αντιστρόφως ανάλογη της $\max sh$, δηλ. $S_v = T_{allow}/\max sh$ (για $FS=1$). Αυτό αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.2, απ' όπου προκύπτει πύκνωση των στρώσεων (μείωση του S_v) για υψηλούς τοίχους και μεγάλες επιφορτίσεις. Επιπλέον διαφαίνεται ότι για κοντούς τοίχους, η τιμή της επιφόρτισης παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην πυκνότητα των στρώσεων, μια επίδραση που φθίνει όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου.

Στη συνέχεια του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας, η έμφαση δίνεται στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e του γεωσυνθετικού και αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.3.

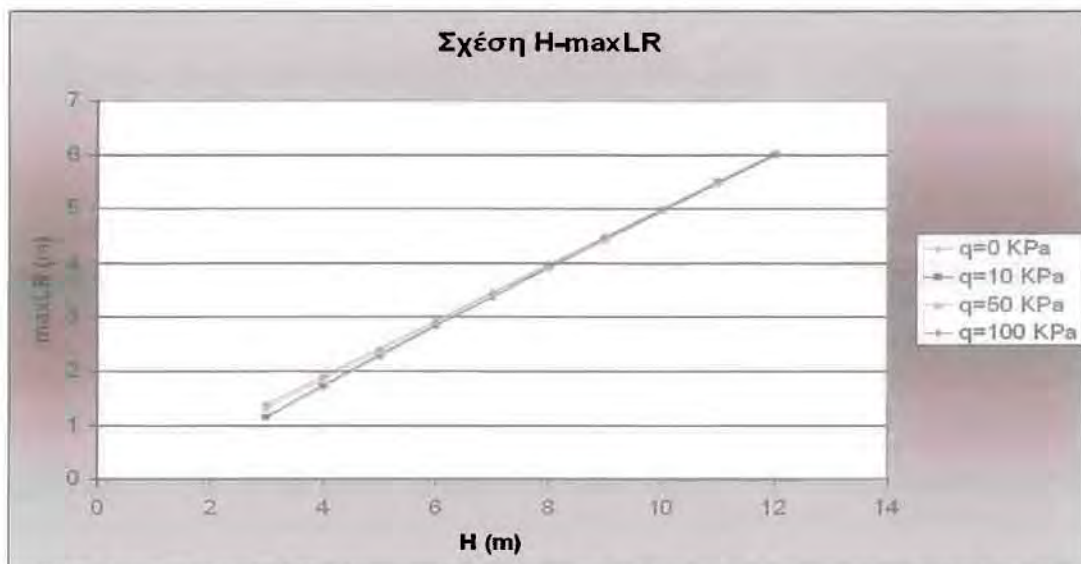


Σχήμα 6.3 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία A, το αναγκαίο μήκος του γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης L_e για ένα μη συνεκτικό υλικό επίχωσης, απλοποιείται σε μια σχετικά απλή σχέση: $L_e = S_v \sigma_h / 2(\sigma_v \tan \delta_1)$ (για $FS=1$). Η σχέση αυτή υπονοεί ότι το μήκος L_e είναι στην ουσία συνάρτηση του S_v , και συνεπώς η μορφή των καμπυλών στο Σχήμα 6.3 είναι αντίστοιχη εκείνων στο Σχήμα 6.2. Με άλλα λόγια, όσο πυκνότερες είναι οι στρώσεις του γεωσυνθετικού, τόσο λιγότερο μήκος αγκύρωσης χρειάζονται. Δηλαδή, σε κοντούς τοίχους με μικρή επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι σχετικά αραιές, το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e είναι μεγαλύτερο, απ' ό,τι σε υψηλούς τοίχους με μεγάλη επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι πυκνές.

Επισημαίνεται ότι όλες οι τιμές L_e του Σχήματος 6.3 είναι μικρότερες του 1.0m. Η μεθοδολογία A αναφέρει ότι χάριν συντηρητισμού, δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται τιμή L_e μικρότερη του 1.0m. Στην παρούσα έρευνα όμως έχουμε λάβει όλους τους μερικούς συντελεστές $FS=1$, και έτσι, και η ανωτέρω πηγή συντηρητισμού στο σχεδιασμό δε λαμβάνεται υπόψη, και οι τιμές των L_e που παρουσιάζονται εδώ και στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου είναι οι επακριβώς υπολογισθείσες του Σχήματος 6.3.

Ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας ολοκληρώνεται με την εκτίμηση του μήκους στην ενεργή ζώνη L_R . Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ως τιμή του L_R , η μέγιστη τιμή αυτής καθ' ύψος, που συμβολίζεται με $maxL_R$. Έτσι, στο Σχήμα 6.4 παρουσιάζεται η μεταβολή της $maxL_R$ για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.4 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $maxL_R$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

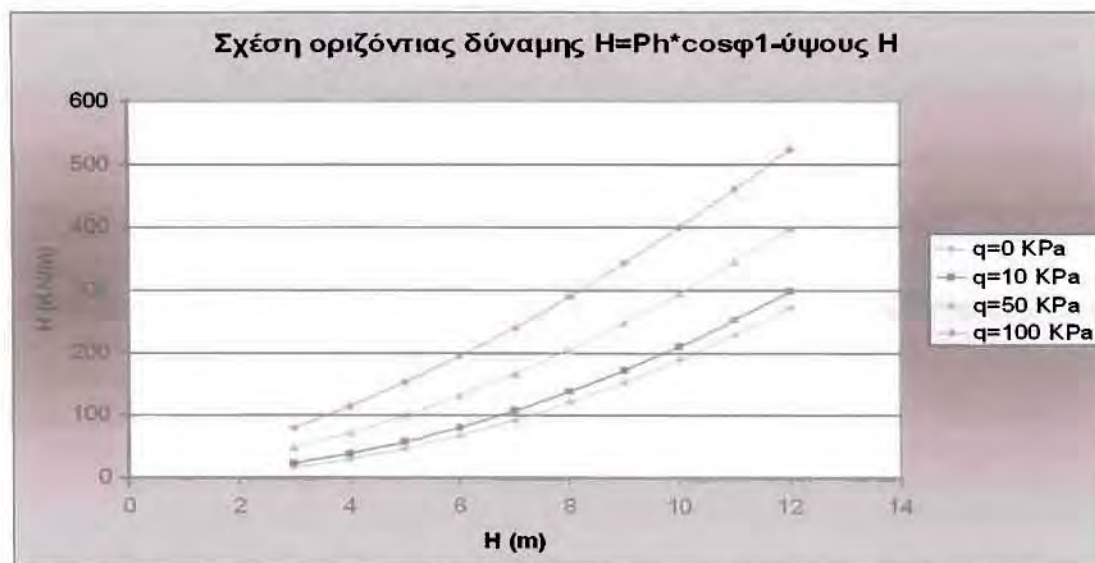
Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.4, οι τιμές του $maxL_R$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά ουσιαστικά αυξάνουν γραμμικά με το ύψος H του τοίχου, καθώς όσο υψηλότερος είναι ο τοίχος τόσο μεγαλύτερο μήκος γεωσυνθετικού υλικού απαιτείται για την εσωτερική ευστάθεια. Η γραμμική επίδραση ως προς H προκύπτει από τη σχέση υπολογισμού του $maxL_R$, όπου $maxL_R = (H - S_v) \tan(45 - \phi_1/2)$. Η επίδραση της επιφόρτισης q στην τιμή του $maxL_R$ εισέρχεται μέσω της αντίστοιχης επίδρασής της στην τιμή του S_v (βλέπε Σχήμα 6.2). Όμως καθώς οι τιμές του S_v είναι γενικά πολύ μικρές σε σχέση με το ύψος H (κυμαίνονται μεταξύ 0.3-0.8 m), η

επίδραση της επιφόρτισης q είναι πρακτικώς αμελητέα, και ορατή μόνο όταν το ύψος του τοίχου είναι σχετικώς μικρό.

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5, ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας προσφέρει μια τιμή για την ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , και ένα υποψήφιο μήκος του γεωσυνθετικού υλικού: $L(a) = \max L_R + L_e$, η οποία θα συγκριθεί στη συνέχεια με τις τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, οι εν λόγω έλεγχοι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης οδηγούν στα υποψήφια μήκη του γεωσυνθετικού υλικού $L(b)$, $L(c)$, $L(d)$. Πριν διερευνηθούν οι σχετικές τιμές αυτών, και του $L(a)$, ως συναρτήσεις του ύψους του τοίχου H και της επιφόρτισης q , η έμφαση δίνεται στα αίτια πιθανής ολίσθησης, ανατροπής και απώλειας της φέρουσας ικανότητας του τοίχου.

Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.5 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους τοίχου H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L(b)$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση. Όπως προκύπτει και από το ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5, η εν λόγω οριζόντια δύναμη ολίσθησης δίνεται από τη σχέση:

$$H = P_h \cos \phi_1 \quad (6.1)$$

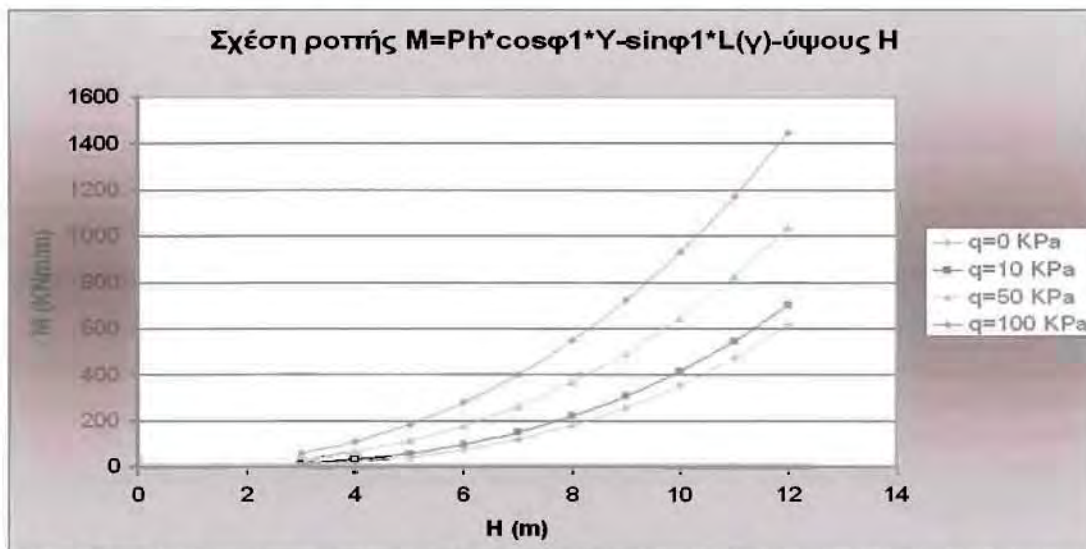


Σχήμα 6.5 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.5, η συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , ενώ αυξάνει αντίστοιχα και από την τιμή της επιφόρτισης q . Δεδομένου ότι η ώθηση αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L(b)$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στη ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L(c)$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.6 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M , που (όπως προκύπτει και από το ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5) δίνεται από τη σχέση:

$$M = P_h \cos \varphi_1 Y - P_h \sin \varphi_1 L(\gamma) \quad (6.2)$$



Σχήμα 6.6 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.6, η ροπή ανατροπής M αυξάνει ραγδαία με το ύψος H (παραβολικά), καθώς η ροπή M είναι πρακτικώς ένα γινόμενο της ώθησης H (που είναι σχεδόν γραμμική συνάρτηση του ύψους H, Σχήμα 6.5) επί τον μοχλοβραχίονα των ωθήσεων (που είναι επίσης γραμμική συνάρτηση του ύψους H). Η επίδραση της επιφόρτισης q είναι αυξητική και εισέρχεται μέσω της αυξητικής της επίδρασης στην ώθηση. Δεδομένου ότι η ροπή M αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q, συνεπάγεται ότι το L(c) αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα

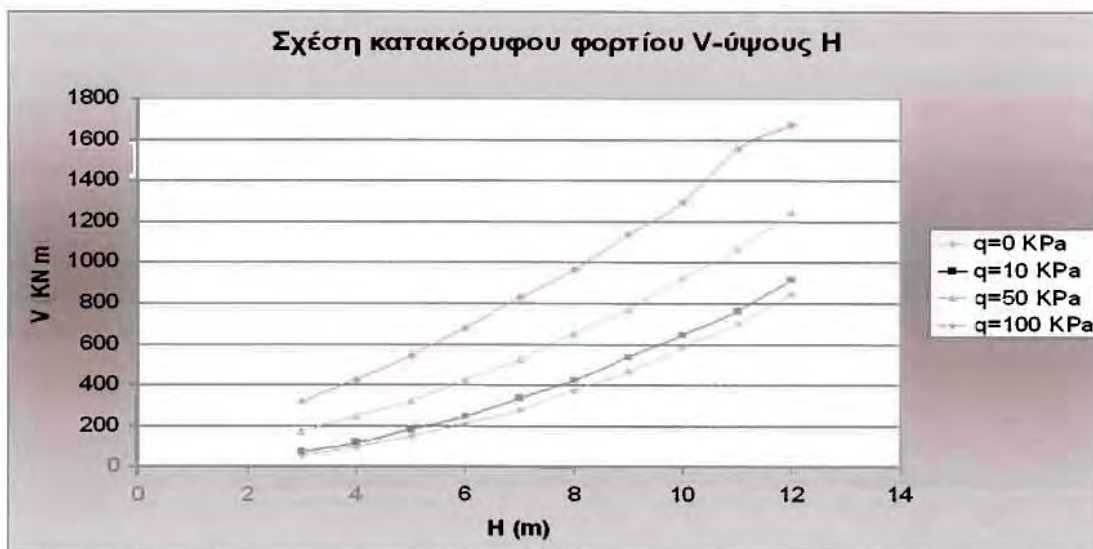
Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και στην εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους L(d), μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Όπως προκύπτει και από το ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5, το συνολικό κατακόρυφο φορτίο V και η εκκεντρότητα e δίνονται από τις σχέσεις:

$$V = \gamma_1 H L + q L + P_h \sin \varphi_1 \quad (6.3)$$

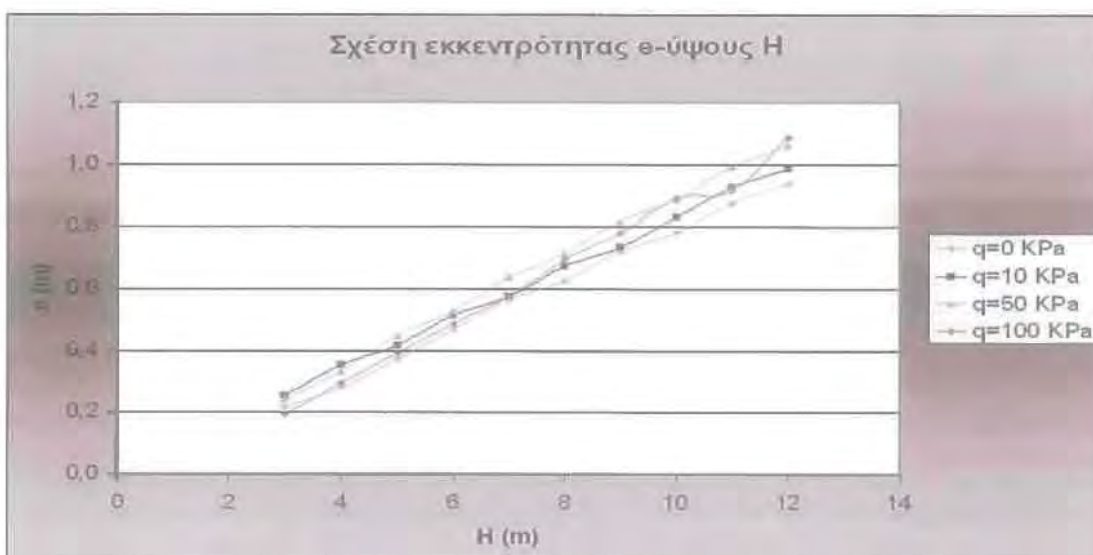
$$e = M/V = [P_h \cos \varphi_1 Y - P_h \sin \varphi_1 (L_5 / 2)] / [\gamma_1 H L + q L + P_h \sin \varphi_1] \quad (6.4)$$

Ειδικότερα, στα Σχήματα 6.7 και 6.8 παρουσιάζονται οι επιδράσεις του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V και την εκκεντρότητά του e, αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το πρώτο σχήμα το κατακόρυφο φορτίο V αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H, και αυτό οφείλεται στο ότι το V εκφράζει (κυρίως) το ίδιο βάρος του τοίχου. Επιπλέον, η επιφόρτιση q αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο V, κυρίως λόγω της εφαρμογής της στο άνω μέρος του τοίχου. Αντιθέτως, σύμφωνα με το Σχήμα 6.8, η εκκεντρότητα e αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H, αλλά δεν επηρεάζεται πρακτικώς από την επιφόρτιση q (η οποία δρα κεντρικά στον άνω μέρος του τοίχου). Η σχεδόν γραμμική επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e, οφείλεται στο ότι το e είναι ένα πηλίκο της παραβολικά

αυξανόμενης ροπής (π.χ. βλέπε ποιοτικά το Σχήμα 6.6) προς το γραμμικώς αυξανόμενο κατακόρυφο φορτίο V (βλέπε Σχήμα 6.8). Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση των V και e συναρτήσει της επιφόρτισης q και κυρίως του ύψους H αναμένεται να οδηγήσει σε αύξηση του πλάτους $L(d)$ του θεμελίου του τοίχου, ώστε να μπορέσει να ικανοποιήσει τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας αυτού.



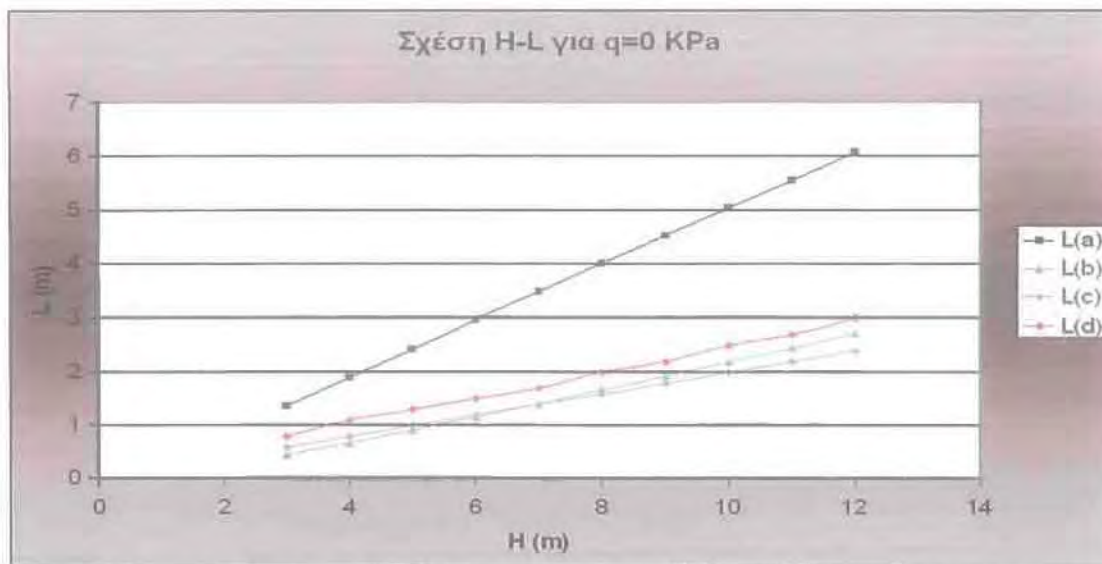
Σχήμα 6.7 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης



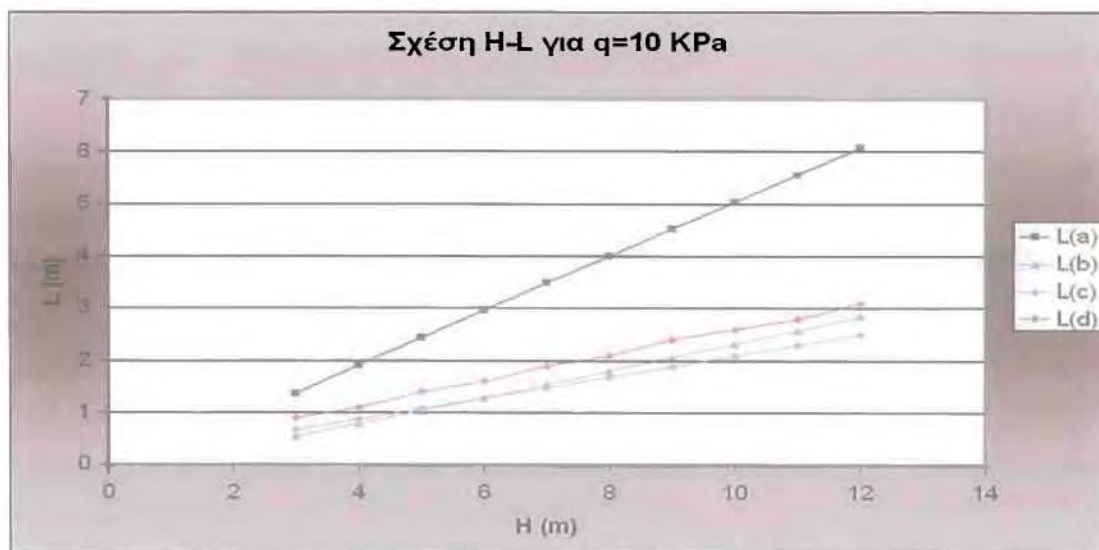
Σχήμα 6.8 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V , σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Στη συνέχεια, συγκρίνονται οι εκτιμήσεις των $L(a)$, $L(b)$, $L(c)$ και $L(d)$ με βάση όλους τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Καθώς, οι εν λόγω συγκρίσεις επηρεάζονται τόσο από το ύψος H όσο και από την επιφόρτιση q , στα Σχήματα 6.9 έως 6.12, οι συγκρίσεις γίνονται ξεχωριστά για $q=0$, 10, 50 και 100 KPa, χάριν ευκρίνειας. Ο στόχος των εν λόγω ξεχωριστών διαγραμμάτων είναι να διαφανεί

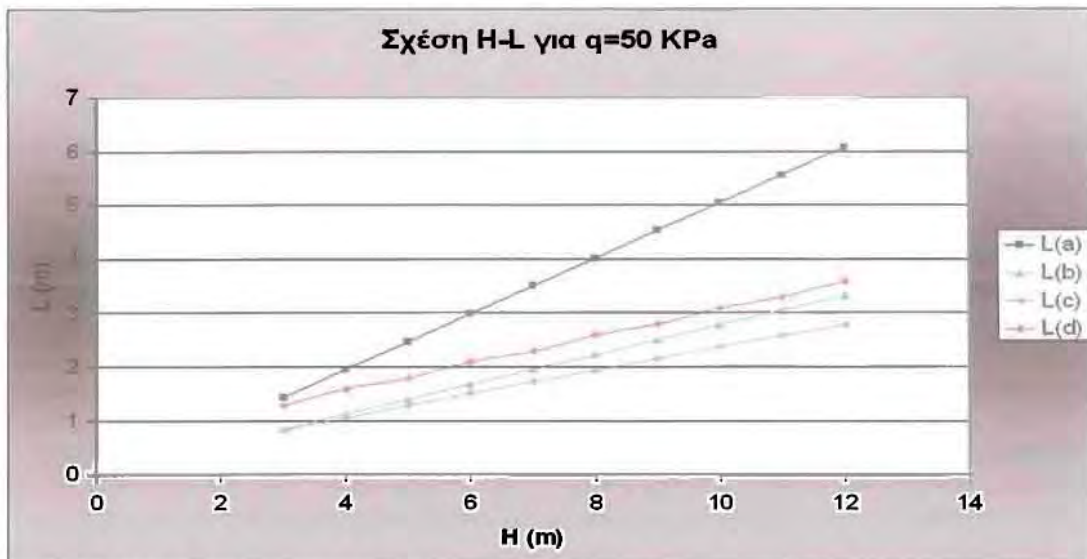
ποιος εκ των 4 ελέγχων είναι ο κρισιμότερος και θα οδηγήσει στον τελικό ορισμό πλάτους L του τοίχου, και το κατά πόσο η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων επηρεάζεται από το ύψος του τοίχου H και την επιφόρτιση q .



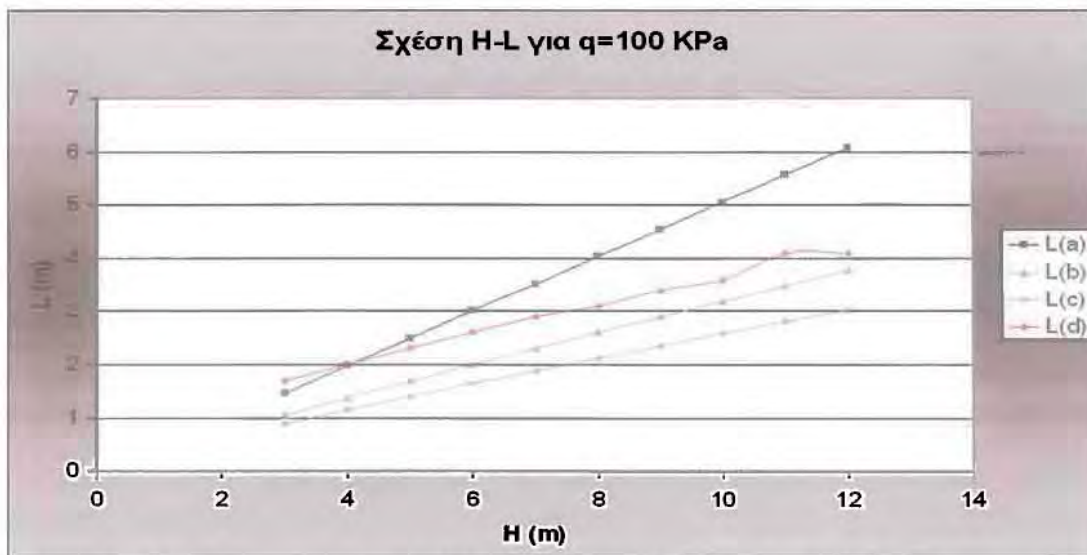
Σχήμα 6.9 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=0\text{kPa}$.



Σχήμα 6.10 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=10\text{kPa}$.



Σχήμα 6.11 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=50\text{kPa}$.



Σχήμα 6.12 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=100\text{kPa}$.

Όπως προκύπτει από τα Σχήματα 6.9 έως 6.12, το ύψος H του τοίχου αυξάνει πρακτικώς γραμμικά το απαιτούμενο πλάτος του L , σύμφωνα και με τους 4 ελέγχους και αυτό ισχύει για όλες τις τιμές επιφόρτισης q . Επιπλέον προκύπτει ότι το ύψος H επηρεάζει σαφώς εντονότερα τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας (a), και λιγότερο έντονα τους υπόλοιπους ελέγχους (εξωτερικής) ευστάθειας [ολίσθησης (b), ανατροπής (c) και φέρουσας ικανότητας (d)], οι οποίοι εμφανίζουν αντίστοιχη ποιοτικά επίδραση του ύψους H .

Επιπλέον, με βάση τα αποτελέσματα των Σχημάτων 6.9 έως 6.12 προκύπτει ότι οι τιμές του $L(a)$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H (Σχήμα 6.4) και το L_e να εξαρτάται μεν και από το q (Σχήμα 6.3), αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε

σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτήσει του H , όσο και της επιφόρτισης q . Αυτό εξηγείται αν κανείς παρατηρήσει ότι η συνολική οριζόντια ώθηση (Σχήμα 6.5), η ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα του τοίχου (Σχήμα 6.6) αλλά και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο (Σχήμα 6.7) που είναι τα αίτια απώλειας της ευστάθειας του τοίχου σε ολίσθηση, ανατροπή και αστοχία θεμελίωσης αυξάνουν επίσης συναρτήσει και των δύο παραμέτρων.

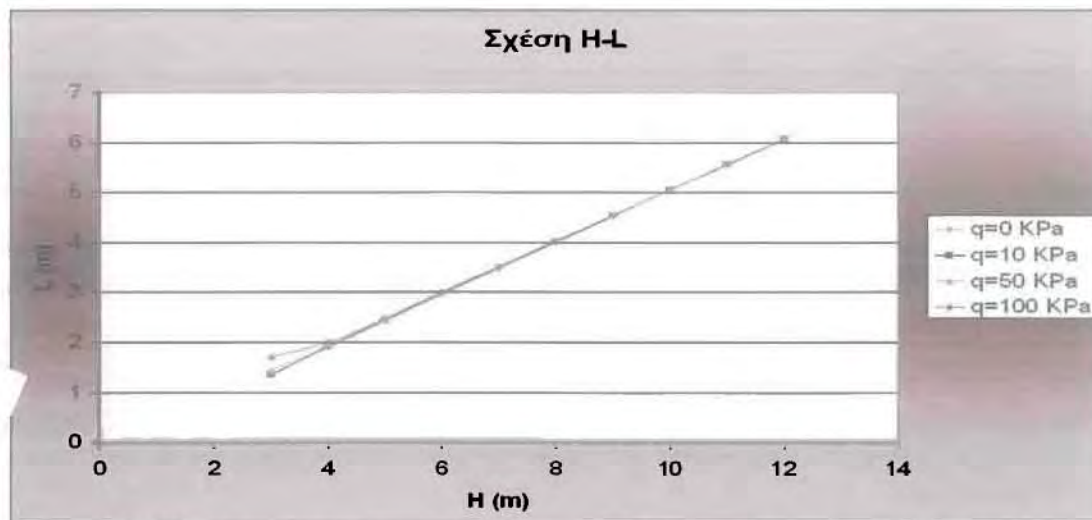
Γενικά προκύπτει ότι κατά σειρά κρισιμότητας, οι τέσσερις έλεγχοι κατατάσσονται με κρισιμότερο τον έλεγχο (α), και στη συνέχεια τους ελέγχους (d), (b) και (c). Με άλλα λόγια, ο έλεγχος ανατροπής (c) προκύπτει συστηματικά ως ο λιγότερο κρίσιμος έλεγχος. Το αποτέλεσμα αυτό, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η παραμορφωσιμότητα των τοίχων αυτών καθιστά την ανατροπή τους ως στερεά σώματα φύσει αδύνατη, δικαιολογεί την πρακτική πολλών μελετητών να μην διενεργούν καν τον έλεγχο ανατροπής στην πράξη.

Ειδικότερα, προκύπτει ότι για το σχεδιασμό ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία A και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης, ο πλέον κρίσιμος έλεγχος είναι εκείνος της εσωτερικής ευστάθειας [δηλαδή $L=L_{(a)}$], με εξαίρεση πολύ χαμηλού ύψους τοίχους ($H \leq 4\text{m}$) με πολύ μεγάλη επιφόρτιση (π.χ. $q=100\text{ KPa}$). Για τις εξαιρέσεις αυτές, κρίσιμος διαφαίνεται ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του τοίχου, ένας έλεγχος όμως που εξαρτάται κυρίως από τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης (γ_2 , c_2 , φ_2), το οποίο στην περίπτωση μας θεωρείται ότι είναι ένα «καλό» έδαφος θεμελίωσης. Συνεπώς, για κάποιο λιγότερο κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πιθανώς θα προέκυπτε κρίσιμος και για πιο υψηλούς τοίχους και με λιγότερη επιφόρτιση. Σε κάθε περίπτωση, τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν ότι για υψηλούς τοίχους (π.χ. $H \geq 8\text{m}$) και με μικρή επιφόρτιση (π.χ. $q \leq 10\text{ KPa}$), η τιμή του $L_{(a)}$ είναι τουλάχιστον διπλάσια από εκείνες που προκύπτουν από οποιοδήποτε άλλο έλεγχο.

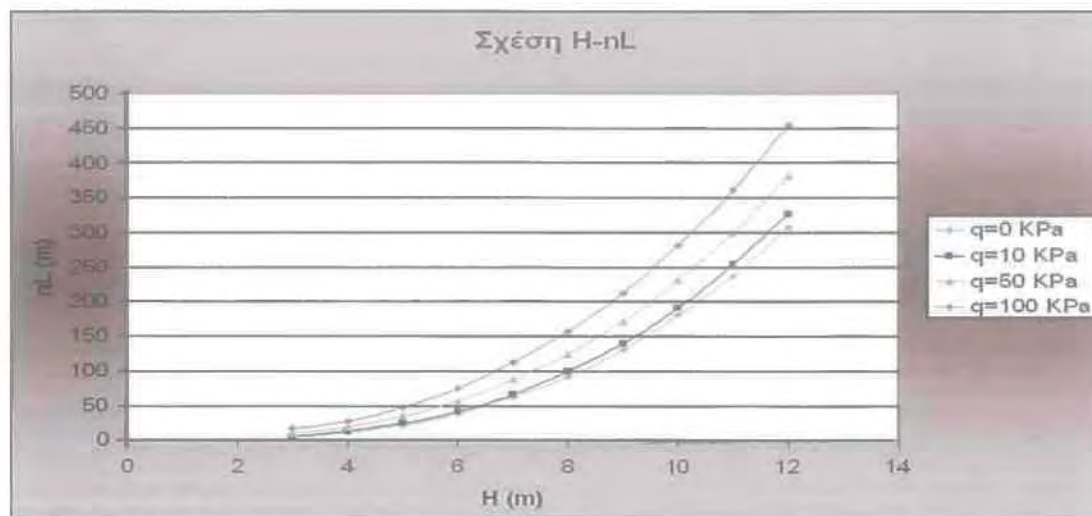
Με δεδομένα όλα τα ανωτέρω αποτελέσματα, γίνεται δυνατός ο τελικός σχεδιασμός ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία A και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Τα χαρακτηριστικά του εν λόγω τοίχου σε σχέση με το ύψος H και την επιφόρτιση q , διερευνώνται στα Σχήματα που ακολουθούν.

Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.13 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο τελικό ομοιόμορφο πλάτος $L=\max[L_{(a)}, L_{(b)}, L_{(c)}, L_{(d)}]$ του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Όπως προκύπτει, η σχέση H - L είναι πρακτικώς γραμμική, και ανεξάρτητη της επιφόρτισης q . Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι $L=L_{(a)}$ για σχεδόν όλες τις περιπτώσεις (βλέπε Σχήματα 6.9 έως 6.12), με εξαίρεση τους πολύ χαμηλού ύψους τοίχους ($H \leq 4\text{m}$) με πολύ μεγάλη επιφόρτιση (π.χ. $q=100\text{ KPa}$) όπου $L=L_{(d)}$.

Στο Σχήμα 6.14 η έμφαση δίνεται στο συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού (ανά τρέχον m τοίχου), όπως αυτό προκύπτει από το γινόμενο του L (Σχήμα 6.13) επί τον αριθμό αναγκαίων στρώσεων n του γεωσυνθετικού καθ' ύψος. Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, ο αριθμός στρώσεων $n = [H/S_v] + 1$, δηλαδή ισούται με το ακέραιο μέρος του λόγου ύψους H προς την απόσταση S_v (Σχήμα 6.2) προσαυξημένο κατά μία στρώση, χάριν ασφάλειας. Όπως προκύπτει, ενώ το μήκος L είναι γραμμική συνάρτηση του H και δεν εξαρτάται από το q , το nL παρουσιάζει παραβολική αύξηση συναρτήσει του H , ενώ αυξάνει και συναρτήσει του q . Αυτό οφείλεται στη μορφή της συσχέτισης H προς S_v του Σχήματος 6.2, που εισάγει έντονη επίδραση των H και q στην τιμή της απόστασης S_v , και συνεπώς και στην τιμή του αριθμού στρώσεων n .



Σχήμα 6.13 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης



Σχήμα 6.14 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Δεδομένης της μεγάλης διαφοροποίησης στις τιμές του συνολικού απαιτούμενου μήκους γεωσυνθετικού υλικού nL, στη συνέχεια γίνεται μια προσπάθεια εκτίμησης μιας εμπειρικής σχέσης συσχέτισης του nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q. Η προσπάθεια αυτή αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.15, απ' όπου προκύπτει ότι το συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου) δίνεται, με ικανοποιητική ακρίβεια, από τη σχέση:

$$nL = (0.27 + 0.002q)H^{2.8} \quad (6.5)$$

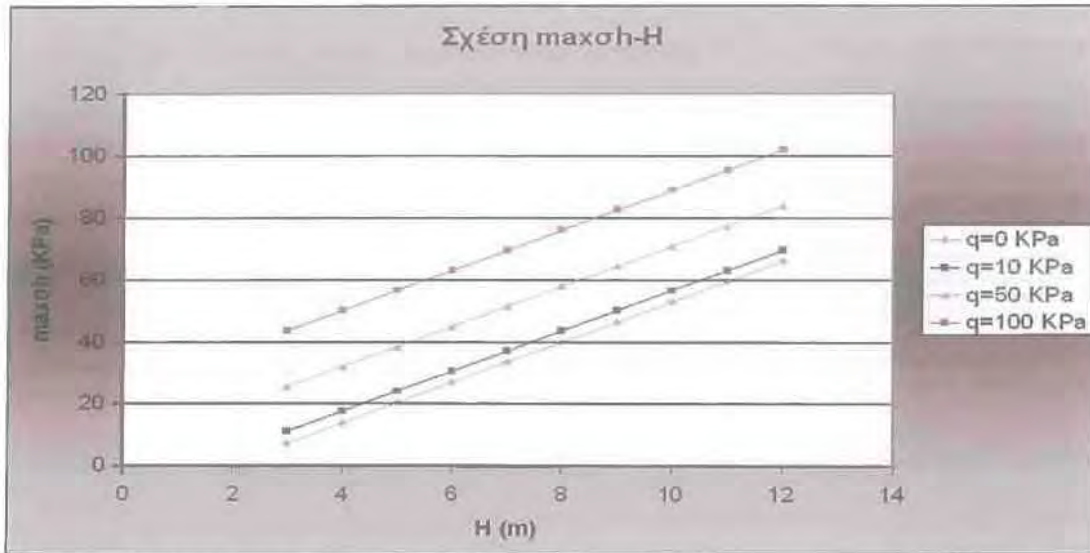


Σχήμα 6.15 Ακρίβεια εμπειρικής σχέσης (6.5) εκτίμησης του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Το συγκεκριμένο διάγραμμα στην ουσία υποδηλώνει πως οι τιμές που προκύπτουν μεγαλύτερες της μονάδας, αποτελούν μια υπερεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού, ενώ αντίστοιχα αυτές που προκύπτουν μικρότερες της μονάδας, αποτελούν υποεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού.

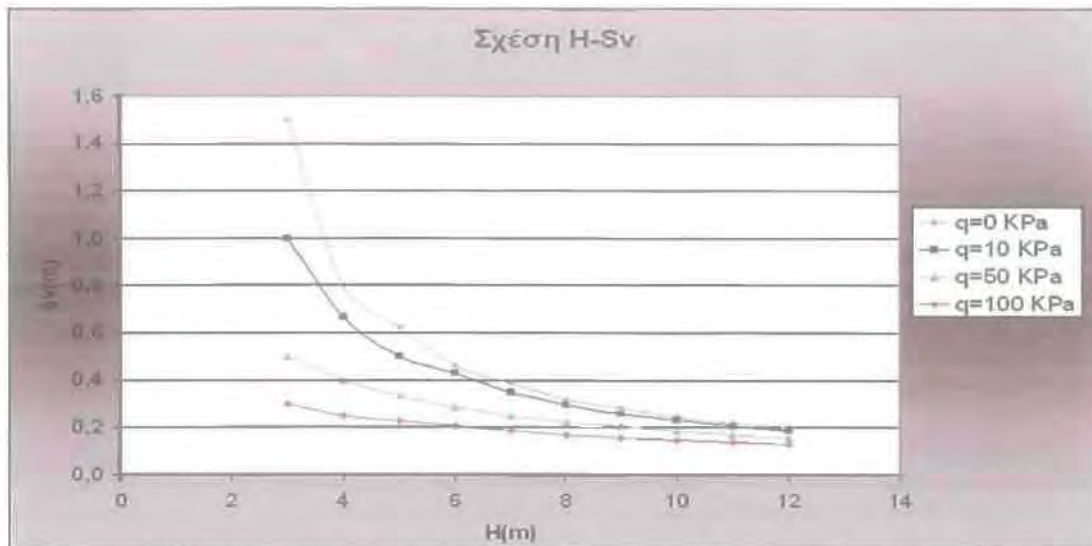
6.2.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Για τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας, κρίσιμο μέγεθος αποτελεί η μεταβολή της οριζόντιας τάσης σ_h καθ' ύψος. Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ομοιόμορφη καθ' ύψος διάστρωση γεωσυνθετικών, σε απόσταση S_v η οποία είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη, και εκτιμάται με βάση τη μέγιστη οριζόντια τάση $\max\sigma_h$, καθ' ύψος. Έτσι, στο Σχήμα 6.16 παρουσιάζεται η μεταβολή της $\max\sigma_h$ για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.16 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη οριζόντια τάση $\max\sigma_h$ πίσω από τον τοίχο, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

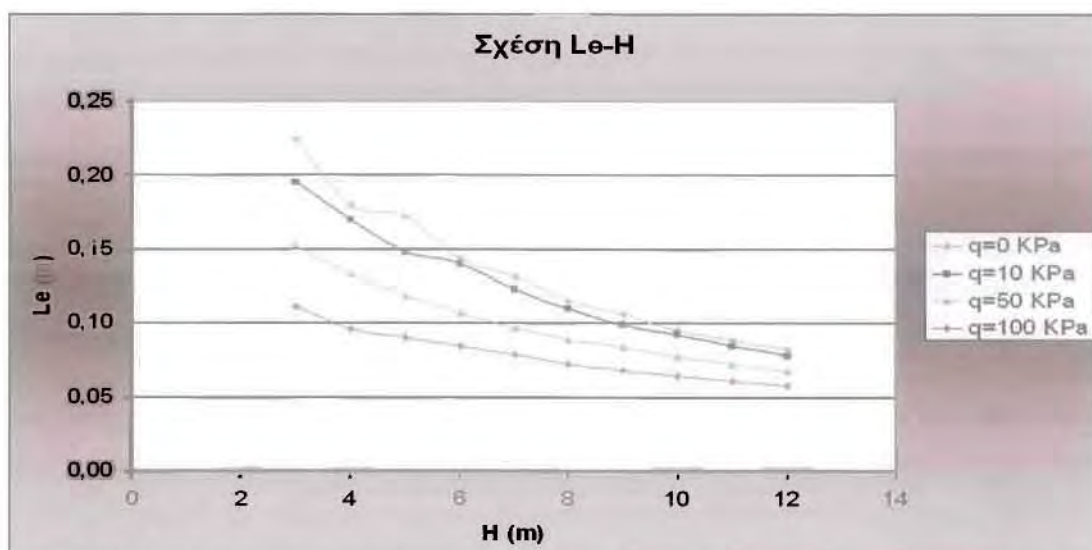
Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία A, στην περίπτωση ενός συνεκτικού υλικού, στον τύπο της μέγιστης οριζόντιας τάσης, υπάρχει πλέον και ο όρος λόγω της συνεκτικότητας του εδάφους επίχωσης: $\max\sigma_h = K_a(q + \gamma_1 H) - 2C_1 \sqrt{K_a}$. Η σχέση εξακολουθεί να είναι γραμμική με αποτέλεσμα, όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 6.16, να διαφαίνεται και η επαύξηση της $\max\sigma_h$ ως συνάρτηση της επιφόρτισης q . Στη συνέχεια, στο Σχήμα 6.17 δίνεται η συσχέτιση της ομοιόμορφης κατακόρυφης απόστασης μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v με το ύψος H και την επιφόρτιση q του τοίχου.



Σχήμα 6.17 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία A, η κατακόρυφη απόσταση S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών είναι αντιστρόφως ανάλογη της $\max sh$, δηλ. $S_v = T_{allow}/\max sh$ (για $FS=1$), επομένως καθώς η μέγιστη οριζόντια τάση αυξάνεται το πάχος S_v μειώνεται κάνοντας έτσι αναγκαία την τοποθέτηση περισσότερων στρώσεων γεωσυνθετικού. Αυτό αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.17, απ' όπου προκύπτει πύκνωση των στρώσεων (μείωση του S_v) για υψηλούς τοίχους και μεγάλες επιφορτίσεις. Επιπλέον διαφαίνεται ότι για κοντούς τοίχους, η τιμή της επιφόρτισης παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην πυκνότητα των στρώσεων, μια επίδραση που φθίνει όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου.

Στη συνέχεια του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας, η έμφαση δίνεται στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e του γεωσυνθετικού και αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.18

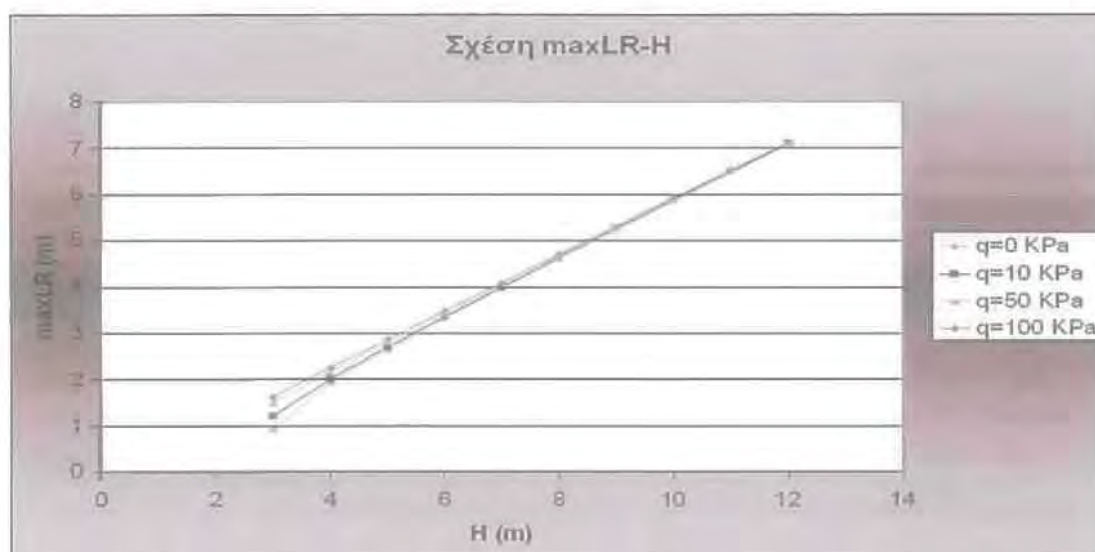


Σχήμα 6.18 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία A, το αναγκαίο μήκος του γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης L_e για ένα συνεκτικό υλικό επίχωσης, δίνεται πλέον από τη σχέση: $L_e = S_v \sigma_{ha} / 2(C_{a1} + \sigma_v \tan \delta_1)$ (για $FS=1$). Η συνεκτικότητα πλέον του εδάφους επιδρά και στον υπολογισμό του ενεργού μήκους L_e του γεωσυνθετικού, δίνοντας έτσι τιμές κάπως αυξημένες συγκριτικά με αυτές για μη συνεκτικό υλικό. Δεδομένης της εξάρτησής του από το πάχος S_v , οι καμπύλες του διαγράμματος είναι φθίνουσες και αντίστοιχες εκείνων στο Σχήμα 6.17. Με άλλα λόγια, όσο πυκνότερες είναι οι στρώσεις του γεωσυνθετικού, τόσο λιγότερο μήκος αγκύρωσης χρειάζονται. Δηλαδή, σε κοντούς τοίχους με μικρή επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι σχετικά αραιές, το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e είναι μεγαλύτερο, απ' ό,τι σε υψηλούς τοίχους με μεγάλη επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι πυκνές.

Επισημαίνεται ότι όλες οι τιμές L_e του Σχήματος 6.18 είναι μικρότερες του 1.0m. Η μεθοδολογία A (για κάθε τύπο εδάφους) αναφέρει ότι χάριν συντηρητισμού, δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται τιμή L_e μικρότερη του 1.0m. Στην παρούσα έρευνα όμως έχουμε λάβει όλους τους μερικούς συντελεστές $FS=1$, και έτσι, και η ανωτέρω πηγή συντηρητισμού στο σχεδιασμό δε λαμβάνεται υπόψη, και οι τιμές των L_e που παρουσιάζονται εδώ και στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου είναι οι επακριβώς υπολογισθείσες του Σχήματος 6.18.

Ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας ολοκληρώνεται με την εκτίμηση του μήκους στην ενεργή ζώνη L_R . Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ως τιμή του L_R , η μέγιστη τιμή αυτής καθ' ύψος, που συμβολίζεται με $\max L_R$. Έτσι, στο Σχήμα 6.19 παρουσιάζεται η μεταβολή της $\max L_R$ για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



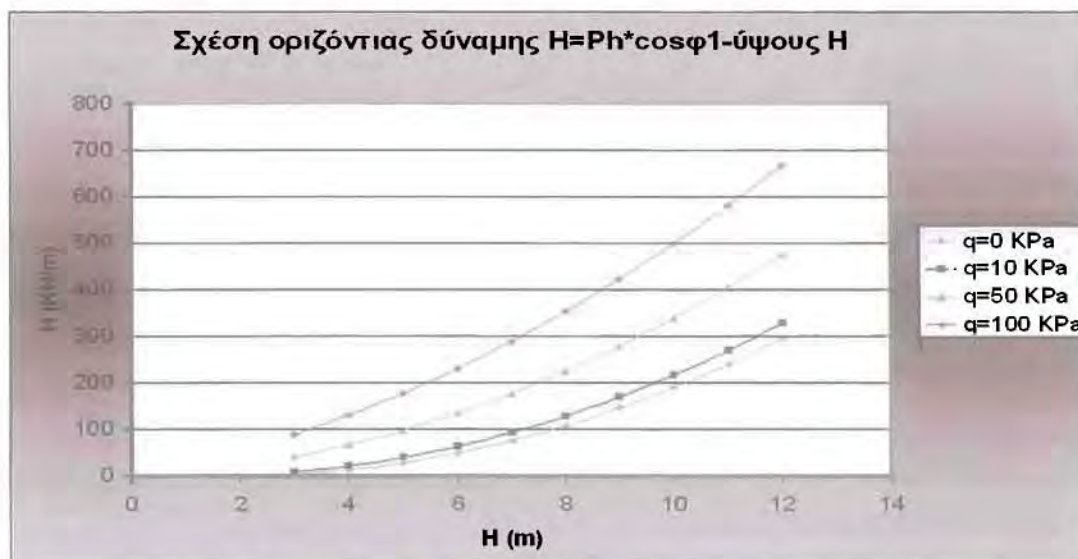
Σχήμα 6.19 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $\max L_R$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.19, οι τιμές του $\max L_R$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά ουσιαστικά αυξάνουν γραμμικά με το ύψος H του τοίχου, καθώς όσο υψηλότερος είναι ο τοίχος τόσο μεγαλύτερο μήκος γεωσυνθετικού υλικού απαιτείται για την εσωτερική ευστάθεια. Η γραμμική επίδραση ως προς H προκύπτει από τη σχέση υπολογισμού του $\max L_R$, όπου $\max L_R = (H - S_v) \tan(45 - \phi_1/2)$. Η επίδραση της επιφόρτισης q στην τιμή του $\max L_R$ εισέρχεται μέσω της αντίστοιχης

επίδρασης της στην τιμή του S_v (βλέπε Σχήμα 6.17). Όμως καθώς οι τιμές του S_v είναι γενικά πολύ μικρές σε σχέση με το ύψος H (κυμαίνονται μεταξύ 0.2-1.5 m), η επίδραση της επιφόρτισης q είναι πρακτικώς αμελητέα, και ορατή μόνο όταν το ύψος του τοίχου είναι σχετικώς μικρό. Ωστόσο, η αρκετά μεγάλη μείωση του πάχους S_v που παρατηρήθηκε στις διάφορες περιπτώσεις φόρτισης για μικρό ύψος τοίχου, έχει ως αποτέλεσμα οι τιμές του $\max L_R$ να διαφοροποιούνται στα ύψη αυτά, κάτι το οποίο δεν συμβαίνει στην περίπτωση ενός μη συνεκτικού υλικού.

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5 και έχει ήδη λεχθεί στην περίπτωση του μη συνεκτικού υλικού, ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας προσφέρει μια τιμή για την ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , και ένα υποψήφιο μήκος του γεωσυνθετικού υλικού: $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, η οποία θα συγκριθεί στη συνέχεια με τις τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, οι εν λόγω έλεγχοι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης οδηγούν στα υποψήφια μήκη του γεωσυνθετικού υλικού $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$. Πριν διερευνηθούν οι σχετικές τιμές αυτών, και του $L_{(a)}$, ως συναρτήσεις του ύψους του τοίχου H και της επιφόρτισης q , η έμφαση δίνεται στα αίτια πιθανής ολίσθησης, ανατροπής και απώλειας της φέρουσας ικανότητας του τοίχου.

Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.20 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους τοίχου H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L_{(b)}$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση (βλέπε Σχήμα 5.7 και σχέση 6.1).

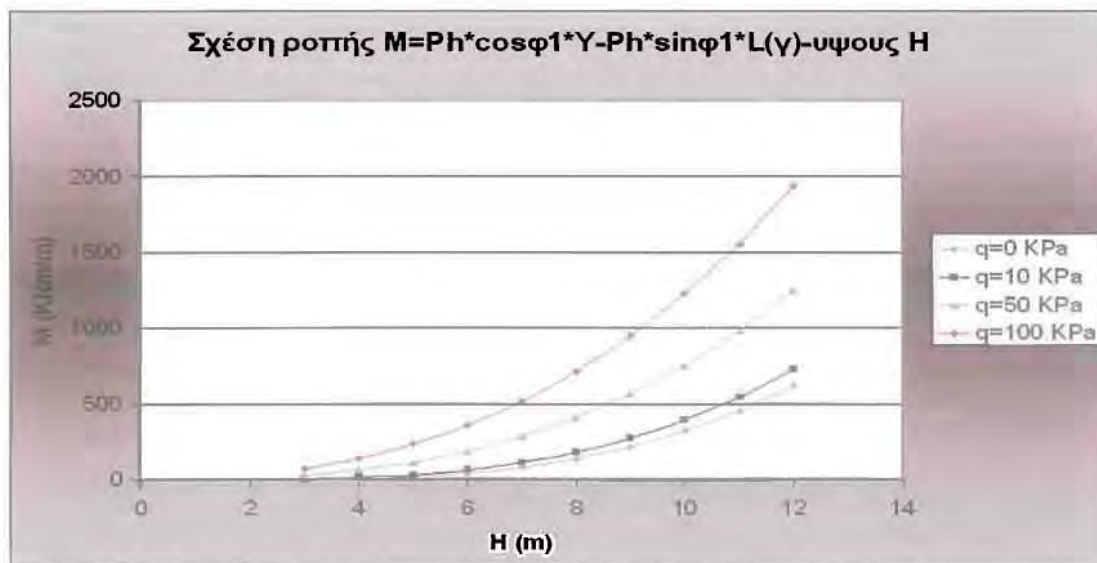


Σχήμα 6.20 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.20, η συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , ενώ αυξάνει αντίστοιχα και από την τιμή της επιφόρτισης q . Δεδομένου ότι η ώθηση αυξάνει τόσο συναρτησί του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(b)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στη ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L_{(c)}$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.21 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και

της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M (βλέπε Σχήμα 5.7 και σχέση 6.2).

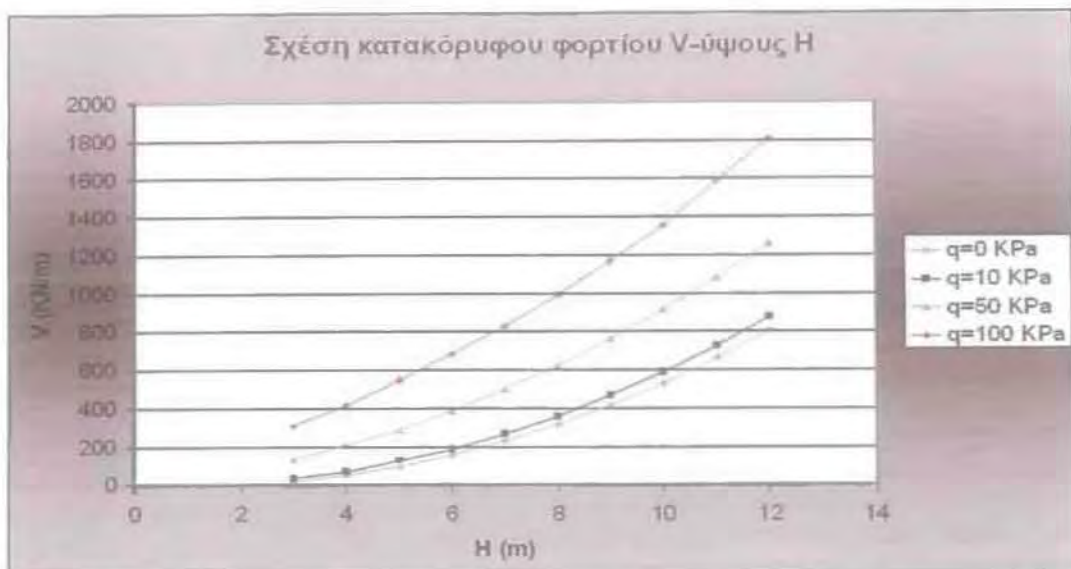


Σχήμα 6.21 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

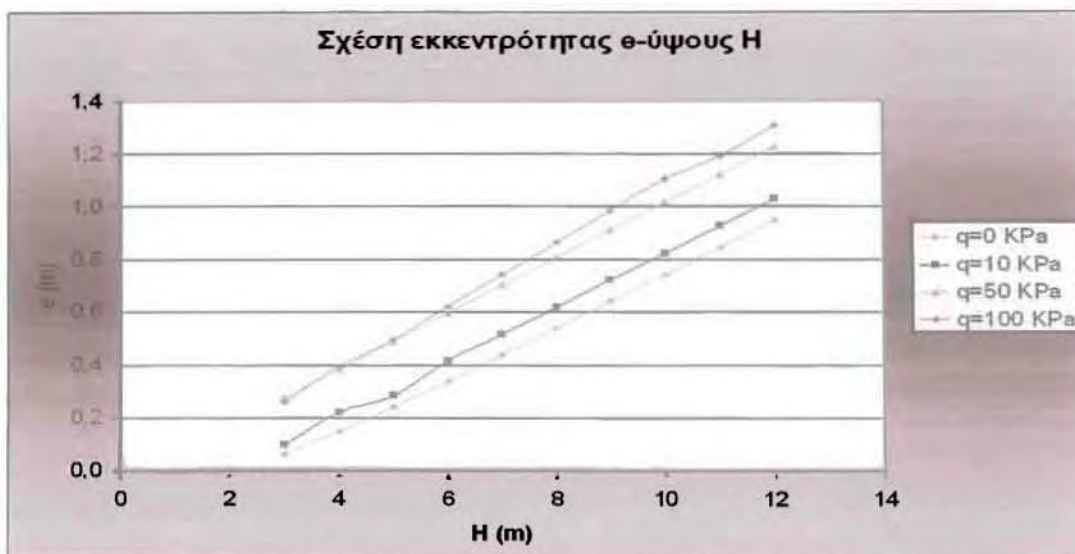
Αύξουσες είναι και οι καμπύλες του Σχήματος 6.21 της ροπής και για τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης. Η ροπή ανατροπής M αυξάνει ραγδαία με το ύψος H (παραβολικά), καθώς η ροπή M είναι πρακτικώς ένα γινόμενο της ώθησης H (που είναι σχεδόν γραμμική συνάρτηση του ύψους H , Σχήμα 6.20) επί τον μοχλοβραχίονα των ωθήσεων (που είναι επίσης γραμμική συνάρτηση του ύψους H). Η επίδραση της επιφόρτισης q είναι αυξητική και εισέρχεται μέσω της αυξητικής της επίδρασης στην ώθηση. Δεδομένου ότι η ροπή M αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(c)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και στην εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους $L_{(d)}$, μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Οι σχέσεις (6.3) και (6.4) αποδίδουν τα δύο αυτά μεγέθη, σύμφωνα και με το Σχήμα 5.7 του προηγούμενου Κεφαλαίου.

Ειδικότερα, στα Σχήματα 6.22 και 6.23 παρουσιάζονται οι επιδράσεις του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V και την εκκεντρότητά του e , αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το πρώτο σχήμα το κατακόρυφο φορτίο V αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , και αυτό οφείλεται στο ότι το V εκφράζει (κυρίως) το ίδιο βάρος του τοίχου. Επιπλέον, η επιφόρτιση q αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο V , κυρίως λόγω της εφαρμογής της στο άνω μέρος του τοίχου. Σύμφωνα με το Σχήμα 6.23, η εκκεντρότητα e αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , αλλά στην περίπτωση του συνεκτικού υλικού, επηρεάζεται πρακτικώς και από την επιφόρτιση q (η οποία δρα κεντρικά στον άνω μέρος του τοίχου). Η σχεδόν γραμμική επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e , οφείλεται στο ότι το e είναι ένα πηλίκιο της παραβολικά αυξανόμενης ροπής (π.χ. βλέπε ποιοτικά το Σχήμα 6.21) προς το γραμμικώς αυξανόμενο κατακόρυφο φορτίο V (βλέπε Σχήμα 6.23). Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση των V και e συναρτήσει της επιφόρτισης q και κυρίως του ύψους H αναμένεται να οδηγήσει σε αύξηση του πλάτους $L_{(d)}$ του θεμελίου του τοίχου, ώστε να μπορέσει να ικανοποιήσει τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας αυτού.

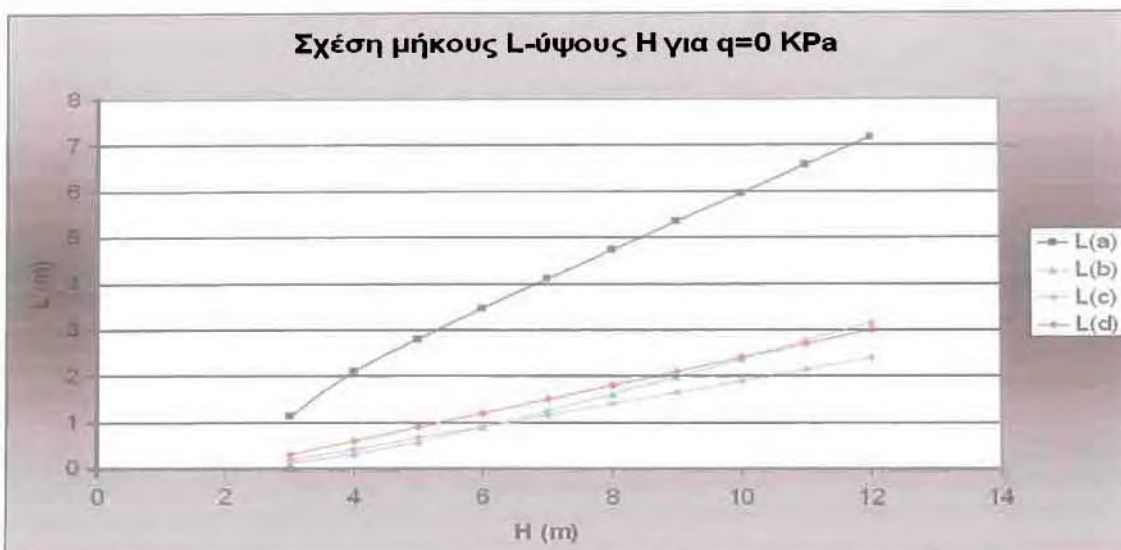


Σχήμα 6.22 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

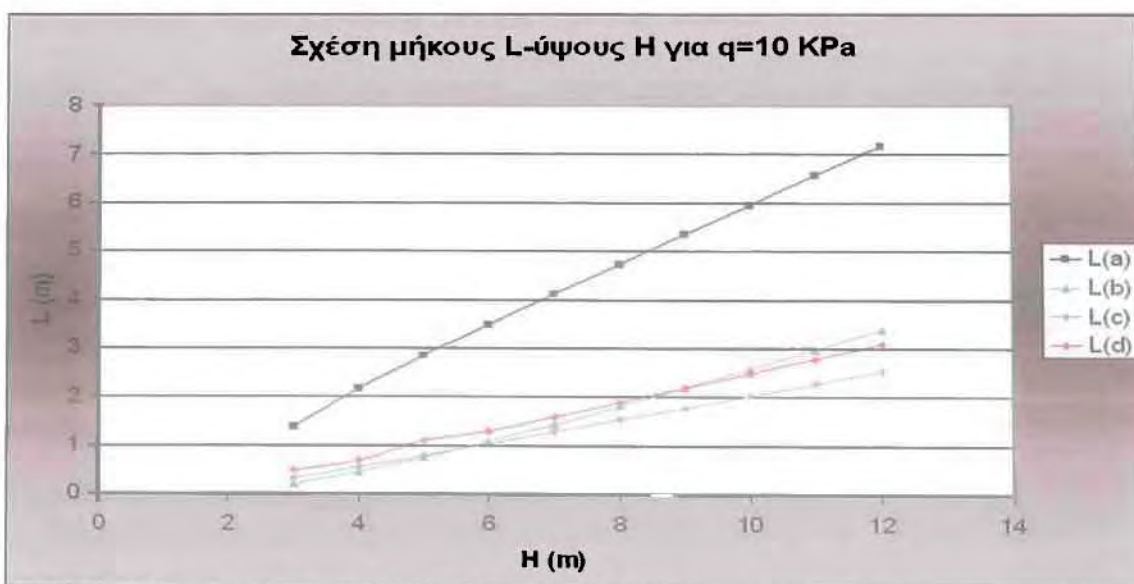


Σχήμα 6.23 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V , σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

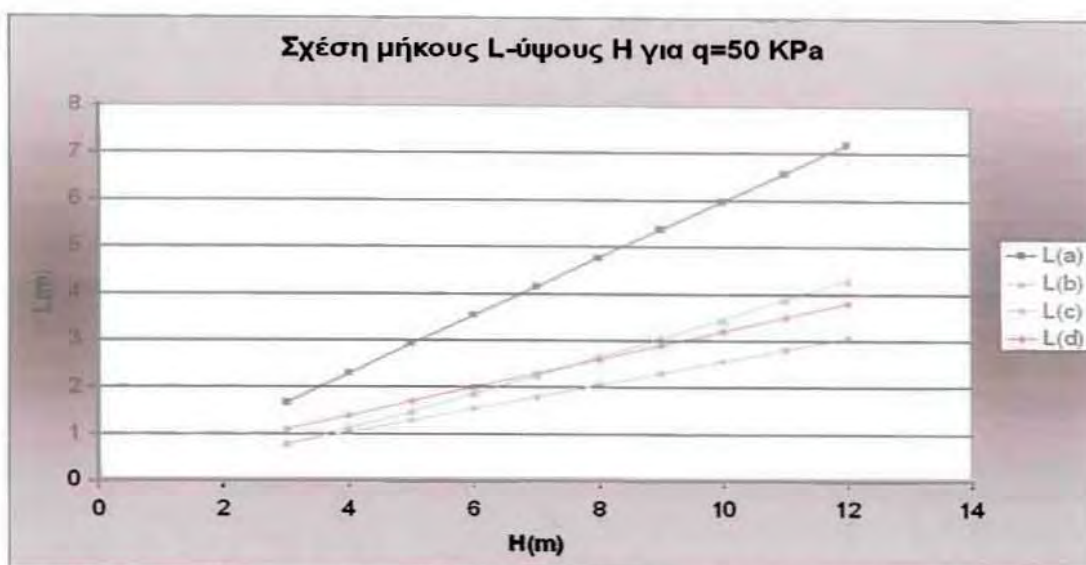
Στη συνέχεια, συγκρίνονται οι εκτιμήσεις των $L_{(a)}$, $L_{(b)}$, $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$ με βάση όλους τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Καθώς, οι εν λόγω συγκρίσεις επηρεάζονται τόσο από το ύψος H όσο και από την επιφόρτιση q , στα Σχήματα 6.24 έως 6.27, οι συγκρίσεις γίνονται ξεχωριστά για $q=0, 10, 50$ και 100 KPa, χάριν ευκρίνειας. Ο στόχος των εν λόγω ξεχωριστών διαγραμμάτων είναι να διαφανεί ποιος εκ των 4 ελέγχων είναι ο κρισιμότερος και θα οδηγήσει στον τελικό ορισμό πλάτους L του τοίχου, και το κατά πόσο η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων επηρεάζεται από το ύψος του τοίχου H και την επιφόρτιση q .



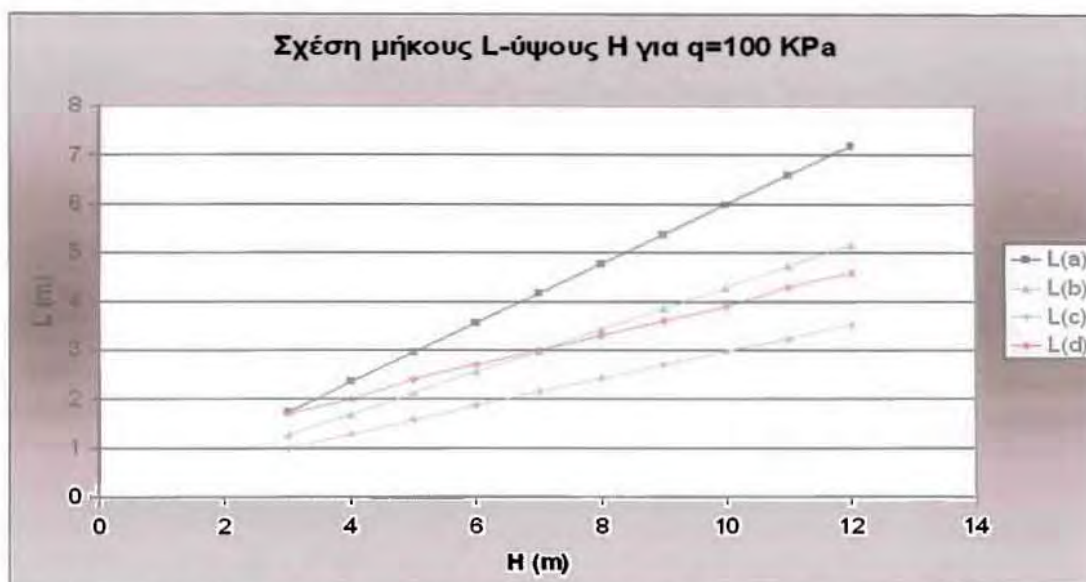
Σχήμα 6.24 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=0$ ΚΡα.



Σχήμα 6.25 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=10$ ΚΡα.



Σχήμα 6.26 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=50$ KPa.



Σχήμα 6.27 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=100$ KPa.

Όπως προκύπτει από τα Σχήματα 6.24 έως 6.27, το ύψος H του τοίχου αυξάνει πρακτικώς γραμμικά το απαιτούμενο πλάτος του L, σύμφωνα και με τους 4 ελέγχους και αυτό ισχύει για όλες τις τιμές επιφόρτισης q. Επιπλέον προκύπτει ότι το ύψος H επηρεάζει σαφώς εντονότερα τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας (a), και λιγότερο έντονα τους υπόλοιπους ελέγχους (εξωτερικής) ευστάθειας [ολίσθησης (b), ανατροπής (c) και φέρουσας ικανότητας (d)], οι οποίοι εμφανίζουν αντίστοιχη ποιοτικά επίδραση του ύψους H.

Επιπλέον, με βάση τα αποτελέσματα των Σχημάτων 6.24 έως 6.27 προκύπτει ότι οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q, αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H (Σχήμα 6.19) και το L_e να

εξαρτάται μεν και από το q (Σχήμα 6.18), αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτήσει του H , όσο και της επιφόρτισης q . Αυτό εξηγείται αν κανείς παρατηρήσει ότι η συνολική οριζόντια ώθηση (Σχήμα 6.20), η ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα του τοίχου (Σχήμα 6.21) αλλά και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο (Σχήμα 6.22) που είναι τα αίτια απώλειας της ευστάθειας του τοίχου σε ολίσθηση, ανατροπή και αστοχία θεμελίωσης αυξάνουν επίσης συναρτήσει και των δύο παραμέτρων.

Γενικά προκύπτει ότι κατά σειρά κρισιμότητας, οι τέσσερις έλεγχοι κατατάσσονται με κρισιμότερο τον έλεγχο (α), και στη συνέχεια τους ελέγχους (d), (b) και (c). Με άλλα λόγια, ο έλεγχος ανατροπής (c) προκύπτει συστηματικά ως ο λιγότερο κρίσιμος έλεγχος. Το αποτέλεσμα αυτό, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η παραμορφωσιμότητα των τοίχων αυτών καθιστά την ανατροπή τους ως στερεά σώματα φύσει αδύνατη, δικαιολογεί την πρακτική πολλών μελετητών να μην διενεργούν καν τον έλεγχο ανατροπής στην πράξη.

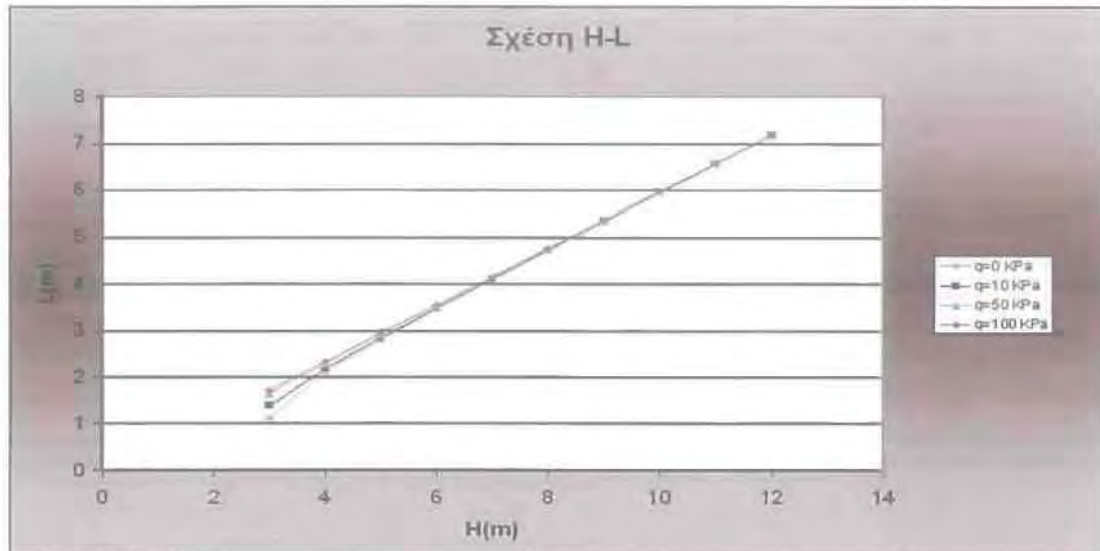
Ειδικότερα, προκύπτει ότι για το σχεδιασμό ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία A και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης, ο πλέον κρίσιμος έλεγχος είναι εκείνος της εσωτερικής ευστάθειας [δηλαδή $L=L_{(a)}$], με εξαίρεση πολύ χαμηλού ύψους τοίχους ($H = 3\text{m}$) με πολύ μεγάλη επιφόρτιση (π.χ. $q=100\text{ KPa}$). Για τις εξαιρέσεις αυτές, ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας είναι εξίσου κρίσιμος με τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας του τοίχου, ένας έλεγχος όμως που εξαρτάται κυρίως από τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης (γ_2 , c_2 , φ_2), το οποίο στην περίπτωσή μας θεωρείται ότι είναι ένα «καλό» έδαφος θεμελίωσης. Συνεπώς, για κάποιο λιγότερο κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πιθανώς θα προέκυπτε κρίσιμος και για πιο υψηλούς τοίχους και με λιγότερη επιφόρτιση. Σε κάθε περίπτωση, τα αποτελέσματα των αναλύσεων υποδεικνύουν ότι για υψηλούς τοίχους (π.χ. $H \geq 8\text{m}$) και με μικρή επιφόρτιση (π.χ. $q \leq 10\text{ KPa}$), η τιμή του $L_{(a)}$ είναι τουλάχιστον διπλάσια από εκείνες που προκύπτουν από οποιοδήποτε άλλο έλεγχο.

Με δεδομένα όλα τα ανωτέρω αποτελέσματα, γίνεται δυνατός ο τελικός σχεδιασμός ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία A και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Τα χαρακτηριστικά του εν λόγω τοίχου σε σχέση με το ύψος H και την επιφόρτιση q , διερευνώνται στα Σχήματα που ακολουθούν.

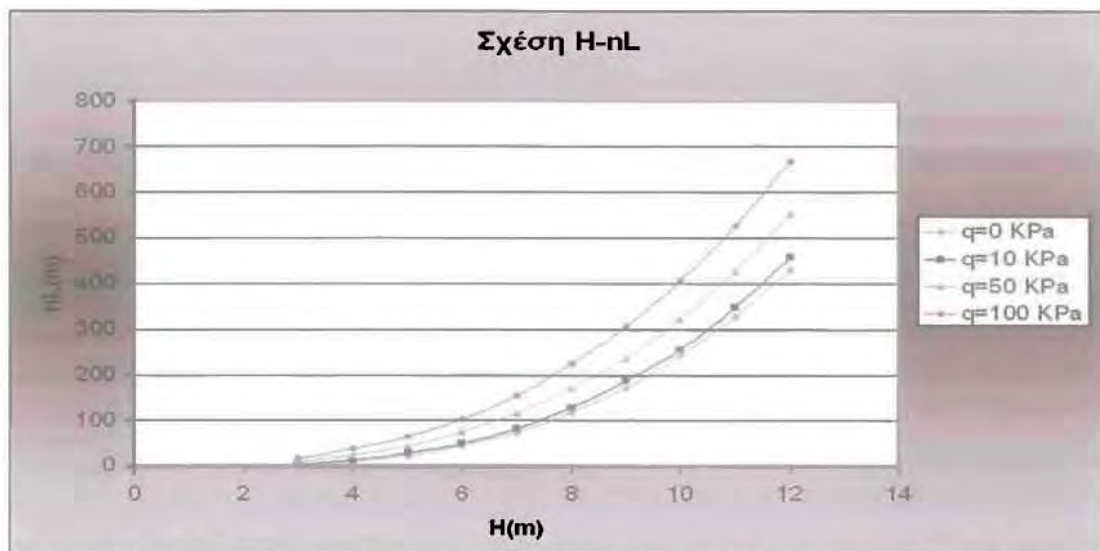
Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.28 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο τελικό ομοιόμορφο πλάτος $L = \max[L_{(a)}, L_{(b)}, L_{(c)}, L_{(d)}]$ του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Όπως προκύπτει, η σχέση H - L είναι πρακτικώς γραμμική, και ανεξάρτητη της επιφόρτισης q . Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι $L=L_{(a)}$ για σχεδόν όλες τις περιπτώσεις (βλέπε Σχήματα 6.24 έως 6.27), το τελικό μήκος L δηλαδή προκύπτει ως το άθροισμα του L_e και του $\max L_R$ με την συνεισφορά του L_e να παραμένει μικρή. Εξαιρέση αποτελούν οι πολύ χαμηλού ύψους τοίχοι ($H = 3\text{m}$) με πολύ μεγάλη επιφόρτιση (π.χ. $q=100\text{ KPa}$) όπου $L=L_{(a)}$ ή $L=L_{(d)}$.

Στο Σχήμα 6.29 η έμφαση δίνεται στο συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού (ανά τρέχον m τοίχου), όπως αυτό προκύπτει από το γινόμενο του L (Σχήμα 6.28) επί τον αριθμό αναγκαίων στρώσεων n του γεωσυνθετικού καθ' ύψος. Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, ο αριθμός στρώσεων $n = [H/S_v] + 1$, δηλαδή ισούται με το ακέραιο μέρος του λόγου ύψους H προς την απόσταση S_v (Σχήμα 6.17) προσαυξημένο κατά μία στρώση, χάριν ασφάλειας. Όπως προκύπτει, ενώ το μήκος L είναι γραμμική συνάρτηση του H και δεν εξαρτάται από το q , το nL παρουσιάζει παραβολική αύξηση συναρτήσει του H , ενώ αυξάνει και συναρτήσει του q . Αυτό

οφείλεται στη μορφή της συσχέτισης H προς S_v του Σχήματος 6.17, που εισάγει έντονη επίδραση των H και q στην τιμή της απόστασης S_v , και συνεπώς και στην τιμή του αριθμού στρώσεων n . Επομένως, όσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του S_v , τόσο λιγότερες στρώσεις n γεωσυνθετικού απαιτούνται. Έτσι, καθώς το ύψος H αυξάνεται λογικό είναι να αυξάνεται και το πλήθος n των στρώσεων, άρα και του συνολικού μήκους nL του γεωσυνθετικού.



Σχήμα 6.28 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης



Σχήμα 6.29 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), σύμφωνα με τη μεθοδολογία Α για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Δεδομένης της μεγάλης διαφοροποίησης στις τιμές του συνολικού απαιτούμενου μήκους γεωσυνθετικού υλικού nL , στη συνέχεια γίνεται μια προσπάθεια εκτίμησης μιας εμπειρικής σχέσης συσχέτισης του nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q . Η προσπάθεια αυτή αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.30, απ' όπου προκύπτει ότι το

συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου) δίνεται, με ικανοποιητική ακρίβεια, από τη σχέση:

$$nL = (0.24 + 0.003q)H^{2.95} \quad (6.6)$$



Σχήμα 6.30 Ακρίβεια εμπειρικής σχέσης (6.5) εκτίμησης του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q, σύμφωνα με τη μεθοδολογία A για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Το συγκεκριμένο διάγραμμα στην ουσία υποδηλώνει πως οι τιμές που προκύπτουν μεγαλύτερες της μονάδας, αποτελούν μια υπερεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού, ενώ αντίστοιχα αυτές που προκύπτουν μικρότερες της μονάδας, αποτελούν υποεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού.

6.2.3 Κριτική επισκόπηση μεθοδολογίας σχεδιασμού A

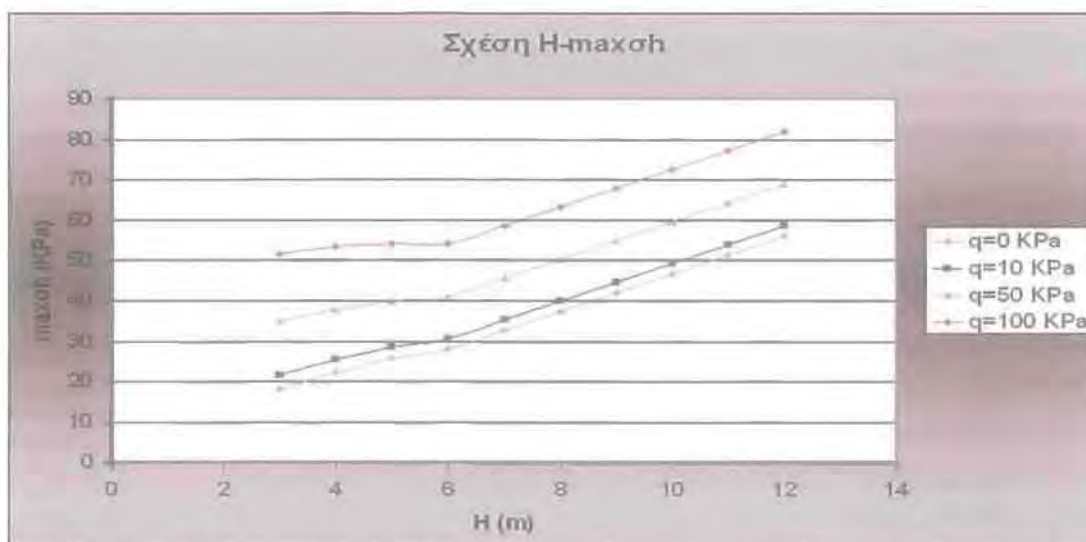
Συγκρίνοντας τα δύο υλικά που έχουν επιλεγεί, το μη συνεκτικό και το συνεκτικό, παρατηρείται πως σχεδόν όλα τα διαγράμματα για το δεύτερο υλικό παρουσιάζουν σχετική αύξηση στις τιμές τους. Πιο συγκεκριμένα, η επίδραση της συνεκτικότητας του εδάφους επίχωσης στους κοντούς κυρίως τοίχους (3 m έως 4 m ύψος) με μικρή επιφόρτιση, έχει σαν αποτέλεσμα αξιοσημείωτη αύξηση της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ των στρώσεων του χρησιμοποιούμενου γεωσυνθετικού και κατ'επέκταση μείωση των στρώσεων αυτού. Συνολικά όμως παρατηρείται αύξηση στις τιμές των μέγιστων οριζοντίων τάσεων του εδάφους (μικρότερη γωνία διατμητικής αντοχής ϕ_1) γεγονός που εξηγεί και τις σχετικά μικρότερες αποστάσεις S_v και επομένως τις μεγαλύτερες τιμές των $\max L_R$. Τελικά, στην περίπτωση επιλογής συνεκτικού εδάφους, απαιτούνται περισσότερες στρώσεις γεωφάσματος ή γεωπλέγματος προς ενίσχυση και άρα περισσότερα μέτρα γεωσυνθετικού. Η πρώτη μέθοδος σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά, είναι πιο οικονομική όταν επιλέγεται μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης.

6.3 Μεθοδολογία Β: Διερεύνηση επιδράσεων q , H και υλικού επίχωσης

Στην παρούσα παράγραφο, κατ'αναλογία και με την προηγούμενη, διερευνάται η επίδραση στις παραμέτρους ενδιαφέροντος από απόψεως σχεδιασμού (S_v , $L(a)$, $L(\beta)$, $L(\gamma)$, $L(\delta)$, L , n , nL) της επιφόρτισης q σε τοίχους διαφόρων υψών H , κατασκευασμένους με τα δύο επιλεγέντα υλικά επίχωσης, όπως προκύπτουν από σχεδιασμό με τη μεθοδολογία Β. Πιο συγκεκριμένα, στην παράγραφο 6.3.1 η διερεύνηση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα «καλής» ποιότητας μη συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=0$, $\phi_1=36^\circ$), ενώ στην παράγραφο 6.3.2, η ίδια διερεύνηση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα εξίσου «καλής» ποιότητας συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=10 \text{ KPa}$, $\phi_1=28^\circ$). Τέλος, στην παράγραφο 6.3.3 γίνεται μια κριτική επισκόπηση των αποτελεσμάτων, με έμφαση στην επίδραση της φύσης του υλικού επίχωσης στο σχεδιασμό του τοίχου ακολουθώντας τη μεθοδολογία Β.

6.3.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

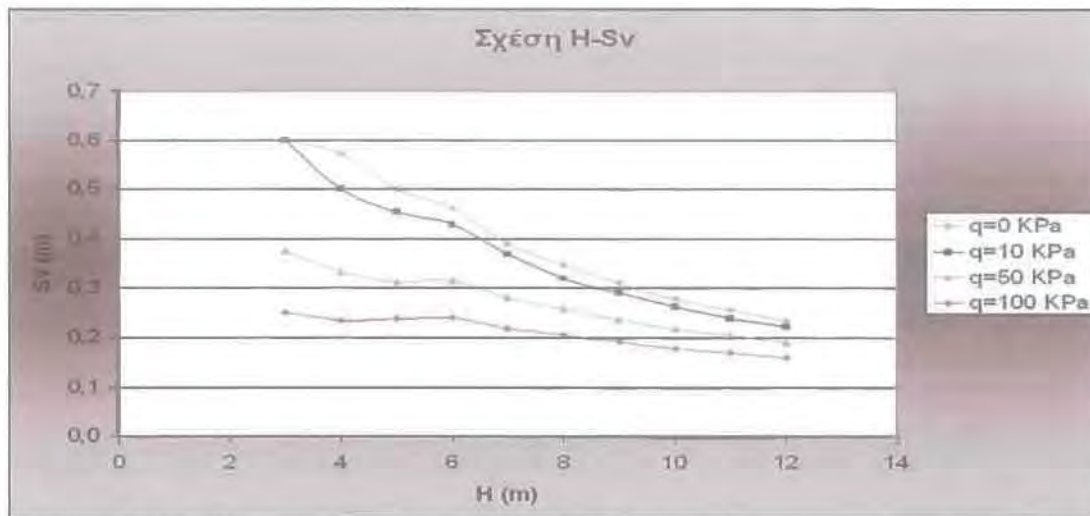
Για τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας και στην περίπτωση της δεύτερης μεθοδολογίας, κρίσιμο μέγεθος αποτελεί η μεταβολή της οριζόντιας τάσης s_h καθ' ύψος. Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ομοιόμορφη καθ' ύψος διάστρωση γεωσυνθετικών, σε απόσταση S_v η οποία είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη, και εκτιμάται με βάση τη μέγιστη οριζόντια τάση max_{sh} , καθ' ύψος. Έτσι, στο Σχήμα 6.31 παρουσιάζεται η μεταβολή της max_{sh} για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.31 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη οριζόντια τάση max_{sh} πίσω από τον τοίχο, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Εάν ανατρέξουμε στην μεθοδολογία Β θα παρατηρήσουμε πως γίνεται διαφοροποίηση σε ύψος τοίχου $H = 6 \text{ m}$. Για τον λόγο αυτό οι καμπύλες του διαγράμματος 6.31 δεν είναι μονοτονικά αύξουσες. Η σχέση υπολογισμού των οριζοντίων τάσεων είναι: $s_h = K$ σν. Στην περίπτωση «κοντών» τοίχων αντιστήριξης ($H < 6 \text{ m}$) ο σχεδιασμός γίνεται με συνθήκες $K > K_a$, ενώ στην περίπτωση «ψηλών»

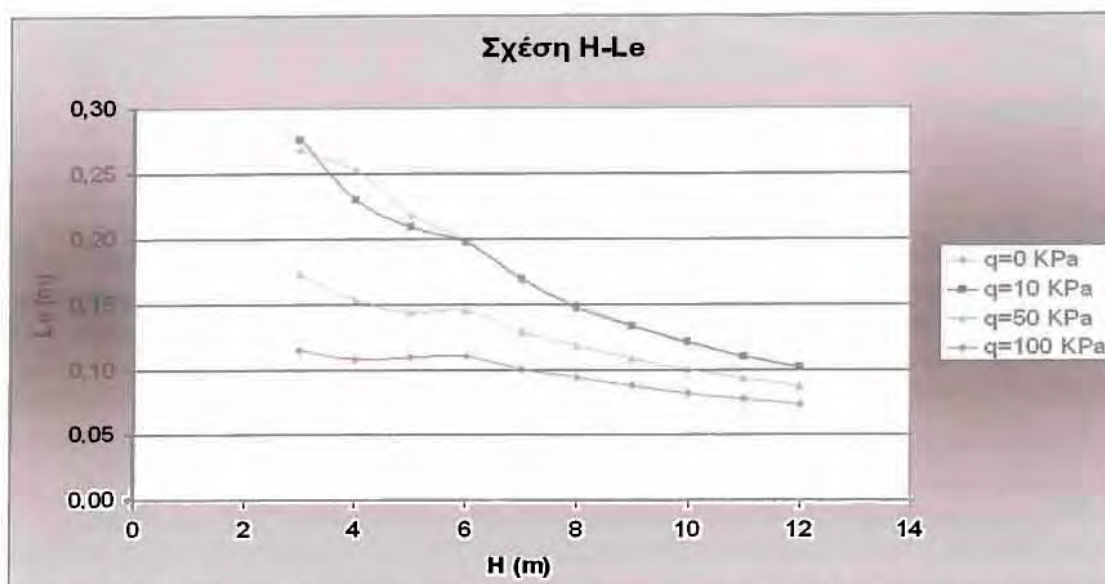
τοιχών, ακριβώς ανάλογα και με την πρώτη μεθοδολογία, $K=K_a$ και επομένως η μέγιστη οριζόντια τάση θεωρείται γραμμική συνάρτηση του ύψους H . Έτσι εξηγείται και η αλλαγή στην κλίση στις παραπάνω τέσσερις καμπύλες. Γενικά, για δεδομένη φόρτιση, όσο μεγαλύτερο είναι το ύψος του τοίχου, τόσο μεγαλύτερες είναι και οι μέγιστες οριζόντιες τάσεις, ενώ αύξηση του φορτίου, κρατώντας σταθερό το ύψος H , επιφέρει και αύξηση των $\max sh$. Στη συνέχεια, στο Σχήμα 6.32 δίνεται η συσχέτιση της ομοιόμορφης κατακόρυφης απόστασης μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v με το ύψος H και την επιφόρτιση q του τοίχου.



Σχήμα 6.32 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία Β, η κατακόρυφη απόσταση S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών είναι αντιστρόφως ανάλογη της $\max sh$, δηλ. $S_v = T_{\text{allow}}/\max sh$ (για $FS=1$). Αυτό αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.32, απ' όπου προκύπτει πύκνωση των στρώσεων (μείωση του S_v) για υψηλούς τοίχους και μεγάλες επιφορτίσεις. Επιπλέον διαφαίνεται ότι για κοντούς τοίχους, η τιμή της επιφόρτισης παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην πυκνότητα των στρώσεων, μια επίδραση που φθίνει όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου. Διακρίνεται, όπως και στο Σχήμα 6.31 μία μεταβατική περιοχή σε ύψος $H = 5-7$ m στην οποία παρατηρούνται αυξομειώσεις στις τιμές του πάχους S_v . Τέλος, το γεγονός ότι για $H = 3$ m οι καμπύλες στις περιπτώσεις φόρτισης $q = 0$ KPa και $q = 10$ KPa συμπίπτουν, είναι αποτέλεσμα του ότι η τελική τιμή του S_v δεν είναι η πραγματική, καθώς χρησιμοποιείται το ακέραιο πλήθος στρώσεων του γεωσυνθετικού και όχι το πραγματικό.

Στη συνέχεια του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας, η έμφαση δίνεται στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e του γεωσυνθετικού και αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.33.

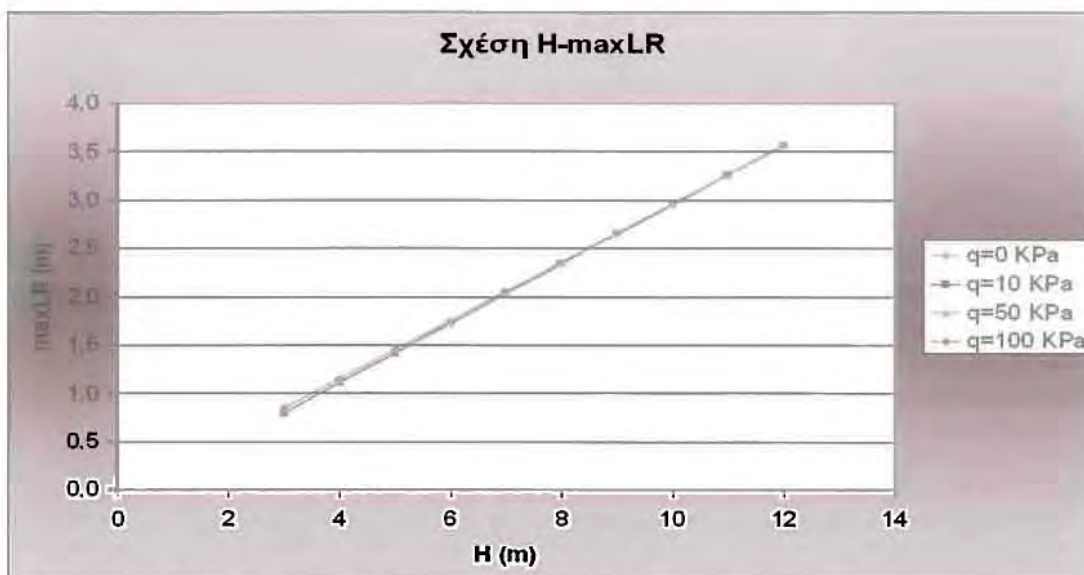


Σχήμα 6.33 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία B, το αναγκαίο μήκος του γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης L_e για ένα μη συνεκτικό υλικό επίχωσης, απλοποιείται σε μια σχετικά απλή σχέση: $L_e = S_v s h / 2(\sigma_v \tan \delta_1)$ (για $FS=1$). Η σχέση αυτή υπονοεί ότι το μήκος L_e είναι στην ουσία συνάρτηση του S_v , και συνεπώς η μορφή των καμπυλών στο Σχήμα 6.33 είναι αντίστοιχη εκείνων στο Σχήμα 6.32. Με άλλα λόγια, όσο πυκνότερες είναι οι στρώσεις του γεωσυνθετικού, τόσο λιγότερο μήκος αγκύρωσης χρειάζονται. Δηλαδή, σε κοντούς τοίχους με μικρή επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι σχετικά αραιές, το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e είναι μεγαλύτερο, απ' ό,τι σε υψηλούς τοίχους με μεγάλη επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι πυκνές.

Επισημαίνεται ότι όλες οι τιμές L_e του Σχήματος 6.33 είναι μικρότερες του 1.0m. Η μεθοδολογία B αναφέρει ότι χάριν συντηρητισμού, δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται τιμή L_e μικρότερη του 1.0m. Στην παρούσα έρευνα όμως έχουμε λάβει όλους τους μερικούς συντελεστές $FS=1$, και έτσι, και η ανωτέρω πηγή συντηρητισμού στο σχεδιασμό δε λαμβάνεται υπόψη, και οι τιμές των L_e που παρουσιάζονται εδώ και στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου είναι οι επακριβώς υπολογισθείσες του Σχήματος 6.33.

Ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας ολοκληρώνεται με την εκτίμηση του μήκους στην ενεργή ζώνη L_R . Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ως τιμή του L_R , η μέγιστη τιμή αυτής καθ' ύψος, που συμβολίζεται με $\max L_R$. Έτσι, στο Σχήμα 6.34 παρουσιάζεται η μεταβολή της $\max L_R$ για διάφορα ύψη τοίχου H, και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q.

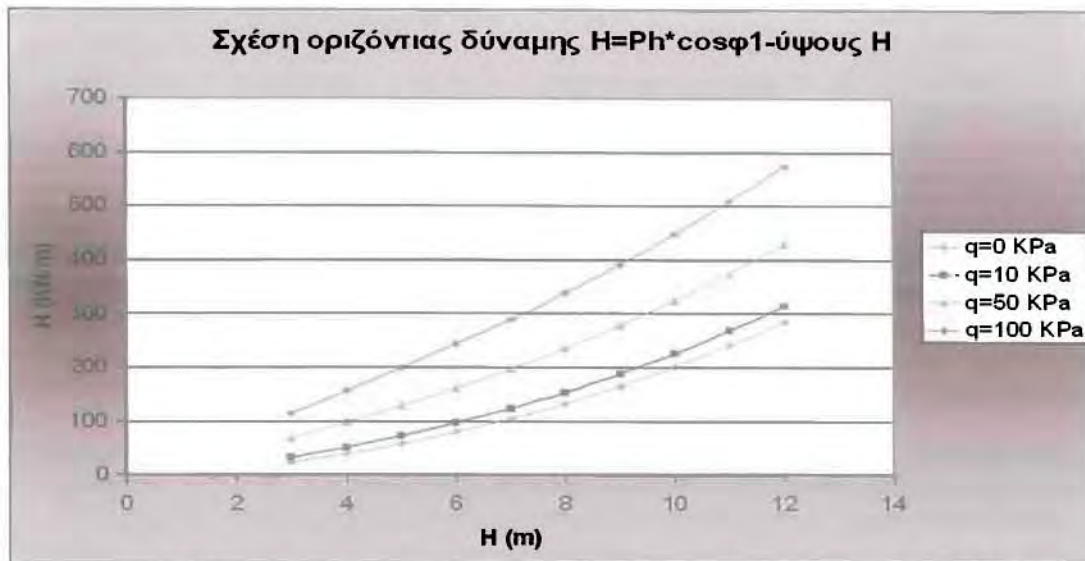


Σχήμα 6.34 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $maxL_R$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.34, οι τιμές του $maxL_R$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q, αλλά ουσιαστικά αυξάνουν γραμμικά με το ύψος H του τοίχου, καθώς όσο υψηλότερος είναι ο τοίχος τόσο μεγαλύτερο μήκος γεωσυνθετικού υλικού απαιτείται για την εσωτερική ευστάθεια. Η γραμμική επίδραση ως προς H προκύπτει από τη σχέση υπολογισμού του $maxL_R$, όπου $maxL_R = 0.2H + (0.1H - S_{v,fin})/6$. Η επίδραση της επιφόρτισης q στην τιμή του $maxL_R$ εισέρχεται μέσω της αντίστοιχης επίδρασής της στην τιμή του Sv (βλέπε Σχήμα 6.32). Όμως καθώς οι τιμές του Sv είναι γενικά πολύ μικρές σε σχέση με το ύψος H (κυμαίνονται μεταξύ 0.25-0.6 m), η επίδραση της επιφόρτισης q είναι πρακτικώς αμελητέα, και ορατή μόνο όταν το ύψος του τοίχου είναι σχετικώς μικρό.

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5, ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας προσφέρει μια τιμή για την ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων Sv, και ένα υποψήφιο μήκος του γεωσυνθετικού υλικού: $L_{(a)} = maxL_R + L_e$, η οποία θα συγκριθεί στη συνέχεια με τις τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, οι εν λόγω έλεγχοι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης οδηγούν στα υποψήφια μήκη του γεωσυνθετικού υλικού $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$. Πριν διερευνηθούν οι σχετικές τιμές αυτών, και του $L_{(a)}$, ως συναρτήσεις του ύψους του τοίχου H και της επιφόρτισης q, η έμφαση δίνεται στα αίτια πιθανής ολίσθησης, ανατροπής και απώλειας της φέρουσας ικανότητας του τοίχου.

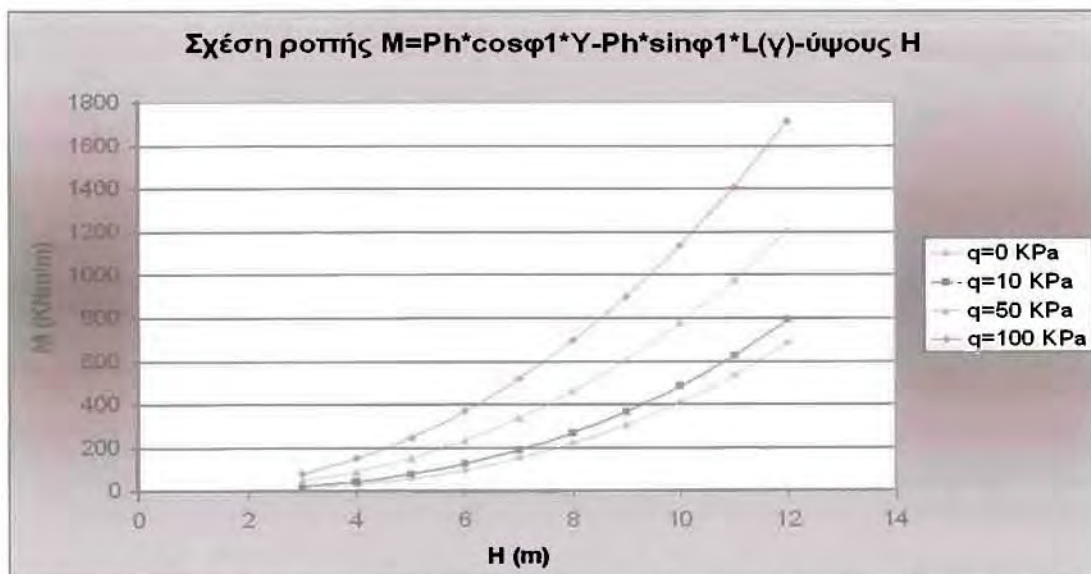
Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.35 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους τοίχου H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L_{(b)}$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση (βλέπε Σχήμα 5.7 και σχέση 6.1).



Σχήμα 6.35 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.35, η συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , ενώ αυξάνει αντίστοιχα και από την τιμή της επιφόρτισης q . Δεδομένου ότι η ώθηση αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(b)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στη ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L_{(c)}$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.36 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M (βλέπε ενδεικτικό Σχήμα 5.7 και σχέση 6.2):

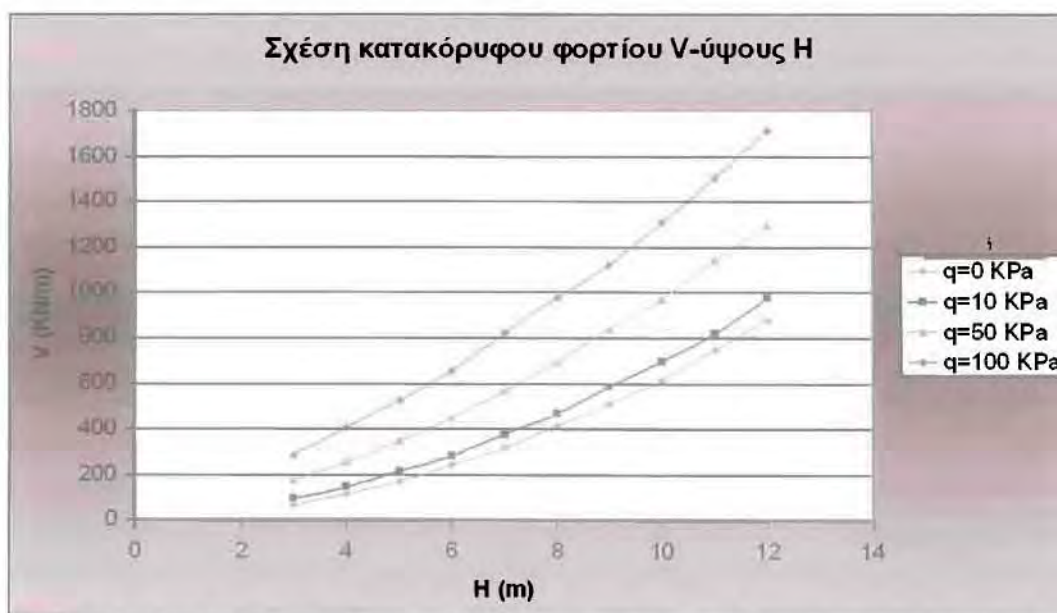


Σχήμα 6.36 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

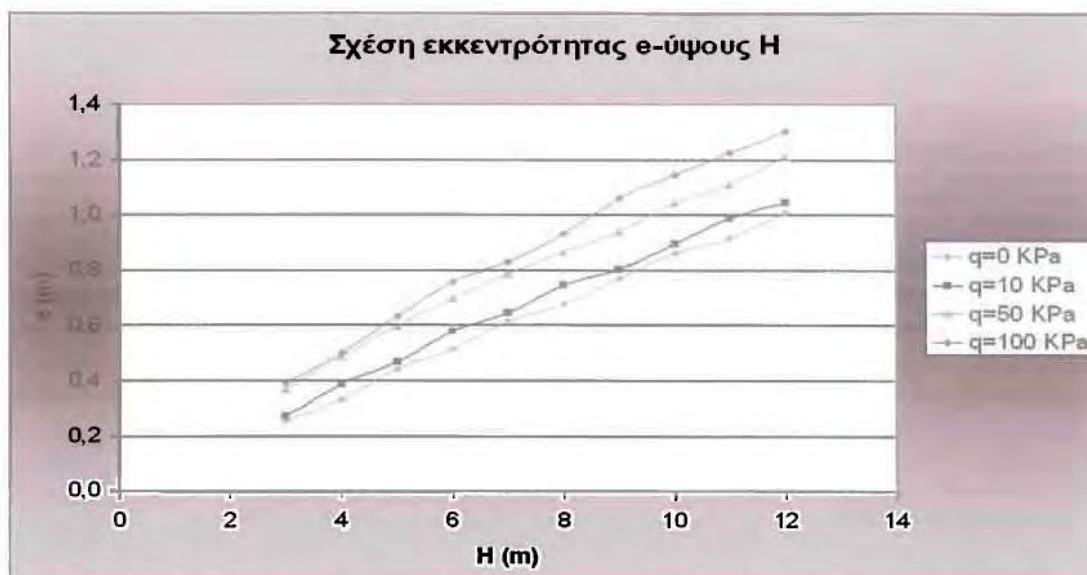
Σύμφωνα με το Σχήμα 6.36, η ροπή ανατροπής M αυξάνει ραγδαία με το ύψος H (παραβολικά), καθώς η ροπή M είναι πρακτικώς ένα γινόμενο της ώθησης H (που είναι σχεδόν γραμμική συνάρτηση του ύψους H , Σχήμα 6.35) επί τον μοχλοβραχίονα των ωθήσεων (που είναι επίσης γραμμική συνάρτηση του ύψους H). Η επίδραση της επιφόρτισης q είναι αυξητική και εισέρχεται μέσω της αυξητικής της επίδρασης στην ώθηση. Δεδομένου ότι η ροπή M αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(c)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και στην εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους $L_{(d)}$, μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Για τον ορισμό των V και e , βλέπε ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5 και σχέσεις 6.3 & 6.4).

Ειδικότερα, στα Σχήματα 6.37 και 6.38 παρουσιάζονται οι επιδράσεις του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V και την εκκεντρότητά του e , αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το πρώτο σχήμα το κατακόρυφο φορτίο V αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , και αυτό οφείλεται στο ότι το V εκφράζει (κυρίως) το ίδιο βάρος του τοίχου. Επιπλέον, η επιφόρτιση q αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο V , κυρίως λόγω της εφαρμογής της στο άνω μέρος του τοίχου. Σύμφωνα με το Σχήμα 6.38, η εκκεντρότητα e αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , αλλά επηρεάζεται πρακτικώς και από την επιφόρτιση q (η οποία δρα κεντρικά στον άνω μέρος του τοίχου). Η σχεδόν γραμμική επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e , οφείλεται στο ότι το e είναι ένα πηλίκο της παραβολικά αυξανόμενης ροπής (π.χ. βλέπε ποιοτικά το Σχήμα 6.36) προς το γραμμικώς αυξανόμενο κατακόρυφο φορτίο V (βλέπε Σχήμα 6.38). Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση των V και e συναρτήσει της επιφόρτισης q και κυρίως του ύψους H αναμένεται να οδηγήσει σε αύξηση του πλάτους $L_{(d)}$ του θεμελίου του τοίχου, ώστε να μπορέσει να ικανοποιήσει τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας αυτού.

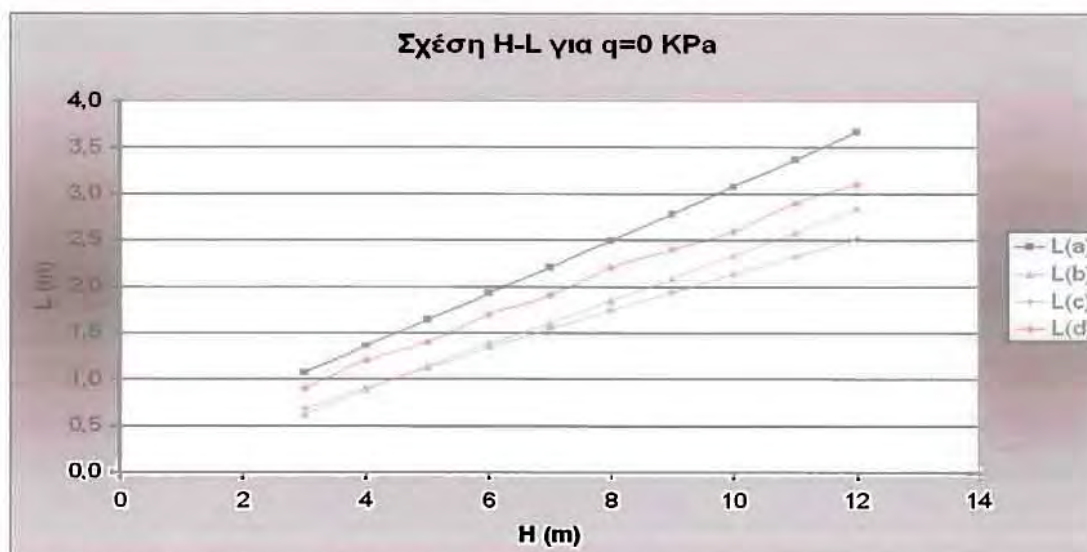


Σχήμα 6.37 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

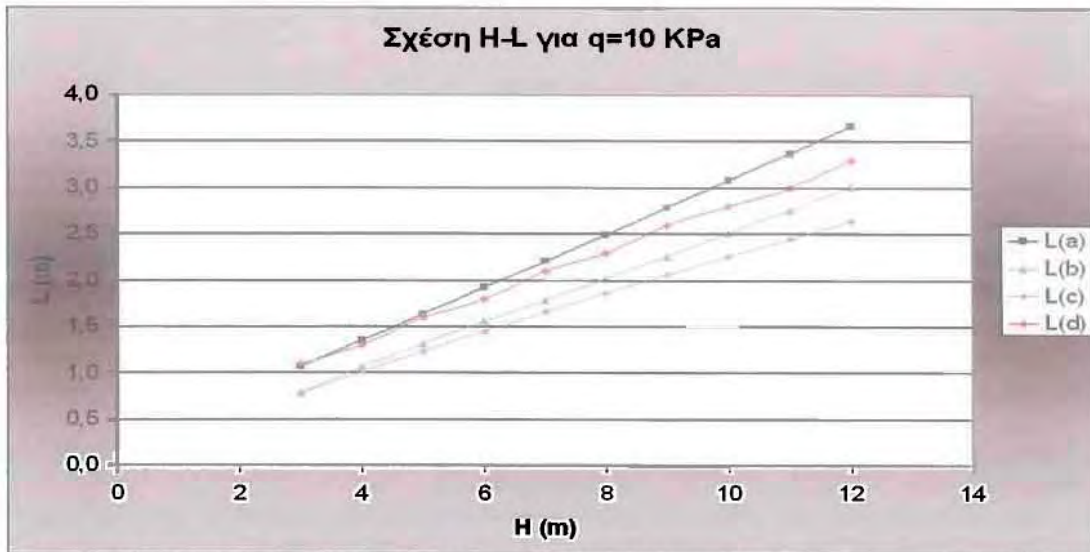


Σχήμα 6.38 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V , σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

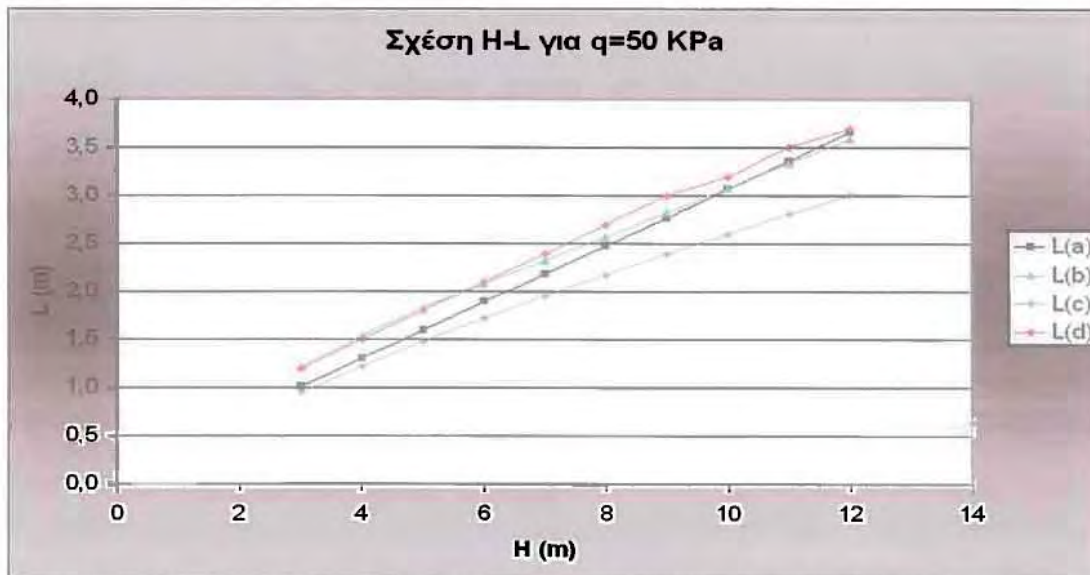
Στη συνέχεια, συγκρίνονται οι εκτιμήσεις των $L_{(a)}$, $L_{(b)}$, $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$ με βάση όλους τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Καθώς, οι εν λόγω συγκρίσεις επηρεάζονται τόσο από το ύψος H όσο και από την επιφόρτιση q , στα Σχήματα 6.39 έως 6.42, οι συγκρίσεις γίνονται ξεχωριστά για $q=0, 10, 50$ και 100 KPa, χάριν ευκρίνειας. Ο στόχος των εν λόγω ξεχωριστών διαγραμμάτων είναι να διαφανεί ποιος εκ των 4 ελέγχων είναι ο κρισιμότερος και θα οδηγήσει στον τελικό ορισμό πλάτους L του τοίχου, και το κατά πόσο η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων επηρεάζεται από το ύψος του τοίχου H και την επιφόρτιση q .



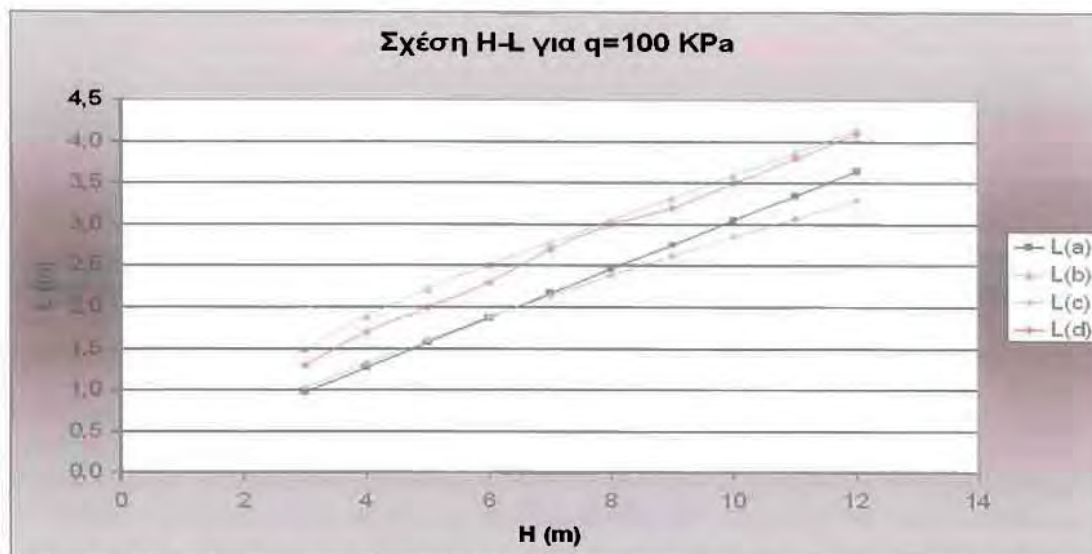
Σχήμα 6.39 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=0$ KPa.



Σχήμα 6.40 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=10$ KPa.



Σχήμα 6.41 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=50$ KPa.



Σχήμα 6.42 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=100$ KPa.

Όπως προκύπτει από τα Σχήματα 6.39 έως 6.42, το ύψος H του τοίχου αυξάνει πρακτικώς γραμμικά το απαιτούμενο πλάτος του L, σύμφωνα και με τους 4 ελέγχους και αυτό ισχύει για όλες τις τιμές επιφόρτισης q. Επιπλέον προκύπτει ότι το ύψος H επηρεάζει εντονότερα τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας (a), και λιγότερο έντονα τους υπόλοιπους ελέγχους (εξωτερικής) ευστάθειας [ολίσθησης (b), ανατροπής (c) και φέρουσας ικανότητας (d)], κυρίως για μικρές τιμές της ομοιόμορφης επιφόρτισης q που δεν υπερβαίνει τα 10 KPa.

Επιπλέον, με βάση τα αποτελέσματα των Σχημάτων 6.39 έως 6.42 προκύπτει ότι οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q, αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H (Σχήμα 6.34) και το L_e να εξαρτάται μεν και από το q (Σχήμα 6.33), αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτήσει του H, όσο και της επιφόρτισης q. Αυτό εξηγείται αν κανείς παρατηρήσει ότι η συνολική οριζόντια ώθηση (Σχήμα 6.35), η ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα του τοίχου (Σχήμα 6.36) αλλά και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο (Σχήμα 6.37) που είναι τα αίτια απώλειας της ευστάθειας του τοίχου σε ολίσθηση, ανατροπή και αστοχία θεμελίωσης αυξάνουν επίσης συναρτήσει και των δύο παραμέτρων.

Σύμφωνα με την μέθοδο B, ο έλεγχος βάσει του οποίου θα γίνει τελικά ο σχεδιασμός, εξαρτάται από την τιμή της επιφόρτισης q. Γενικά προκύπτει ότι για μικρές τιμές της ομοιόμορφης επιφόρτισης κρίσιμότερος είναι ο έλεγχος (a), ενώ όσο αυξάνεται το φορτίο q οι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας (d), (b) και (c) γίνονται κρίσιμοι, με τον έλεγχο ανατροπής (c) να προκύπτει συστηματικά ως ο λιγότερο κρίσιμος έλεγχος. Το αποτέλεσμα αυτό, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η παραμορφωσιμότητα των τοίχων αυτών καθιστά την ανατροπή τους ως στερεά σώματα φύσει αδύνατη, δικαιολογεί την πρακτική πολλών μελετητών να μην διενεργούν καν τον έλεγχο ανατροπής στην πράξη.

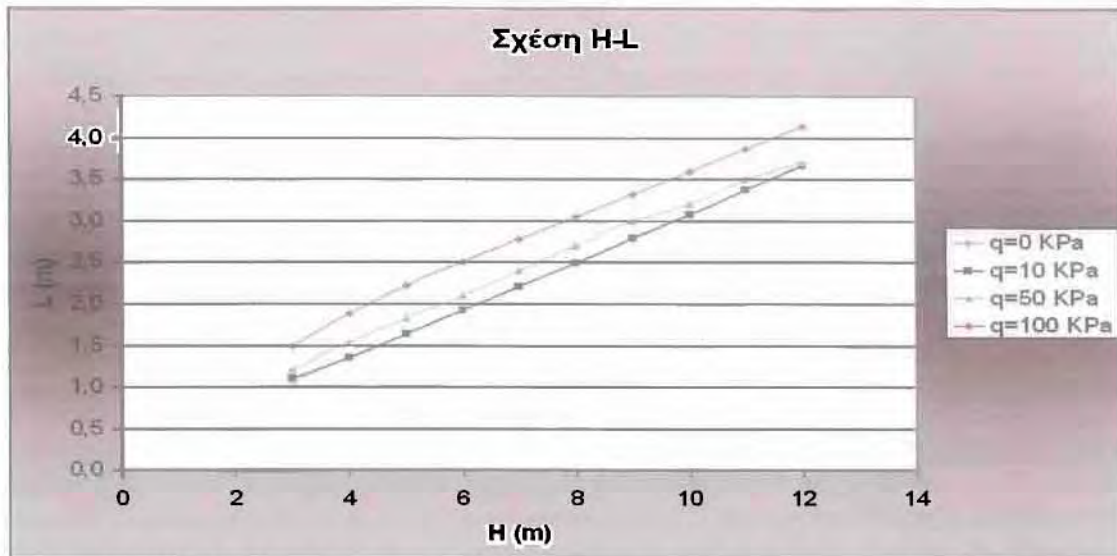
Ειδικότερα, προκύπτει ότι για το σχεδιασμό ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία B και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης, ο πλέον κρίσιμος έλεγχος για $q = 0$ Kpa (Σχήμα 6.39) είναι εκείνος της εσωτερικής ευστάθειας [δηλαδή $L=L_{(a)}$]. Μία μικρή σχετικά αύξηση της

επιφόρτισης q σε 10 KPa (Σχήμα 6.40) δεν αλλάζει ουσιαστικά την συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας παραμένει κρίσιμος. Οι τιμές ωστόσο του $L_{(d)}$ πλησιάζουν ολοένα και περισσότερο τις τιμές του $L_{(a)}$ και για ύψος τοίχου $H = 3$ m ταυτίζονται. Επομένως, ο σχεδιασμός στην περίπτωση αυτή μπορεί να γίνει είτε λαμβάνοντας ως κρίσιμο τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας, είτε αυτόν της εσωτερικής ευστάθειας. Ο έλεγχος της φέρουσας ικανότητας του τοίχου, είναι ένας έλεγχος όμως που εξαρτάται κυρίως από τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης (γ_2, c_2, φ_2), το οποίο στην περίπτωσή μας θεωρείται ότι είναι ένα «καλό» έδαφος θεμελίωσης. Συνεπώς, για κάποιο λιγότερο κατάλληλο έδαφος θεμελίωσης, ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πιθανώς θα προέκυπτε κρίσιμος και για πιο υψηλούς τοίχους και με ακόμη λιγότερη επιφόρτιση. Μια αρκετά σημαντική αύξηση του φορτίου σε $q = 50$ KPa (Σχήμα 6.41) καθιστά πλέον κρίσιμους του ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας, τον έλεγχο ολίσθησης για ύψος τοίχου από 3 m έως περίπου 6 m, [δηλαδή $L=L_{(b)}$] και τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας για ύψος τοίχου από 6 m έως και 12 m, [δηλαδή $L=L_{(d)}$]. Τέλος, όταν το επιβαλλόμενο φορτίο γίνει 100 KPa (Σχήμα 6.42), η επικράτηση του μηχανισμού ολίσθησης ως κρίσιμου μηχανισμού αστοχίας για κάθε ύψος τοίχου διαφαίνεται πλέον καθαρά.

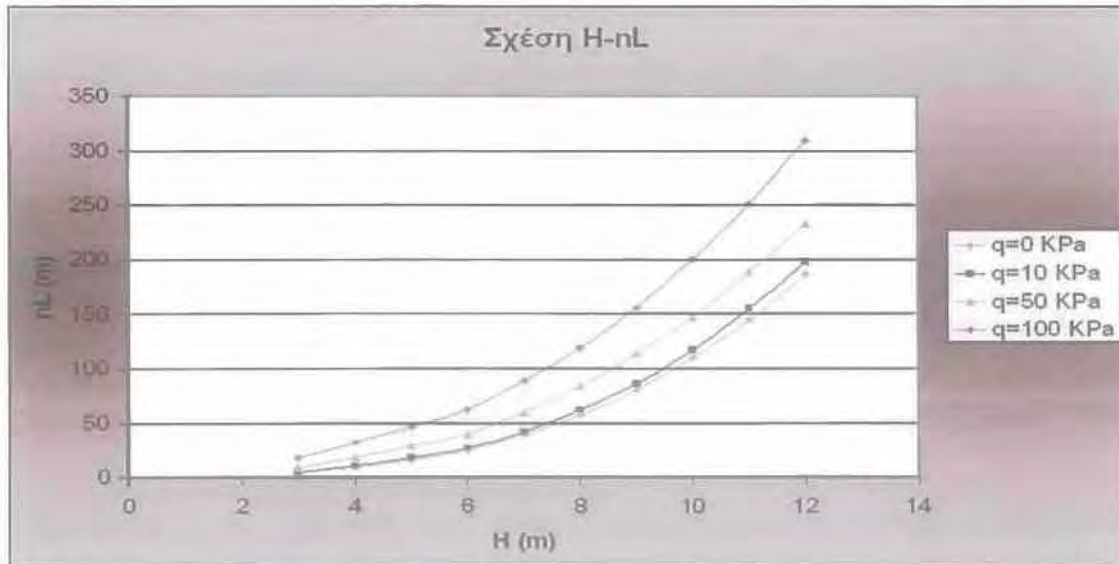
Με δεδομένα όλα τα ανωτέρω αποτελέσματα, γίνεται δυνατός ο τελικός σχεδιασμός ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία Β και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Τα χαρακτηριστικά του εν λόγω τοίχου σε σχέση με το ύψος H και την επιφόρτιση q , διερευνώνται στα Σχήματα που ακολουθούν.

Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.43 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο τελικό ομοίμορφο πλάτος $L = \max[L_{(a)}, L_{(b)}, L_{(c)}, L_{(d)}]$ του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Όπως προκύπτει, η σχέση $H-L$ είναι πρακτικώς γραμμική, και εξαρτάται πλέον και από την τιμή της επιφόρτισης q . Για τον λόγο αυτό οι τέσσερις καμπύλες του διαγράμματος δεν ταυτίζονται όπως στην περίπτωση της πρώτης μεθοδολογίας. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι $L=L_{(a)}$ μόνο όταν $q = 0$ KPa και $q = 10$ KPa με εξαίρεση τους πολύ χαμηλού ύψους τοίχους ($H = 3$ m) όπου $L=L_{(d)}$. Στις υπόλοιπες δύο περιπτώσεις φόρτισης, όπως ήδη έχει ειπωθεί κρισιμότεροι είναι οι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας.

Στο Σχήμα 6.44 η έμφαση δίνεται στο συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού (ανά τρέχον m τοίχου), όπως αυτό προκύπτει από το γινόμενο του L (Σχήμα 6.43) επί τον αριθμό αναγκαίων στρώσεων n του γεωσυνθετικού καθ' ύψος. Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, ο αριθμός στρώσεων $n = [H/S_v] + 1$, δηλαδή ισούται με το ακέραιο μέρος του λόγου ύψους H προς την απόσταση S_v (Σχήμα 6.32) προσαυξημένο κατά μία στρώση, χάριν ασφάλειας. Όπως προκύπτει, ενώ το μήκος L είναι γραμμική συνάρτηση του H η οποία επιπλέον εξαρτάται από το q , το nL παρουσιάζει παραβολική αύξηση συναρτήσει του H , και αυξάνει επίσης συναρτήσει του q . Αυτό οφείλεται στη μορφή της συσχέτισης H προς S_v του Σχήματος 6.32, που εισάγει έντονη επίδραση των H και q στην τιμή της απόστασης S_v , και συνεπώς και στην τιμή του αριθμού στρώσεων n .



Σχήμα 6.43 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης



Σχήμα 6.44 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Δεδομένης της μεγάλης διαφοροποίησης στις τιμές του συνολικού απαιτούμενου μήκους γεωσυνθετικού υλικού nL, στη συνέχεια γίνεται μια προσπάθεια εκτίμησης μιας εμπειρικής σχέσης συσχέτισης του nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q. Η προσπάθεια αυτή αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.45, απ' όπου προκύπτει ότι το συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου) δίνεται, με ικανοποιητική ακρίβεια, από τη σχέση:

$$nL = (0.40 + 0.003q)H^{2.4} \quad (6.7)$$

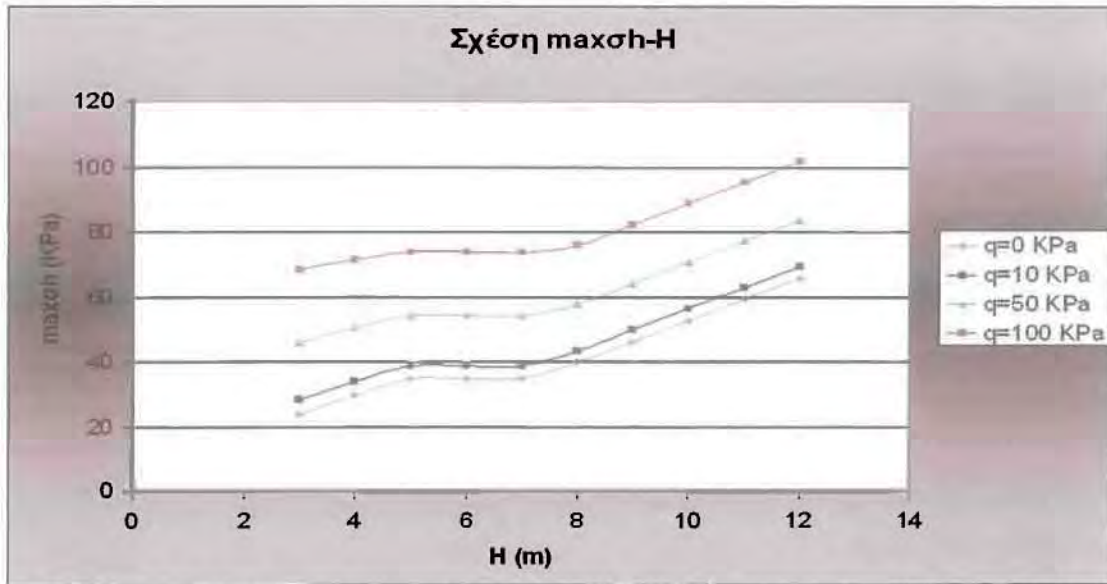


Σχήμα 6.45 Ακρίβεια εμπειρικής σχέσης (6.7) εκτίμησης του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Το συγκεκριμένο διάγραμμα στην ουσία υποδηλώνει πως οι τιμές που προκύπτουν μεγαλύτερες της μονάδας, αποτελούν μια υπερεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού, ενώ αντίστοιχα αυτές που προκύπτουν μικρότερες της μονάδας, αποτελούν υποεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού.

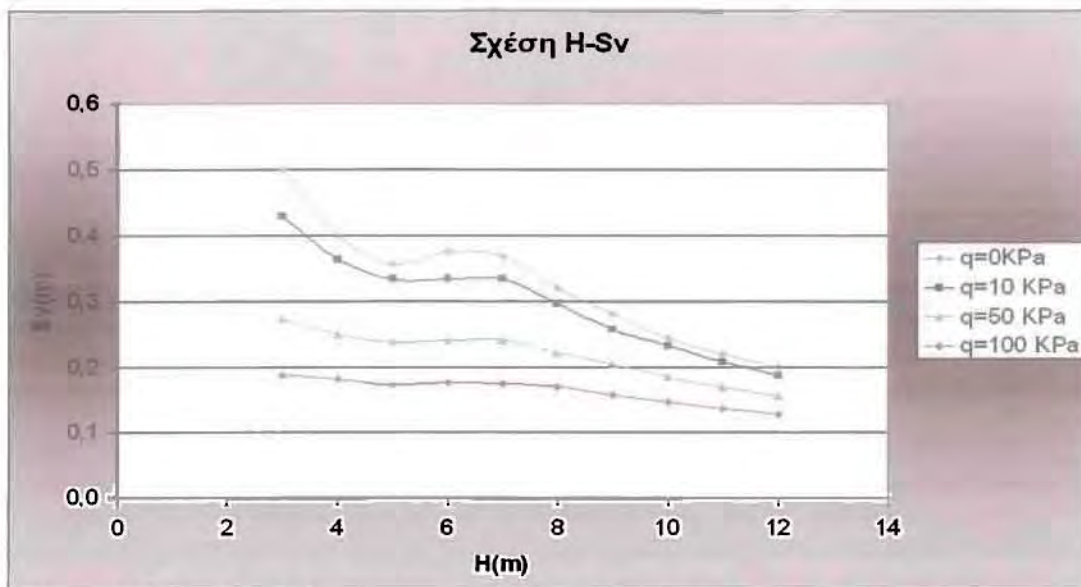
6.3.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Για τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας, όπως έχει αναφερθεί αρκετές έως τώρα φορές, κρίσιμο μέγεθος αποτελεί η μεταβολή της οριζόντιας τάσης σ_h καθ' ύψος. Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ομοιόμορφη καθ' ύψος διάστρωση γεωσυνθετικών, σε απόσταση S_v η οποία είναι η ελάχιστη επιτρεπόμενη, και εκτιμάται με βάση τη μέγιστη οριζόντια τάση max_{σ_h} , καθ' ύψος. Έτσι, στο Σχήμα 6.46 παρουσιάζεται η μεταβολή της max_{σ_h} για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.46 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη οριζόντια τάση max_{σ_h} πίσω από τον τοίχο, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

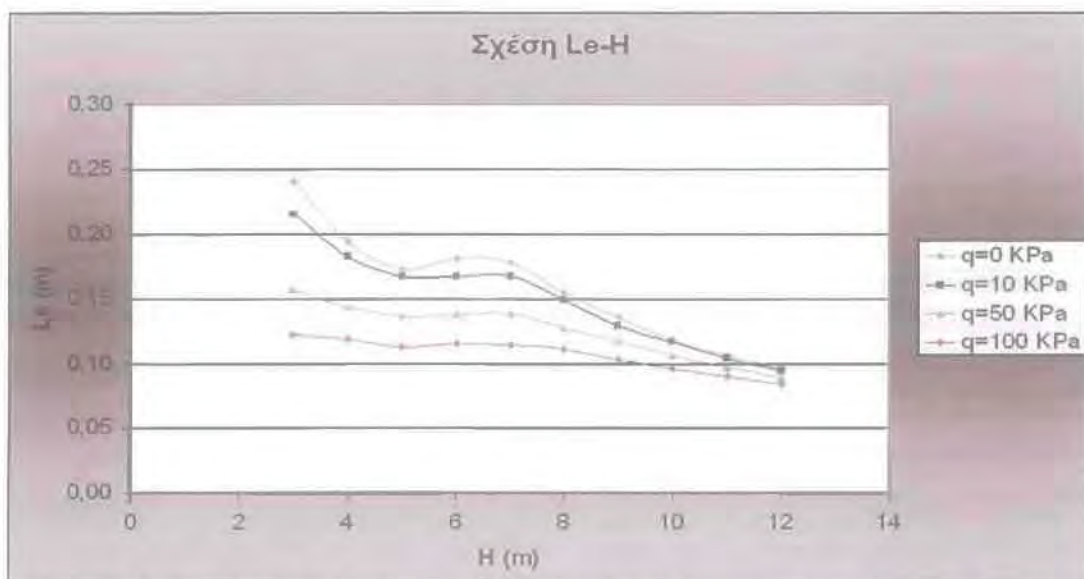
Οι καμπύλες του διαγράμματος, όπως ακριβώς και στην περίπτωση του μη συνεκτικού υλικού, δεν είναι μονοτονικά αύξουσες. Η μεταβατική πλέον περιοχή, η οποία είναι αποτέλεσμα της μετάβασης από συνθήκες $K > K_a$ (όταν $H < 6$ m) σε K_a (όταν $H \geq 6$ m), για ύψη τοίχου $H = 5-7$ m γίνεται πιο εμφανής, μιας και στα σημεία αυτά, οι τιμές των μέγιστων οριζοντίων τάσεων και για τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης, είναι σχεδόν ίδιες. Η συνεκτικότητα του εδάφους επίχωσης, στην περίπτωση της δεύτερης μεθοδολογίας, παίζει ρόλο μόνο όταν το ύψος του τοίχου είναι $H > 6$ m όπου $K = K_a$ και οι οριζόντια τάση υπολογίζεται σύμφωνα με την σχέση: $\sigma_h = [K_a(q + \gamma_1 z)] - 2C_1 \sqrt{K_a}$. Σε γενικές γραμμές όμως παρατηρούμε αύξηση των τιμών των max_{σ_h} η οποία μάλιστα για $H > 7$ m είναι γραμμική. Στο σχήμα 6.46 διαφαίνεται και η επαύξηση της max_{σ_h} ως συνάρτηση της επιφόρτισης q . Στη συνέχεια, στο Σχήμα 6.47 δίνεται η συσχέτιση της ομοιόμορφης κατακόρυφης απόστασης μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v με το ύψος H και την επιφόρτιση q του τοίχου.



Σχήμα 6.47 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων Sv, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από τη μεθοδολογία B, η κατακόρυφη απόσταση Sv μεταξύ των γεωσυνθετικών είναι αντιστρόφως ανάλογη της maxsh, δηλ. $S_v = T_{allow}/maxsh$ (για FS=1). Αυτό αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.47, απ' όπου προκύπτει πύκνωση των στρώσεων (μείωση του Sv) για υψηλούς τοίχους και μεγάλες επιφορτίσεις. Επιπλέον διαφαίνεται ότι για κοντούς τοίχους, η τιμή της επιφόρτισης παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην πυκνότητα των στρώσεων, μια επίδραση που φθίνει όσο αυξάνει το ύψος του τοίχου. Διακρίνεται, όπως και στο Σχήμα 6.46 μία μεταβατική περιοχή σε ύψος H = 5-7 m στην οποία παρατηρούνται αυξομειώσεις στις τιμές του πάχους Sv.

Στη συνέχεια του ελέγχου εσωτερικής ευστάθειας, η έμφαση δίνεται στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης Le του γεωσυνθετικού και αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.48.

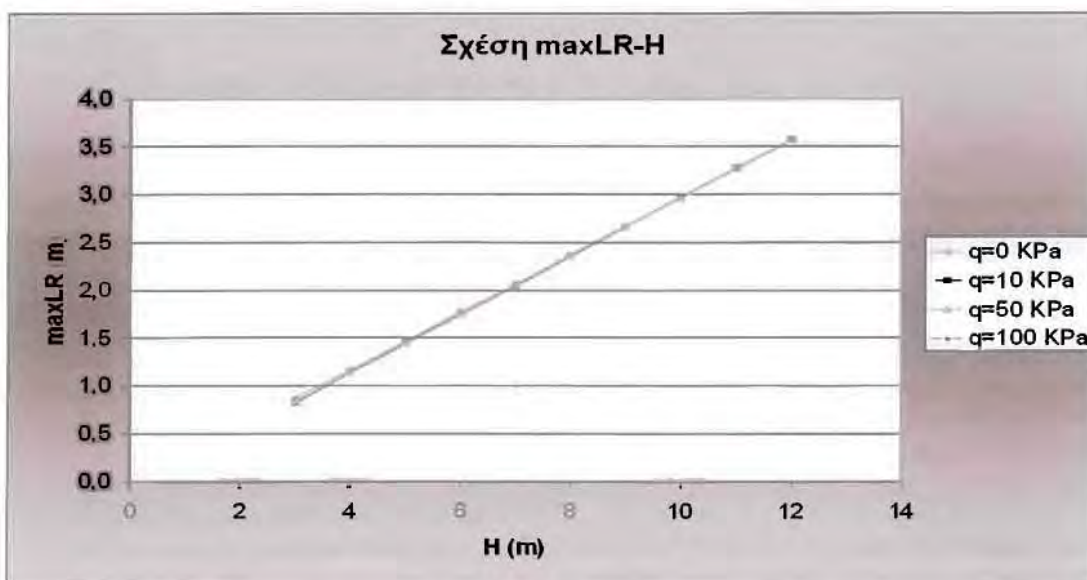


Σχήμα 6.48 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων Le, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β, το αναγκαίο μήκος του γεωσυνθετικού στην ζώνη αγκύρωσης L_e για ένα συνεκτικό υλικό επίχωσης, δίνεται πλέον από τη σχέση: $L_e = S_v s_h / 2(C_{a1} + s_v \tan \delta_1)$ (για $FS=1$). Η συνεκτικότητα πλέον του εδάφους επιδρά και στον υπολογισμό του ενεργού μήκους L_e του γεωσυνθετικού, δίνοντας έτσι τιμές κάπως αυξημένες συγκριτικά με αυτές για μη συνεκτικό υλικό. Δεδομένης της εξάρτησής του από το πάχος S_v , οι καμπύλες του διαγράμματος δεν είναι μονοτονικά φθίνουσες όπως ακριβώς και εκείνες του Σχήματος 6.47. Ωστόσο, όσο πυκνότερες είναι οι στρώσεις του γεωσυνθετικού, τόσο λιγότερο μήκος αγκύρωσης χρειάζονται. Δηλαδή, σε κοντούς τοίχους με μικρή επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι σχετικά αραιές, το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης L_e είναι μεγαλύτερο, απ' ό,τι σε υψηλούς τοίχους με μεγάλη επιφόρτιση όπου οι στρώσεις είναι πυκνές.

Επισημαίνεται ότι όλες οι τιμές L_e του Σχήματος 6.48 είναι μικρότερες του 1.0m. Η μεθοδολογία Β (για κάθε τύπο εδάφους) αναφέρει ότι χάριν συντηρητισμού, δεν επιτρέπεται να λαμβάνεται τιμή L_e μικρότερη του 1.0m. Στην παρούσα έρευνα όμως έχουμε λάβει όλους τους μερικούς συντελεστές $FS=1$, και έτσι, και η ανωτέρω πηγή συντηρητισμού στο σχεδιασμό δε λαμβάνεται υπόψη, και οι τιμές των L_e που παρουσιάζονται εδώ και στη συνέχεια του παρόντος κεφαλαίου είναι οι επακριβώς υπολογισθείσες του Σχήματος 6.48.

Ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας ολοκληρώνεται με την εκτίμηση του μήκους στην ενεργή ζώνη L_R . Στα πλαίσια της συντηρητικότητας, υιοθετείται ως τιμή του L_R , η μέγιστη τιμή αυτής καθ' ύψος, που συμβολίζεται με $maxL_R$. Έτσι, στο Σχήμα 6.49 παρουσιάζεται η μεταβολή της $maxL_R$ για διάφορα ύψη τοίχου H , και διάφορες τιμές ομοιόμορφης επιφόρτισης q .



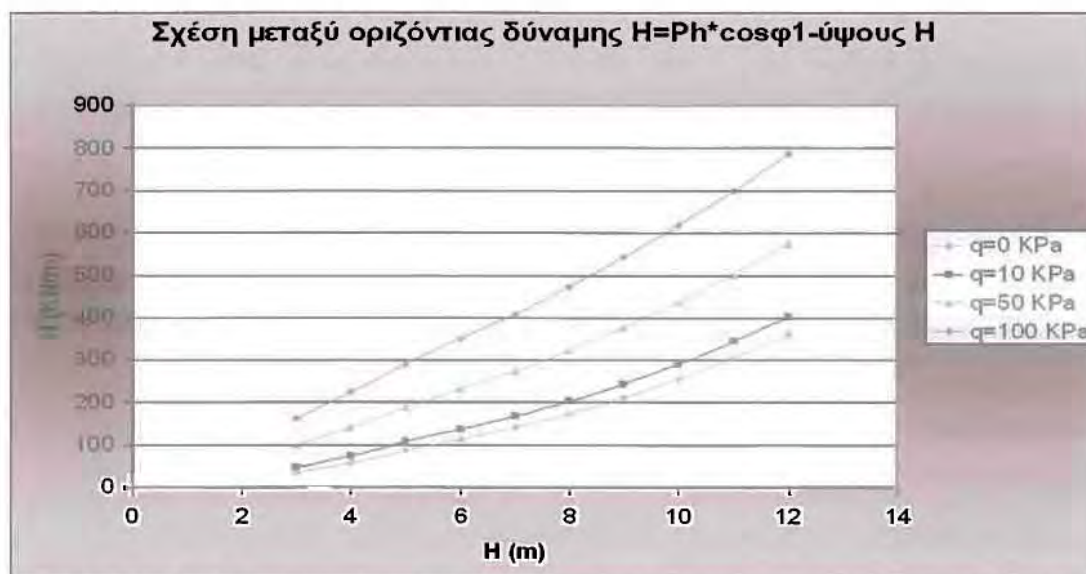
Σχήμα 6.49 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $maxL_R$, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Η γραμμική σχέση υπολογισμού του μέγιστου μη ενεργού μήκους γεωσυνθετικού $maxL_R=0.2H+(0.1H-S_v \cdot f_{in}/6)$ όπως και στην περίπτωση του μη συνεκτικού υλικού, έχει σαν αποτέλεσμα την παραπάνω αύξουσα μορφή διαγράμματος με τις τιμές του μήκους $maxL_R$ σχεδόν να ταυτίζονται και για τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης. Δηλαδή, όπως προκύπτει και από το Σχήμα 6.49, οι τιμές του $maxL_R$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά ουσιαστικά αυξάνουν γραμμικά με το ύψος H του τοίχου, καθώς όσο υψηλότερος είναι ο τοίχος τόσο μεγαλύτερο μήκος

γεωσυνθετικού υλικού απαιτείται για την εσωτερική ευστάθεια. Η επίδραση της επιφόρτισης q στην τιμή του $\max L_R$ εισέρχεται μέσω της αντίστοιχης επίδρασής της στην τιμή του S_v (βλέπε Σχήμα 6.47). Όμως καθώς οι τιμές του S_v είναι γενικά πολύ μικρές σε σχέση με το ύψος H (κυμαίνονται μεταξύ 0.2-0.5 m), η επίδραση της επιφόρτισης q είναι πρακτικώς αμελητέα.

Όπως παρουσιάζεται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5, ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας προσφέρει μια τιμή για την ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , και ένα υποψήφιο μήκος του γεωσυνθετικού υλικού: $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, η οποία θα συγκριθεί στη συνέχεια με τις τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, οι εν λόγω έλεγχοι ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης οδηγούν στα υποψήφια μήκη του γεωσυνθετικού υλικού $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$. Πριν διερευνηθούν οι σχετικές τιμές αυτών, και του $L_{(a)}$, ως συναρτήσεις του ύψους του τοίχου H και της επιφόρτισης q , η έμφαση δίνεται στα αίτια πιθανής ολίσθησης, ανατροπής και απώλειας της φέρουσας ικανότητας του τοίχου.

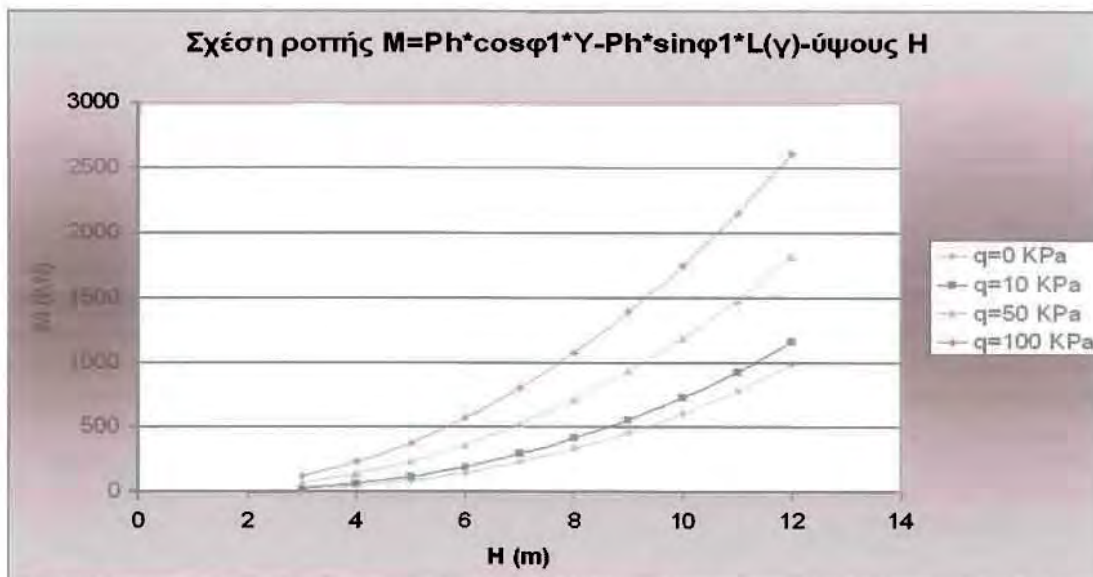
Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.50 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους τοίχου H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L_{(b)}$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση (βλέπε ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5 και σχέση 6.1).



Σχήμα 6.50 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 6.50, η συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , ενώ αυξάνει αντίστοιχα και από την τιμή της επιφόρτισης q . Δεδομένου ότι η ώθηση αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(b)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στη ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L_{(c)}$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.51 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M (βλέπε ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5 και σχέση 6.2):

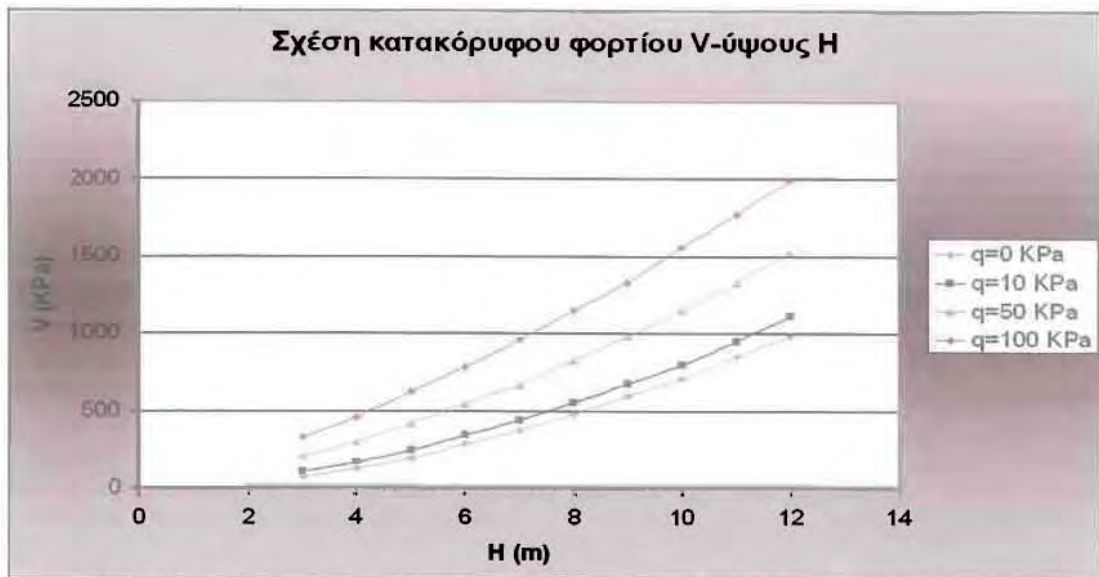


Σχήμα 6.51 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

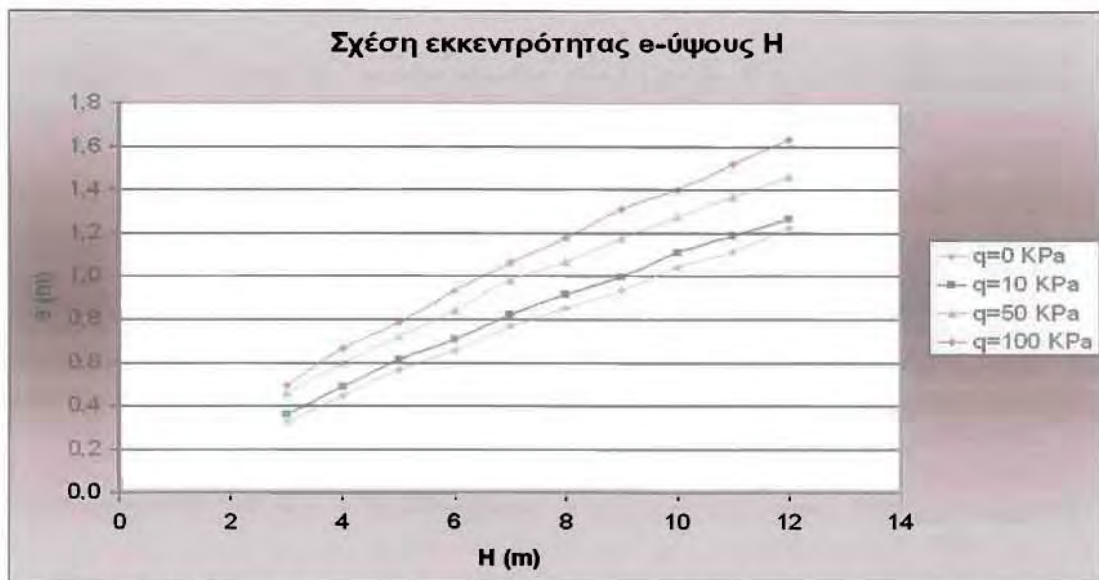
Σύμφωνα με το Σχήμα 6.51, η ροπή ανατροπής M αυξάνει ραγδαία με το ύψος H (παραβολικά), καθώς η ροπή M είναι πρακτικώς ένα γινόμενο της ώθησης H (που είναι σχεδόν γραμμική συνάρτηση του ύψους H , Σχήμα 6.50) επί τον μοχλοβραχίονα των ωθήσεων (που είναι επίσης γραμμική συνάρτηση του ύψους H). Η επίδραση της επιφόρτισης q είναι αυξητική και εισέρχεται μέσω της αυξητικής της επίδρασης στην ώθηση. Δεδομένου ότι η ροπή M αυξάνει τόσο συναρτήσει του H όσο και του q , συνεπάγεται ότι το $L_{(c)}$ αναμένεται ν' αυξάνει αντίστοιχα.

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και στην εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους $L_{(d)}$, μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Για τον ορισμό των V και e , βλέπε το ενδεικτικό Σχήμα 5.7 του Κεφαλαίου 5 και τις σχέσεις 6.3 και 6.4.

Ειδικότερα, στα Σχήματα 6.52 και 6.53 παρουσιάζονται οι επιδράσεις του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V και την εκκεντρότητά του e , αντίστοιχα. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με το πρώτο σχήμα το κατακόρυφο φορτίο V αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , και αυτό οφείλεται στο ότι το V εκφράζει (κυρίως) το ίδιο βάρος του τοίχου. Επιπλέον, η επιφόρτιση q αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο V , κυρίως λόγω της εφαρμογής της στο άνω μέρος του τοίχου. Σύμφωνα με το Σχήμα 6.53, η εκκεντρότητα e αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H , αλλά επηρεάζεται πρακτικώς και από την επιφόρτιση q (η οποία δρα κεντρικά στον άνω μέρος του τοίχου). Η σχεδόν γραμμική επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e , οφείλεται στο ότι το e είναι ένα πηλίκο της παραβολικά αυξανόμενης ροπής (π.χ. βλέπε ποιοτικά το Σχήμα 6.51) προς το γραμμικώς αυξανόμενο κατακόρυφο φορτίο V (βλέπε Σχήμα 6.52). Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση των V και e συναρτήσει της επιφόρτισης q και κυρίως του ύψους H αναμένεται να οδηγήσει σε αύξηση του πλάτους $L_{(d)}$ του θεμελίου του τοίχου, ώστε να μπορέσει να ικανοποιήσει τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας αυτού.

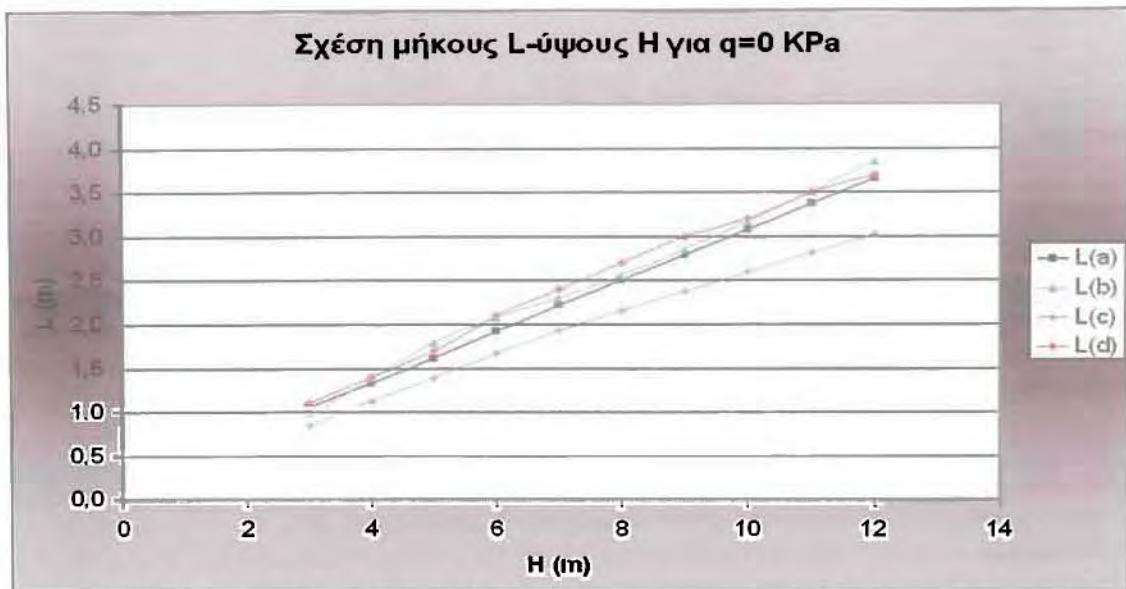


Σχήμα 6.52 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

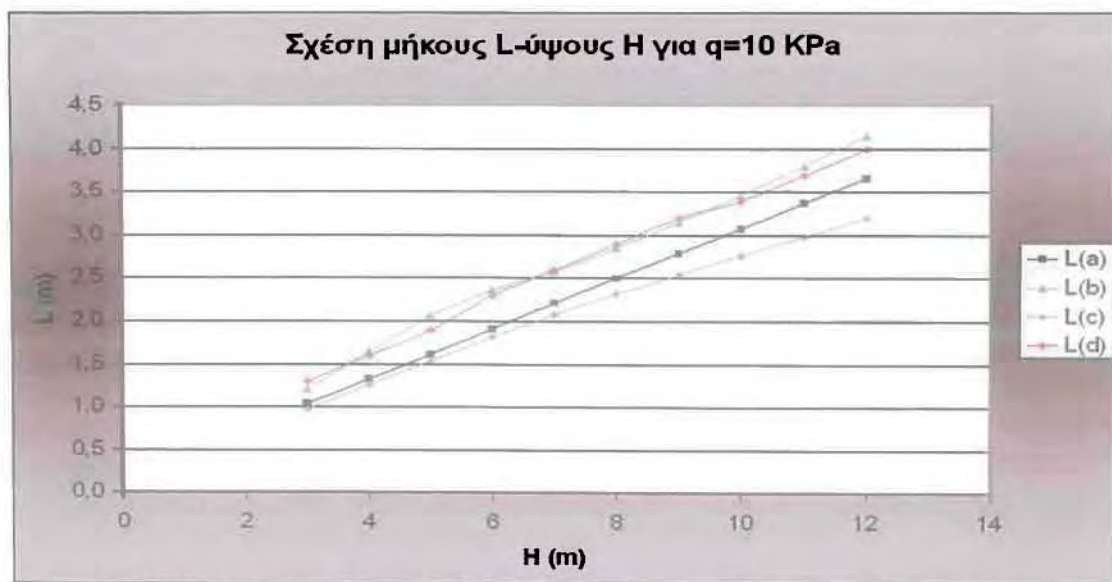


Σχήμα 6.53 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

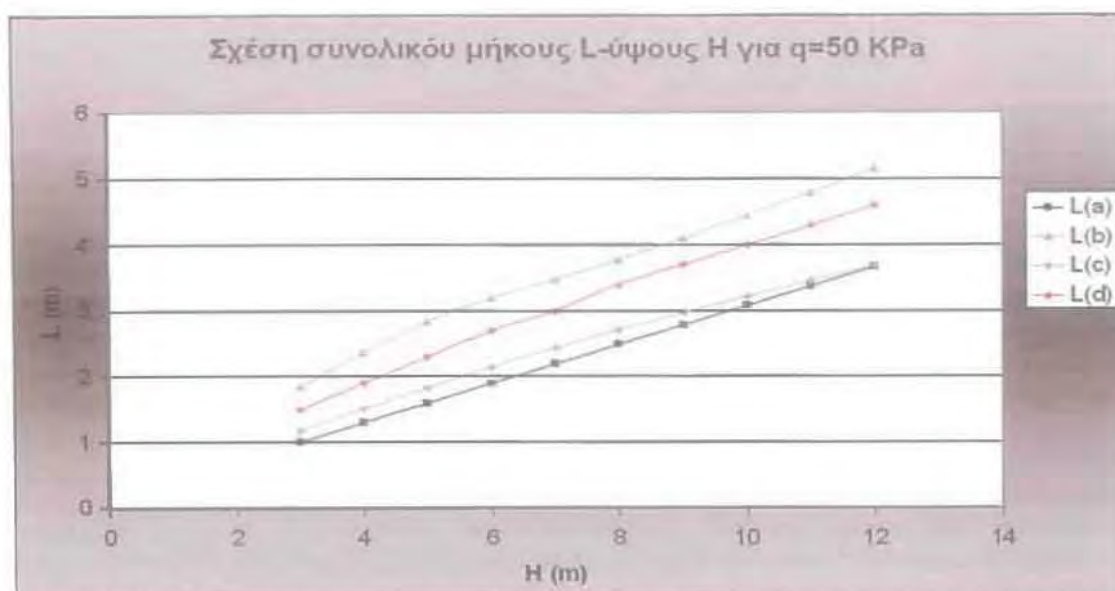
Στη συνέχεια, συγκρίνονται οι εκτιμήσεις των $L_{(a)}$, $L_{(b)}$, $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$ με βάση όλους τους ελέγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας, σύμφωνα με τη μεθοδολογία B και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Καθώς, οι εν λόγω συγκρίσεις επηρεάζονται τόσο από το ύψος H όσο και από την επιφόρτιση q, στα Σχήματα 6.54 έως 6.57, οι συγκρίσεις γίνονται ξεχωριστά για $q=0$, 10, 50 και 100 KPa, χάριν ευκρίνειας. Ο στόχος των εν λόγω ξεχωριστών διαγραμμάτων είναι να διαφανεί ποιος εκ των 4 ελέγχων είναι ο κρισιμότερος και θα οδηγήσει στον τελικό ορισμό πλάτους L του τοίχου, και το κατά πόσο η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων επηρεάζεται από το ύψος του τοίχου H και την επιφόρτιση q.



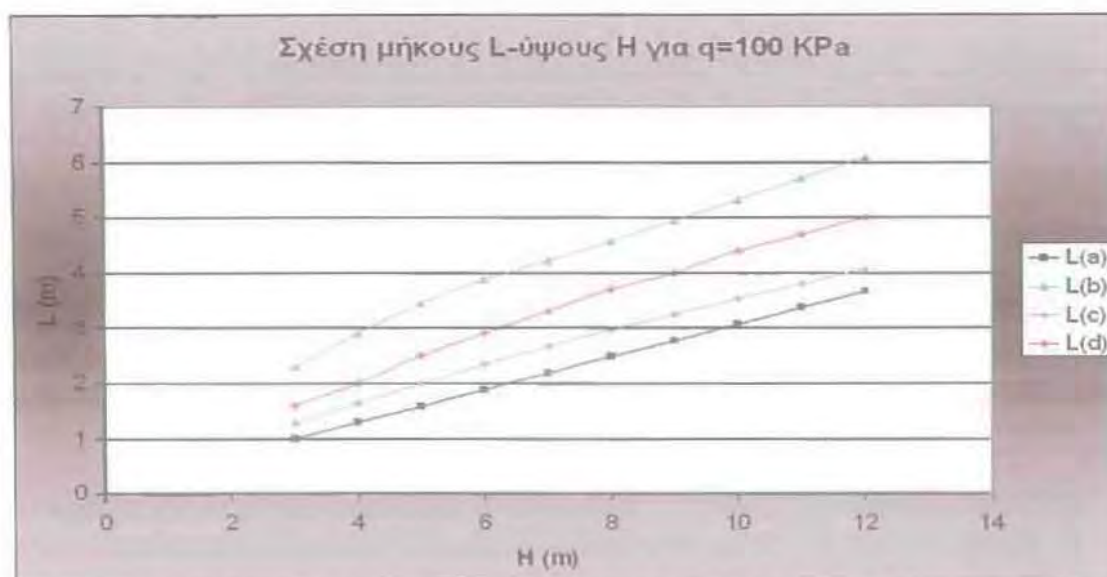
Σχήμα 6.54 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=0$ KPa



Σχήμα 6.55 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=10$ KPa.



Σχήμα 6.56 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=50$ KPa.



Σχήμα 6.57 Επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=100$ KPa.

Όπως προκύπτει από τα Σχήματα 6.54 έως 6.57, το ύψος H του τοίχου αυξάνει πρακτικώς γραμμικά το απαιτούμενο πλάτος του L, σύμφωνα και με τους 4 ελέγχους και αυτό ισχύει για όλες τις τιμές επιφόρτισης q.

Επιπλέον, με βάση τα αποτελέσματα των Σχημάτων 6.54 έως 6.57 προκύπτει ότι οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q, αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H (Σχήμα 6.49) και το L_e να εξαρτάται μεν και από το q (Σχήμα 6.48), αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτησί του H, όσο και της επιφόρτισης q. Αυτό εξηγείται αν κανείς παρατηρήσει ότι η συνολική οριζόντια ώθηση (Σχήμα 6.50), η ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα του τοίχου

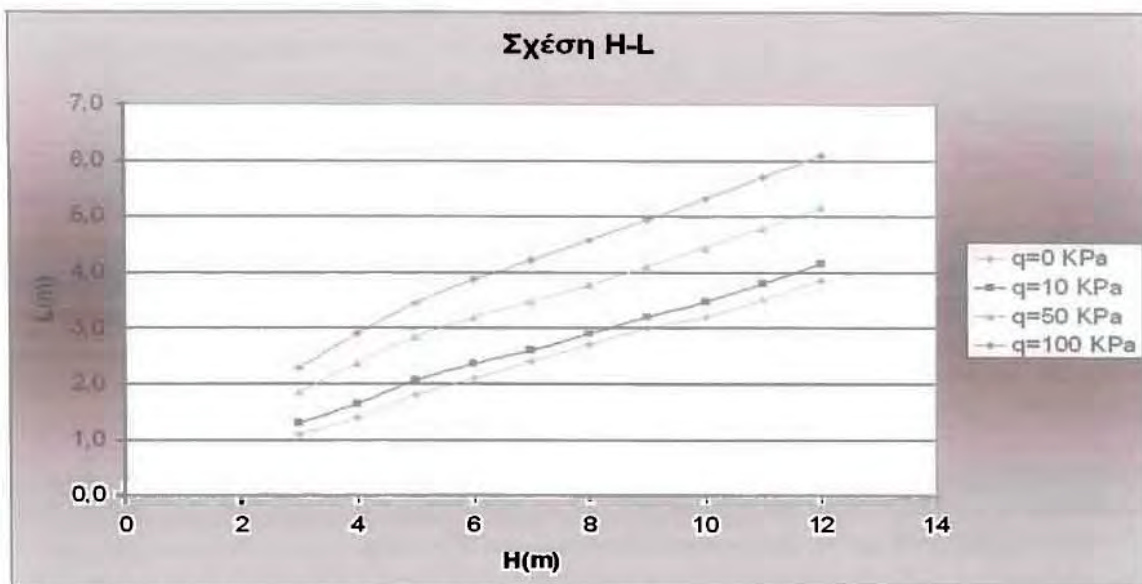
(Σχήμα 6.51) αλλά και το συνολικό κατακόρυφο φορτίο (Σχήμα 6.52) που είναι τα αίτια απώλειας της ευστάθειας του τοίχου σε ολίσθηση, ανατροπή και αστοχία θεμελίωσης αυξάνουν επίσης συναρτήσεις και των δύο παραμέτρων.

Σύμφωνα με την μέθοδο Β και στην περίπτωση του συνεκτικού υλικού, ο έλεγχος βάσει του οποίου θα γίνει τελικά ο σχεδιασμός, εξαρτάται από την τιμή της επιφόρτισης q . Γενικά προκύπτει ότι ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας (a) δεν αποκτά πλέον κρισιμότητα και αυτό ισχύει και για τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης. Αντιθέτως, οι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας (d), (b) και (c) γίνονται κρίσιμοι, με τον έλεγχο ανατροπής (c) να προκύπτει συστηματικά ως ο λιγότερο κρίσιμος έλεγχος. Το αποτέλεσμα αυτό, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι η παραμορφωσιμότητα των τοίχων αυτών καθιστά την ανατροπή τους ως στερεά σώματα φύσει αδύνατη, δικαιολογεί την πρακτική πολλών μελετητών να μην διενεργούν καν τον έλεγχο ανατροπής στην πράξη.

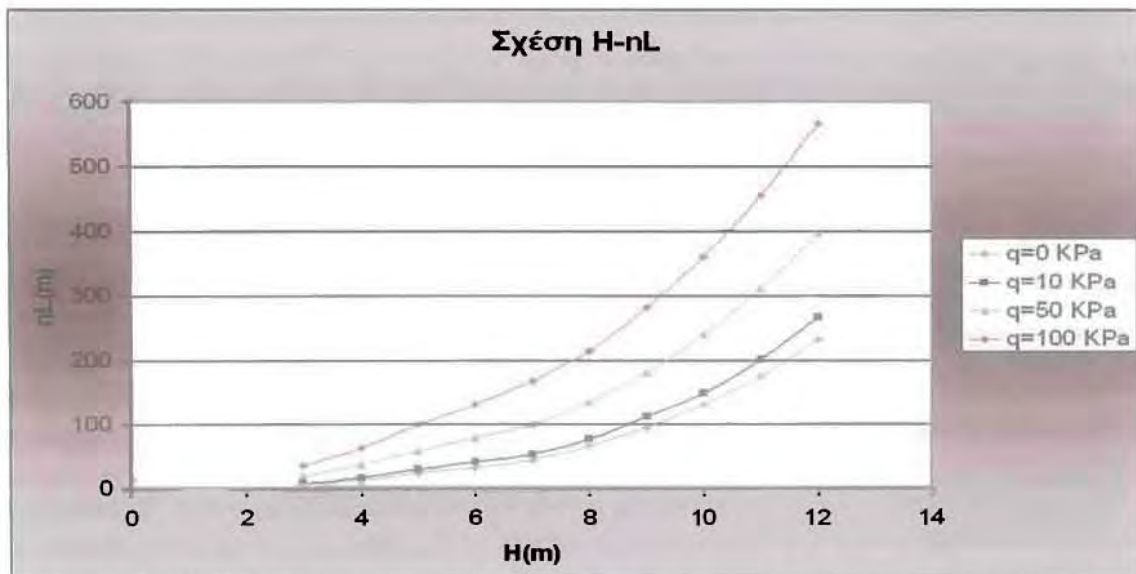
Ειδικότερα, προκύπτει ότι για το σχεδιασμό ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία Β και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης, οι πλέον κρίσιμοι έλεγχοι για $q = 0$ KPa (Σχήμα 6.54) είναι εκείνοι της φέρουσας ικανότητας ή της ολίσθησης ανάλογα με το ύψος H του τοίχου. [δηλαδή $L=L_{(d)}$ ή $L=L_{(b)}$]. Μία μικρή σχετικά αύξηση της επιφόρτισης q σε 10 KPa (Σχήμα 6.55) δεν αλλάζει ουσιαστικά την συμπεριφορά της κατασκευής, καθώς οι ίδιοι έλεγχοι παραμένουν κρίσιμοι. Σχετικά με τον έλεγχο της φέρουσας ικανότητας του τοίχου, γνωρίζουμε ήδη πως είναι ένας έλεγχος ο οποίος εξαρτάται κυρίως από τα χαρακτηριστικά του εδάφους θεμελίωσης (γ_2 , c_2 , ϕ_2), το οποίο στην περίπτωση μας θεωρείται ότι είναι ένα «καλό» έδαφος θεμελίωσης. Μια αρκετά σημαντική αύξηση του φορτίου σε $q = 50$ KPa (Σχήμα 6.56) και $q = 100$ KPa (Σχήμα 6.57), καθιστά πλέον κρισιμότερο όλων, τον έλεγχο ολίσθησης [δηλαδή $L=L_{(b)}$].

Με δεδομένα όλα τα ανωτέρω αποτελέσματα, γίνεται δυνατός ο τελικός σχεδιασμός ενός ορθογωνικού τοίχου αντιστήριξης με ισαπέχουσες στρώσεις γεωσυνθετικού με τη μεθοδολογία Β και για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Τα χαρακτηριστικά του εν λόγω τοίχου σε σχέση με το ύψος H και την επιφόρτιση q , διερευνώνται στα Σχήματα που ακολουθούν.

Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.58 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο τελικό ομοιόμορφο πλάτος $L = \max[L_{(a)}, L_{(b)}, L_{(c)}, L_{(d)}]$ του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Όπως προκύπτει, η σχέση $H-L$ είναι πρακτικώς γραμμική, και εξαρτάται πλέον και από την τιμή της επιφόρτισης q . Για τον λόγο αυτό οι τέσσερις καμπύλες του διαγράμματος δεν ταυτίζονται όπως στην περίπτωση της πρώτης μεθοδολογίας. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι $L \neq L_{(a)}$ καθώς όπως ήδη έχει ειπωθεί κρισιμότεροι είναι οι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας για κάθε τιμή τη επιβαλλόμενης επιφόρτισης. Στο Σχήμα 6.59 η έμφαση δίνεται στο συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού (ανά τρέχον m τοίχου), όπως αυτό προκύπτει από το γινόμενο του L (Σχήμα 6.58) επί τον αριθμό αναγκαίων στρώσεων n του γεωσυνθετικού καθ' ύψος. Σύμφωνα με το Κεφάλαιο 5, ο αριθμός στρώσεων $n = [H/S_v] + 1$, δηλαδή ισούται με το ακέραιο μέρος του λόγου ύψους H προς την απόσταση S_v (Σχήμα 6.47) προσαυξημένο κατά μία στρώση, χάριν ασφάλειας. Όπως προκύπτει, ενώ το μήκος L είναι γραμμική συνάρτηση του H η οποία επιπλέον εξαρτάται από το q , το nL παρουσιάζει παραβολική αύξηση συναρτήσεως του H , και αυξάνει επίσης συναρτήσεως του q . Αυτό οφείλεται στη μορφή της συσχέτισης H προς S_v του Σχήματος 6.47, που εισάγει έντονη επίδραση των H και q στην τιμή της απόστασης S_v , και συνεπώς και στην τιμή του αριθμού στρώσεων n .



Σχήμα 6.58 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης



Σχήμα 6.59 Επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Δεδομένης της μεγάλης διαφοροποίησης στις τιμές του συνολικού απαιτούμενου μήκους γεωσυνθετικού υλικού nL, στη συνέχεια γίνεται μια προσπάθεια εκτίμησης μιας εμπειρικής σχέσης συσχέτισης του nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q. Η προσπάθεια αυτή αποτυπώνεται στο Σχήμα 6.60, απ' όπου προκύπτει ότι το συνολικό αναγκαίο μήκος γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου) δίνεται, με ικανοποιητική ακρίβεια, από τη σχέση:

$$nL = (0.19 + 0.003q)H^{2.9} \quad (6.8)$$



Σχήμα 6.60 Ακρίβεια εμπειρικής σχέσης (6.5) εκτίμησης του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού nL ως προς το ύψος H και την επιφόρτιση q , σύμφωνα με τη μεθοδολογία Β για συνεκτικό έδαφος επίχωσης

Το συγκεκριμένο διάγραμμα στην ουσία υποδηλώνει πως οι τιμές που προκύπτουν μεγαλύτερες της μονάδας, αποτελούν μια υπερεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού, ενώ αντίστοιχα αυτές που προκύπτουν μικρότερες της μονάδας, αποτελούν υποεκτίμηση του συνολικού μήκους του γεωσυνθετικού.

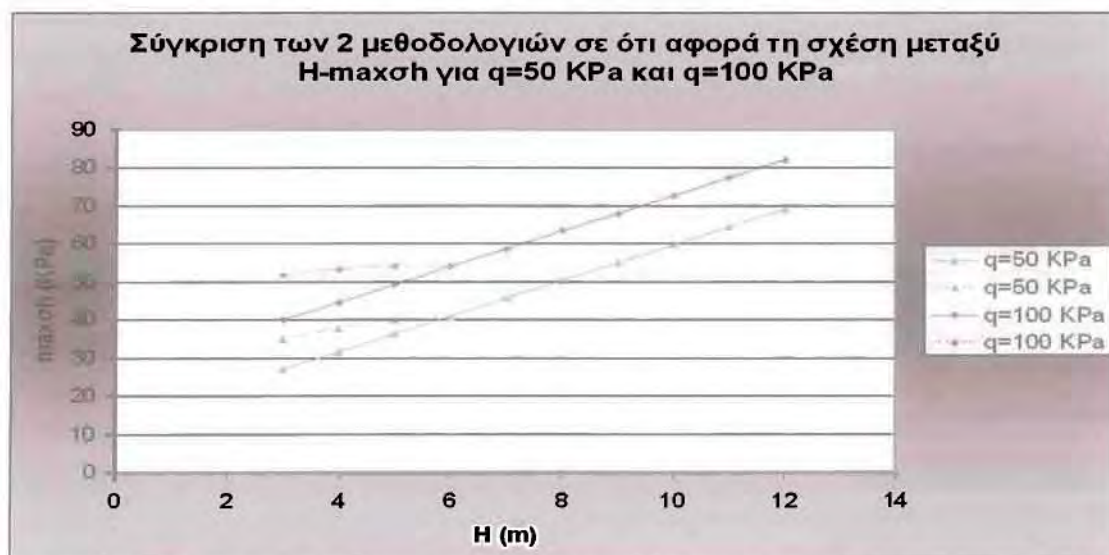
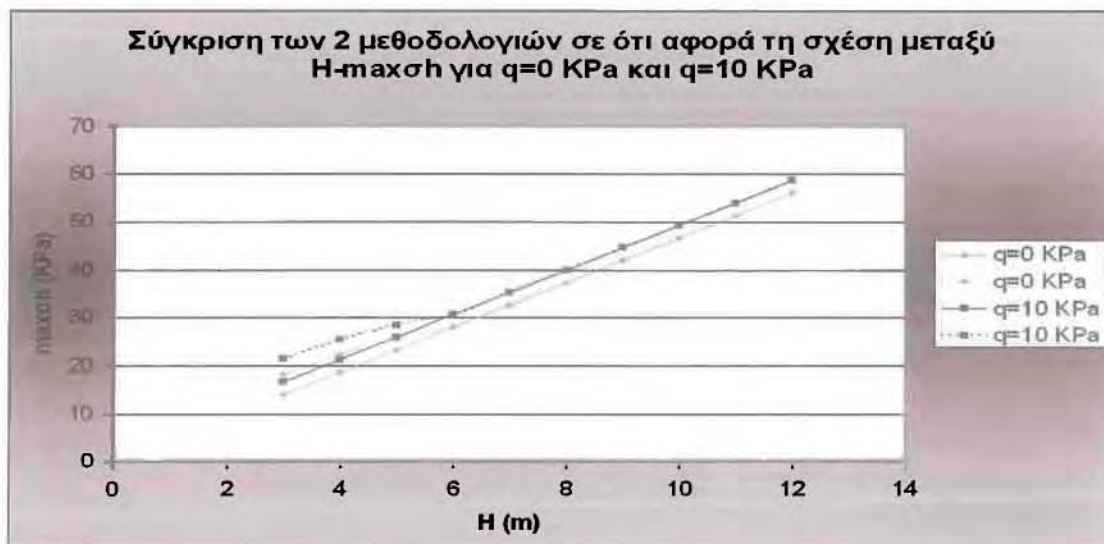
6.3.3 Κριτική επισκόπηση της μεθοδολογίας σχεδιασμού Β

Η επίδραση της συνεκτικότητας του εδάφους επίχωσης, έχει σαν αποτέλεσμα σχετική μείωση στις τιμές της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού, με αποτέλεσμα να απαιτούνται περισσότερες στρώσεις για να οπλίσουν έναν τοίχο. Στην περίπτωση του μη συνεκτικού υλικού, το τελικό μήκος L με το οποίο θα γίνει τελικά ο σχεδιασμός, προκύπτει από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας για τιμές επιφόρτισης $q = 0$ Kpa και $q = 10$ Kpa, ενώ στην περίπτωση του συνεκτικού υλικού, για κάθε επιφόρτιση, ο κρίσιμος έλεγχος προκύπτει από την μελέτη της εξωτερικής ευστάθειας, δίνοντας έτσι μεγαλύτερες τιμές στο τελικό μήκος L του γεωσυνθετικού για κάθε στρώση. Ως εκ τούτου, το συνολικό μήκος του γεωσυνθετικού που απαιτείται για την επαρκή ενίσχυση ενός τοίχου, με χρήση συνεκτικού εδάφους επίχωσης, είναι μεγαλύτερο από αυτό που απαιτείται στην περίπτωση επιλογής μη συνεκτικού εδάφους. Τελικά η δεύτερη μέθοδος σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά, είναι πιο οικονομική όταν επιλέγεται μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης.

6.4 Παραμετρική σύγκριση μεθοδολογιών σχεδιασμού Α και Β

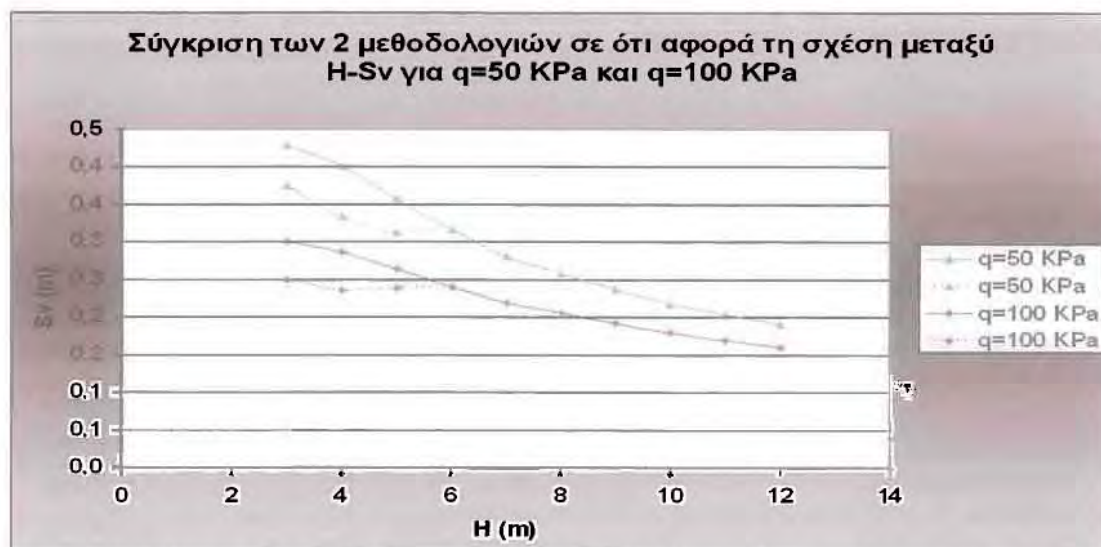
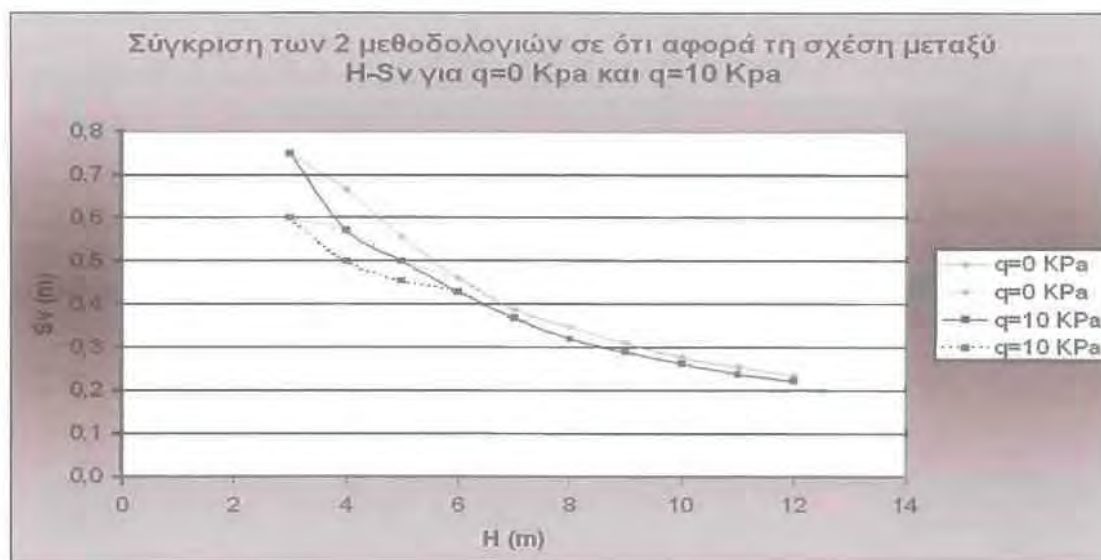
Σύμφωνα και με τον τίτλο της, στην παρούσα παράγραφο γίνεται μια παραμετρική σύγκριση των μεθοδολογιών Α και Β. Η σύγκριση γίνεται κατ' αντιστοιχία με όσα παρουσιάζονται αναλυτικά στις προηγούμενες παραγράφους, δηλαδή στην παράγραφο 6.4.1 η σύγκριση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα «καλής» ποιότητας μη συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=0$, $\phi_1=36^\circ$), ενώ στην παράγραφο 6.4.2, η ίδια σύγκριση γίνεται για τοίχους κατασκευασμένους από ένα εξίσου «καλής» ποιότητας συνεκτικό έδαφος (με $\gamma_1 = 18 \text{ KN/m}^3$, $C_1=10 \text{ KPa}$, $\phi_1=28^\circ$). Τέλος, στην παράγραφο 6.4.3 γίνεται μια κριτική επισκόπηση των δύο μεθοδολογιών. Σε όλα τα διαγράμματα που ακολουθούν, οι συνεχείς γραμμές αφορούν προβλέψεις της μεθοδολογίας Α και οι διακεκομμένες εκείνες της μεθοδολογίας Β.

6.4.1 Διερεύνηση για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης



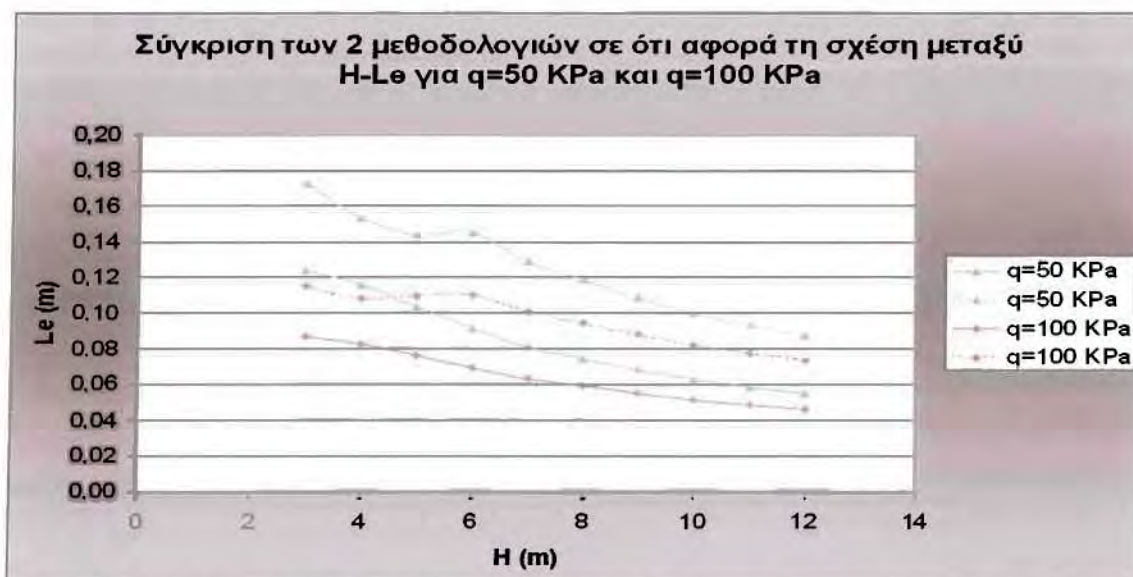
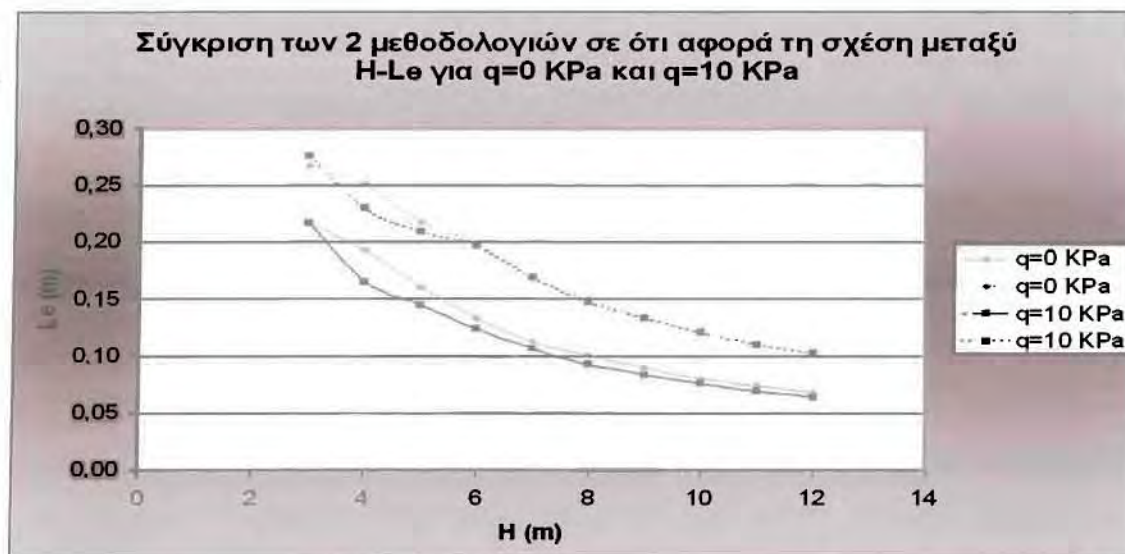
Σχήμα 6.61 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους Η στη μέγιστη οριζόντια τάση maxση πίσω από τον τοίχο, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10 \text{ KPa}$ και β) $q = 50-100 \text{ KPa}$

Στο Σχήμα 6.61 συγκρίνονται οι προβλέψεις για τη μέγιστη οριζόντια τάση μακροπίσω από τον τοίχο σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες. Όπως προκύπτει, δεν υπάρχουν ποιοτικές διαφορές μεταξύ των 2 μεθοδολογιών, καθώς η μακροσπιν αυξάνει με το ύψος H και την επιφόρτιση q και για τις δύο μεθοδολογίες. Ποσοτικά όμως, για την περίπτωση κοντών τοίχων ($H < 6$ m), η μεθοδολογία Β δίνει υψηλότερες τιμές μακροσπιν, καθώς η εκτίμηση των οριζοντίων ωθήσεων γίνεται με συντελεστή $K > K_a$. Αντιθέτως, όταν το ύψος H του τοίχου ξεπεράσει τα 6 m, οι δύο μεθοδολογίες συγκλίνουν στις προβλέψεις της μακροσπιν, καθώς η μακροσπιν προκύπτει σε βάθος $H > 6$ m, όπου και για τις δύο προβλέπεται συντελεστής $K=K_a$. Τα αποτελέσματα αυτά ισχύουν ανεξαρτήτως τιμής επιφόρτισης q , απλά οι διαφορές στις προβλεπόμενες μακροσπιν μεταξύ των 2 μεθοδολογιών για $H < 6$ m που εντοπίστηκαν αυξάνουν ποσοστιαία όσο κοντότερος είναι ο τοίχος και όσο μεγαλύτερη είναι η επιφόρτιση q .



Σχήμα 6.62 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

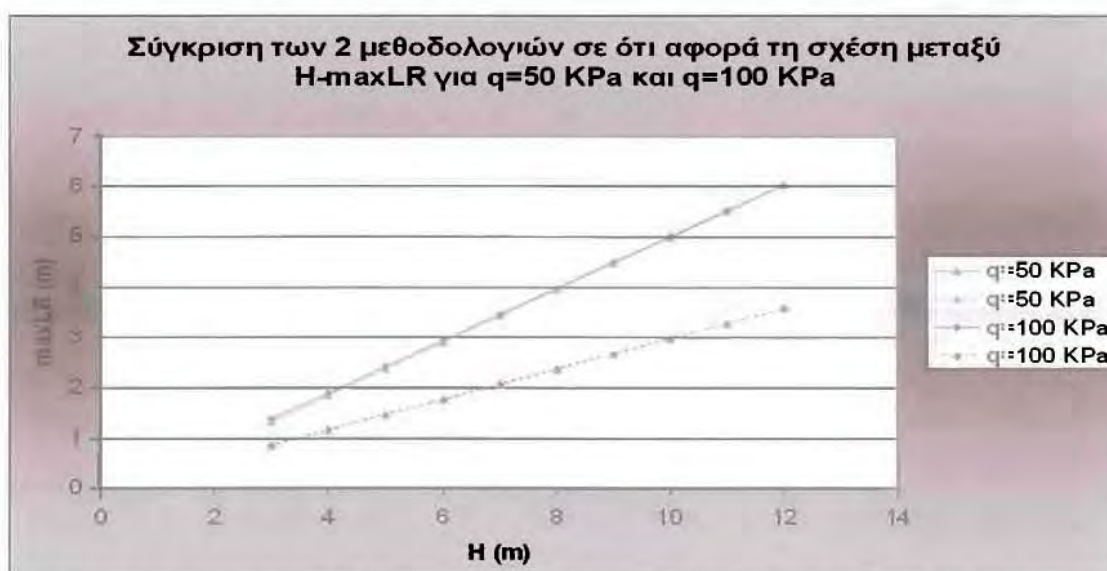
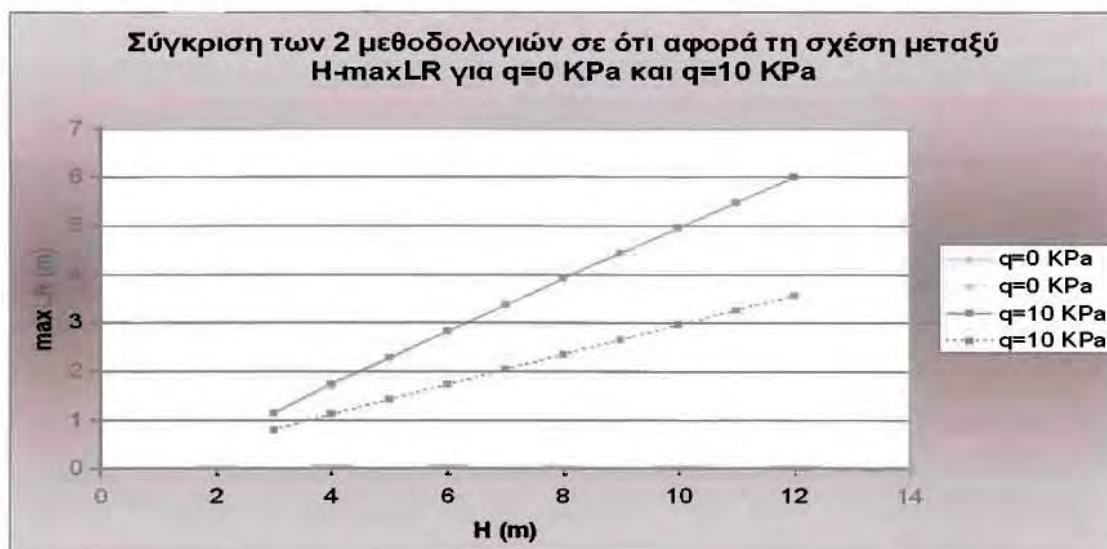
Στο Σχήμα 6.62 συγκρίνονται οι προβλέψεις για το πάχος S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών στρώσεων σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες. Όπως προκύπτει, το πάχος S_v φθίνει με το ύψος H και την επιφόρτιση q τόσο για την πρώτη όσο και για την δεύτερη μεθοδολογία. Ποσοτικά, η δεύτερη μεθοδολογία, στην περίπτωση τοίχων των οποίων το ύψος δεν υπερβαίνει τα 6-7 m (τέλος της μεταβατικής περιοχής που έχει παραπάνω οριστεί), καταλήγει σε μικρότερες τιμές της κατακόρυφης απόστασης μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού S_v . Αυτό ήταν αναμενόμενο, καθώς η δεύτερη μέθοδος δίνει μεγαλύτερες τιμές \max_{sh} συγκριτικά με την πρώτη, για τα δεδομένα ύψη τοίχου. Στους πιο ψηλούς τοίχους βέβαια ($H > 7\text{m}$), οι τιμές συγκλίνουν εφόσον $\max_{sh_A} = \max_{sh_B}$ (οι δείκτες A και B υποδηλώνουν την πρώτη και την δεύτερη μεθοδολογία αντίστοιχα).



Σχήμα 6.63 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.63, στο οποίο συγκρίνονται οι προβλέψεις των μεθοδολογιών A και B, για το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , η μετάβαση από την μεθοδολογία σχεδιασμού A στην B, έχει σαν

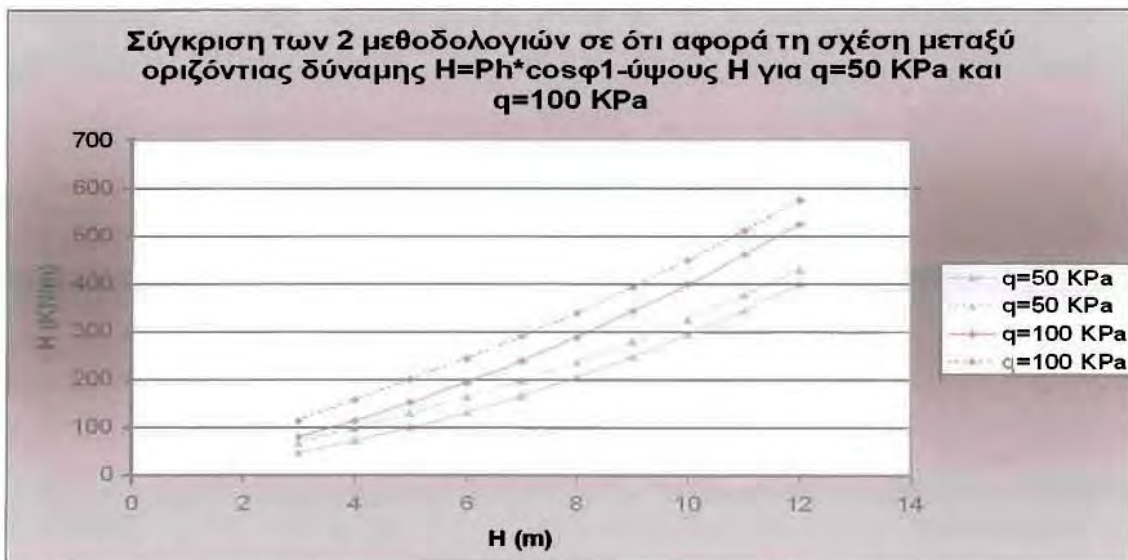
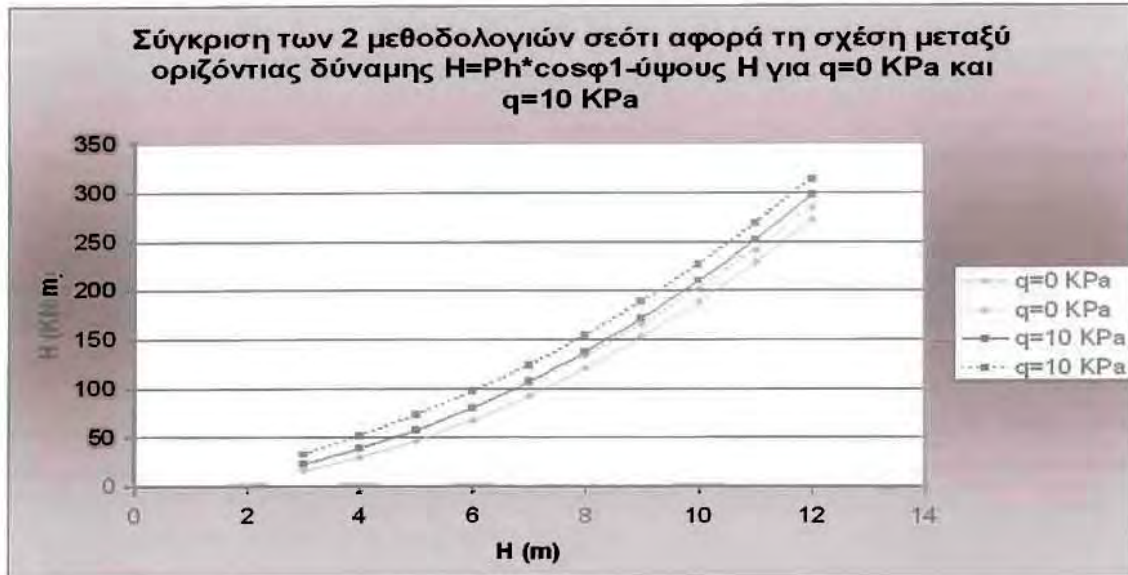
αποτέλεσμα αύξηση στις τιμές του ενεργού μήκους L_e του μελετώμενου γεωσυνθετικού. Αυτό είναι αποτέλεσμα της διαφοράς στις οριζόντιες τάσεις του εδάφους, όπου $\sigma_{HA} < \sigma_{HB}$ τουλάχιστον στους πιο κοντούς τοίχους, αλλά και της διαδικασίας υπολογισμού των τάσεων σ_{η} που ακολουθείται στις δύο μεθοδολογίες.



Σχήμα 6.64 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $\max L_R$, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στο Σχήμα 6.64 συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο μεθοδολογιών για το μέγιστο μήκος του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης. Το μέγιστο μη ενεργό μήκος γεωσυνθετικού $\max L_R$ που προκύπτει από την μεθοδολογία A, είναι αρκετά πιο μεγάλο από αυτό που προκύπτει από τη μεθοδολογία B, για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης που εξετάστηκαν. Αυτό οφείλεται στις διαφορετικές παραδοχές για την επιφάνεια αστοχίας (γραμμική στη μεθοδολογία A και δι-γραμμική B), οι οποίες είναι συναρτήσεις μόνο του ύψους H για το ίδιο έδαφος επίχωσης. Αυτό διαφαίνεται και από τα αποτελέσματα, όπου το $\max L_R$ επηρεάζεται μονάχα από το ύψος H του

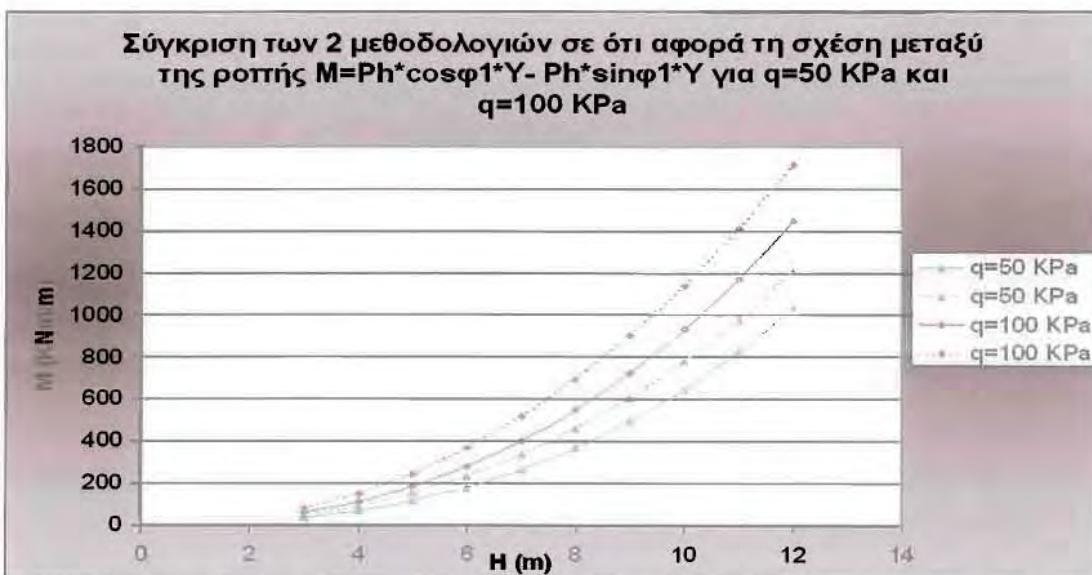
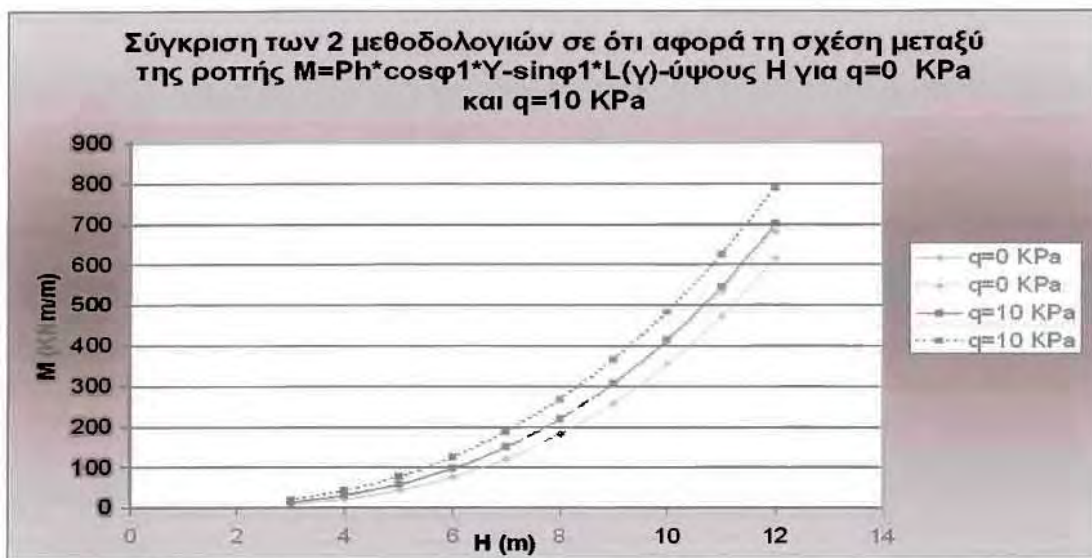
τοίχου και όχι από την τιμή της επιφόρτισης q και για τις δύο μεθόδους σχεδιασμού. Παρατηρείται πως η τάξη μεγέθους του $\max L_R$ διαφέρει κατά πολύ από την τάξη μεγέθους του L_e . Κατά συνέπεια, στην περίπτωση που το τελικό L προκύπτει από την μελέτη της εσωτερικής ευστάθειας, η συνεισφορά των L_e είναι πολύ μικρή (τουλάχιστον για συντελεστές ασφαλείας ίσους με 1.0).



Σχήμα 6.65 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στο Σχήμα 6.65 παρουσιάζεται η σύγκριση των προβλέψεων των δύο μεθοδολογιών για την επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L_{(b)}$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση. Τα διαγράμματα του παραπάνω σχήματος δηλαδή, είναι καθοριστικά για την επεξήγηση διαφορών που ενδεχομένως να προκύψουν στο πλάτος $L_{(b)}$ του τοίχου υπολογισμένο και με τις δύο μεθόδους. Όπως προκύπτει, η οριζόντια δύναμη H αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H και για τις δύο

μεθοδολογίες. Οι τιμές ωστόσο που δίνει η δεύτερη μεθοδολογία είναι μεγαλύτερες από αυτές της πρώτης, ισχύει δηλαδή $H_B > H_A$, κι αυτό οφείλεται στο ότι η μεθοδολογία Β θεωρεί σαφώς μεγαλύτερες οριζόντιες τάσεις (βλέπε Σχήμα 6.61 για σύγκριση των $\max\sigma_h$).

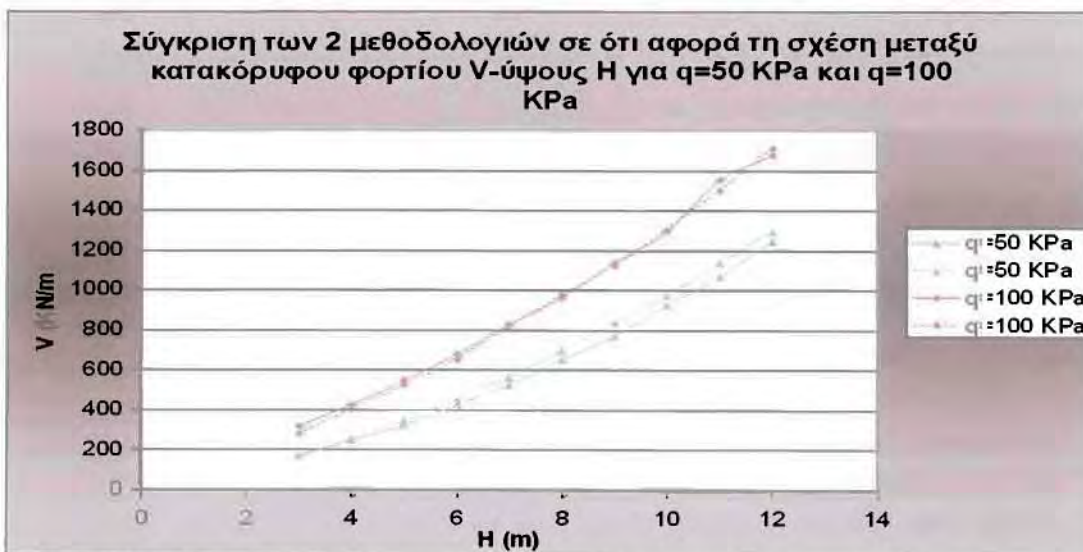
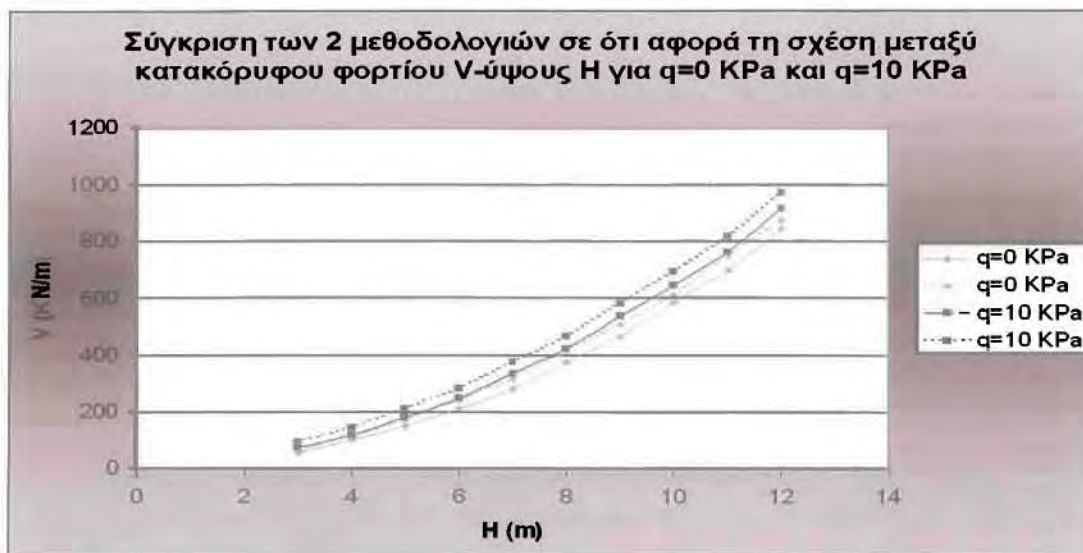


Σχήμα 6.66 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στις προβλέψεις των δύο μεθοδολογιών σχετικά με την ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L_{(c)}$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.66 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M και για τις δύο μεθοδολογίες. Η μελέτη των διαγραμμάτων του σχήματος, οδηγεί στο συμπέρασμα, πως για κάθε τιμή του φορτίου q και του ύψους H , η ροπή ανατροπής της δεύτερης μεθοδολογίας είναι μεγαλύτερη από την ροπή ανατροπής της πρώτης, δηλαδή $M_B > M_A$. Αναμένεται λοιπόν, πως μία ανάλογη

σχέση θα συνδέει και τα πλάτη $L_{(c)}$ που θα προκύψουν από τους υπολογισμούς και των δύο μεθοδολογιών.

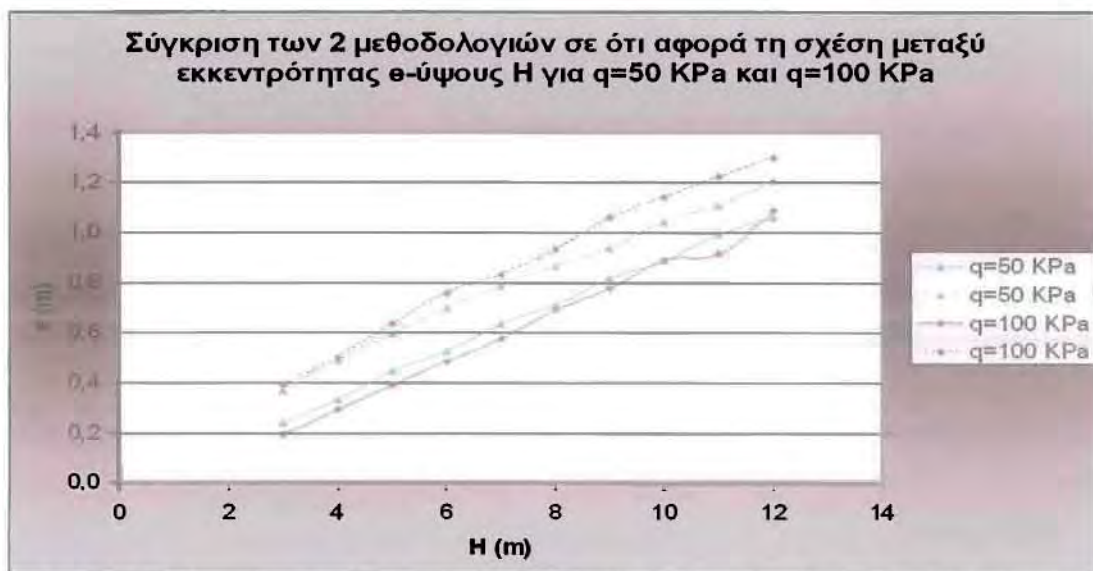
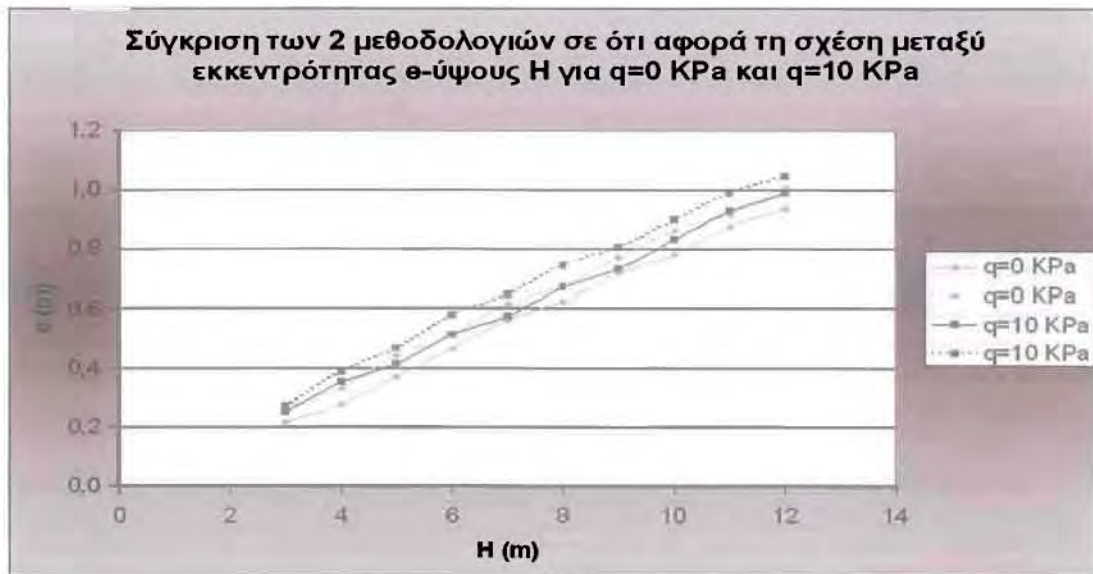
Αντίστοιχα, στα Σχήματα 6.67 και 6.68 που ακολουθούν, η έμφαση δίνεται στις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των δύο μεθοδολογιών σχετικά με το συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και την εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους $L_{(d)}$, μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Συνεπώς, τα διαγράμματα των σχημάτων είναι καθοριστικά για τις επεξηγήσεις τυχόν διαφορών στα μήκη $L_{(d)}$ των γεωσυνθετικών, που θα προκύψουν από την μελέτη των δύο μεθοδολογιών.



Σχήμα 6.67 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.67α, για τιμές επιφόρτισης $q = 0$ KPa και $q = 10$ KPa, οι υπολογισμοί του ελέγχου φέρουσας ικανότητας, για κάθε ύψος τοίχου, σύμφωνα με την δεύτερη μεθοδολογία, οδηγούν σε ελαφρά μόνο μεγαλύτερες τιμές του κατακόρυφου φορτίου V από αυτές που προκύπτουν από τους υπολογισμούς

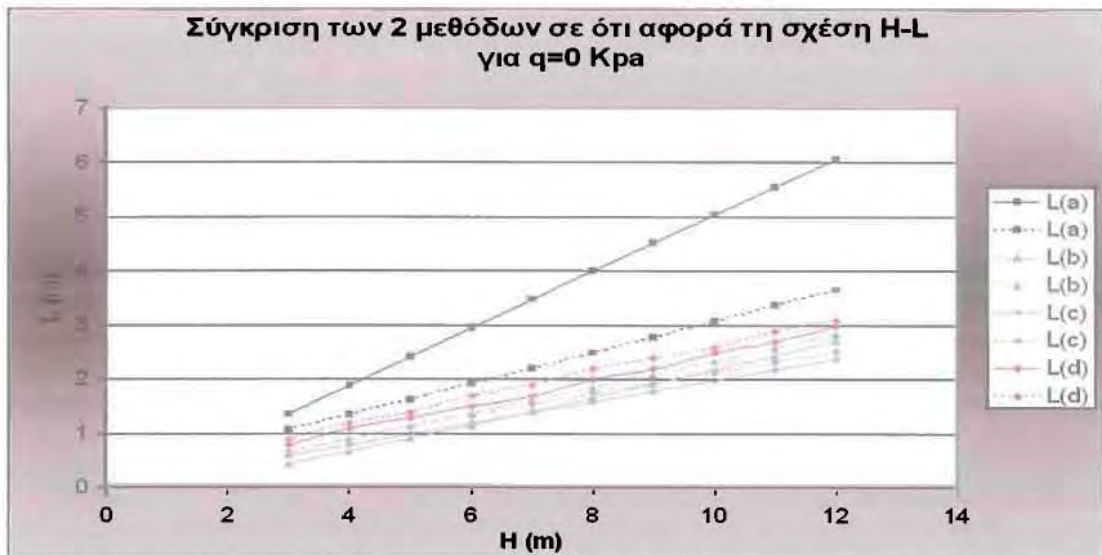
φέρουσας ικανότητας της πρώτης, δηλαδή $V_B \geq V_A$. Συνεπώς, για μικρές τιμές επιφόρτισης q , αναμένεται πως $L_{(d)B} > L_{(d)A}$. Το ίδιο φαίνεται να ισχύει και για $q = 50$ KPa, αλλά οι διαφορές φθίνουν με το φορτίο q και πρακτικώς μηδενίζονται ή και αντιστρέφονται για $q = 100$ KPa, σύμφωνα με το Σχήμα 6.67β.



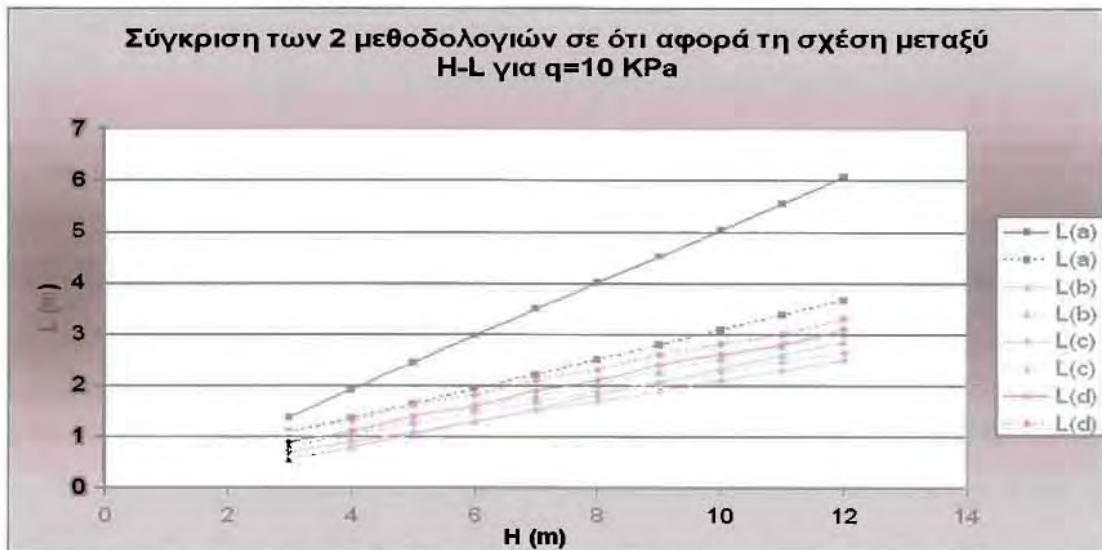
Σχήμα 6.68 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V , για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.68, για κάθε περίπτωση ύψους H και επιφόρτισης q , ισχύει ότι η εκκεντρότητα της μεθοδολογίας B είναι μεγαλύτερη εκείνης της μεθοδολογίας A. Αυτή η διαφορά οφείλεται στις σαφώς μεγαλύτερες ροπές ανατροπής M που προβλέπει η μεθοδολογία B, οι οποίες καθορίζουν τις μεγαλύτερη εκκεντρότητα, έναντι των ελαφρώς μόνο μεγαλύτερων κατακορύφων φορτίων V .

Στα Σχήματα 6.69 έως 6.72 συγκρίνονται οι προβλέψεις για τις τιμές του πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους τέσσερις ελέγχους, και για τις δύο μεθοδολογίες.



Σχήμα 6.69 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση q=0 KPa.

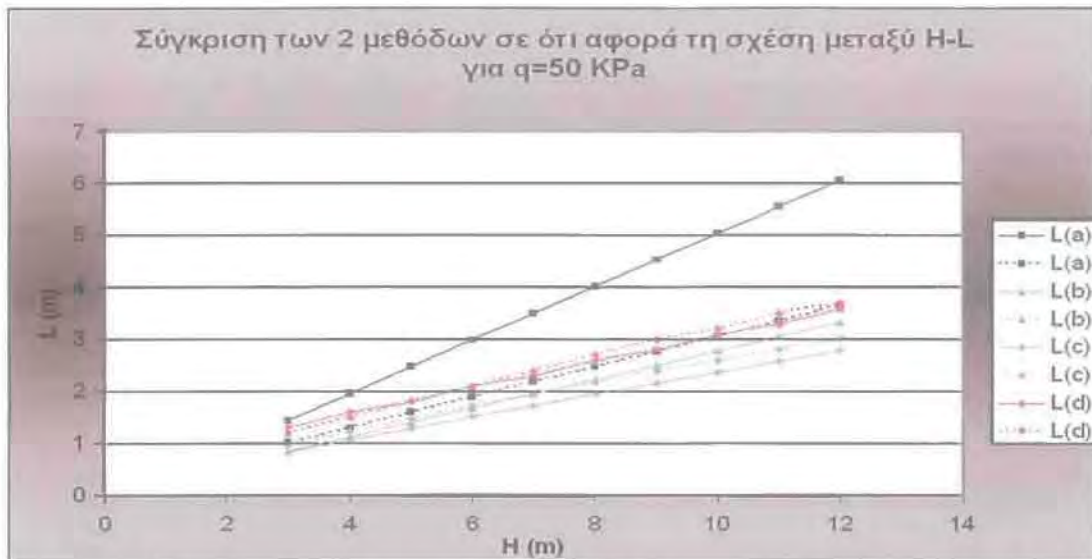


Σχήμα 6.70 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση q = 10 KPa.

Πιο συγκεκριμένα, το Σχήμα 6.69 κάνει τη σύγκριση των μηκών $L_{(a)}$, $L_{(b)}$, $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$ που προκύπτουν αντίστοιχα από τους ελέγχους εσωτερικής ευστάθειας, ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας, υπό μηδενική επιφόρτιση ($q=0\text{kPa}$), ενώ τα Σχήματα 6.70, 6.71 και 6.72 κάνουν την ίδια σύγκριση για $q=10, 50$ και 100kPa , αντίστοιχα. Ως γενικό συμπέρασμα από τις συγκρίσεις αυτές προκύπτει ότι για κάθε ύψος τοίχου H και επιφόρτιση q, ισχύει:

- $L_{(a)A} \gg L_{(a)B}$, εφόσον το $L_{(a)}$ είναι συνάρτηση του $\max L_R$, για το οποίο ισχύει $\max L_{RA} \gg \max L_{RB}$ (Σχήμα 6.64).
- $L_{(b)B} > L_{(b)A}$, εφόσον το $L_{(b)}$ είναι συνάρτηση των οριζοντίων ωθήσεων H, για τις οποίες ισχύει $H_B > H_A$ (Σχήμα 6.65)
- $L_{(c)B} > L_{(c)A}$, εφόσον το $L_{(c)}$ είναι συνάρτηση των ροπών ανατροπής M, για τις οποίες ισχύει $M_B > M_A$ (Σχήμα 6.66)

- $L_{(d)B} > L_{(d)A}$, εφόσον το $L_{(d)}$ είναι συνάρτηση των κατακόρυφων φορτίων V και της εκκεντρότητας e , για τα οποία ισχύει: $V_B \geq V_A$ και $e_B > e_A$ (Σχήματα 6.67 και 6.68).
- Και για τις δύο μεθοδολογίες, οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H και το L_e να εξαρτάται μεν και από το q , αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτήσεως του H , όσο και της επιφόρτισης q .



Σχήμα 6.71 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q = 50$ KPa.

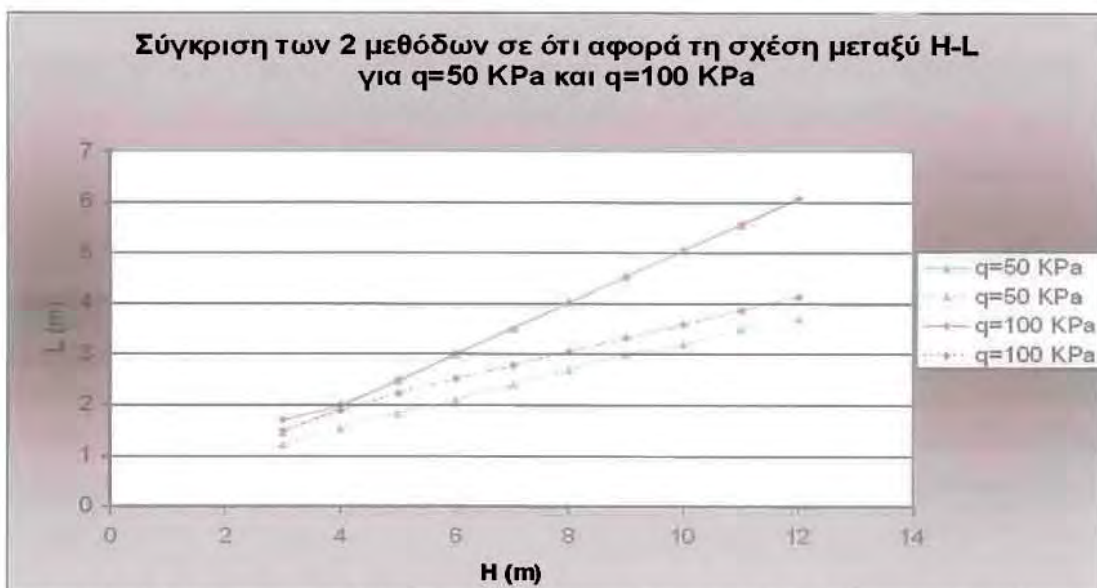
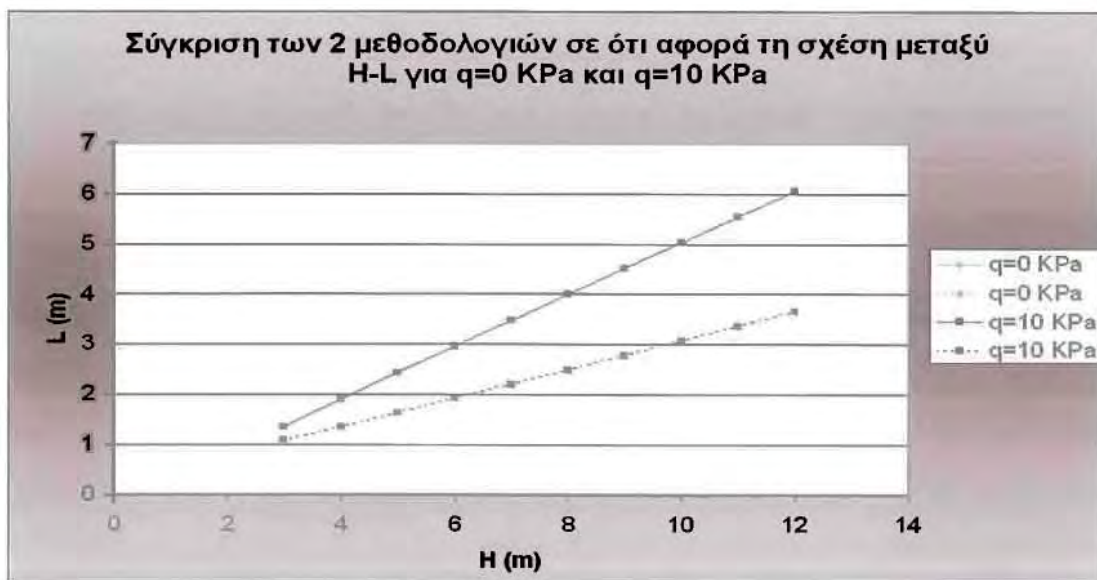


Σχήμα 6.72 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q = 100$ KPa

Ειδικότερα για $q=0$ KPa, ισχύει $L=L_{(a)}$ ανεξαρτήτως ύψους H , επιφόρτισης q και μεθοδολογίας. Όταν το φορτίο αυξηθεί στα 10 KPa, ο έλεγχος εσωτερικής

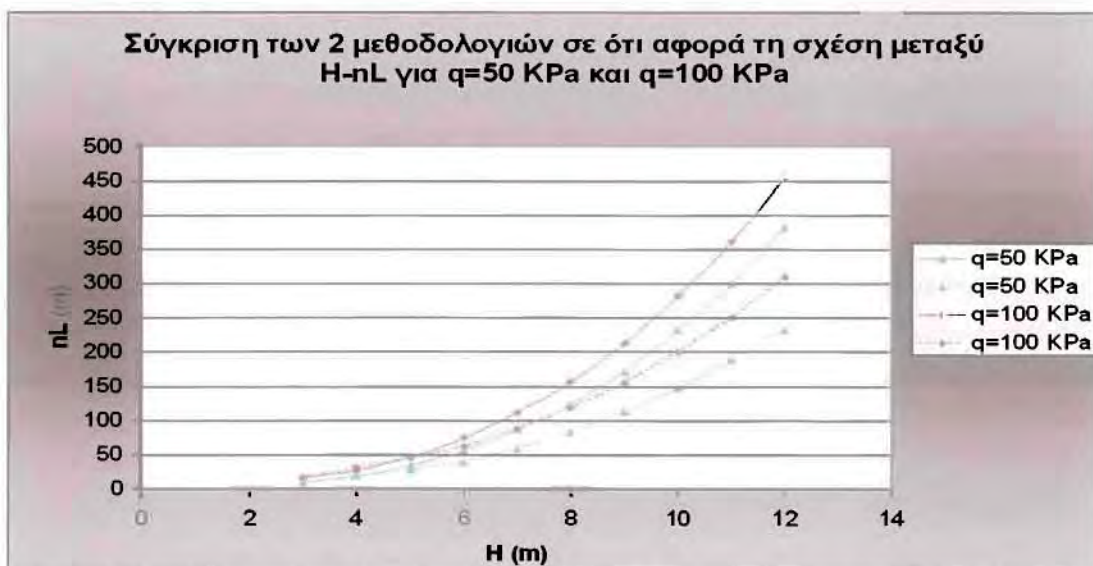
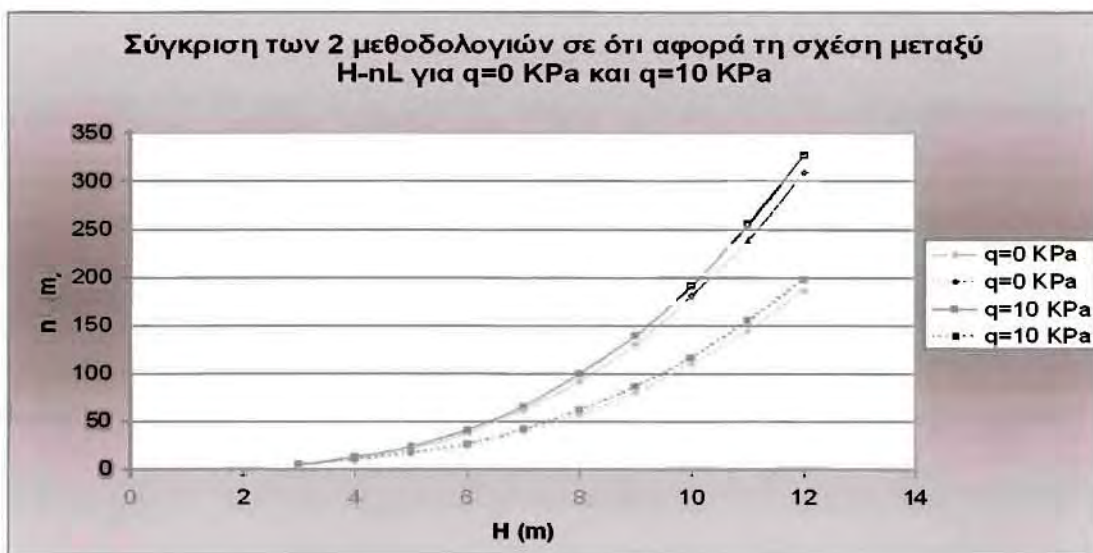
ευστάθειας εξακολουθεί να είναι κρίσιμος και για τις δύο μεθοδολογίες. Εξαιρέση μονάχα αποτελεί το σημείο στο οποίο το ύψος του τοίχου είναι $H=3$ m, όπου στην περίπτωση της μεθοδολογίας Β κρίσιμότερο L προκύπτει από τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας.

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι συγκρίσεις και για $q=50$ και 100 kPa. Πιο συγκεκριμένα, για $q = 50$ KPa, ενώ για τη μεθοδολογία Α εξακολουθεί να ισχύει $L=L_{(a)}$, δε συμβαίνει το ίδιο και για τη μεθοδολογία Β, όπου για κοντό τοίχο ($H < 6$ m), ως κρίσιμότερος προκύπτει ο έλεγχος ολίσθησης, ενώ για υψηλότερους τοίχους κρίσιμότερος είναι ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας. Όταν το φορτίο αυξηθεί στα $q = 100$ kPa, για την πρώτη μεθοδολογία κρίσιμότερος είναι ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας για $H \geq 4$ m, αλλά για $H < 4$ m μεγαλύτερες τιμές μήκους προκύπτουν από τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας. Όσον αφορά στη δεύτερη μεθοδολογία, οι τιμές του μήκους $L_{(b)}$, οι οποίες είναι αποτέλεσμα του μηχανισμού ολίσθησης, είναι μεγαλύτερες από τις $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$.



Σχήμα 6.73 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στο τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

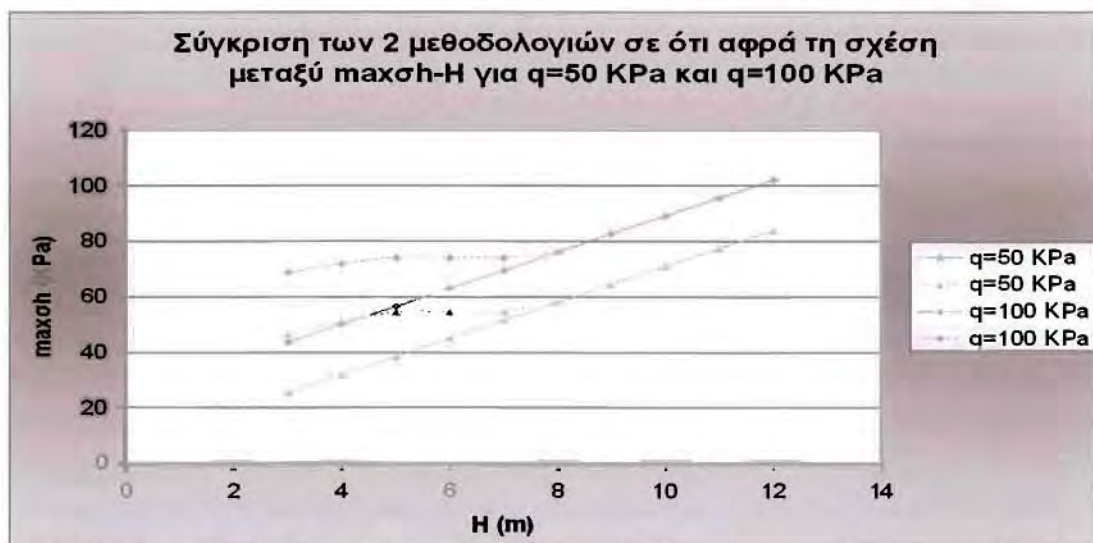
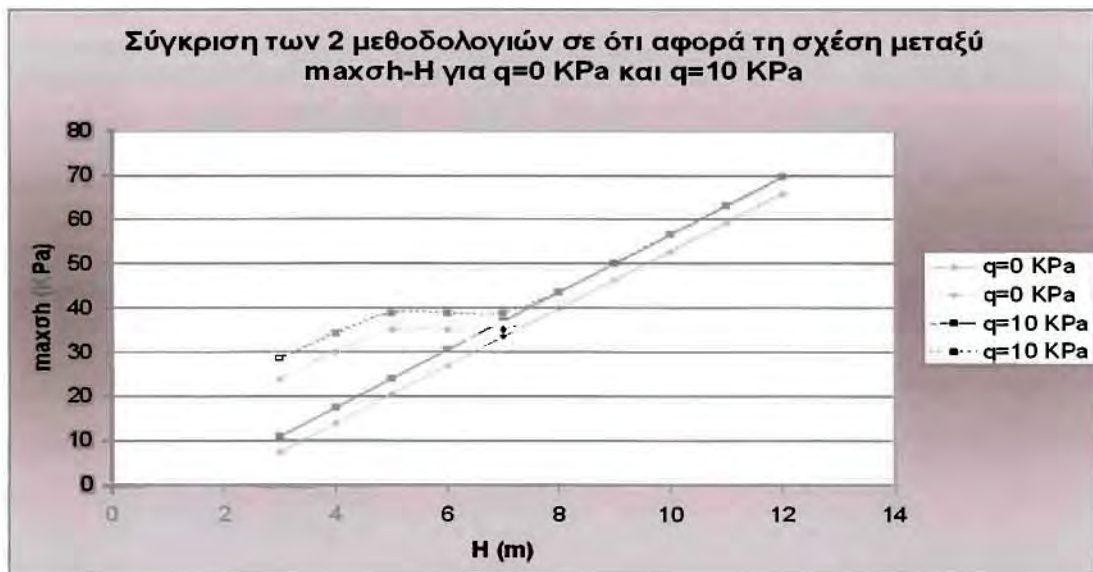
Στο Σχήμα 6.73 γίνεται σύγκριση των προβλέψεων για το τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του τοίχου σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες. Από τα δύο παραπάνω διαγράμματα φαίνεται πως η μεθοδολογία A δίνει γενικώς μεγαλύτερο τελικό μήκος L από τη μεθοδολογία B, και μάλιστα όσο πιο ψηλός είναι ο τοίχος η διαφορά στα μήκη αυξάνει. Η επίδραση της επιφόρτισης q είναι σχετικώς μικρή, και πρακτικώς σημαντική μόνο για τη μεθοδολογία B. Οι συγκρίσεις του Σχήματος 6.73 υποδεικνύουν ότι όσο μεγαλύτερη η επιφόρτιση q , τόσο πλησιάζουν οι προβλέψεις για το L από τις δύο μεθοδολογίες, και μάλιστα για ιδιαίτερα κοντούς τοίχους ($H \leq 4\text{m}$) και $q=100\text{kPa}$, η μεθοδολογία B δίνει μεγαλύτερη τιμή του L . Θα πρέπει να υπογραμμισθεί ότι για $q=0$ και 10kPa όλες οι προβλέψεις του L προέρχονται τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας και για τις δύο μεθοδολογίες. Αυτό εξακολουθεί να ισχύει και για μεγαλύτερες τιμές q για τη μεθοδολογία A (με εξαίρεση τις περιπτώσεις $H \leq 4\text{m}$ και $q=100\text{kPa}$), αλλά όχι για τη μεθοδολογία B για την οποία οι τελικές τιμές του L προκύπτουν και από άλλους ελέγχους.



Σχήμα 6.74 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), για μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Το συνολικό μήκος του γεωσυνθετικού που πρέπει να χρησιμοποιηθεί με στόχο την επαρκή ενίσχυση ενός τοίχου, αφενός μεν εξαρτάται από το μήκος L της κάθε μιας στρώσης, αφετέρου δε από το πλήθος n των στρώσεων αυτού. Πρακτικώς, το συνολικό μήκος ισούται με nL , και με βάση το Σχήμα 6.74, η μεθοδολογία Α απαιτεί σαφώς μεγαλύτερο μήκος γεωσυνθετικού υλικού, με εξαίρεση μόνο την περίπτωση. Αυτό οφείλεται στο ότι $L_A > L_B$ (βλ. Σχήμα 6.73), γεγονός που υπερνικά την επίδραση της σχέσης $S_{vA} \geq S_{vB}$ ($\Rightarrow n_A \leq n_B$) που εντοπίστηκε στο Σχήμα 6.62. Η εξαίρεση που προαναφέρθηκε (για $H \leq 4\text{m}$ και $q=100\text{kPa}$) οφείλεται στο ότι γι' αυτή την περίπτωση και μόνο ισχύει $L_A < L_B$.

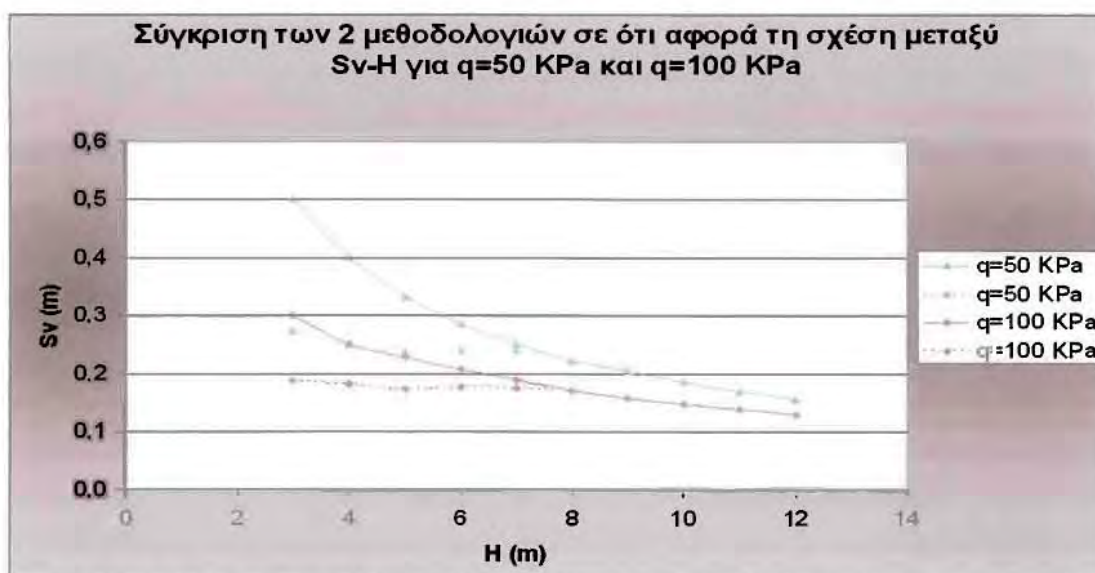
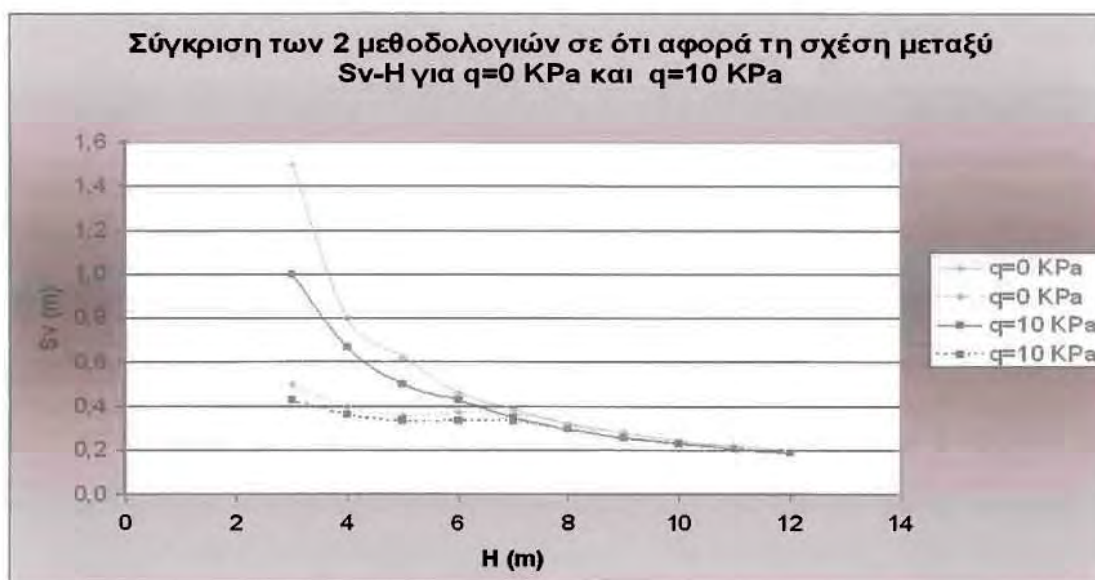
6.4.2 Διερεύνηση για συνεκτικό έδαφος επίχωσης



Σχήμα 6.75 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στη μέγιστη οριζόντια τάση $maxsh$ πίσω από τον τοίχο, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10\text{ KPa}$ και β) $q = 50-100\text{ KPa}$

Στο Σχήμα 6.75 συγκρίνονται οι προβλέψεις για τη μέγιστη οριζόντια τάση $maxsh$ πίσω από τον τοίχο σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες. Όπως προκύπτει, δεν

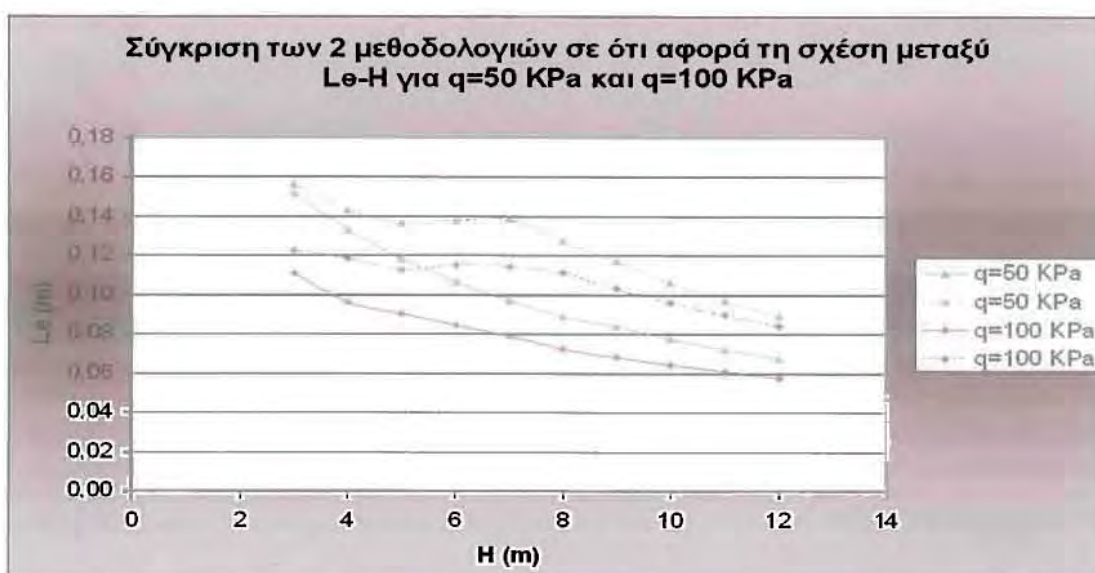
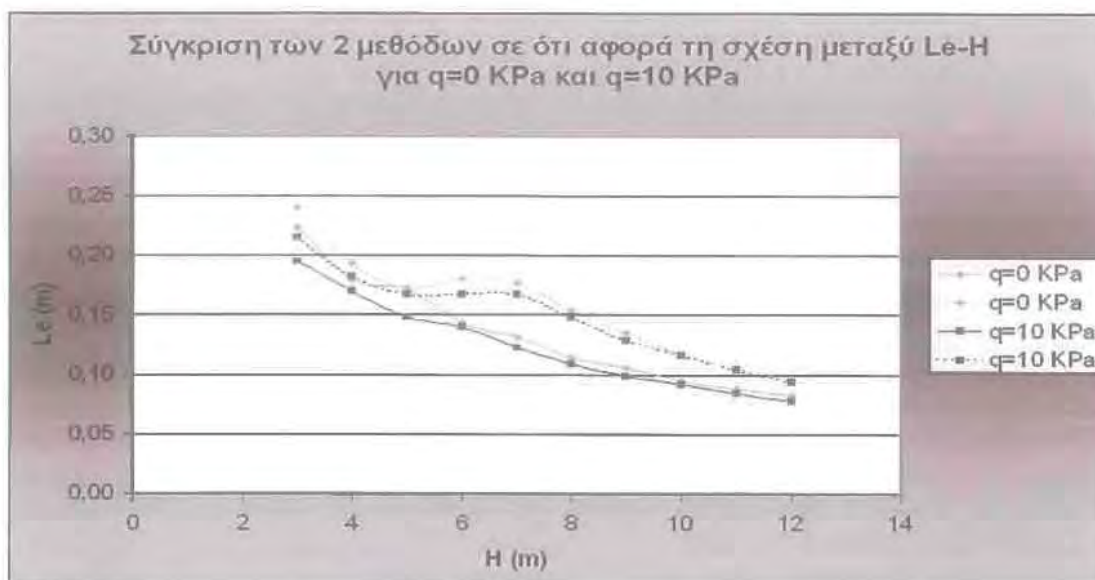
υπάρχουν ποιοτικές διαφορές μεταξύ των 2 μεθοδολογιών, καθώς η μακρσθ αυξάνει με το ύψος H και την επιφόρτιση q και για τις δύο μεθοδολογίες. Ποσοτικά όμως, για την περίπτωση σχετικά κοντών τοίχων ($H < 8$ m), η μεθοδολογία Β δίνει υψηλότερες τιμές μακρσθ, καθώς η εκτίμηση των οριζοντίων ωθήσεων γίνεται με συντελεστή $K > K_a$. Αντιθέτως, όταν το ύψος H του τοίχου ξεπεράσει τα 8 m, οι δύο μεθοδολογίες συγκλίνουν στις προβλέψεις της μακρσθ, καθώς η μακρσθ προκύπτει σε βάθος $H > 6$ m, όπου και για τις δύο προβλέπεται συντελεστής $K = K_a$. Η μεταβατική περιοχή, στην οποία οι μέγιστες οριζόντιες τάσεις της κάθε μεθοδολογίας λαμβάνουν παραπλήσιες τιμές, είναι πλέον πιο εμφανής.



Σχήμα 6.76 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στην ομοιόμορφη κατακόρυφη απόσταση μεταξύ γεωσυνθετικών στρώσεων S_v , για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στο Σχήμα 6.76 συγκρίνονται οι προβλέψεις για το πάχος S_v μεταξύ των γεωσυνθετικών στρώσεων σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Όπως προκύπτει, το πάχος S_v φθίνει με το ύψος H και την

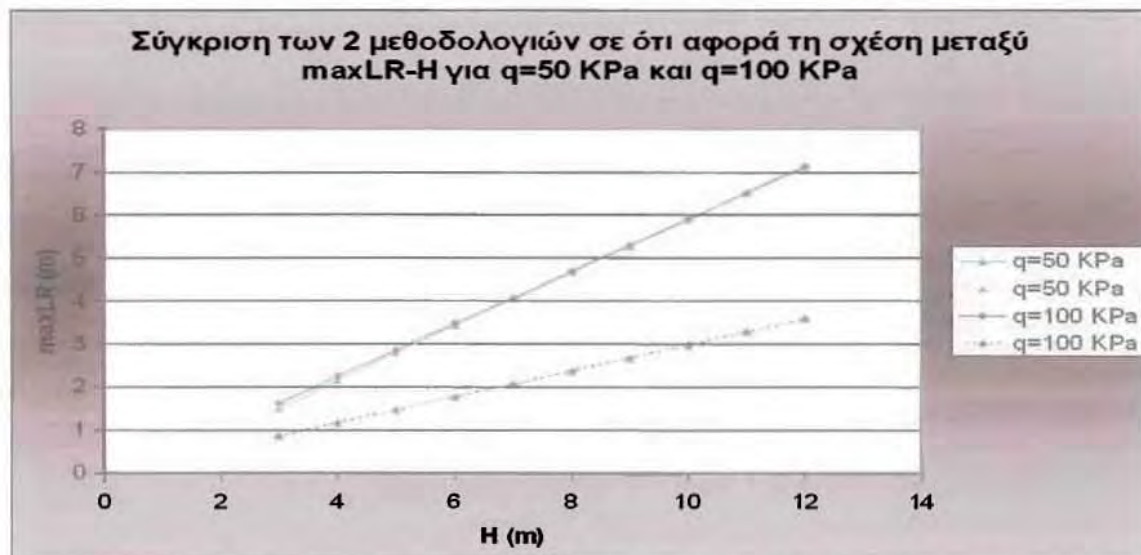
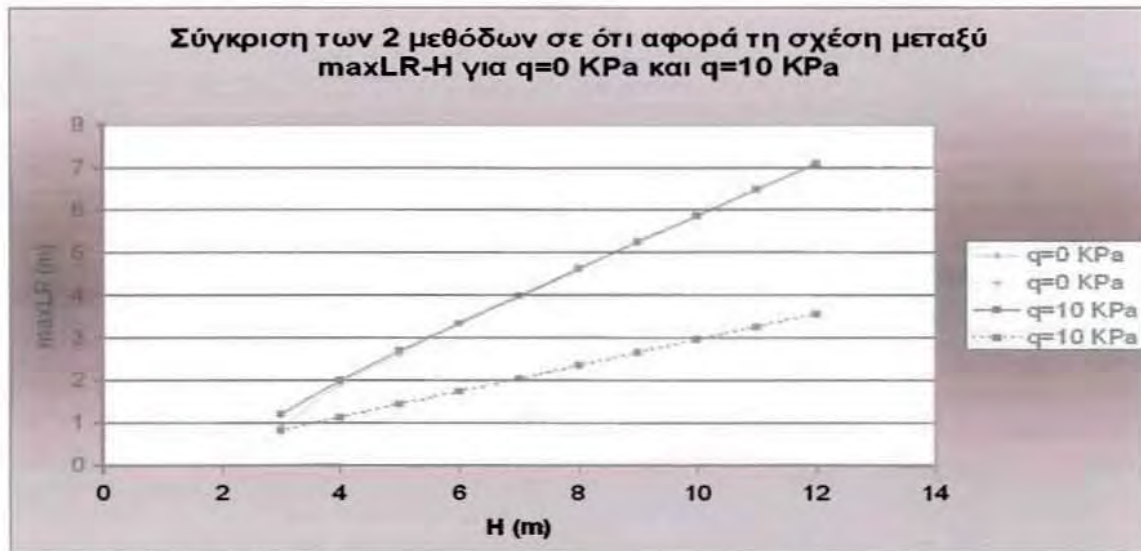
επιφόρτιση q τόσο για την πρώτη όσο και για την δεύτερη μεθοδολογία, με τη μεθοδολογία A να δίνει τιμές S_v μεγαλύτερες ή ίσες εκείνων για τη μεθοδολογία B. Πιο συγκεκριμένα, η μεθοδολογία B, στην περίπτωση τοίχων με $H < 8\text{m}$, καταλήγει σε τιμές της κατακόρυφης απόστασης μεταξύ των στρώσεων του γεωσυνθετικού S_v σαφώς μικρότερες από εκείνες της μεθοδολογίας A, λόγω των μεγαλύτερων s_h που υιοθετεί (βλέπε Σχήμα 6.75). Για υψηλότερους τοίχους, οι δύο μεθοδολογίες συγκλίνουν σε ίδια τιμή S_v , όπως συγκλίνουν και οι τιμές της $maxsh$.



Σχήμα 6.77 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στο αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10\text{ KPa}$ και β) $q = 50-100\text{ KPa}$

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.77, στο οποίο συγκρίνονται οι προβλέψεις των μεθοδολογιών A και B, για το αναγκαίο μήκος αγκύρωσης των γεωσυνθετικών στρώσεων L_e , η μετάβαση από την πρώτη μεθοδολογία σχεδιασμού στην δεύτερη έχει σαν αποτέλεσμα αύξηση στις τιμές του ενεργού μήκους L_e , ομοίως με την περίπτωση του μη συνεκτικού εδάφους. Αυτό οφείλεται στη διαφορά στις οριζόντιες τάσεις του εδάφους, όπου $s_{hA} < s_{hB}$ τουλάχιστον στους πιο κοντούς τοίχους, αλλά

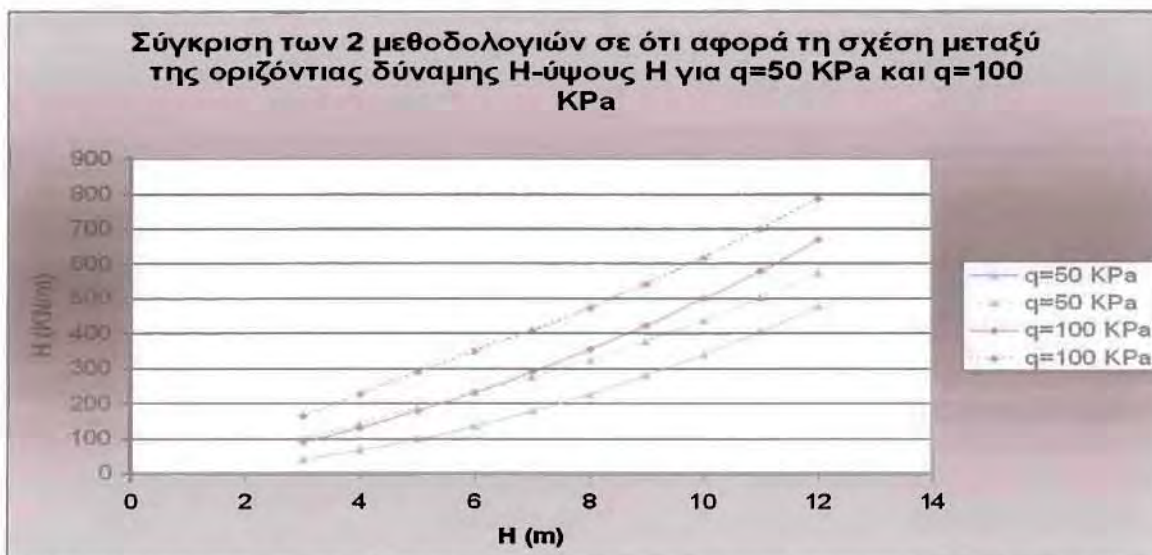
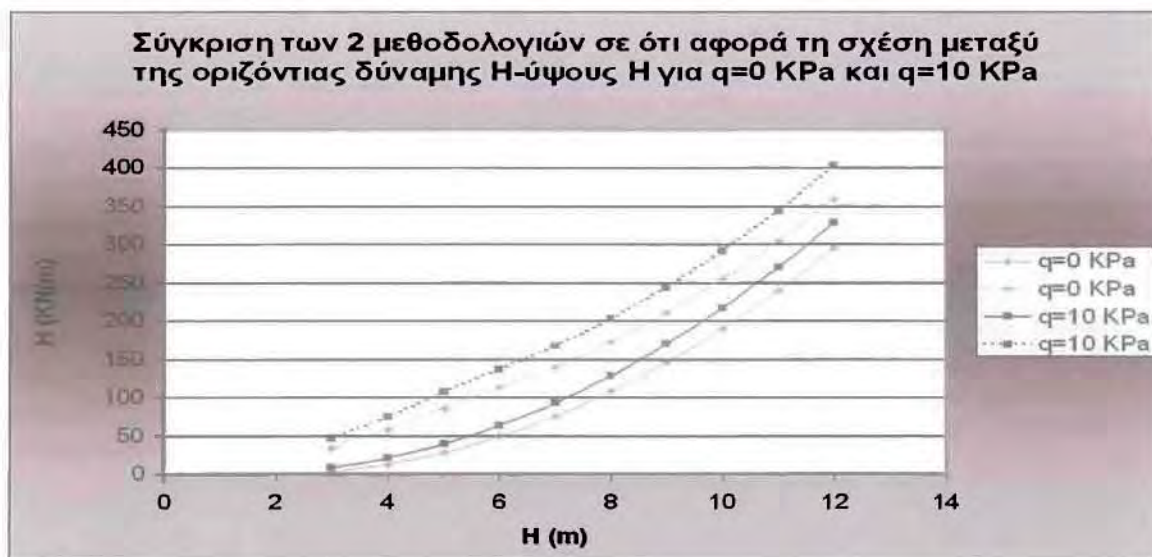
και στην διαδικασία υπολογισμού των ορθών τάσεων σ_i , η οποία είναι διαφορετική για την κάθε μεθοδολογία.



Σχήμα 6.78 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στη μέγιστη τιμή μήκους του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης $\max LR$, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

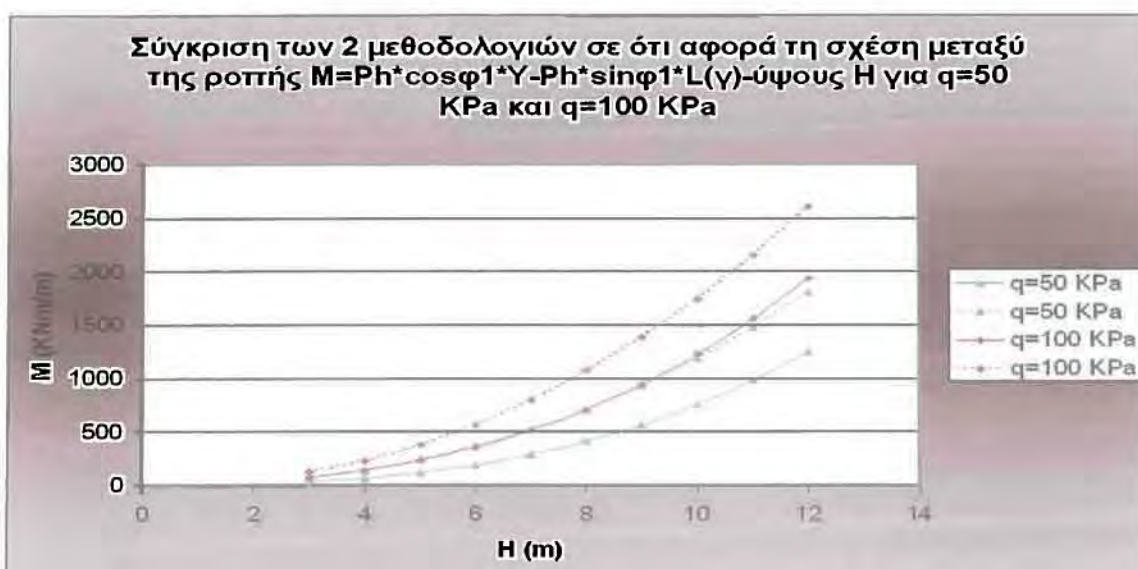
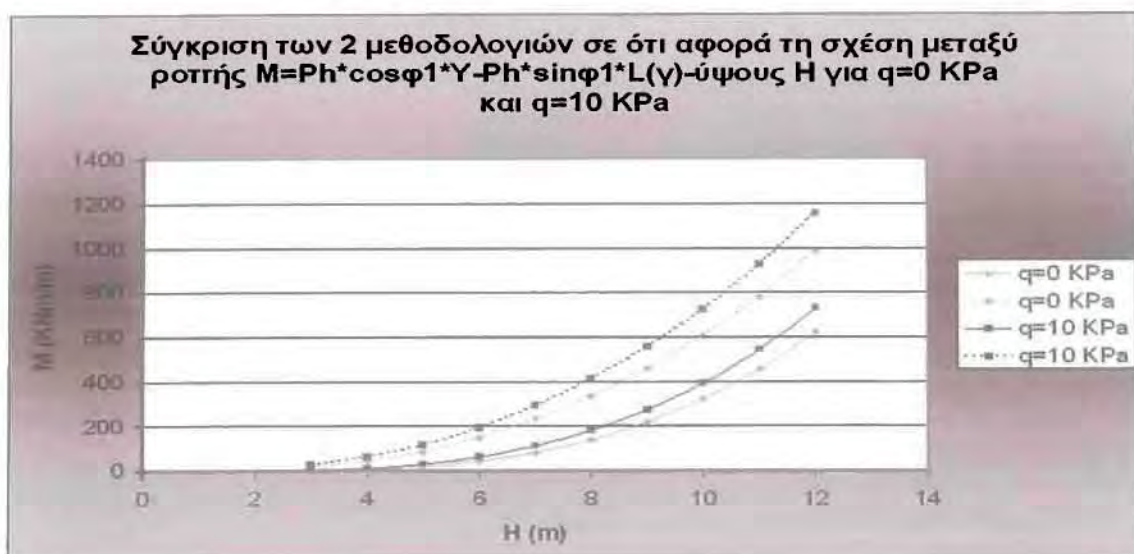
Στο Σχήμα 6.78 συγκρίνονται τα αποτελέσματα των δύο μεθοδολογιών για το μέγιστο μήκος του γεωσυνθετικού εντός της ενεργού ζώνης. Και για τις τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης των δύο παραπάνω διαγραμμάτων, η πρώτη μεθοδολογία δίνει σχεδόν διπλάσιες τιμές μέγιστου μη ενεργού μήκους γεωσυνθετικού, συγκριτικά με αυτές που προκύπτουν από την δεύτερη. Αυτό οφείλεται στις διαφορετικές παραδοχές για την επιφάνεια αστοχίας (γραμμική στη μεθοδολογία A και δι-γραμμική B), οι οποίες είναι συναρτήσεις μόνο του ύψους H για το ίδιο έδαφος επίχωσης. Αυτό διαφαίνεται και από τα αποτελέσματα, όπου το $\max LR$ επηρεάζεται μονάχα από το ύψος H του τοίχου και όχι από την τιμή της επιφόρτισης q και για τις δύο μεθόδους σχεδιασμού. Παρατηρείται πως η τάξη μεγέθους του $\max LR$ διαφέρει κατά πολύ από την τάξη μεγέθους του L_e . Κατά συνέπεια, στην περίπτωση που το

τελικό L προκύπτει από την μελέτη της εσωτερικής ευστάθειας, η συνεισφορά των L_e είναι πολύ μικρή (τουλάχιστον για συντελεστές ασφαλείας ίσους με 1.0).



Σχήμα 6.79 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στη συνολική οριζόντια ώθηση γαιών H , για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ Kpa

Στο Σχήμα 6.79 παρουσιάζεται η σύγκριση των προβλέψεων των δύο μεθοδολογιών για την επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην τιμή της συνολικής οριζόντιας ώθησης γαιών H (σε KN ανά τρέχον m τοίχου) που θα κληθεί να αναληφθεί μέσω τριβής στο κάτω μέρος του τοίχου, πλάτους $L_{(b)}$, ώστε να αποφευχθεί η ολίσθηση. Τα διαγράμματα του παραπάνω σχήματος δηλαδή, είναι καθοριστικά για την επεξήγηση διαφορών που ενδεχομένως να προκύψουν στο πλάτος $L_{(b)}$ του τοίχου υπολογισμένο και με τις δύο μεθόδους. Η οριζόντια δύναμη H υπολογισμένη σύμφωνα με τον τύπο των διαγραμμάτων, αυξάνει σχεδόν γραμμικά με το ύψος H και για τις δύο μεθοδολογίες. Οι τιμές ωστόσο που δίνει η μεθοδολογία B είναι μεγαλύτερες από αυτές της A, ισχύει δηλαδή $H_B > H_A$.

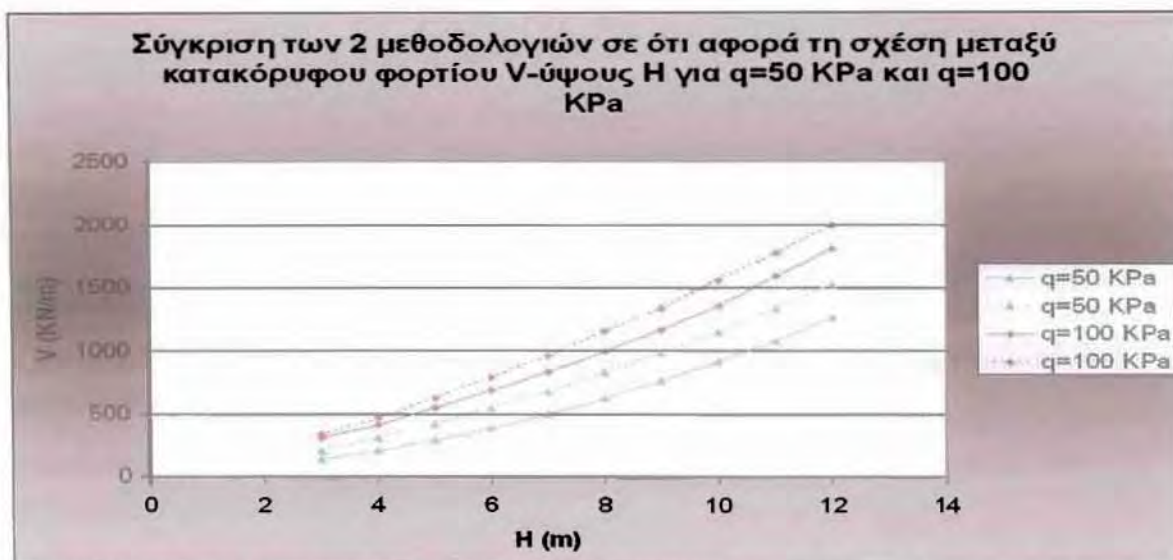
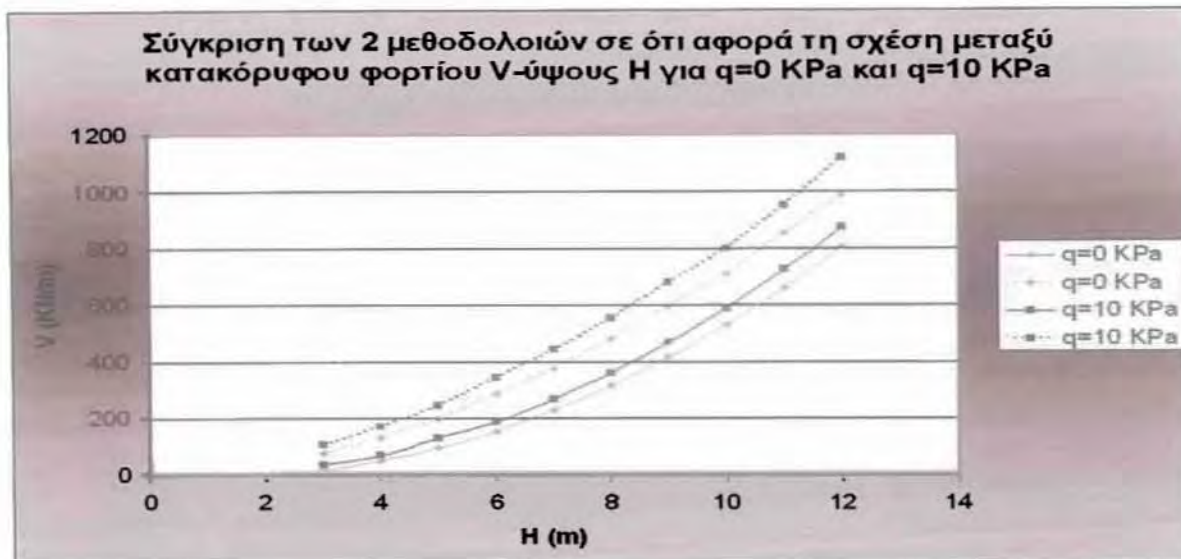


Σχήμα 6.80 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στη ροπή ανατροπής M λόγω ωθήσεων γαιών, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στη συνέχεια, η έμφαση δίνεται στις προβλέψεις των δύο μεθοδολογιών σχετικά με την ροπή ανατροπής M (ως προς τον πόδα του τοίχου) λόγω ωθήσεων γαιών που θα κληθεί ν' αναληφθεί από τη ροπή ευστάθειας του τοίχου, πλάτους $L_{(c)}$, λόγω ίδιου βάρους και της επιφόρτισης q στο άνω μέρος του. Πιο συγκεκριμένα, στο Σχήμα 6.80 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους H και της επιφόρτισης q στην εν λόγω ροπή ανατροπής M και για τις δύο μεθοδολογίες. Η μελέτη των διαγραμμάτων του σχήματος, οδηγεί στο συμπέρασμα, πως για κάθε τιμή του φορτίου q και του ύψους H , η ροπή ανατροπής της μεθοδολογίας B είναι μεγαλύτερη από την ροπή ανατροπής της A, δηλαδή $M_B > M_A$. Αναμένεται λοιπόν, πως μία ανάλογη σχέση θα συνδέει και τα πλάτη $L_{(c)}$ που θα προκύψουν από τους υπολογισμούς για τον έλεγχο ανατροπής και των δύο μεθοδολογιών.

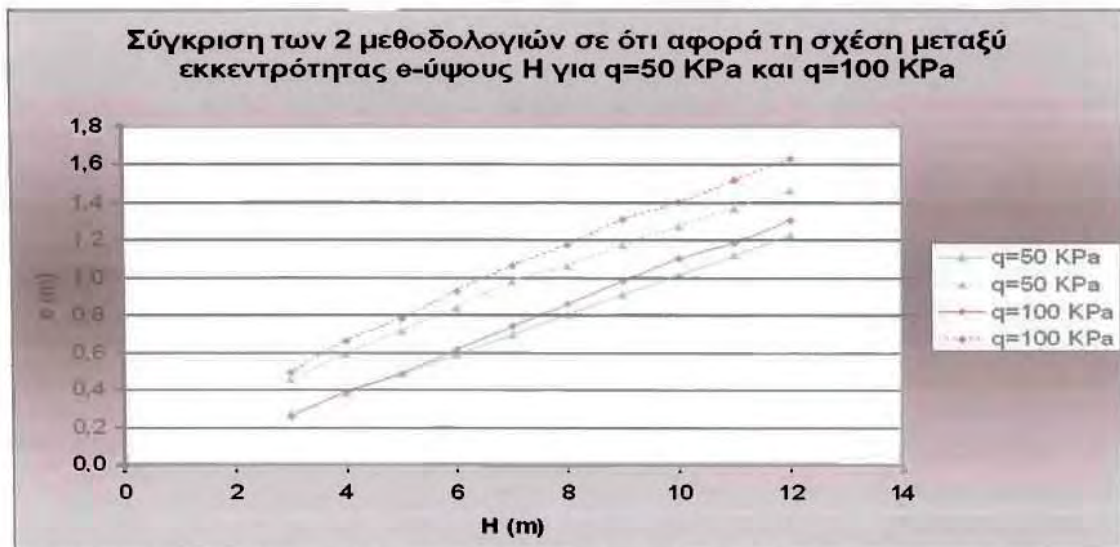
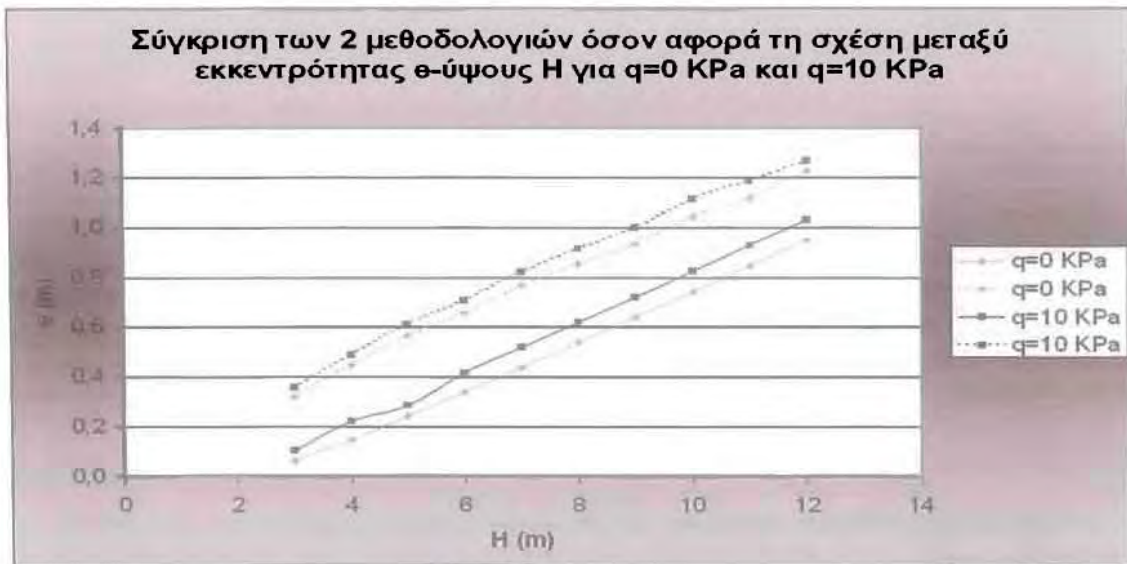
Στα Σχήματα 6.81 και 6.82 που ακολουθούν, η έμφαση δίνεται στις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των δύο μεθοδολογιών σχετικά με το συνολικό κατακόρυφο φορτίο V (στη στάθμη έδρασης του τοίχου) και την εκκεντρότητα e αυτού, που θα κληθούν

ν' αναληφθούν από τη θεμελίωσή του τοίχου, πλάτους $L_{(d)}$, μέσω ελέγχου της φέρουσας ικανότητάς του. Συνεπώς, τα διαγράμματα των σχημάτων είναι καθοριστικά για τις επεξηγήσεις τυχόν διαφορών στα μήκη $L_{(d)}$ των γεωσυνθετικών, που θα προκύψουν από την μελέτη των δύο μεθοδολογιών.



Σχήμα 6.81 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στο συνολικό κατακόρυφο φορτίο V στη στάθμη έδρασης για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

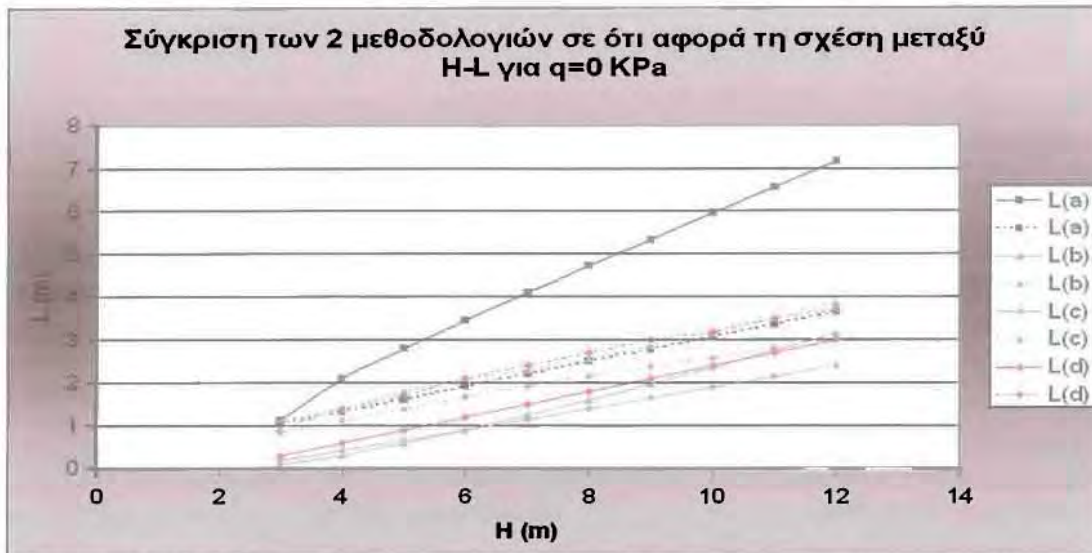
Σύμφωνα με το Σχήμα 6.81α, για τιμές επιφόρτισης $q = 0$ KPa και $q = 10$ KPa, οι υπολογισμοί του ελέγχου φέρουσας ικανότητας, για κάθε ύψος τοίχου, σύμφωνα με την δεύτερη μεθοδολογία, οδηγούν σε μεγαλύτερες τιμές του κατακόρυφου φορτίου V από αυτές που προκύπτουν από τους υπολογισμούς φέρουσας ικανότητας της πρώτης, δηλαδή $V_B > V_A$. Συνεπώς, για μικρές τιμές επιφόρτισης q, αναμένεται πως $L_{(d)B} > L_{(d)A}$. Το ίδιο φαίνεται να ισχύει και για $q = 50$ KPa, αλλά οι διαφορές φθίνουν με το φορτίο q, αλλά δε μηδενίζονται για $q = 100$ KPa.



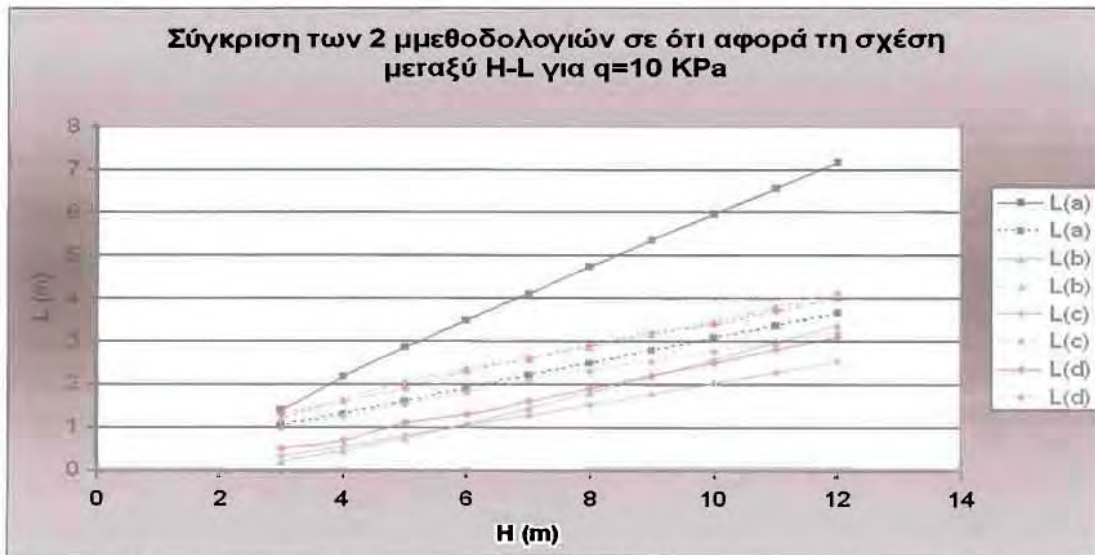
Σχήμα 6.82 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στην εκκεντρότητα e του κατακόρυφου φορτίου V , για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Σύμφωνα με το Σχήμα 6.82, για κάθε περίπτωση ύψους H και επιφόρτισης q , ισχύει ότι η εκκεντρότητα της μεθοδολογίας B είναι μεγαλύτερη εκείνης της μεθοδολογία A. Αυτή η διαφορά οφείλεται στις σαφώς μεγαλύτερες ροπές ανατροπής M που προβλέπει η μεθοδολογία B, οι οποίες καθορίζουν τη μεγαλύτερη εκκεντρότητα, έναντι των ελαφρώς μόνο μεγαλύτερων κατακορύφων φορτίων V .

Στα Σχήματα 6.83 έως 6.86 συγκρίνονται οι προβλέψεις για τις τιμές του πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους τέσσερις ελέγχους, και για τις δύο μεθοδολογίες.



Σχήμα 6.83 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=0$ KPa.

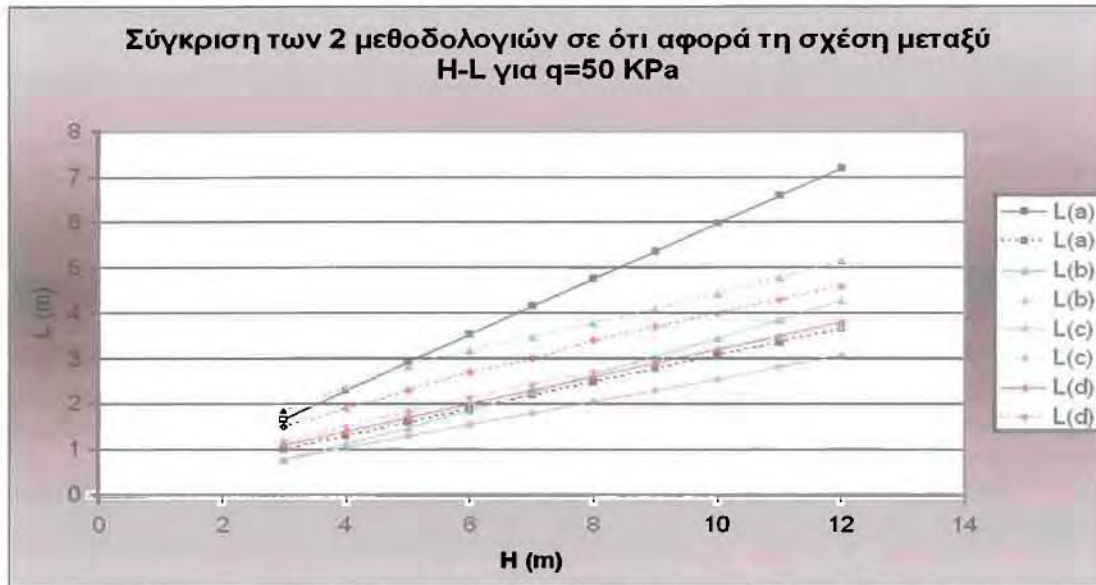


Σχήμα 6.84 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=10$ KPa.

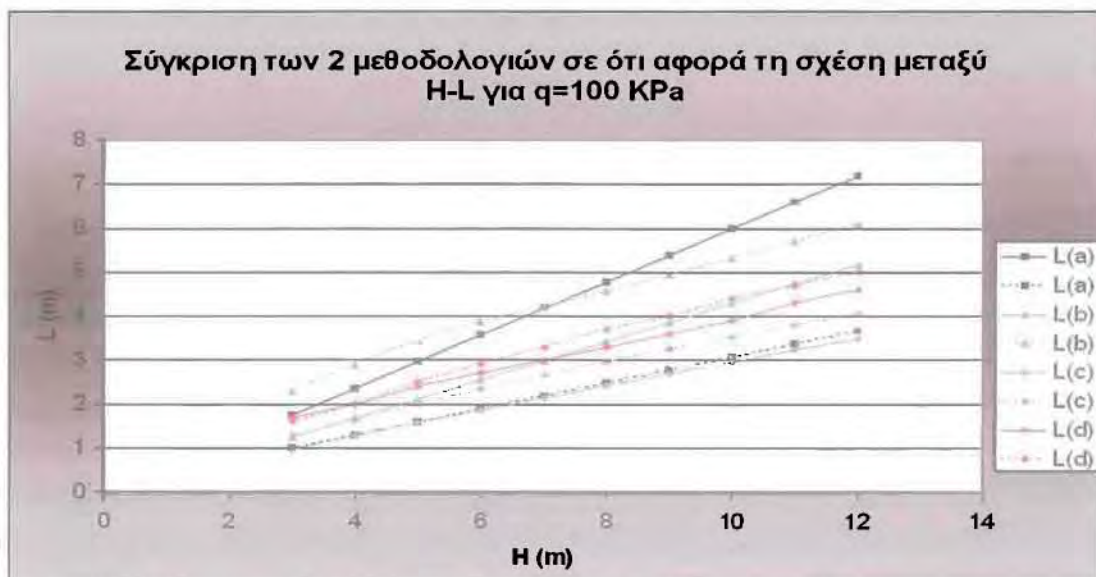
Πιο συγκεκριμένα, το Σχήμα 6.83 κάνει τη σύγκριση των μηκών $L_{(a)}$, $L_{(b)}$, $L_{(c)}$ και $L_{(d)}$ που προκύπτουν αντίστοιχα από τους ελέγχους εσωτερικής ευστάθειας, ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας, υπό μηδενική επιφόρτιση ($q=0$ kPa), ενώ τα Σχήματα 6.84, 6.85 και 6.86 κάνουν την ίδια σύγκριση για $q=10$, 50 και 100 kPa, αντίστοιχα. Ως γενικό συμπέρασμα από τις συγκρίσεις αυτές προκύπτει ότι για κάθε ύψος τοίχου H και επιφόρτιση q, ισχύει:

- $L_{(a)A} \gg L_{(a)B}$, εφόσον το $L_{(a)}$ είναι συνάρτηση του $\max L_R$, για το οποίο ισχύει $\max L_{RA} \gg \max L_{RB}$ (Σχήμα 6.78).
- $L_{(b)B} > L_{(b)A}$, εφόσον το $L_{(b)}$ είναι συνάρτηση των οριζοντίων ωθήσεων H, για τις οποίες ισχύει $H_B > H_A$ (Σχήμα 6.79)
- $L_{(c)B} > L_{(c)A}$, εφόσον το $L_{(c)}$ είναι συνάρτηση των ροπών ανατροπής M, για τις οποίες ισχύει $M_B > M_A$ (Σχήμα 6.80)

- $L_{(d)B} > L_{(d)A}$, εφόσον το $L_{(d)}$ είναι συνάρτηση των κατακόρυφων φορτίων V και της εκκεντρότητας e , για τα οποία ισχύει: $V_B > V_A$ και $e_B > e_A$ (Σχήματα 6.81 και 6.82).
- Και για τις δύο μεθοδολογίες, οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται πρακτικώς από την επιφόρτιση q , αλλά μόνο από το ύψος H του τοίχου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι $L_{(a)} = \max L_R + L_e$, με το $\max L_R$ να είναι πρακτικώς αποκλειστική συνάρτηση του H και το L_e να εξαρτάται μεν και από το q , αλλά να παίρνει τιμές εξαιρετικά μικρές σε σχέση με το $\max L_R$. Αντιθέτως, τα $L_{(b)}$, $L_{(c)}$, $L_{(d)}$ αυξάνουν τόσο συναρτήσεως του H , όσο και της επιφόρτισης q .

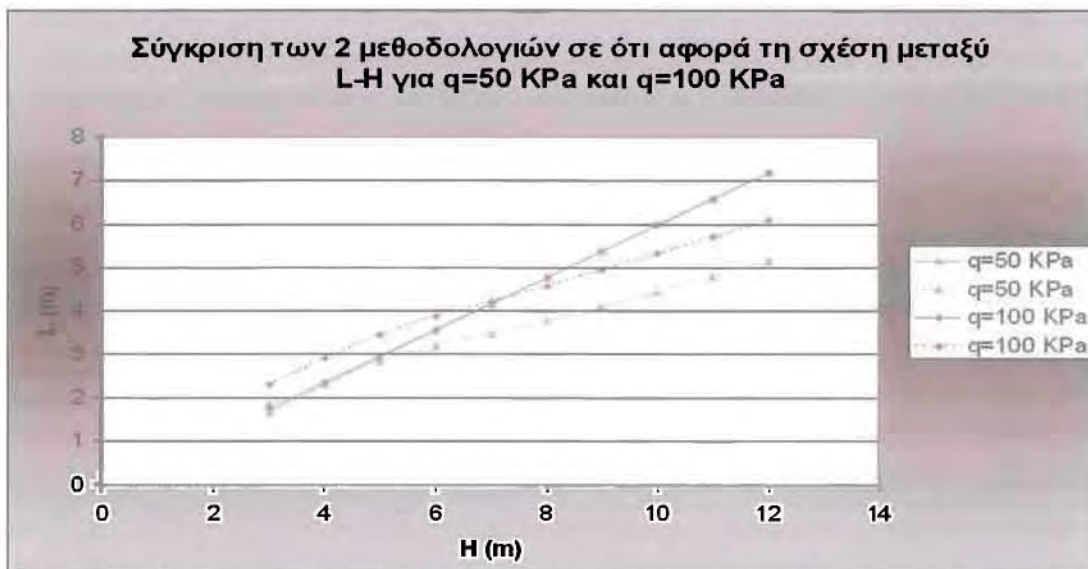
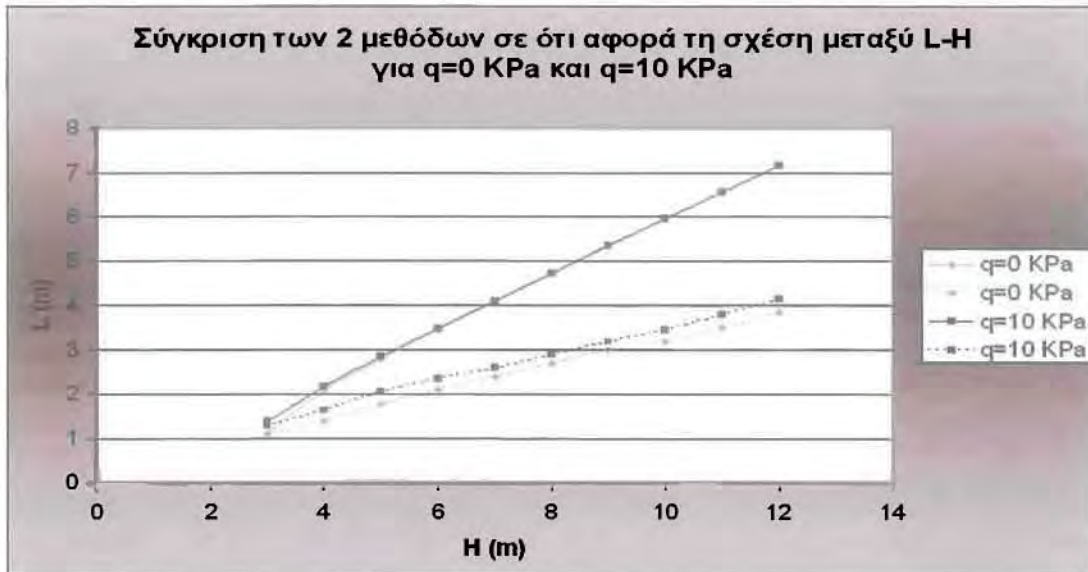


Σχήμα 6.85 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=50$ KPa.



Σχήμα 6.86 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών A και B για επίδραση του ύψους H στις τιμές πλάτους L του τοίχου που εκτιμώνται από τους 4 ελέγχους, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση $q=100$ KPa.

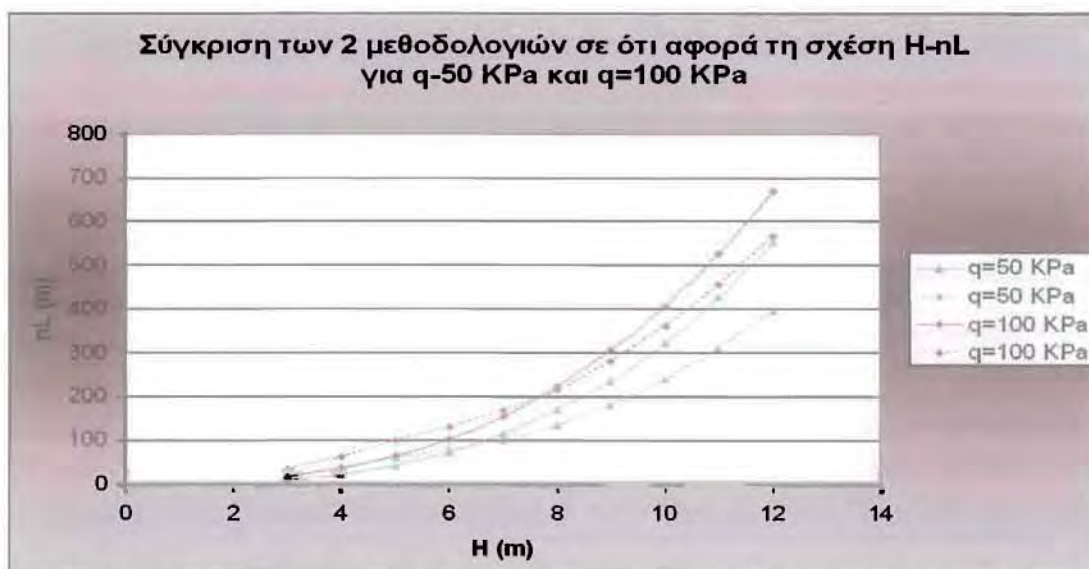
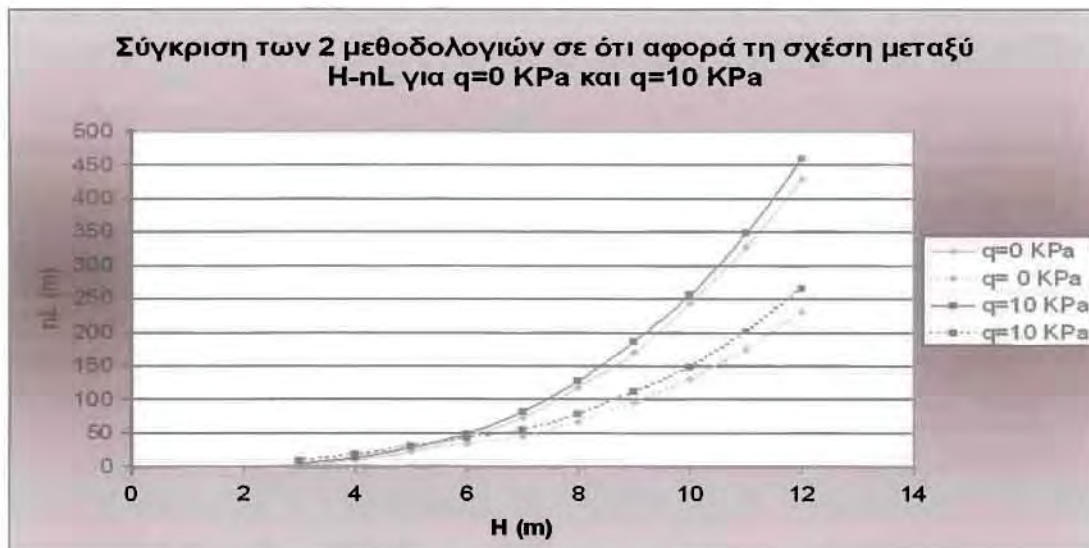
Η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων για τις 2 μεθοδολογίες εξαρτάται σαφώς από την επιφόρτιση q για συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Πιο συγκεκριμένα, για τη μεθοδολογία Α, ισχύει $L=L_{(a)}$ ανεξαρτήτως ύψους H και επιφόρτισης q , όπως ακριβώς και για το μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης. Αντιθέτως, η εικόνα είναι πιο περίπλοκη για τη μεθοδολογία Β. Ειδικότερα, οι τιμές του $L_{(a)}$ δεν εξαρτώνται από την επιφόρτιση q , αλλά οι τιμές των υπολοίπων εκτιμήσεων του L αυξάνουν με την τιμή του q . Όπως προκύπτει, για $q=0$ οι τιμές όλων των L είναι συγκρίσιμες, αλλά για μεγαλύτερες τιμές του q , ο έλεγχος ολίσθησης γίνεται συστηματικά ο κρισιμότερος $L=L_{(β)}$, με τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας να γίνεται ο δεύτερος κατά σειρά κρισιμότερος έλεγχος.



Σχήμα 6.87 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στο τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του γεωσυνθετικού, για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10$ KPa και β) $q = 50-100$ KPa

Στο Σχήμα 6.87 γίνεται σύγκριση των προβλέψεων για το τελικό ομοιόμορφο πλάτος L του τοίχου σύμφωνα με τις δύο μεθοδολογίες. Όπως προκύπτει, το ποια είναι κρισιμότερη εκ των δύο εξαρτάται από την επιφόρτιση q . Πιο συγκεκριμένα, για

$q=0-10\text{kPa}$, η μεθοδολογία Α δίνει μεγαλύτερες τιμές L απ' ό τι η μεθοδολογία Β. Για $q=50\text{kPa}$, οι διαφορές των δύο μεθοδολογιών έχουν μικρύνει αισθητά, και για χαμηλού ύψους τοίχους ($H \leq 5\text{m}$), οι προβλέψεις των δύο μεθοδολογιών συμπίπτουν. Αντιθέτως, για υψηλότερους τοίχους, η μεθοδολογία Α εξακολουθεί να δίνει μεγαλύτερες τιμές L απ' ό τι η μεθοδολογία Β. Αυτή η αλλαγή στην εικόνα σύγκρισης των δύο μεθοδολογιών οφείλεται στο γεγονός ότι για τη μεθοδολογία Α, το L δεν είναι συνάρτηση του q , ενώ για τη μεθοδολογία Β, το L αυξάνει συναρτησί του q . Έτσι, για $q=100\text{kPa}$, η μεθοδολογία Β δίνει μεγαλύτερες τιμές L για χαμηλού έως μέσου ύψους τοίχους ($H \leq 7\text{m}$), ενώ το αντίθετο συμβαίνει για υψηλούς τοίχους με $H > 7\text{m}$.



Σχήμα 6.88 Σύγκριση προβλέψεων μεθοδολογιών Α και Β για επίδραση του ύψους H στο συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL (ανά τρέχον m τοίχου), για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και ομοιόμορφη επιφόρτιση α) $q = 0-10 \text{ KPa}$ και β) $q = 50-100 \text{ KPa}$

Το συνολικό μήκος του γεωσυνθετικού που πρέπει να χρησιμοποιηθεί με στόχο την επαρκή ενίσχυση ενός τοίχου, αφενός μεν εξαρτάται από το μήκος L της κάθε μιας στρώσης, αφετέρου δε από το πλήθος n των στρώσεων αυτού. Έτσι, σύμφωνα με το

Σχήμα 6.88, στους κοντούς τοίχους αντιστήριξης, και κυρίως σε ύψος H που δεν ξεπερνά τα 7m, η κατακόρυφη απόσταση S_{vA} είναι πολύ μεγαλύτερη της S_{vB} (Σχήμα 6.76). Κατά συνέπεια οι στρώσεις του εκάστοτε γεωσυνθετικού που απαιτούνται, σύμφωνα με την δεύτερη μεθοδολογία, είναι πολύ περισσότερες ($n_B \gg n_A$). Έτσι, για μικρή επιφόρτιση $q=0-10\text{kPa}$, παρά το γεγονός ότι $L_A > L_B$ προκύπτει ότι $n_{LA} \leq n_{LB}$ για $H \leq 6\text{m}$. Για υψηλότερους τοίχους και μικρή επιφόρτιση, καθώς $n_B = n_A$ αυτή η εικόνα αντιστρέφεται, και το συνολικό $n_{LA} > n_{LB}$ (βλέπε Σχήμα 6.88α). Αντίστοιχη είναι η εικόνα και για μεγαλύτερες επιφορτίσεις, απλά το ύψος αντιστροφής της οικονομικότητας των 2 μεθοδολογιών μετατοπίζεται σε πιο μεγάλες τιμές H . Πιο συγκεκριμένα, για $q=50\text{kPa}$ ισχύει $n_{LA} < n_{LB}$ όταν $H \leq 6.5\text{m}$ και το αντίστροφο για υψηλότερους τοίχους, ενώ για $q=100\text{kPa}$, ισχύει $n_{LA} < n_{LB}$ όταν $H \leq 8\text{m}$ με την ανισότητα να αντιστρέφεται για υψηλότερες τιμές H .

6.4.3 Επισκόπηση συγκριτικής αξιολόγησης μεθοδολογιών Α και Β

Από τις συγκρίσεις που παρουσιάζονται στην παρούσα παράγραφο προκύπτουν τα κάτωθι συμπεράσματα:

- Σύμφωνα με τις παραδοχές των δυο μεθοδολογιών για τις οριζόντιες τάσεις, ισχύει ότι $\max s_{hA} \leq \max s_{hB}$, με την ισότητα να ισχύει για $H > 6\text{m}$ σε μη συνεκτικό και για $H > 7\text{m}$ για συνεκτικό. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, να απαιτούνται $n_B \geq n_A$ στρώσεις γεωσυνθετικού καθ' ύψος, με την ισότητα να ισχύει για τα προαναφερθέντα όρια του H , όπως επίσης και μεγαλύτερο μήκος αγκύρωσης $L_{eB} > L_{eA}$.
- Σύμφωνα με τις παραδοχές των δυο μεθοδολογιών για την επιφάνεια ολίσθησης, το μέγιστο μήκος εντός της ολισθαίνουσας μάζας $\max L_{R,A} > \max L_{R,B}$, το οποίο και οδηγεί σε τελικώς μεγαλύτερη τιμή του L από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας για τη μεθοδολογία Α, καθώς οι τιμές των L_e (για τις οποίες ισχύει $L_{eB} > L_{eA}$) είναι συγκριτικά πολύ μικρότερες.
- Σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που φορτίζουν τον τοίχο αντιστήριξης, αυτά καθορίζονται κυρίως από τις παραδοχές των δυο μεθοδολογιών για τις οριζόντιες τάσεις, και όπως προκύπτει η μεθοδολογία Β οδηγεί σε μεγαλύτερο οριζόντιο φορτίο H , ροπή ανατροπής M , εκκεντρότητα e , ενώ το κατακόρυφο φορτίο είναι συγκρίσιμο με εκείνο της μεθοδολογίας Α. Τα ανωτέρω οδηγούν σε τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας, τα οποία είναι μεγαλύτερα για τη μεθοδολογία Β.
- Για τη μεθοδολογία Α, ισχύει ότι ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας είναι ο πιο κρίσιμος, και για τον οποίο το εύρος L είναι πρακτικώς γραμμική συνάρτηση του H και δεν εξαρτάται από την επιφόρτιση q .
- Για τη μεθοδολογία Β, ισχύει ότι ενώ ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας δίνει μια τιμή του L ανεξάρτητη του q , όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας δίνουν τιμές του L που αυξάνουν ραγδαία με την επιφόρτιση q . Έτσι, ο κρίσιμος έλεγχος είναι συνάρτηση της επιφόρτισης q .
- Για ένα μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης, προκύπτει ότι η μεθοδολογία Β είναι πιο οικονομική, καθώς τόσο το εύρος L , όσο και το συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL είναι μικρότερο, απ' ό,τι για τη μεθοδολογία Α. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και μεγάλου ύψους τοίχους ($H > 6-8\text{m}$). Αντιθέτως, για μικρού σχετικά ύψους τοίχους, η μεθοδολογία Α είναι οικονομικότερη, ειδικά για μεγάλες επιφορτίσεις ($q=50-100\text{kPa}$).

- Συγκρίνοντας τέλος τις προβλέψεις για τα δύο ενδεικτικά εδάφη επίχωσης (συνεκτικό και μη συνεκτικό «καλής ποιότητας») προκύπτει, ότι ένας τοίχος με μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης είναι σαφώς πιο οικονομικός σε σχέση με εκείνον ίδιου ύψους H και ίδιας επιφόρτισης q , που έχει κατασκευασθεί με συνεκτικό έδαφος. Αυτή η διαφορά οφείλεται τόσο στο μεγαλύτερο μήκος L που είναι αναγκαίο σε συνεκτικό έδαφος, όσο και στις περισσότερες στρώσεις n .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΒΑΣΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

7.1 Βασικά συμπεράσματα

Η οπλισμένη γη είναι ένα σύνθετο γεωυλικό που αποτελείται από έδαφος και μη γαιώδη υλικά ενίσχυσης, μικρής σχετικά διατομής, που προσφέρουν εφελκυστική αντοχή, κυρίως κατά τη διεύθυνσή τους.

Δύο είναι οι κατηγορίες της οπλισμένης γης από τις οποίες η πρώτη έχει να κάνει με την ενίσχυση του φυσικού εδάφους με αγκύρια, ηλώσεις, μικροπασσάλους και η δεύτερη με την χρήση γεωσυνθετικών υλικών και μεταλλικών στοιχείων όπως ράβδους και πλέγματα, σε γεωτεχνικές κατασκευές. Η επένδυση ή η τελική επιφάνεια του φυσικού εδάφους ή της γεωτεχνικής κατασκευής, πρέπει να είναι επαρκούς αντοχής για να συγκρατεί το έδαφος και να επιτρέπει στην ενίσχυση να τοποθετείται ή/και να αγκυρώνεται σε αυτή.

Εκ των υλικών που προηγουμένως αναφέρθηκαν, τα γεωσυνθετικά είναι αυτά τα οποία παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον και ουσιαστικά αποτέλεσαν το αντικείμενο της παρούσας εργασίας. Πρόκειται για εύκαμπτα φύλλα από πολυμερή υλικά (όπως PP, PE, PET), που χρησιμοποιούνται σε διάφορες εφαρμογές για την βελτίωση της συμπεριφοράς των εδαφών. Οκτώ (8) είναι οι βασικές κατηγορίες των γεωσυνθετικών υλικών που μελετήθηκαν αναλυτικά: α) γεωϋφάσματα (geotextiles GT), β) γεωπλέγματα (geogrids GG), γ) γεωδικτυωτά (geonets GN), δ) γεωμεμβράνες (geomembranes GM), ε) γεωσυνθετική αργιλική μεμβράνη (geosynthetic clay liner GCL), στ) γεωαφρός (geofoam GF), ζ) γεωσύνθετα (geo-composites GC) και η) γεω-άλλα (geo-others), μια πολυσυλλεκτική κατηγορία που εμπεριέχει όλα τα γεωσυνθετικά υλικά που δεν ανήκουν στις υπόλοιπες επτά (7) κατηγορίες.

Οι πιθανές λειτουργίες των γεωσυνθετικών υλικών είναι πέντε (5): ο διαχωρισμός, η όπλιση, το φίλτρο, η στράγγιση και η στεγάνωση. Στην πλειονότητα των χρήσεών τους εξυπηρετούν συνήθως ταυτόχρονα περισσότερες από μία λειτουργίες, όπως χαρακτηριστικά φαίνεται στον Πίνακα 7.1.

ΕΙΔΗ	ΠΙΘΑΝΕΣ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΕΣ (Πρωτεύουσα ή Δευτερεύουσα)				
	ΔΙΑΧΩΡΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΗ	ΦΙΛΤΡΟ (εγκρόσια ροή)	ΣΤΡΑΓΓΙΣΗ (ισοεπιπέδη ροή)	ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ
ΓΕΩΨΦΑΣΜΑΤΑ (geotextiles-GT)	Π	Π	Π	Π	Δ
ΓΕΩΠΛΕΓΜΑΤΑ (geogrids-GG)	-	Π	-	-	-
ΓΕΩΔΙΚΤΥΩΤΑ (geonets-GN)	-	-	-	Π	-
ΓΕΩΜΕΜΒΡΑΝΕΣ (geomembranes-GM)	Δ	-	-	-	Π
ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΙΚΗ ΑΡΓΙΛΙΚΗ ΜΕΜΒΡΑΝΗ (GCL)	Δ	-	-	-	Π
ΓΕΩΑΦΡΟΣ (geofoam-GF)	Π	-	-	-	-
ΓΕΩΣΥΝΘΕΤΑ (geocomposites-GC) (συνήθως GT-GN, GT-GM, GM-GG, GT-GG)	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ
ΓΕΩ-ΑΛΛΑ (γεωϊάτητες, γεωσωλήνες γεωκυψέλες κ.α)	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ	Π ή Δ

Πίνακας 7.1 Πιθανές λειτουργίες γεωσυνθετικών υλικών

Πρακτικώς, η όπλιση ή η ενίσχυση «ασθενούς» εδάφους (δηλαδή εδάφους χαμηλής αντοχής ή/και μεγάλης παραμορφωσιμότητας) αποτελεί μία από τις κυριότερες λειτουργίες που καλούνται τα γεωσυνθετικά υλικά να επιτελέσουν. Σύμφωνα με τον Πίνακα 7.1, εκ των οκτώ (8) κατηγοριών γεωσυνθετικών υλικών, η όπλιση επιτυγχάνεται με χρήση γεωφασμάτων (GT) και γεωπλεγμάτων (GG). Τα υλικά αυτά τοποθετούνται σε επάλληλες στρώσεις παράλληλα (ή δυνατόν) στην κύρια διεύθυνση των τάσεων και βελτιώνουν τις μηχανικές ιδιότητες του συστήματος εδάφους-γεωσυνθετικού.

Τα γεωφάσματα και τα γεωπλέγματα λειτουργούν ως οπλισμός μέσω του μηχανισμού διάτμησης και του μηχανισμού αγκύρωσής τους στο περιβάλλον έδαφος. Πιο συγκεκριμένα, ο μηχανισμός διάτμησης οφείλεται στις διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-γεωσυνθετικού που αναπτύσσονται όταν το σύστημα εδάφους-γεωσυνθετικό δέχεται φόρτιση κάθετη στο επίπεδο του γεωσυνθετικού. Ο μηχανισμός αγκύρωσης είναι ανάλογος με τον μηχανισμό διάτμησης, με τη διαφορά ότι οι διατμητικές τάσεις ασκούνται και στις δύο πλευρές του γεωσυνθετικού, λόγω της εφελκυστικού φορτίου στο επίπεδο του γεωσυνθετικού που τείνει να το εξολκεύσει. Επιπλέον αυτών των κοινών μηχανισμών, τα γεωφάσματα προσφέρουν εφελκυστική αντοχή μέσω του μηχανισμού μεμβράνης, ενώ τα γεωπλέγματα μέσω της παθητικής αντίστασης του εδάφους επί των εγκαρσίων μελών τους. Πιο συγκεκριμένα, ο μηχανισμός μεμβράνης αναφέρεται στο εφελκυστικό αξονικό φορτίο που αναλαμβάνεται από το γεωφάσμα, όταν το σύστημα εδάφους-γεωφάσματος δέχεται δύναμη κάθετη στο επίπεδο του δεύτερου. Τέλος, ο μηχανισμός παθητικής αντίστασης οφείλει την ύπαρξή του στην τυπική μορφή των γεωπλεγμάτων, με τα μεγάλα ανοίγματα, που επιτρέπουν τη συνέχεια του εδαφικού υλικού από την μια πλευρά του πλέγματος στην άλλη. Ο εν λόγω πρόσθετος μηχανισμός όπλισης οφείλεται στις παθητικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στα εγκάρσια μέλη του πλέγματος, ωθήσεις που αντιστέκονται στην εξόλκευσή του λόγω αξονικού φορτίου στο επίπεδο του γεωπλέγματος.

Η οπλισμένη με γεωφάσματα και γεωπλέγματα γη είναι μία γρήγορη και συνάμα οικονομική μέθοδος κατασκευής έργων Πολιτικού Μηχανικού, όπως τοίχοι αντιστήριξης, επιχώματα, έργα οδοποιίας και θεμελιώσεις.

Στον τομέα κατασκευής τοίχων αντιστήριξης οπλισμένων με γεωσυνθετικά υλικά, παρουσιάστηκαν δύο μεθοδολογίες σχεδιασμού (Α και Β) από τη βιβλιογραφία. Και οι δύο απαιτούν κατ' αρχήν τον έλεγχο της εσωτερικής ευστάθειας (μέσα στο σώμα του τοίχου), ο οποίος οδηγεί στον καθορισμό της απόστασης S_v μεταξύ διαδοχικών στρώσεων που αναλαμβάνουν τις οριζόντιες τάσεις και του μήκους $L_{(α)}$ που «αγκυρώνει» τις στρώσεις αυτές σε υγιές έδαφος όπισθεν της θεωρούμενης επιφάνειας αστοχίας. Στη συνέχεια, και οι δύο μεθοδολογίες προχωρούν στον έλεγχο εξωτερικής ευστάθειας του τοίχου που συνίσταται στους κλασικούς ελέγχους ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας αυτών, που οδηγούν στον καθορισμό των μηκών $L_{(β)}$, $L_{(γ)}$ και $L_{(δ)}$.

Η βασική διαφορά των δύο μεθοδολογιών έγκειται στην παραδοχή για τις οριζόντιες τάσεις του εδάφους εντός του σώματος του τοίχου και όπισθεν αυτού. Πιο συγκεκριμένα, η μεθοδολογία Α θεωρεί ενεργητική αστοχία κατά Rankine σε όλο το ύψος του τοίχου, ενώ η Β θεωρεί ότι η ενεργητική αστοχία περιορίζεται μόνο σε μεγάλα βάθη ($> 6m$) εντός του τοίχου, ενώ πιο επιφανειακά υπάρχουν μεγαλύτερες τιμές οριζοντίων τάσεων που προσεγγίζουν τις γεωστατικές (στην άνω επιφάνεια του τοίχου). Συμβατά με τις παραδοχές αυτές, η μεθοδολογία Α θεωρεί ως κρίσιμη επιφάνεια μέσα στο σώμα του τοίχου, τη γραμμική επιφάνεια ενεργητικής αστοχίας

κατά Rankine (γωνίας $45+\varphi/2$ με την οριζόντια), ενώ η Β θεωρεί μια δι-γραμμική επιφάνεια, κατά Rankine σε μεγάλα βάθη ($> 6m$) και σαφώς πιο κατακόρυφη προσεγγίζοντας την επιφάνεια του τοίχου (σε βάθος $0.3H$ από την πρόσοψή του).

Αποτέλεσμα όλων αυτών των διαφοροποιήσεων, είναι πως η μέθοδος Β καταλήγει σε μεγαλύτερες τιμές των οριζοντίων τάσεων, σ_h , συγκριτικά με αυτές που προκύπτουν από την μέθοδο Α, και άρα σε μικρότερες τιμές της κατακόρυφης απόστασης S_v μεταξύ διαδοχικών στρώσεων γεωσυνθετικού. Από την άλλη μεριά, η πιο κατακόρυφη μορφή της θεωρούμενης επιφάνειας αστοχίας, οδηγεί σε μικρότερα αναγκαία μήκη $L_{(a)}$ στη μεθοδολογία Β. Επιπλέον, οι διαφορετικές παραδοχές για τις οριζόντιες τάσεις, οδηγούν και σε διαφορετικές ωθήσεις γαιών όπισθεν αυτών, και σε αντίστοιχες διαφοροποιήσεις για το αναγκαίο μήκος L του γεωσυνθετικού υλικού που προκύπτει από τους ελέγχους εξωτερικής ευστάθειας.

Χάριν διεξοδικής διερεύνησης των προβλέψεων των δύο μεθοδολογιών για διαφορετικές συνθήκες εδάφους επίχωσης, ύψους τοίχου H και ομοιόμορφης επιφόρτισης q , έγινε προγραμματισμός τους σε MS Excel. Έτσι κατέστη ευχερής η μελέτη της επίδρασης του εδάφους επίχωσης (ενδεικτικά ένα «καλής ποιότητας» μη συνεκτικό έδαφος με $c'=0$, $\varphi'=36^\circ$ και ένα αντίστοιχα «καλής ποιότητας» συνεκτικό έδαφος με $c'=10kPa$, $\varphi'=28^\circ$), του ύψους του τοίχου ($H = 3$ έως $12m$) και της επιφόρτισης (ομοιόμορφη $q = 0$ έως $100kPa$) σε παραμέτρους (συντηρητικού) σχεδιασμού, όπως:

- στην ελάχιστη αποδεκτή απόσταση καθ' ύψος των διαδοχικών στρώσεων γεωσυνθετικού, S_v
- στο πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας, $L_{(a)}$
- στο πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο ολίσθησης, $L_{(b)}$
- στο πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο ανατροπής $L_{(γ)}$
- στο πλάτος ορθογωνικού τοίχου, σύμφωνα με τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας $L_{(δ)}$
- στο πλάτος σχεδιασμού ορθογωνικού τοίχου, $L=\max\{L_{(a)}, L_{(b)}, L_{(γ)}, L_{(δ)}\}$
- στο πλήθος καθ' ύψος στρώσεων γεωσυνθετικού υλικού, n και
- στο συνολικό μήκος γεωσυνθετικού υλικού απαιτούμενο για την κατασκευή του τοίχου, nL

Πιο συγκεκριμένα, το σύνολο των εξετασθέντων περιπτώσεων έφθασε το πλήθος των ογδόντα (80). Από τις συγκρίσεις που παρουσιάζονται ξεχωριστά για τις 2 μεθοδολογίες και τα 2 διαφορετικά εδάφη επίχωσης προκύπτει ότι αυτές δεν παρουσιάζουν ποιοτικές διαφορές. Πιο συγκεκριμένα, προκύπτει ότι ανεξαρτήτως μεθοδολογίας σχεδιασμού και εδάφους επίχωσης, αύξηση του φορτίου q και του ύψους H του τοίχου, έχει ως αποτέλεσμα μείωση του πάχους S_v , αύξηση του πλήθους n των στρώσεων γεωσυνθετικού, αύξηση των πλατών L που προκύπτουν από τους διάφορους ελέγχους και κατά συνέπεια αύξηση του συνολικού μήκους nL του χρειαζόμενου γεωσυνθετικού υλικού. Επιπλέον, από την σύγκριση των προβλέψεων για τα δύο ενδεικτικά εδάφη επίχωσης προκύπτει, ότι ένας τοίχος με μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης είναι σαφώς πιο οικονομικός σε σχέση με εκείνον ίδιου ύψους H και ίδιας επιφόρτισης q , που έχει κατασκευασθεί με συνεκτικό έδαφος, και αυτό ανεξαρτήτως μεθοδολογίας σχεδιασμού.

Η μελέτη των συγκριτικών διαγραμμάτων των δύο μεθοδολογιών, και για τα δύο υλικά επίχωσης είναι και η πιο ενδιαφέρουσα, καθώς τα συμπεράσματα που προκύπτουν αντικατοπτρίζουν στην ουσία τις διαφορές των μεθοδολογιών Α και Β και καθιστούν πιο εύκολη την κατανόησή τους. Έτσι:

- Σύμφωνα με τις παραδοχές των μεθοδολογιών A και B για τις οριζόντιες τάσεις, ισχύει ότι $\max\sigma_A \leq \max\sigma_B$. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, να απαιτούνται $n_B \geq n_A$ στρώσεις γεωσυνθετικού καθ' ύψος, όπως επίσης και μεγαλύτερο μήκος αγκύρωσης $L_B > L_A$, εντός του υγιούς εδάφους όπισθεν της θεωρούμενης επιφάνειας ολίσθησης.
- Σύμφωνα με τις παραδοχές των δυο μεθοδολογιών για την επιφάνεια ολίσθησης, το μέγιστο μήκος εντός της ολισθαίνουσας μάζας $\max L_{R,A} > \max L_{R,B}$, το οποίο και οδηγεί σε τελικώς μεγαλύτερη τιμή του $L_{(a)}$ από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας για τη μεθοδολογία A, καθώς οι τιμές των L_e (για τις οποίες ισχύει $L_{eB} > L_{eA}$) είναι συγκριτικά πολύ μικρότερες.
- Σε σχέση με τα εντατικά μεγέθη που φορτίζουν εξωτερικά τον τοίχο αντιστήριξης, αυτά καθορίζονται κυρίως από τις παραδοχές των δυο μεθοδολογιών για τις οριζόντιες τάσεις, και όπως προκύπτει η μεθοδολογία B οδηγεί σε μεγαλύτερο οριζόντιο φορτίο H , ροπή ανατροπής M , εκκεντρότητα e , ενώ το κατακόρυφο φορτίο είναι συγκρίσιμο με εκείνο της μεθοδολογίας A. Τα ανωτέρω οδηγούν σε τιμές των L που προκύπτουν από τους ελέγχους ολίσθησης, ανατροπής και φέρουσας ικανότητας, τα οποία είναι μεγαλύτερα για τη μεθοδολογία B.
- Για τη μεθοδολογία A, ισχύει ότι ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας είναι ο πιο κρίσιμος, και για τον οποίο το εύρος L είναι πρακτικώς γραμμική συνάρτηση του H και δεν εξαρτάται από την επιφόρτιση q .
- Για τη μεθοδολογία B, ισχύει ότι ενώ ο έλεγχος εσωτερικής ευστάθειας δίνει μια τιμή του L ανεξάρτητη του q , όλοι οι υπόλοιποι έλεγχοι εξωτερικής ευστάθειας δίνουν τιμές του L που αυξάνουν ραγδαία με την επιφόρτιση q . Έτσι, ο κρίσιμότερος έλεγχος είναι συνάρτηση της επιφόρτισης q .
- Για ένα μη συνεκτικό έδαφος επίχωσης, προκύπτει ότι η μεθοδολογία B είναι πιο οικονομική, καθώς τόσο το εύρος L , όσο και το συνολικό μήκος αναγκαίου γεωσυνθετικού nL είναι μικρότερο, απ' ό,τι για τη μεθοδολογία A. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και για συνεκτικό έδαφος επίχωσης και μεγάλου ύψους τοίχους ($H > 6-8m$). Αντιθέτως, για μικρού σχετικά ύψους τοίχους από συνεκτικό έδαφος, η μεθοδολογία A είναι οικονομικότερη, ειδικά για μεγάλες επιφορτίσεις ($q=50-100kPa$).

7.2 Περιορισμοί – Μελλοντική έρευνα

Τα ανωτέρω συμπεράσματα έχουν τρεις (3) βασικούς περιορισμούς: α) απουσία νερού εντός και όπισθεν του τοίχου, β) ομοιόμορφη επιφόρτιση q , και γ) θεώρηση συντελεστών ασφαλείας των επιμέρους ελέγχων ίσων με 1.0, ώστε να καταστεί πιο ευδιάκριτη η κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων. Μελλοντική έρευνα στο ίδιο αντικείμενο μπορεί να περιλαμβάνει την αναίρεση των ανωτέρω παραδοχών, αλλά και διερεύνηση άλλων παραμέτρων, όπως της επίδρασης στις βασικές παραμέτρους σχεδιασμού L , n και nL :

- της επιτρεπόμενης αντοχής σχεδιασμού T_{allow} του γεωσυνθετικού υλικού, που θα οδηγούσε σε διαφοροποίηση του μήκους $L_{(a)}$ του γεωσυνθετικού που προκύπτει από τον έλεγχο εσωτερικής ευστάθειας,
- των χαρακτηριστικών του εδάφους θεμελίωσης (γ , c' , ϕ'), που θα οδηγούσε σε διαφοροποίηση του μήκους $L_{(b)}$ που προκύπτει από τον έλεγχο φέρουσας

- ικανότητας, και το οποίο θα μπορούσε να καταστήσει τον εν λόγω έλεγχο κρισιμότερο όλων σε περίπτωση «ασθενούς» εδάφους θεμελίωσης
- ο των χαρακτηριστικών του εδάφους επίχωσης (π.χ. της μέγιστης γωνίας τριβής ϕ' του μη συνεκτικού υλικού), που επηρεάζουν όλους του έλεγχους εσωτερικής και εξωτερικής ευστάθειας του τοίχου

Επιπλέον, χρήσιμη θα ήταν μια αντίστοιχη διερεύνηση για μη μοναδιαίους συντελεστές ασφαλείας, καθώς αυτοί διαφοροποιούνται ανάλογα με τον έλεγχο (π.χ από $FS=1.4$ για την εκτίμηση του S_v σε $FS=2.0$ ή 3.0 για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας), καθώς τότε θα άλλαζε η σχετική κρισιμότητα των επιμέρους ελέγχων. Τέλος, η χρήση αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. με χρήση πεπερασμένων στοιχείων ή διαφορών) για τη μελέτη της βήμα-προς-βήμα κατασκευής ενός τοίχου σχεδιασμένου με τις δύο μεθοδολογίες θα έδινε τη δυνατότητα κριτικής επί των βασικών παραδοχών που τις διαχωρίζουν. Μια τέτοια διερεύνηση κρίνεται ιδιαίτερα χρήσιμη δεδομένου ότι η μεθοδολογία Β προκύπτει οικονομικότερη της ευρέως χρησιμοποιούμενης μεθοδολογίας Α. Αν μια τέτοια διερεύνηση υποδείξει την ορθότητα των παραδοχών της μεθοδολογίας Β, τότε θα μπορούσε να αποτελέσει την απαρχή ενός οικονομικότερου σχεδιασμού των σχετικών έργων, χωρίς απώλεια σε ασφάλεια.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ ΚΑΙ ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ

- [1] Barnes, G.E (2005), "Soil Mechanics: Principles and Practice", Κλειδάριθμος (ISBN 960-209-883-X)
- [2] Bell, F.G (1993), "Engineering Treatment of Soils", E & FN Spon, London, ISBN 0-419-17750-7
- [3] Koerner, R.M (2005), "Designing with Geosynthetics", 5th Edition, Pearson Education, ISBN 0-13-145415-3
- [4] Schaefer, V.R (Editor, 1997), "Ground Improvement, Ground Reinforcement, Ground Treatment, ASCE, Geotechnical Special Publication No. 69 (ISBN 0-78 44-0260-4)
- [5] "Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills"
- [6] Bowles, J.E (1995), "Foundation Analysis and Design", Mc Graw-Hill Higher Education
- [7] Budhu, M (2007), "Soil Mechanics & Foundations", John Wiley & Sons, Inc
- [8] Κωστόπουλος, Σ.Δ (2003), "Γεωτεχνικές Κατασκευές, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού και Κατασκευής Ι", Ιων (ISBN 960-411-334-8)
- [9] Φικίρης, Ι.Φ, "Αντιδιαβρωτική προστασία με χρήση γεωσυνθετικών υλικών", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [10] Φικίρης Γ - Μαυρομάτη Χ, "Εμπειρίες από τη μελέτη και κατασκευή υψηλών Οπλισμένων επιχωμάτων αυτοκινητοδρόμων, με χρήση γεωπλεγμάτων" "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [11] Παχάκης, Μ, "Γεωσυνθετικά - Εφαρμογές για διαχωρισμό, στράγγιση και λειτουργία φίλτρου", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [12] Γκιαλίδης, "Γεωσυνθετικά υλικά στεγάνωσης και τρόπος εφαρμογής τους", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [13] Ατματζίδης, Δ.Κ "Γεωαφρός EPS, Διογκωμένο Πολυστυρένιο σε γεωτεχνικές κατασκευές", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα

- [14] Δουλάλα-Rigby X, "Πρακτικές εφαρμογές δύσκαμπτων διαξονικών γεωπλεγμάτων στην σταθεροποίηση ασθενούς εδάφους", " Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών ", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [15] Νάσκος, Α.Ν, "Όπλισμένα επιχώματα – Στοιχεία σχεδιασμού, κατασκευής και Ελέγχων ευστάθειας", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα
- [16] Πλατής, Α.Δ, "Κατακόρυφα γεωσύνθετα στραγγιστήρια", "Γεωτεχνικές Εφαρμογές Γεωσυνθετικών Υλικών", Ημερίδα ΤΕΕ, 11/01/2007, Αθήνα

