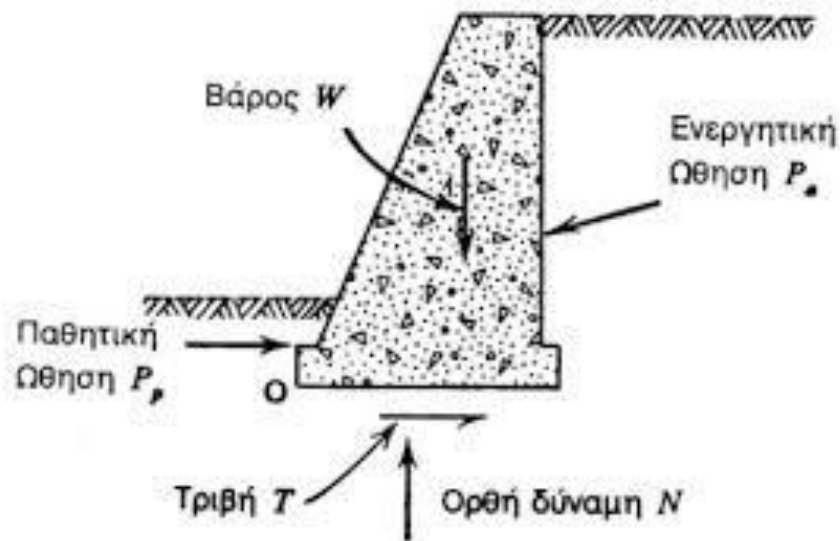


ΤΙΤΛΟΣ ΠΤΥΧΙΑΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ:
«ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΟΥ
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΤΙΣ ΜΕΘΟΔΟΥΣ
RANKINE ΚΑΙ COULOMB
ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ.»



ΟΝΟΜΑΤΕΠΩΝΥΜΟ: ΚΩΗ ΜΑΡΙΑ
ΛΙΒΑ ΒΑΣΙΛΙΚΗ
ΣΑΡΡΗ ΜΑΡΙΑ-ΕΥΛΑΜΠΙΑ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ ΚΑΘΗΓΗΤΡΙΑ: ΒΓΕΝΟΠΟΥΛΟΥ ΕΙΡΗΝΗ
ΠΑΤΡΑ 2018

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Στη σύγχρονη εποχή, κατασκευάζονται πολλοί τοίχοι αντιστήριξης για την ενίσχυση μεγάλων έργων και την αποφυγή ατυχημάτων. Η μελέτη και κατασκευή των τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω των δυσκολιών που αντιμετωπίζουν, καθώς είναι γνωστή η ποικιλομορφία των εδαφικών και βραχωδών σχηματισμών. Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται γενικές πληροφορίες για τους τοίχους αντιστήριξης και πληροφορίες σχετικά με την ιστορία και την κατασκευή τους. Επίσης αναφέρονται οι πειραματικές μέθοδοι με βάση τις θεωρίες των Rankine και Coulomb που χρησιμοποιήθηκαν ώστε να γίνουν οι απαραίτητοι έλεγχοι ευστάθειας.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης των διαφορετικών μεθοδολογιών υπολογισμού ωθήσεων γαιών για τον υπολογισμό της ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης τοίχου προβόλου και τοίχου βαρύτητας. Αρχικά, γίνεται αναλυτική παρουσίαση των κυριότερων θεωριών και στοιχείων υπολογισμού ωθήσεων γαιών και των αρχών σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης τύπου τοίχου προβόλου και βαρύτητας. Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται μία σειρά παραμετρικών και αριθμητικών επιλύσεων, μέσω του προγράμματος στο excel, αλλάζοντας τις τιμές των διαφόρων παραμέτρων στους τοίχους προβόλου και βαρύτητας με σκοπό την αξιολόγηση και σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις δύο μεθόδους Coulomb και Rankine.

Η μελέτη αυτή αποτελείται από **τέσσερα** κεφάλαια:

Στο **1^ο κεφάλαιο**, αναφέρονται οι χρήσεις και τα μέτρα τοίχων αντιστήριξης, γενικά χαρακτηριστικά για τους τοίχους αντιστήριξης, παρουσιάζονται και περιγράφονται διάφοροι τύποι τοίχων αντιστήριξης, η ιστορική αναδρομή με αναφορά στην αρχαία Ελλάδα, η επίδραση νερού και διατάξεις αποστράγγισης, από τα υλικά που αποτελούνται.

Στο **2^ο κεφάλαιο**, περιγράφονται τα διάφορα είδη αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης, οι παράγοντες που καθορίζουν τις διάφορες μορφές τους, τα φυσικά χαρακτηριστικά του εδάφους καθώς και οι επιφορτίσεις.

Στο **3^ο κεφάλαιο**, αναφέρονται οι μέθοδοι υπολογισμών στατικών ωθήσεων, οι συνθήκες αστοχίας-ισορροπίας, οι τύποι πλευρικών ωθήσεων, ο υπολογισμός ωθήσεων, ενεργητικών και παθητικών. Επίσης περιγράφονται οι βιογραφίες των Rankine και Coulomb και σύγκριση των δύο μεθόδων καθώς η προέλευση, το είδος εδαφών και οι αστοχίες τους.

Το **4^ο κεφάλαιο**, αφορά όλη τη διαδικασία μελέτης του τοίχου αντιστήριξης που ακολουθείται, τη διαστασιολόγησή του, τις εφαρμογές των πλευρικών ωθήσεων των γαιών στο σχεδιασμό των τοίχων, καθώς και τους ελέγχους ευστάθειας τους.

Το **5^ο κεφάλαιο** αναφέρεται, στις θεμελιώσεις, στις επιχώσεις, τα κριτήρια ταξινόμησης μηχανισμών και τέλος, στα γενικά μέτρα ασφαλείας.

Στο **κεφάλαιο 6^ο** περιγράφονται οι παράμετροι του τοίχου αντιστήριξης.

Στο **7^ο κεφάλαιο**, παρουσιάζονται αναλυτικά μέσω του προγράμματος excel οι υπολογισμοί και οι μελέτες για τις παραμέτρους του τοίχου αντιστήριξης.

Στο **8^ο κεφάλαιο**, γίνεται η παραμετρική μελέτη εξετάζοντας χαρακτηριστικές περιπτώσεις ευστάθειας τοίχων προβόλου και βαρύτητας. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται υπό τη μορφή συγκριτικών διαγραμμάτων των συντελεστών ολίσθησης και ανατροπής και του συντελεστή ωθήσεων γαιών σε σχέση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των μεθοδολογιών. Τέλος, γίνεται η σύνοψη των κυριότερων συμπερασμάτων της εργασίας. Τέλος, παρατίθεται η **Βιβλιογραφία** που χρησιμοποιήθηκε για τη εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Περιεχόμενα

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	6
Ευχαριστήρια	7
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ^ο : ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	8
1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ.....	9
1.2 Η ΧΡΟΝΟΛΟΓΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	10
1.3 ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΗΝ ΑΡΧΑΙΑ ΕΛΛΑΔΑ.....	11
1.4 ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΕ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΗΣ ΠΑΤΡΑΣ.....	12
1.5 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	13
1.5.1 ΤΟΙΧΟΣ ΑΟΠΛΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ.....	14
ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ.....	14
1.5.2 ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	14
1. ΗΜΙΒΑΡΥΤΗΤΑΣ.....	14
2. ΤΟΙΧΟΙ ΠΡΟΒΟΛΟΙ.....	15
3. ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΑΝΤΗΡΙΔΕΣ.....	15
4. ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΙ ΤΟΙΧΟΙ	15
1.6 ΥΛΙΚΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	20
1.7 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΝΕΡΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ	23
1.8 ΜΕΤΡΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ^ο : ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	26
2.1 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΙΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	26
2.2 ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΩΝ.....	27
2.3 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	28
2.3.1 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΑΚΑΜΠΤΩΝ) ΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ.....	29
2.3.2 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ.....	29
2.3.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ «ΔΕΣΜΕΥΜΕΝΩΝ» ΤΟΙΧΩΝ	31
2.4 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ.....	32
2.5 ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ^ο : ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ	36
3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ.....	36
3.2 ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ-ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ	36
3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ.....	37
3.4 ΜΕΘΟΔΟΣ RANKINE.....	38

3.5 ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ ΚΑΤΑ RANKINE	38
3.5.1 Ενεργητική κατάσταση.....	38
3.5.2 Παθητική κατάσταση.....	42
3.6 ΤΥΠΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ.....	45
3.6.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΓΑΙΩΝ ΠΑΝΩ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΤΑ RANKINE	45
3.7 ΜΕΘΟΔΟΣ COULOMB	51
3.8 ΒΙΟΓΡΑΦΙΕΣ	53
3.8.1 ΒΙΟΓΡΑΦΙΑ RANKINE	53
3.8.2 ΒΙΟΓΡΑΦΙΑ COULOMB	54
3.9 ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΚΑΙ ΕΙΔΗ ΕΔΑΦΩΝ.....	55
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4° : ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	56
4.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	57
4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΤΩΝ ΓΑΙΩΝ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ.....	59
4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	60
4.3.1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ	61
4.3.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ.....	63
4.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ.....	65
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5° :ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ	67
5.1 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ	67
5.2 ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ.....	67
5.3 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ	71
5.4 ΓΕΝΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	72
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6° : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° : ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ.....	78
7.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΡΟΒΟΛΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE	78
7.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ.....	79
7.1.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	81
7.2 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE ΚΑΙ COULOMB	82
7.2.1 ΛΥΣΗ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE.....	82
7.2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	83

7.3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	86
7.3.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ	88
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8 ^ο : ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ	89
8.1 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE	89
8.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ COULOMB ΚΑΙ RANKINE ΓΙΑ ΤΟΙΧΟ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ-ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ	91
8.3 ΜΕΛΕΤΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ COULOMB ..	95
8.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	99
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	101

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι σχετικά άκαμπτα τοιχώματα που χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη της μάζας του εδάφους πλευρικά έτσι ώστε το έδαφος να μπορεί να συγκρατηθεί σε διαφορετικά επίπεδα στις δύο πλευρές. Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι δομές σχεδιασμένες να συγκρατούν το έδαφος σε μια κλίση που δεν θα διατηρούσε φυσικά (συνήθως απότομη, σχεδόν κάθετη ή κατακόρυφη κλίση). Χρησιμοποιούνται για τη σύνδεση των εδαφών μεταξύ δύο διαφορετικών ανυψώσεων, συχνά σε περιοχές εδάφους που έχουν ανεπιθύμητες πλαγιές ή σε περιοχές όπου το τοπίο χρειάζεται να διαμορφωθεί και να κατασκευαστεί για πιο συγκεκριμένους σκοπούς, όπως η καλλιέργεια στην πλαγιά ή οι διαβάσεις των οδών.

Οι μέθοδοι ανάλυσης της συμπεριφοράς των αντιστηρίξεων και κατ' επέκταση και των κρηπιδοτόιχων βαρύτητας, αποτέλεσε θέμα διερεύνησης από τις αρχές του 18ου αιώνα. Με την πάροδο του χρόνου αναπτύχθηκε μια πληθώρα θεωριών με στόχο την, όσο το δυνατόν, ρεαλιστικότερη προσέγγιση της πραγματικής καταπόνησης τέτοιων κατασκευών, κάτω από στατικές αλλά και δυναμικές συνθήκες.

Για την εκτίμηση της στατικής καταπόνησης των τοίχων αντιστήριξης πρέπει να υπολογιστούν οι στατικές ωθήσεις. Για αυτόν τον υπολογισμό έχουν αναπτυχθεί κυρίως δύο θεωρίες: η θεωρία Coulomb και η θεωρία Rankine. Οι στατικές ωθήσεις επηρεάζονται σε μεγάλο βαθμό από τις μετακινήσεις (ή παραμορφώσεις) του εδάφους και του τοίχου. Αυτές διακρίνονται στις ενεργητικές και στις παθητικές εδαφικές ωθήσεις. Οι ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις αναπτύσσονται καθώς ο τοίχος απομακρύνεται από το αντιστηριζόμενο έδαφος προκαλώντας εφελκυστικές παραμορφώσεις στο έδαφος, ενώ οι παθητικές εδαφικές ωθήσεις καθώς ο τοίχος κινείται προς το έδαφος που αντιστηρίζει, προκαλώντας θλιπτικές παραμορφώσεις σε αυτό. Στην περίπτωση που ο τοίχος δεν παραμορφώνεται καθόλου σε σχέση με την αρχική του γεωμετρία, λέμε ότι αναπτύσσονται ουδέτερες εδαφικές τάσεις.

Ευχαριστήρια

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία έρχεται να ολοκληρώσει τη φοίτηση μας στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε. του Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος (Τ.Ε.Ι) Δυτικής Ελλάδας.

Στο σημείο αυτό θεωρούμε υποχρέωση μας να ευχαριστήσουμε εγκάρδια όλους όσους συντέλεσαν με οποιοδήποτε τρόπο στην ολοκλήρωση αυτής της εργασίας. Τα θερμά μας ευχαριστήρια θα θέλαμε να απευθύνουμε στην Επιβλέπουσα Καθηγήτρια Δρ. Βγεντοπούλου Ειρήνη, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή της καθώς και για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε.

Τέλος, δε θα μπορούσαμε να μην απευθυνθούμε στην οικογένεια μας καθώς και στους φίλους μας για την υποστήριξη, ηθική και υλική, που απλόχερα μας προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια της φοίτησης μας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1^ο: ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ ΚΑΙ ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Ως **αναλημματικός τοίχος** ή απλά **ανάλημμα** (ανάλλημα + -ικός <ελληνιστική κοινή ανάλημμα < αρχαία ελληνική)

στην αρχιτεκτονική και την αρχαιολογία ορίζεται τοίχος που κατασκευάζεται συνήθως σε έδαφος υπό κλίση. Από στατική άποψη η κατασκευή αναλήμματος βοηθά στην συγκράτηση του εδάφους από την διάβρωση, δημιουργώντας παράλληλα ισόπεδες επιφάνειες. Η συγκεκριμένη δομή είναι σχεδιασμένη και κατασκευασμένη ώστε να αντιστέκεται στην πλευρική πίεση του εδάφους, όταν υπάρχει επιθυμητή αλλαγή στο ύψος, που υπερβαίνει την γωνία ανάπαυσης του εδάφους.

Κάθε αναλημματικός τοίχος υποστηρίζει μια εδαφική σφήνα. Η σφήνα ορίζεται ως το έδαφος το οποίο εκτείνεται πέρα από την επιφάνεια αστοχίας του τύπου εδάφους που υπάρχει στην θέση του τοίχου και μπορεί να υπολογιστεί όταν είναι γνωστή η γωνία τριβής του εδάφους. Καθώς η απόκλιση του τοίχου αυξάνεται, το μέγεθος της ολισθαίνουσας σφήνας μειώνεται. Αυτή η μείωση ανακουφίζει και την πίεση στον τοίχο αντιστήριξης.



ΧΡΗΣΕΙΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται σε ένα ευρύ φάσμα των έργων του πολιτικού μηχανικού, τόσο σε δομικά έργα όσο και σε έργα υποδομής για την προσωρινή ή τη μόνιμη στήριξη εδαφών. Στις περιπτώσεις μόνιμης στήριξης εδαφών κατασκευάζονται τοίχοι αντιστήριξης από σκυρόδεμα για σταθερό αποτέλεσμα. Ο κάθε τοίχος που μελετάται έχει κατά μέσο όρο πάνω από 100 χρόνια ζωής. Υπάρχουν πολλές εφαρμογές των τοίχων αντιστήριξης. Σε ό,τι αφορά τα έργα υποδομής, οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται παντού ή ακόμα και αποτελούν μία κατηγορία έργων μόνοι τους. Ενδεικτικά τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται για αντιστήριξη πρσανούς ορύγματος (έργα οδοποιίας), για υποστήριξη επιχώματος σε φυσικό πρσανές αλλά και για μείωση του εύρους κατάληψης και περιβαλλοντικών επιπτώσεων.

1.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ο τοίχος αντιστήριξης είναι μια κατασκευή με την οποία μπορούμε να επιτύχουμε και να διατηρήσουμε τη διαφορά στάθμης μεταξύ δύο επιφανειών στο έδαφος. Οι πρώτες προσπάθειες για τη μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους αφορούσαν την ευστάθεια των τοίχων. Η εκτίμηση της πραγματικής εσωτερικής εντατικής κατάστασης του εδάφους είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό, τόσο της συμπεριφοράς του εδάφους, όσο και την επιλογή και τη διαστασιολόγηση του τοίχου αντιστήριξης. Σύμφωνα με αυτήν την άποψη ο VAUBAN, χωρίς να κάνει υπολογισμούς, προσπάθησε να τυποποιήσει τις διαστάσεις των τοίχων των οχυρών της Γαλλίας. Ένα αιώνα περίπου μετά, το 1776 ένας άλλος Γάλλος στρατιωτικός μηχανικός, ο COULOMB, ασχολήθηκε ιδιαίτερα με το θέμα των ωθήσεων στους τοίχους και με τις απόψεις του έβαλε τις βάσεις για τη γενικότερη μελέτη της αντοχής του εδάφους. Το 1857 ο RANKINE, θέλοντας να προσδιορίσει τις ωθήσεις του εδάφους, ξεκίνησε από διάφορες υποθέσεις-παραδοχές αρκετά απλοποιημένες, που προκύπτουν σαν συμπέρασμα από τη γενική θεωρία της ελαστικότητας. Σε αντίθεση από το RANKINE, ο RESAL συνεχιστής των απόψεων του BOUSSINESQ, θεωρεί ότι ένας όγκος εδάφους, μπορεί να περιορίζεται, όχι μόνο από την επάνω πλευρά του εδάφους αλλά και από ένα διαφορετικής κλίσεως επίπεδο από την κάτω και πλάγια πλευρά. Στη συνέχεια, ο PONCELET και ο CULMAN θέλησαν να προσδιορίσουν τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών χρησιμοποιώντας γραφικές μεθόδους.

Τα τείχη έχουν παραδοσιακά κατασκευαστεί για την άμυνα, την ιδιωτικότητα και την προστασία του πληθυσμού μιας συγκεκριμένης περιοχής από την επιρροή ή τον αντιληπτό κίνδυνο που θέτουν οι ξένοι. Οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιήθηκαν στις Πυραμίδες, στη γέφυρα του Γαβρινή, καθώς και διάφορους τάφους και ναούς.



1.2 Η ΧΡΟΝΟΛΟΓΙΚΗ ΕΞΕΛΙΞΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Κίνα (206π.Χ.-211μ.Χ.)	Χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι πάσσαλοι, συνηθέστερα ξύλινοι σε δυο σειρές, για να αποτραπεί η εισροή νερού μέσα στην εκσκαφή. Το μεταξύ τους διάστημα πληρούνταν με άργιλο
16ο αιώνα	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Οι μηχανικοί της εποχής χρησιμοποίησαν για πρώτη φορά στην Ιστορία, ασβεστοκονίαμα ως υλικό πλήρωσης στη θέση της αργίλου. ➤ Οι ανθρακωρύχοι αντιστήριζαν τις παρειές βαθιών πηγαδιών με ξύλινη επένδυση από σανίδες και οριζόντιες πλαισιωτές αντηρίδες.
Δεύτερο ήμισυ του 19ου αιώνα	Η μεθοδολογία αυτή συνεχίστηκε εκάστοτε μέσα στο χρόνο χωρίς κάποια παραλλαγή και χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον το δεύτερο ήμισυ του 19ου αιώνα λόγω των μεγάλης έκτασης κατασκευαστικών έργων
Στις αρχές του 20ου αιώνα	Έγινε τομή στην τεχνική των αντιστηρίξεων με την χρησιμοποίηση του μετάλλου (πασσαλοσανίδες από χάλυβα) και του οπλισμένου σκυροδέματος (λεπτοί αυτοφερόμενοι τοίχοι)
Στις αρχές της δεκαετίας του 1950	Έγινε πραγματική επανάσταση με την εφαρμογή της τεχνικής των επί τόπου εγχυόμενων διαφραγμάτων και της τεχνολογίας των αγκυρώσεων.
1966	Ακολούθησε ραγδαία εξέλιξη με νεώτερες επιτεύξεις: 1)την οπλισμένη γη
1969	2)τον τμηματικά με το βάθος κατασκευαζόμενο κατά στρώσεις τοίχο
1970	3)το προκατασκευασμένο διάφραγμα
1970	Ενώ αντίστοιχα η εξέλιξη της τεχνολογίας των αγκυρώσεων περιλαμβάνει, τα αγκύρια πολλαπλής ένεσης ή καμπανωτής μορφής

1.3 ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΗΝ ΑΡΧΑΙΑ ΕΛΛΑΔΑ

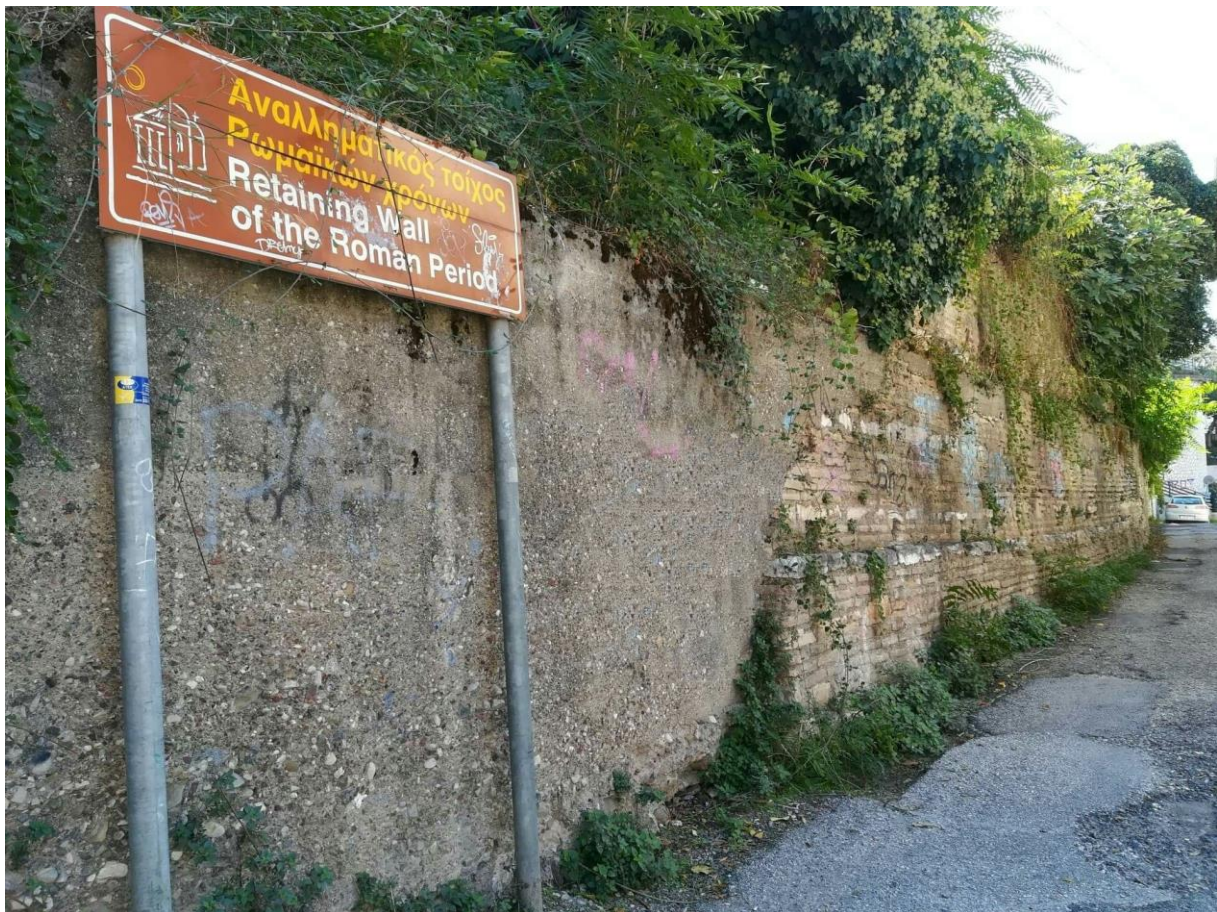
Είναι γεγονός πως οι Αρχαίοι Έλληνες ήταν πρωτοπόροι στις κατασκευές παντός τύπου και αυτό αποδεικνύεται από πολλά ευρήματα σε όλη τη χώρα. Έχουν ανακαλυφθεί πολλά οδικά έργα, οχυρώσεις, τοίχοι αντιστήριξης και φράγματα τα οποία προκαλούν μεγάλο θαυμασμό για την αντοχή τους μέσα στο χρόνο και την αρχιτεκτονική τους. Ενδεικτικά παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης αποτελούν οι τοίχοι που εμφανίζονται σε ένα ευρύτατο πλαίσιο κατασκευών της Μυκηναϊκής περιόδου όπου υπάρχουν σχεδόν παντού, στους θεμελιότοιχους των κτηρίων, στα έργα οδοποιίας, σε εγγειοβελτιωτικά έργα και στην οχυρωματική αρχιτεκτονική. Επιπλέον οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνταν αρκετά στην κατασκευή αρχαίων θεάτρων όπως είναι το αρχαίο θέατρο Μυτιλήνης όπου υπάρχουν τοίχοι αντιστήριξης των παρόδων που συγκρατούσαν την επίχωση του κοίλου του θεάτρου [εικ. 1] και το αρχαίο θέατρο της Ηφαιστίας όπου οι τοίχοι αντιστήριξης των περιμετρικών τοίχων χρονολογούνται από την ελληνοιστική περίοδο [εικ. 2]. Τέλος, έχει ανακαλυφθεί στο μονοπάτι του Ανδριάνειου υδραγωγείου ένας τοίχος αντιστήριξης στην περιοχή του Αγίου Βασιλείου Κορινθίας.



1.4 ΤΟΙΧΟΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΕ ΠΕΡΙΟΧΗ ΤΗΣ ΠΑΤΡΑΣ

Το **Αναλημματικό τείχος** των Υψηλών Αλωνίων στην **Πάτρα**, είναι τείχος κατασκευασμένο στα ρωμαϊκά χρόνια που διασώζεται και σήμερα. Το τείχος έχει δεχτεί στο πέρασμα των αιώνων προσθήκες όπως στις αρχές του 19ου αιώνα με την ισοπέδωση του υψώματος των Ψηλών Αλωνίων όπου δέχτηκε πετρόκτιστη προσθήκη κατά ύψος, στην ρίζα του οποίου βρίσκεται πλατεία αλλά και κατασκευή καταφυγίων.

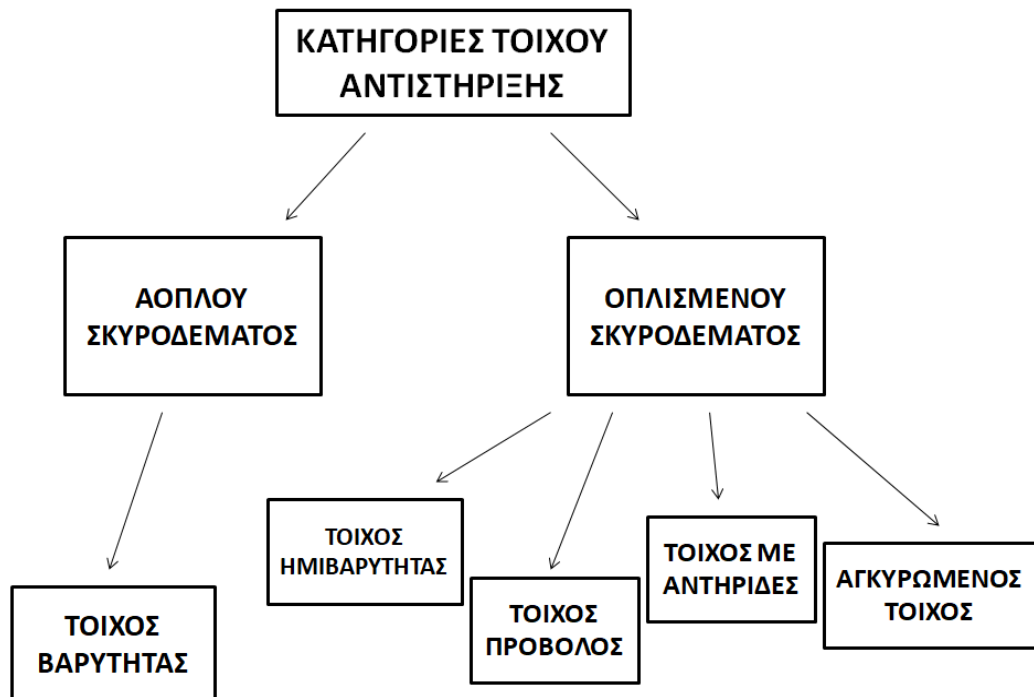
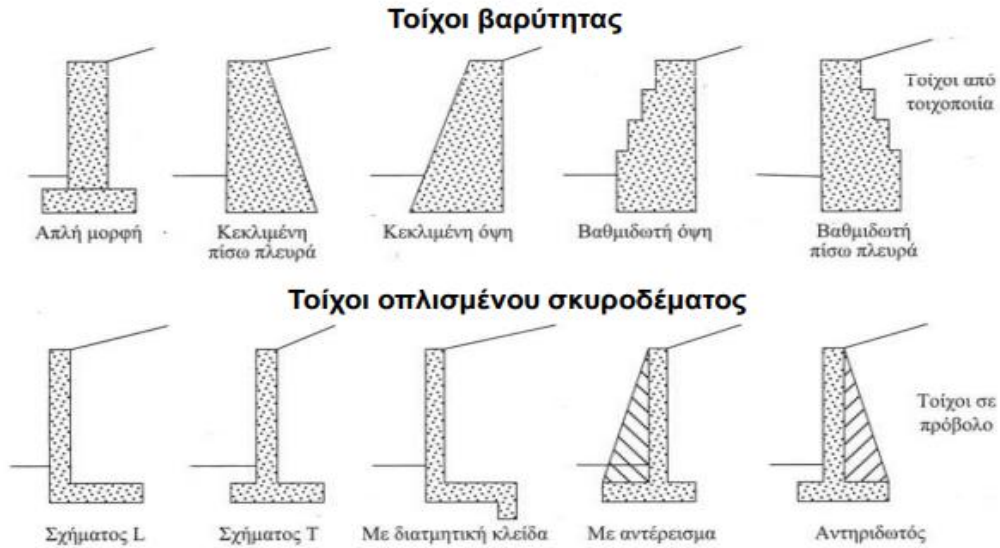
Το τείχος έχει μήκος 70 περίπου μέτρα. Πιθανότατα χτίστηκε στα χρόνια του Ρωμαίου αυτοκράτορα Νέρωνα και η κυρίως χρήση του ήταν για να συγκρατεί τα χώματα του τότε λόφου των Ψηλών Αλωνίων. Πιθανολογείται ότι αποτελούσε και τμήμα οχύρωσης της πόλης, αλλά και τμήμα του τεχνητού λιμανιού που κατασκευάστηκε την ίδια εποχή από τους Ρωμαίους. Κάποιοι περιηγητές του 17ου και 18ου αιώνα το πέρασαν για ερείπια αμφιθεάτρου, ο Γάλλος περιηγητής Ολιβιέρος τον 18ο αιώνα αναφέρει ότι πάνω στο τείχος και κατά μήκος του υπήρχαν μεταλλικοί κρίκοι όπου έδεναν στην αρχαιότητα τα πλοία, την ίδια πληροφορία επιβεβαίωσε και ο Πουκεβίλ όπου αναφέρει ότι είδε κάποιους κρίκους.



1.5 ΤΥΠΟΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι τοίχοι αντιστήριξης διακρίνονται σε ΔΥΟ βασικές κατηγορίες:

• Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

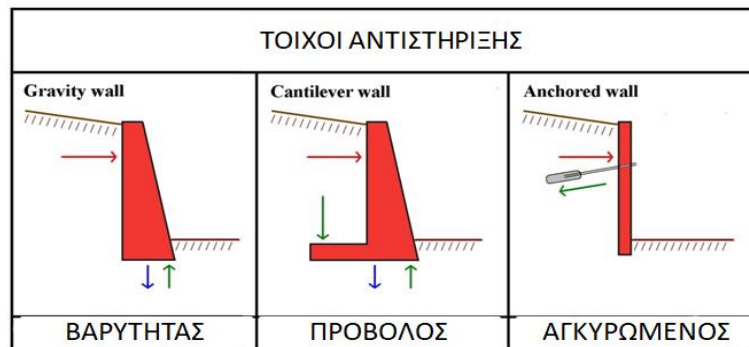


1.5.1 ΤΟΙΧΟΣ ΑΟΠΛΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Οι τοίχοι βαρύτητας κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα ή από τοιχοποιία. Συγκρατούν το αντιστηριζόμενο έδαφος με το ίδιο βάρος τους και με το έδαφος που πιθανόν συμμετέχει στην αντιστήριξη αυτή. Τα τείχη της βαρύτητας εξαρτώνται από τη μάζα τους (πέτρα, σκυρόδεμα ή άλλο βαρύ υλικό) για να αντισταθούν στην πίεση από πίσω και μπορεί να έχουν οπισθοδρόμηση για να βελτιώσουν τη σταθερότητά τους με κλίση προς τα πίσω προς το διατηρούμενο έδαφος. Για κοντινά τοιχώματα τοποθέτησης, συχνά κατασκευάζονται από ασβεστολιθικά ή τμηματικά σκυροδέματα (μονάδες τοιχοποιίας). Τα τοιχώματα βαρύτητας με στεγανή στοιβάδα είναι κάπως εύκαμπτα και δεν απαιτούν άκαμπτη βάση.

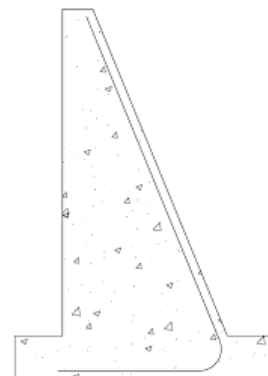
Νωρίτερα τον 20^ο αιώνα, οι ψηλότεροι τοίχοι αντιστήριξης ήταν συχνά τοίχοι βαρύτητας κατασκευασμένοι από μεγάλες μάζες σκυροδέματος ή πέτρας. Σήμερα, τα ψηλότερα τοιχώματα αντιστήριξης κατασκευάζονται ολόενα και περισσότερο ως σύνθετα τοιχώματα βαρύτητας.



1.5.2 ΤΟΙΧΟΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

1. ΗΜΙΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Ο τοίχος βαρύτητας δεν είναι οικονομικός για υψηλούς τοίχους, σε κάποιες περιπτώσεις μία μικρή ποσότητα οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή μειώνοντας έτσι το μέγεθος του τοίχου. Αυτοί οι τοίχοι ονομάζονται γενικά τοίχοι ημιβαρύτητας.



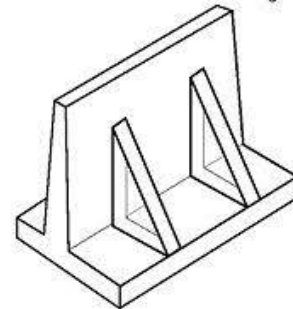
2.ΤΟΙΧΟΙ ΠΡΟΒΟΛΟΙ

Οι τοίχοι πρόβολοι κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελούνται από κατακόρυφο στέλεχος και πλάκα βάσης. Αυτός ο τύπος τοίχου είναι οικονομικός μέχρι 8m ύψος. Το εσωτερικό στέλεχος αποτελείται από ενισχυμένο χάλυβα, χυτοπρεσαριστό σκυρόδεμα ή τεκτονική τοιχοποιία (συνήν σε σχήμα ανεστραμμένου T). Αυτά τα τοιχώματα φορτώνονται σε κονσόλα σε ένα μεγάλο, δομικό πάτωμα, μετατρέποντας τις οριζόντιες πιέσεις πίσω από τον τοίχο σε κατακόρυφες πιέσεις στο έδαφος κάτω. Τα υποστηρίγματα είναι βραχίονες τοίχοι σε ορθή γωνία με την κύρια τάση στο τοίχο. Αυτός ο τύπος τοίχου χρησιμοποιεί πολύ λιγότερο υλικό από ένα παραδοσιακό τοίχο βαρύτητας.

3.ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΑΝΤΗΡΙΔΕΣ

Οι τοίχοι με αντηρίδες είναι παρόμοιοι με τους τοίχους πρόβολου. Ανά τακτικά διαστήματα όμως έχουν λεπτές κατακόρυφες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες λέγονται αντηρίδες και οι οποίες συνδέουν τον τοίχο και τη βάση του. Ο σκοπός κατασκευής των αντηρίδων είναι η μείωση των καμπτικών ροπών και της διάτμησης.

Counterfort or Buttress Retaining Wall



4.ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΟΙ ΤΟΙΧΟΙ

Ένας αγκυροβολημένος τοίχος αντιστήριξης μπορεί να κατασκευαστεί σε οποιοδήποτε από τα προαναφερθέντα στυλ, αλλά περιλαμβάνει επίσης πρόσθετη αντοχή χρησιμοποιώντας καλώδια ή άλλες παραστάσεις που είναι αγκυρωμένες στο βράχο ή στο έδαφος πίσω από αυτό. Αυτή η μέθοδος είναι πολύ χρήσιμη όταν αναμένονται υψηλά φορτία ή όπου το ίδιο το τοίχωμα πρέπει να είναι λεπτό, διαφορετικά θα ήταν πολύ αδύναμο.



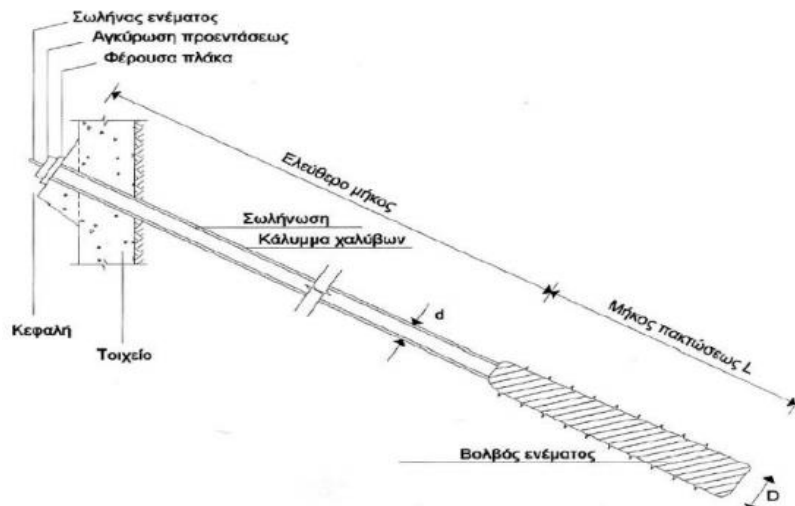
ΑΓΚΥΡΙΑ

Γενικά, ως αγκύρια νοούνται γραμμικοί μεταλλικοί ή μη μεταλλικοί φορείς ικανοί σε εφελκυσμό οι οποίοι τοποθετούνται μέσα στο έδαφος και αποσκοπούν στην παραλαβή κυρίως αξονικών δυνάμεων. Σκοπός τους, είναι να μεταφέρουν εφελκυστικά φορτία στα γαιώδη ή βραχώδη εδάφη ώστε να επιτύχουν την εσωτερική στήριξη ή ενίσχυση αυτών ή άλλων κατασκευών όπως πασσάλων, τοίχων κλπ.

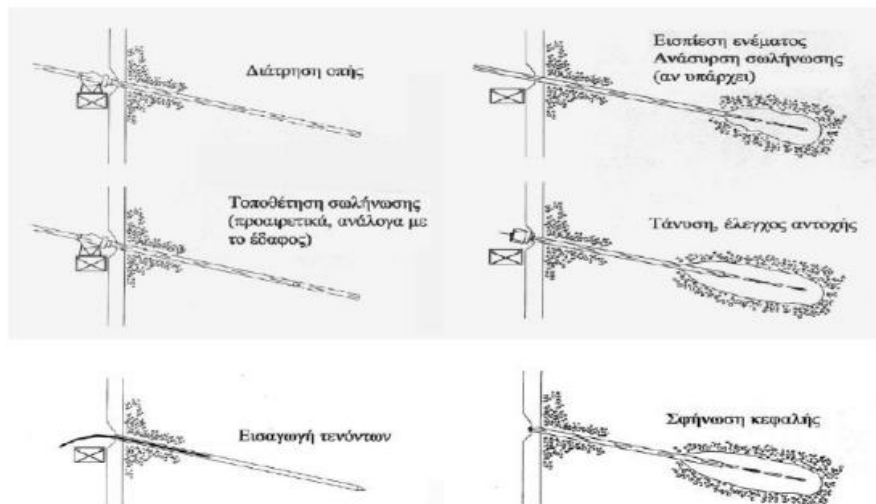
Σαν πρώτη περίπτωση αποτελούν απαραίτητο στοιχείο της άμεσης/προσωρινής αντιστήριξης μέχρι να τοποθετηθεί η μόνιμη επένδυση στο έδαφος. Ενώ στην περίπτωση αγκύρωσης εξωτερικών κατασκευών, αποτελούν μόνιμη και συμπληρωματική μεταβίβαση εφελκυστικών τάσεων για την ελαχιστοποίηση των παραμορφώσεων των κατασκευών.

Διακρίνονται δύο βασικές κατηγορίες αγκυρίων:

- 1) Αγκυρια ενίσχυσης
- 2) Αγκυρια προενίσχυσης



Τα τμήματα του αγκυρίου



Οι φάσεις κατασκευής αγκυρίων







Τοίχος αντιστήριξης με αγκύρια



Τοίχος αντιστήριξης με αντηρίδες

1.6 ΥΛΙΚΑ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΟΠΛΙΣΜΟΣ

Το μεγαλύτερο μέρος του τοίχου προβόλου είναι κατασκευασμένο από σκυρόδεμα συγκεκριμένων προδιαγραφών. Ωστόσο το σκυρόδεμα δε μπορεί να προστατέψει τις κατασκευές, πόσο μάλλον σε μία τόσο απαιτητική σε φορτία κατασκευή όπως ο τοίχος αντιστήριξης, από τις εφελκυστικές τάσεις. Τη λύση εδώ έρχεται να δώσει ο οπλισμός από χάλυβα που τοποθετείται. Οι συνήθεις διάμετροι ράβδων χάλυβα που χρησιμοποιούνται είναι Φ8 έως Φ20. Η κατηγορία χάλυβα είναι, όπως πάντα στα ελληνικά έργα, B500c.



ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΧΑΛΑΡΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Ελάχιστη διάμετρος και μέγιστη απόσταση ράβδων

Η ελάχιστη διάμετρος χαλαρών οπλισμών σκυροδέματος είναι 10mm και η μέγιστη απόσταση ράβδων 20cm. Αυτό δεν ισχύει για τον οπλισμό μονταρίσματος, όπως τα άγκιστρα S κλπ. Για πλέγματα οπλισμού, το άνοιγμα βροχίδας θα είναι $\leq 150\text{mm}$ και η διάμετρος των ράβδων $\geq 6\text{mm}$

Ελάχιστος οπλισμός

Όλες οι παρειές των στοιχείων της κατασκευής θα οπλίζονται με οπλισμό και στις δύο κατευθύνσεις. Κάθε παρειά θα οπλίζεται ανά κατεύθυνση με ελάχιστον οπλισμό 0,06% της επιφάνειας σκυροδέματος, αλλά τουλάχιστον Φ 10mm ανά 20cm, ή με πλέγμα της ίδιας επιφάνειας χάλυβα. Ο ελάχιστος οπλισμός θα τίθεται σε όλους τους αρμούς διακοπής εργασίας, εκτός αν απαιτείται περισσότερος για στατικούς λόγους.

Επικάλυψη οπλισμών

Γενικά, η ελάχιστη επικάλυψη οπλισμών θα είναι 4cm και η ονομαστική επικάλυψη 4,5cm. Σε περίπτωση επαφής του σκυροδέματος με το έδαφος η ελάχιστη επικάλυψη θα είναι 5cm και η ονομαστική 5,5cm.

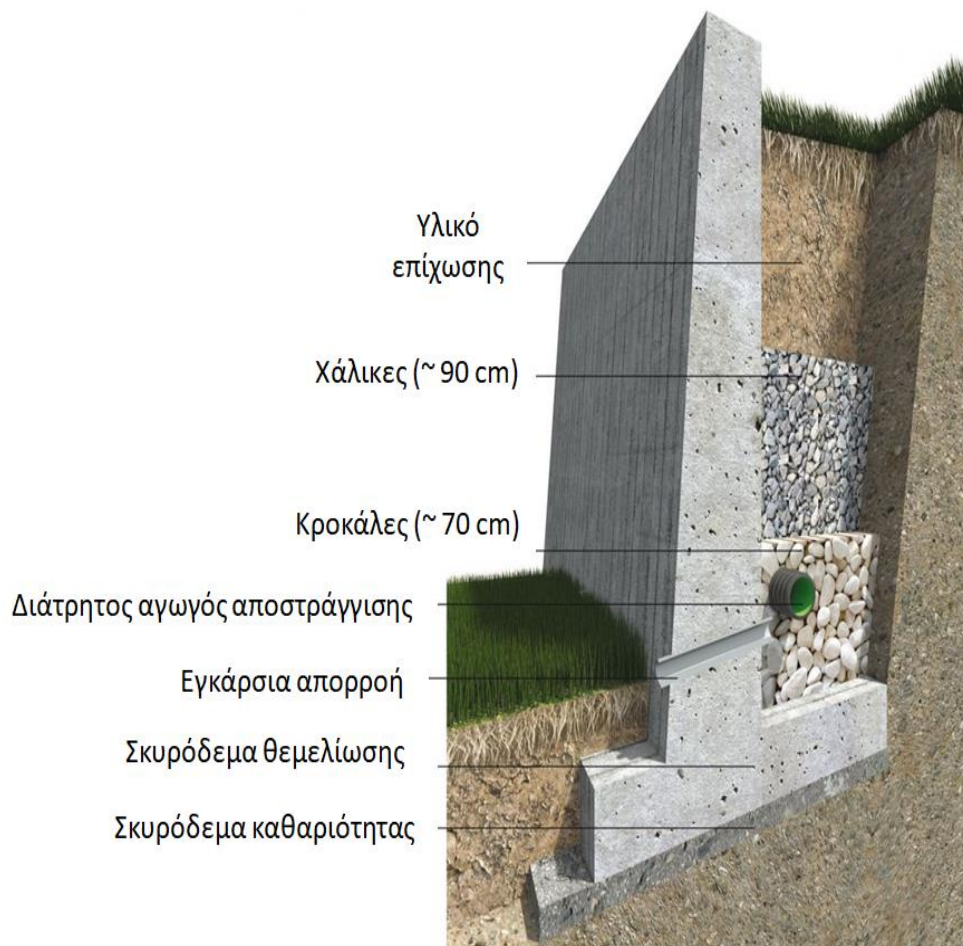
ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Οι τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα κατασκευάζονται από σκυρόδεμα εξ ολοκλήρου (κορμοί επιστέψεις, θεμέλια) .Μάλιστα η κατηγορία σκυροδέματος που χρησιμοποιείται είναι C20/25, ή ανώτερη αν προκύψουν ανάγκες από τους υπολογισμούς. Οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας ανώτερης του B25 θα χρησιμοποιείται εφόσον προκύπτουν λόγοι διαστασιολόγησης από γεωμετρικούς ή άλλους περιορισμούς. Οι πάσσαλοι, όπου χρησιμοποιούνται, θα κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα ποιότητας B25 ή ανώτερης. Οι μεταλλικοί πάσσαλοι αποκλείονται. Το σκυρόδεμα είναι το πιο διαδεδομένο υλικό κατασκευής έργων πολιτικού μηχανικού στην Ελλάδα, αφού είναι το φθηνότερο δομικό υλικό, ενώ προσφέρει μεγάλη αντοχή όταν υπόκειται σε θλιπτικές τάσεις. Στη βάση του τοίχου πριν από οτιδήποτε τοποθετείται μία στρώση σκυροδέματος καθαριότητας χαμηλής κατηγορίας. Κάτω από τα θεμέλια των τοίχων θα κατασκευάζεται υποχρεωτικά στρώση από σκυρόδεμα κατηγορίας B10 ελάχιστου πάχους 10cm. Απαραίτητη είναι επίσης η χρήση ξυλοτύπων πριν από τη σκυροδέτηση. Γενικά, απαγορεύεται η σκυροδέτηση κατευθείαν στο μέτωπο εκσκαφής.



Σημαντικό στοιχείο για την επίτευξη της βέλτιστης ανθεκτικότητας του τοίχου στο χρόνο είναι η επιτυχής αποστράγγιση, διότι η ύπαρξη νερού δημιουργεί προβλήματα ρηγματώσεων ή ακόμη και ολικής αστοχίας λόγω της αυξημένης υδροστατικής πίεσης. Επιτυχής αποστράγγιση επιτυγχάνεται με τρεις κυρίως τρόπους:

- Επίχωση με χαλίκι πίσω από τον τοίχο.
- Τοποθέτηση διάτρητου σωλήνα αποστράγγισης κοντά στη βάση του τοίχου, εφόσον το επιτρέπει ο σχεδιασμός.
- Διαμόρφωση κατάλληλων οπών στο τοιχίο με σκοπό την ελεύθερη κίνηση του νερού μέσω αυτών στην κατάντη πλευρά του.



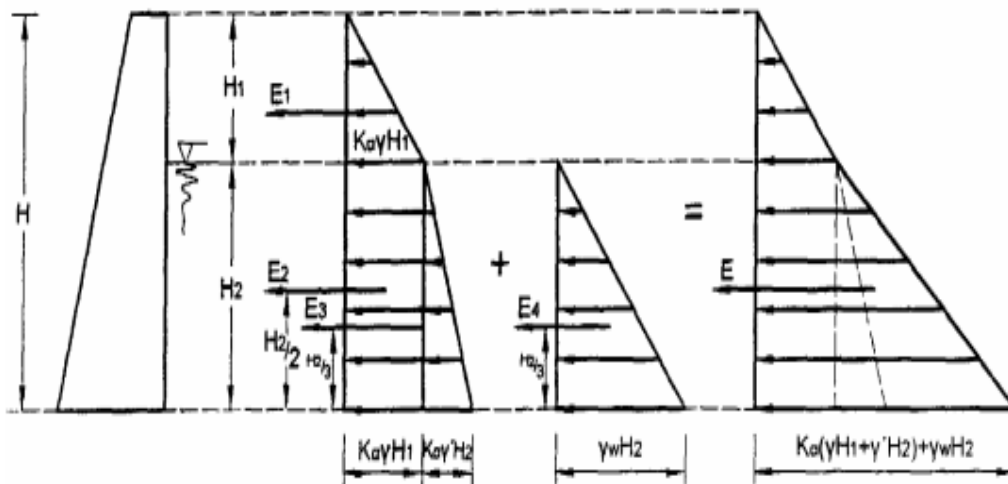
1.7 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΝΕΡΟΥ ΚΑΙ ΔΙΑΤΑΞΕΙΣ ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗΣ

Ο ρόλος του νερού είναι καθοριστικός σε κάθε κατασκευαστικό έργο αντιστήριξης. Η παρουσία του νερού στο έδαφος από τη μία αυξάνει την εδαφική δράση και από την άλλη, μειώνει την εδαφική αντοχή. Έτσι όταν διανοίγεται μία εκσκαφή σε άργιλο, οι πιέσεις πόρων στο μέτωπο γίνονται αρνητικές, η διατμητική αντοχή αυξάνεται και το έδαφος διογκώνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, μέχρι μετά από κάποιο χρονικό διάστημα, να δημιουργηθούν συνθήκες μόνιμης ροής, οπότε το φαινόμενο αντιστρέφεται και η πίεση των πόρων αυξάνεται ενώ η εδαφική αντοχή μειώνεται. Το γεγονός αυτό οδηγεί το μέτωπο σε μεγάλες μετακινήσεις και ενδεχομένως σε κατάρρευση. Γενικά, επειδή η υδραυλική συμπεριφορά του εδάφους δεν είναι απολύτως γνωστή, εξαιτίας της παρουσίας ρωγμών, της ανισοτροπίας της διαπερατότητας κ.λ.π. θα πρέπει να προβλέπονται κατάλληλα συστήματα αποστράγγισης.

Οι μορφές που μπορεί να εμφανιστεί το νερό στα έργα αντιστήριξης είναι:

- Με τη μορφή της πίεσης των πόρων, οπότε αυξάνει το βαθμό κορεσμού, το ειδικό βάρος του εδάφους και τελικά της ωθήσεις.
- Με τη μορφή του ελεύθερου νερού όταν πίσω από το έργο ανέβει η στάθμη, με αποτέλεσμα να αναπτυχθούν υδροστατικές πιέσεις.

Στο Σχήμα φαίνεται η κατανομή των τάσεων στην περίπτωση μερικώς βυθισμένου εδάφους.



Σχήμα: Διαγράμματα τάσεων μερικώς βυθισμένου εδάφους

- Για τον υπολογισμό των ωθήσεων του εδάφους σε τέτοιες περιπτώσεις, λαμβάνεται υπόψη το φαινόμενο ειδικό βάρος του βυθισμένου εδάφους, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Άρα, σύμφωνα με το Σχήμα , η ενεργός τάση στη στάθμη του υπόγειου νερού θα είναι: $K_a \gamma H_1$, οπότε η ενεργός ώθηση της εδαφικής στρώσης πάχους H_1 θα είναι:

$$E_1 = 1/2 K_a \gamma H_1$$

- Η ενεργός τάση $K_a \gamma H_1$ παραμένει σταθερή σε όλο το ύψος H_2 , οπότε προκαλεί μια επιπλέον φόρτιση στη στρώση H_2 , ίση με: $E_2 = K_a \gamma H_1 H_2$ (εμβαδόν ορθογωνίου των τάσεων), η E_2 ενεργεί σε ύψος $H_2/2$ από τη βάση του τοίχου.

Η ώθηση του βυθισμένου εδάφους είναι:

$$E_3 = 1/2 K_a \gamma' H_2^2$$

και η υδροστατική πίεση:

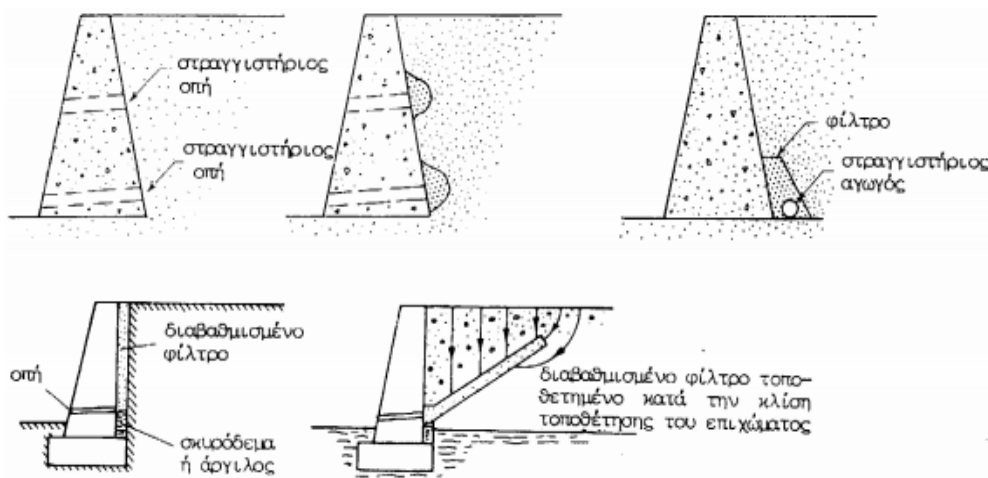
$$E_4 = 1/2 \gamma_w H_2^2$$

Επομένως η συνολική πλευρική πίεση είναι ίση με το άθροισμα των παραπάνω πιέσεων:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4$$

Δηλαδή: $E = 1/2 K_a \gamma H_1 + K_a \gamma H_1 H_2 + 1/2 K_a \gamma' H_2^2 + 1/2 \gamma_w H_2^2$

- Αν εφαρμοστεί ο παραπάνω τρόπος υπολογισμού για πλήρως βυθισμένο έδαφος, θα προκύψει ότι όταν το νερό φτάνει μέχρι τη στέψη του τοίχου, σε σχέση με στεγνό έδαφος, οι πλευρικές ωθήσεις υπερδιπλασιάζονται. Για αυτό το λόγο, κατασκευάζονται στραγγιστήριες οπές στο μέτωπο του έργου και διάφορα έργα στην επίχωση, ώστε να διευκολύνεται η στράγγιση .



Στραγγιστήριες οπές και ορισμένες τυπικές διατάξεις, για τη διευκόλυνση του νερού

1.8 ΜΕΤΡΑ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι βασικές προϋποθέσεις για την ασφαλή κατασκευή και λειτουργία ενός συστήματος αντιστήριξης είναι τα εξής:

1. Τοπογραφική αποτύπωση του περιβάλλοντα χώρου
2. Γεωτεχνική και γεωλογική έρευνα του εδάφους
3. Κατασκευή βάσει εμπειριστατωμένης μελέτης
4. Παρακολούθηση συμπεριφοράς

Η γεωλογική έρευνα πρέπει να εκτείνεται σε όλο το βάθος επιρροής του συστήματος αντιστήριξης στο έργο και θα πρέπει να διαπιστώνονται τα εξής:

- Η ύπαρξη ή μη των μαλακών εδαφικών υλικών με πιθανά προβλήματα αστάθειας κατά την εκσκαφή-κατασκευή των στοιχείων αντιστήριξης.
- Η ύπαρξη εδαφικών σχηματισμών μεγάλης διαπερατότητας(άμμοι, αμμοχάλικα, κλπ.) και οι κλίσεις αυτών.
- Η παρουσία βραχωδών σχηματισμών ή ογκολίθων που θα ήταν δυνατόν να προκαλέσουν δυσκολίες κατά την εκσκαφή ή την διάτρηση των στοιχείων αντιστήριξης.
- Και τέλος, η παρουσία υπογείου υδροφόρου ορίζοντα και η στάθμη του.

Η αντιστήριξη ενός έργου αποτελεί ίσως το πιο σημαντικό και απαραίτητο κομμάτι της κατασκευής, διότι αν το ίδιο είναι ελλιπές τότε τα αποτελέσματα μπορεί να είναι καταστροφικά.

Έτσι, τα μέτρα τα οποία πρέπει να ληφθούν, ύστερα από τα αποτελέσματα της γεωλογικής έρευνας και μελέτης είναι τα εξής:

- Αντηριδωτοί τοίχοι αντιστήριξης με θεμέλια πασσάλων.
- Πάσσαλοι οι οποίοι κατασκευάστηκαν εφαπτομενικά ώστε να δημιουργηθεί πασσαλότοιχος με την κατασκευή κεφαλόδεσμου.
- Αγκύρια τα οποία διαπερνούσαν τη διατομή των πασσάλων και εισχωρούσαν στο έδαφος.

Ένα επιπρόσθετο μέτρο προστασίας του έργου αλλά και των μέτρων αντιστήριξης το οποίο είναι αναγκαίο σε κάθε έργο, είναι η αποστράγγιση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2^ο : ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΙΣ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΟΡΦΕΣ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

• Υλικό κατασκευής

Το υλικό κατασκευής των τοίχων αντιστήριξης επηρεάζει το σχεδιασμό τους, λόγω της ίδιας του αντοχής και του ίδιου βάρους του. Από την κατάλληλη εκλογή του υλικού εξαρτάται και η τεχνοοικονομικότητα της λύσης.

• Συνθήκες δομήσεως

Όταν οι συνθήκες είναι δυσμενείς, όπως π.χ. κάτω από τη στάθμη του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα, αποκλείονται ορισμένοι τύποι τοίχων που θα ήταν προτιμότεροι σε άλλες συνθήκες. Πάντοτε στις περιπτώσεις αυτές, η εκλογή του τύπου του τοίχου αντιστήριξης γίνεται με κριτήριο τον οικονομικότερο τρόπο εκτέλεσης του έργου.

• Φύση του εδάφους

Πρόκειται για τον καθοριστικότερο παράγοντα στη σχεδίαση των τοίχων αντιστήριξης γιατί η τιμή των ωθήσεων επί του τοίχου εξαρτάται από την ποιότητα του εδάφους. Έτσι για πολύ συνεκτικά εδάφη ή πετρώματα ο τοίχος αντιστήριξης αποτελεί απλή επένδυση, ενώ για τα χαλαρά εδάφη έχουμε μεγάλες ωθήσεις με αποτέλεσμα να αποκλείονται έτσι ορισμένοι τύποι τοίχων αντιστήριξης.

Η εκλογή μορφής του τοίχου εξαρτάται και από το έδαφος θεμελίωσης. Είναι γεγονός ότι για καλή ποιότητα εδάφους έχουμε τη δυνατότητα να κατασκευάσουμε τοίχο με μεγάλο ίδιο βάρος ή τοίχο που θα μεταφέρει μεγάλης κλίσεως φορτία στα θεμέλιά του. Αντίθετα για εδάφη κακής ποιότητας επιδιώκουμε να έχουμε χαμηλές τιμές φορτίων των οποίων η συνισταμένη τους να πλησιάζει όσο γίνεται την κατακόρυφη, με στόχο την ομοιόμορφη κατανομή τάσεων στο έδαφος.

Στην περίπτωση μεγάλων καθιζήσεων αποφεύγουμε τους μονολιθικούς τοίχους ή επιλέγουμε λύσεις με εύκολη προσαρμογή στο έδαφος ή λύσεις που να καταπονούν στο ελάχιστο το έδαφος θεμελίωσης.

• Φύση των φορτίων και των εξωτερικών δυνάμεων

Εκτός από τις ωθήσεις του εδάφους, λαμβάνονται υπόψη σε ορισμένους τοίχους διάφορα εξωτερικά φορτία που επηρεάζουν σημαντικά τη λύση της επιλογής της μορφής των τοίχων αντιστήριξης.

• Ύψος του τοίχου

Για μικρά ύψη δεν υπάρχουν ιδιαίτερα προβλήματα, όμως για μεγάλα ύψη με οριακή περίπτωση απαιτούνται ειδικές λύσεις.

2.2 ΦΥΣΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΔΑΦΩΝ

Το έδαφος περιέχει κόκκους διαφόρων μεγεθών και σε διάταξη που ποικίλλει. Από αυτή τη σύνθεση και τη δομή του εξαρτώνται οι μηχανικές του ιδιότητες, δηλαδή η αντοχή του και οι καθιζήσεις που εκδηλώνονται όταν ασκηθούν σε αυτό δυνάμεις. Τα εδάφη χωρίζονται σε κοκκώδη και συνεκτικά.

Τα κοκκώδη εδάφη περιλαμβάνουν χονδρόκοκκες ιλύες, άμμους, χαλίκια και άλλα χονδρότερα υλικά. Η εδαφική τους δομή εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- το μέγεθος, το σχήμα και την επιφανειακή τραχύτητα των μεμονωμένων κόκκων
- το εύρος των μεγεθών των κόκκων
- τις τάσεις στις οποίες έχει υποβληθεί το έδαφος
- το βαθμό της τσιμέντωσης των κόκκων, την ύπαρξη λεπτόκοκκου υλικού, την κατάσταση διάβρωσης.

Στα συνεκτικά εδάφη, οι κόκκοι των αργιλικών ορυκτών είναι πάρα πολύ μικροί ώστε να είναι ορατοί με γυμνό μάτι. Έχουν επιφάνειες ηλεκτρικά φορτισμένες, οι οποίες κυριαρχούν σε οποιαδήποτε διάταξη των κόκκων. Η δομή των αργιλικών εδαφών είναι εξαιρετικά πολύπλοκη αλλά φαίνεται να επηρεάζεται κυρίως:

- από την ποσότητα και τον τύπο των αργιλικών ορυκτών
- την αναλογία ιλύος και άμμου
- το περιβάλλον της απόθεσης
- την χημική φύση του νερού των πόρων.

Και τα κοκκώδη και τα συνεκτικά εδάφη μπορούν να συμπεριφερθούν με τρόπο στραγγισμένο ή αστραγγιστο. Για να αποφευχθεί η σύγχυση μεταξύ των όρων, τα εδάφη χωρίζονται σε:

- Πολύ χονδρόκοκκα εδάφη (κόκκοι μεγαλύτεροι από) 60mm
- Χονδρόκοκκα εδάφη (περισσότερο από το άμμος ή και χαλίκι) 65%
- Λεπτόκοκκα εδάφη (περισσότερο από άργιλος ή και ιλύς) 35%
- Οργανικά εδάφη (αποτελούμενα από τύρφη, από λεπτόκοκκα, χονδρόκοκκα ή πολύ χονδρόκοκκα εδάφη με οργανική σύσταση).

2.3 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι κατασκευές αντιστήριξης πρέπει να σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφεύγονται η κατάρρευση ή σοβαρή βλάβη από αστάθεια της εδαφικής μάζας.

Ένας τοίχος βαρύτητας πρέπει να ελέγχεται στην οριακή κατάσταση τους:

- Αστοχία ολίσθησης
- Ανατροπή ή αστοχία από περιστροφή
- Φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα
- Αστοχία φέρουσας ικανότητας
- Αστοχία λόγω μετατόπισης ή ολίσθησης.



Κατά τη

μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της αστοχίας του, καθώς επίσης και των πιθανών τρόπων με τους οποίους μπορεί να συμβεί. Γενικά, σε ένα τοίχο αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης δρουν δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται :

1) με το ίδιο βάρος του τοίχου

2) παθητικές και ενεργητικές ωθήσεις γαιών

3) υδροστατικές δυνάμεις και εξωτερικές δυνάμεις δηλαδή επιφορτίσεις όπως (ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, σημειακά φορτία, κλπ.)

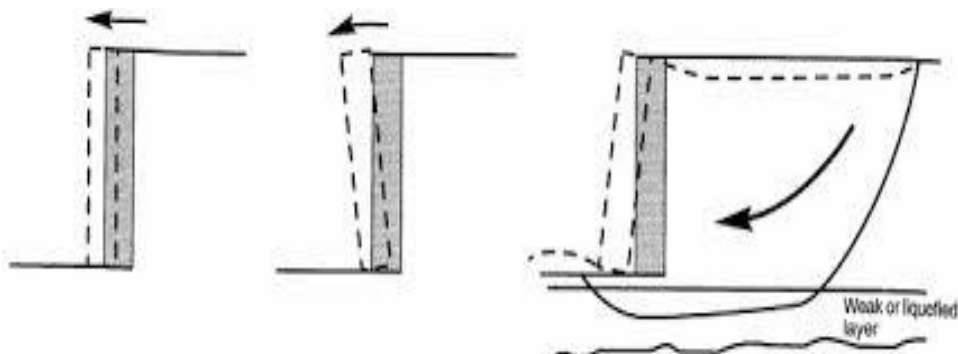
Ο σωστός σχεδιασμός του τοίχου εξασφαλίζει ισορροπία αυτών των δυνάμεων χωρίς ο τοίχος να επιβάλλει στο έδαφος διατμητικές τάσεις που να υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή του αντιστηριζομένου υλικού. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αυτές οι συνθήκες ισορροπίας είναι δυνατόν να «παραβιαστούν» από τις αδρανειακές δυνάμεις και τις μεταβολές στην αντοχή του εδάφους με **αποτέλεσμα την πρόκληση μόνιμων παραμορφώσεων στον τοίχο.**

2.3.1 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΑΚΑΜΠΤΩΝ) ΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Η **ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ** του τοίχου βαρύτητας εξασφαλίζεται όταν δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω **ολίσθησης** και **ανατροπής** της κατασκευής, όπως επίσης όταν αποφεύγεται η **ολική ολίσθηση (αστάθεια)** του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης.

Πιο συγκεκριμένα, η ολίσθηση του τοίχου, πάνω στην επιφάνεια του εδάφους, οφείλεται στην έλλειψη των συνθηκών ισορροπίας των οριζόντιων 4 δυνάμεων. Επιπλέον, ο τοίχος μπορεί να ανατραπεί εξαιτίας της μη ισορροπίας των ροπών, κατά την περιστροφή του γύρω από άξονα κάθετο στην κατακόρυφη τομή του, σε συνδυασμό με την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης.

- Η **ολίσθηση** συμβαίνει όταν δεν διατηρείται η ισορροπία οριζόντιας δύναμης (δηλ. Όταν οι πλευρικές πιέσεις στο πίσω μέρος του τοίχου παράγουν ώθηση που υπερβαίνει την διαθέσιμη αντίσταση ολίσθησης στη βάση του τοίχου).
- Οι **ανατροπές** παρουσιάζονται όταν η ισορροπία της στιγμής δεν ικανοποιείται, παρουσιάζονται συχνά αστοχίες στη βάση του τοίχου.
- Τα τοιχώματα βαρύτητας μπορεί επίσης να υποστούν βλάβη λόγω της **μεγάλης αστάθειας** των εδαφών πίσω και κάτω από αυτά. Τέτοιες αστοχίες μπορούν να αντιμετωπίζονται ως αστοχίες σταθερότητας κλίσης που περικλείουν τον τοίχο. Τα σύνθετα συστήματα τοιχοποιίας, όπως τα τοιχώματα των κάδων, τα τοιχώματα των κάδων και τα μηχανικά σταθεροποιημένα τοιχώματα, μπορούν να αποτύχουν με τους ίδιους τρόπους ή με έναν αριθμό εσωτερικών μηχανισμών που μπορεί να συνεπάγονται διατμήσεις, τραβήγματα ή αστοχία διαφόρων στοιχείων τοιχοποιίας.



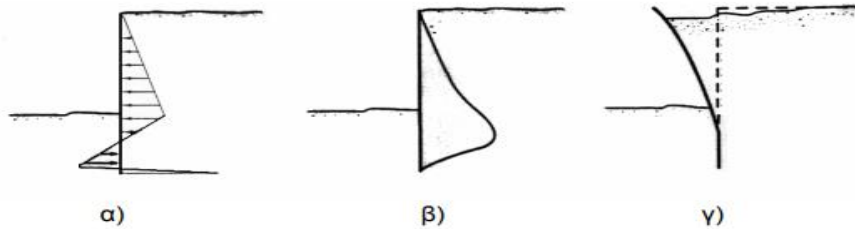
Τυπικές μορφές αστοχίας τοίχου βαρύτητας:

α) ολίσθηση β) ανατροπή γ)ολική αστάθεια

2.3.2 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΕΥΚΑΜΠΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

Η ευστάθεια ενός εύκαμπτου τοίχου είναι εξασφαλισμένη όταν:

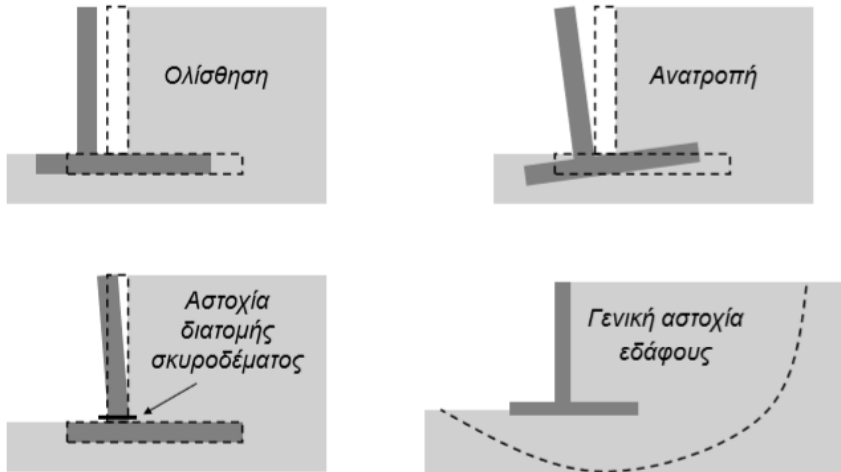
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών αστοχίας που ισχύουν και για τους τοίχους βαρύτητας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών καμπτικής αστοχίας.



α)Εδαφικές ωθήσεις , β)Καμπτικές ροπές, γ)Μηχανισμός καμπτικής αστοχίας τοίχου

Τα τοιχώματα των προβόλων υπόκεινται στους ίδιους μηχανισμούς αποτυχίας όπως τα τοιχώματα βαρύτητας και επίσης στους μηχανισμούς κάμψης. Οι πιέσεις του εδάφους και οι ροπές κάμψης σε τοίχους των προβόλων εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία και τη δύναμη του συστήματος τοίχου-εδάφους. Εάν οι ροπές κάμψης που απαιτούνται για ισορροπία υπερβαίνουν την αντοχή στην κάμψη του τοίχου, μπορεί να προκύψει κάμψη. Η δομική ολκιμότητα του τοιχώματος μπορεί να επηρεάσει το επίπεδο παραμόρφωσης που προκαλείται από την κάμψη.

Η αστοχία των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να οφείλεται σε:



Οι **οπλισμένοι τοίχοι** συνήθως αποτυγχάνουν λόγω της ακαθάρστης αστάθειας, της κλίσης, της καμπτικής αποτυχίας και / ή της αποτυχίας των στοιχείων στήριξης. Η κλίση των υποστηριγμένων τοιχωμάτων συνήθως περιλαμβάνει περιστροφή γύρω από το σημείο στο οποίο το στήριγμα επενεργεί στον τοίχο, συχνά στην κορυφή του τοιχώματος, όπως στις περιπτώσεις των τοιχωμάτων στήριξης υπογείων και γεφυρών.

2.3.3 ΜΟΡΦΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ «ΔΕΣΜΕΥΜΕΝΩΝ» ΤΟΙΧΩΝ

Η ευστάθεια ενός «δεσμευμένου», δηλαδή είτε αγκυρωμένου τοίχου είτε ακρόβαθρου ή τοίχου υπογείου, είναι εξασφαλισμένη όταν:

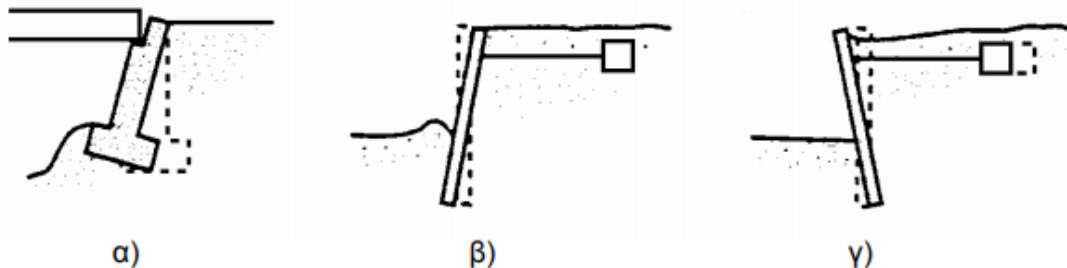
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ανατροπής του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολικής αστάθειας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω μηχανισμών καμπτικής αστοχίας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω αστοχίας των αγκυρίων

Στην περίπτωση των τοίχων με πρόβολο, τα αγκυρωμένα τοιχώματα μπορεί να αποτύχουν στην κάμψη, αν και το σημείο αποτυχίας (μέγιστη ροπή κάμψης) είναι πιθανό να είναι διαφορετικό. Η αποτυχία των στοιχείων στήριξης μπορεί να περιλαμβάνει την αφαίρεση της αγκύρωσης, την αστοχία της στεφάνης ή το λυγισμό της γέφυρας. Οι εξοικονομήσεις αποθέματος μπορούν επίσης να επιβάλουν πρόσθετη αξονική και εγκάρσια φόρτωση στα στοιχεία στήριξης όπως τα στελέχη και οι ράβδοι.

α) Ένας αγκυρωμένος τοίχος ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης. Έτσι λχ. οι τοίχοι των υπογείων ή τα ακρόβαθρα των γεφυρών περιστρέφονται γύρω από την κορυφή τους.

β) Ενώ αντίθετα περιστροφή γύρω από τον πόδα του αγκυρωμένου τοίχου μπορεί να παρατηρηθεί όταν υπάρχει έλλειψη παθητικής αντίστασης λόγω περιορισμένου και ανεπαρκούς βάθους έμπηξης.

γ) Ένας αγκυρωμένος τοίχος υπόκειται κυρίως σε καμπτική καταπόνηση, όπως και ένας τοίχος - πρόβολος, όμως η εμφάνιση των μέγιστων καμπτικών ροπών γίνεται σε διαφορετικό σημείο. Γενικά ισχύει η αρχή: οι ωθήσεις μεταφέρονται από θέσεις όπου το μέτωπο εμφανίζεται εύκαμπτο σε θέσεις όπου είναι δύσκαμπτο και ανυποχώρητο, όπως στις περιοχές των στηριγμάτων. Αστοχία των μελών της αγκύρωσης έχει ως αποτέλεσμα είτε την εξόλκευση του αγκυρίου, είτε την θραύση του αγκυρίου.



α) στροφή ακρόβαθρου γέφυρας περί την κορυφή, β) ανεπάρκεια παθητικής αντίστασης στον πόδα αγκυρωμένου τοίχου, γ) αστοχία αγκυρίου

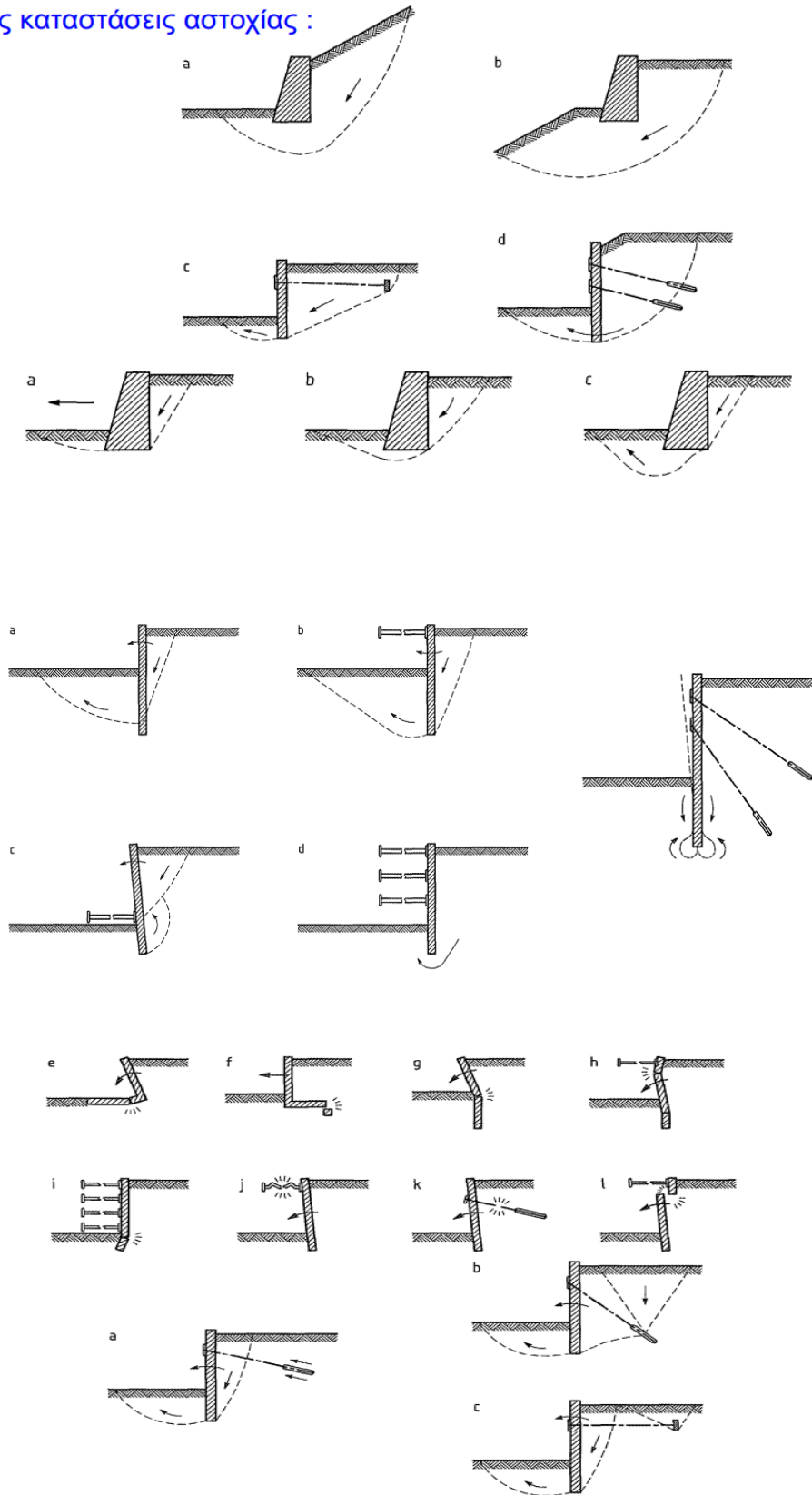


Αρχαιολογικός χώρος Ολυμπίας
Ο αρχαίος τοίχος αντιστήριξης βρίσκεται σε κατάσταση ανατροπής λόγω ενεργητικών ωθήσεων.

2.4 ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

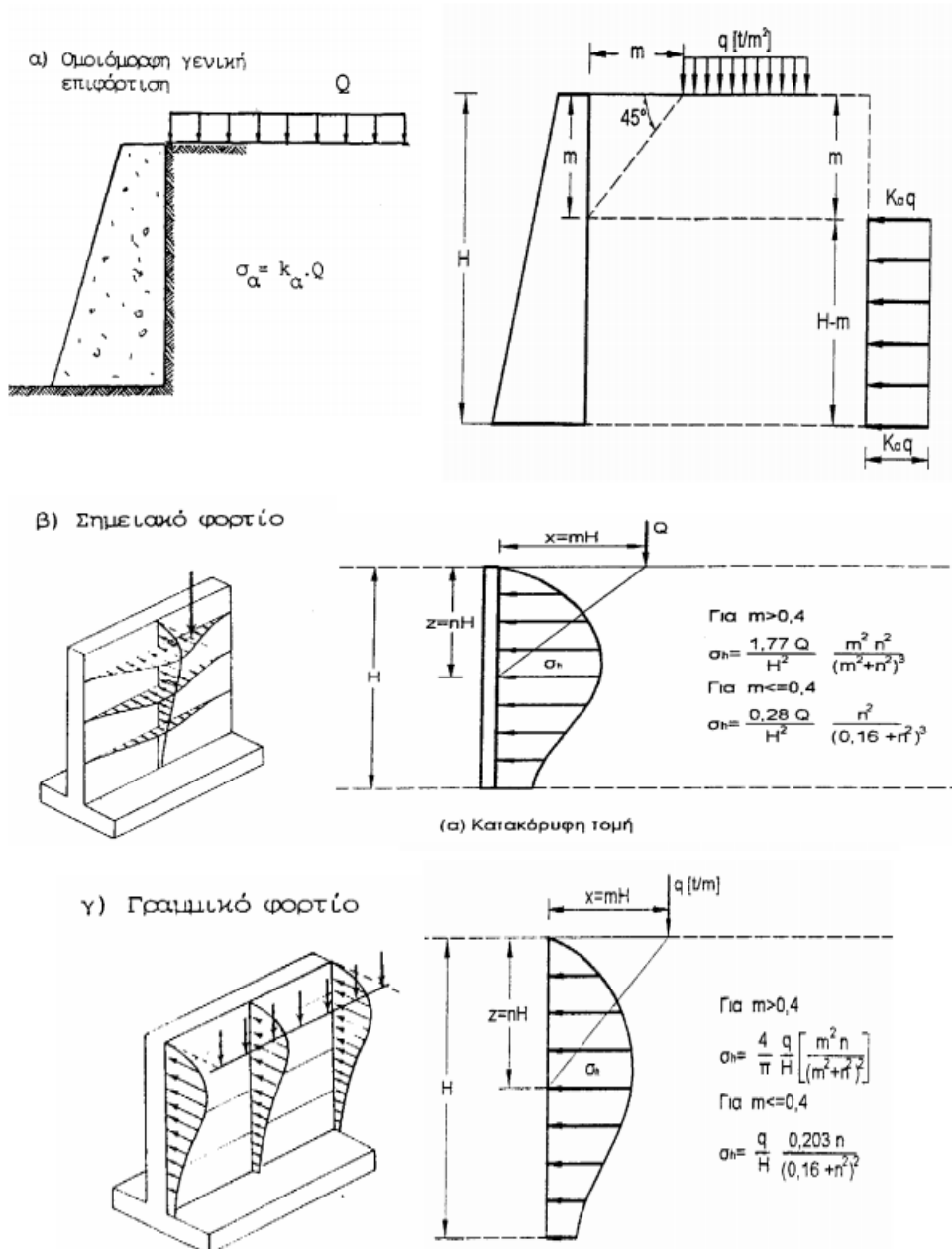
Οι παραμορφώσεις των τεχνικών έργων αντιστήριξης από τις επιδράσεις των λειτουργικών φορτίων σχεδιασμού συνιστάται να είναι περιορισμένες, τόσο ώστε: Η μακροπρόθεσμη εγκάρσια παραμόρφωση στη στέψη ενός τοίχου παρατιθεμένων πασσάλων ή τοίχου τεμνομένων πασσάλων ή διαφραγματικού τοίχου ή άλλου τύπου έγχυτου τεχνικού έργου αντιστήριξης συνιστάται να περιορίζεται στο 1,0% του αντιστηριζομένου ύψους, όπου ως αντιστηριζόμενο ύψος ορίζεται η διαφορά της στάθμης των εκατέρωθεν και αμέσως προσκειμένων προς τον τοίχο διαμορφώσεων. Σε περίπτωση που ισχύουν και άλλα όρια μικρότερων παραμορφώσεων, τότε οι μελέτες θα βασίζονται σ' αυτά τα πιο συντηρητικά όρια.

Οριακές καταστάσεις αστοχίας :

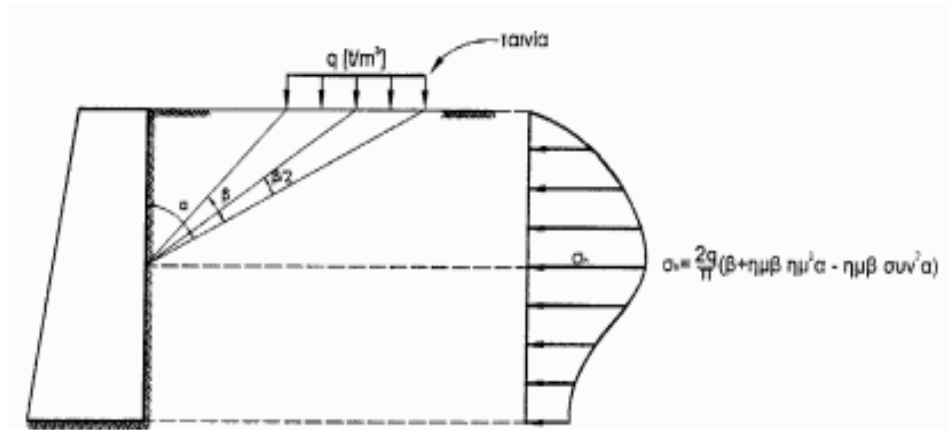


2.5 ΕΠΙΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Κατά την κατασκευή έργων αντιστήριξης, συχνά αντιμετωπίζεται το πρόβλημα της παρουσίας φορτίων. Τα φορτία ανάλογα με τη μορφή τους επηρεάζουν την κατανομή των ωθήσεων και συνεπώς πρέπει να υπολογίζεται η επίδρασή τους κατά το σχεδιασμό του έργου. Στο Σχήμα φαίνονται ειδικές περιπτώσεις φορτίων και το πώς επιδρούν στις πλευρικές ωθήσεις.



Σχήμα: Μορφές φορτίων και μέγεθος πλευρικών ωθήσεων που προκαλούν οι διάφορες περιπτώσεις φορτίων στην επιφάνεια



Κατά την απλή περίπτωση του ομοιόμορφου κατανεμημένου επιφανειακού φορτίου Q , η σχέση $\sigma_{ha} = K_a H\gamma$ τροποποιείται ως εξής:

$$\sigma_{ha} = K_a (H\gamma + Q)$$

Στην περίπτωση του σημειακού φορτίου, όπως και στις περιπτώσεις του παράλληλου γραμμικού φορτίου και της παράλληλης λωρίδας, είναι προτιμότερο, σύμφωνα με την άποψη του Terzaghi (1954) και των Spangler και Mickle (1956), να αντιμετωπίζεται το πρόβλημα με βάση ορισμένες πραγματικές μετρήσεις, με τη χρήση της ελαστικής θεωρίας. Προτείνονται έτσι σχέσεις υπολογισμού της σ_h ανεξάρτητες από τις ελαστικές σταθερές και εξαρτώμενες από τα γεωμετρικά στοιχεία, όπως αυτά φαίνονται στο παραπάνω σχήμα. Όπως φαίνεται, κύρια παράμετρος είναι η απόσταση του φορτίου από το μέτωπο του τοίχου, X , η οποία εμφανίζεται με τον αδιάστατο λόγο:

$$m = X/H$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3^ο : ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

Ο τυπικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης, υπό στατικές συνθήκες, περιλαμβάνει τον **υπολογισμό των δυνάμεων** που ασκούνται πάνω στον τοίχο και κατόπιν τον **σχεδιασμό του τοίχου** έτσι ώστε ο τοίχος να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις με ένα συντελεστή ασφαλείας αρκετά υψηλό για να προκύπτουν αποδεκτές παραμορφώσεις. Οι κλασικές θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού των στατικών δυνάμεων που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης είναι η **θεωρία του Coulomb** και η **θεωρία του Rankine**. Η υπόθεση στην οποία βασίζονται και οι δυο αυτές μέθοδοι είναι ότι κατά την επιβολή των ωθήσεων το έδαφος αστοχεί.

3.2 ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ-ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

Για τη μελέτη των τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιείται η μέθοδος της **οριακής ισορροπίας**. Έτσι ο σχεδιασμός τους γίνεται με την παραδοχή ότι η κατασκευή μπορεί να φέρει μια μέγιστη οριακή ώθηση εδάφους τόση ώστε να εξασφαλίζεται μη ολοκληρωτική καταστροφή. Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυσή τους γίνεται στην κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια εξασφαλίζεται ότι αυτή δεν θα συμβεί με την εισαγωγή καταλλήλων συντελεστών ασφαλείας. Η μέθοδος αυτή λέγεται μέθοδος της Οριακής Ισορροπίας.

Η ισορροπία του τοίχου επιτυγχάνεται με:

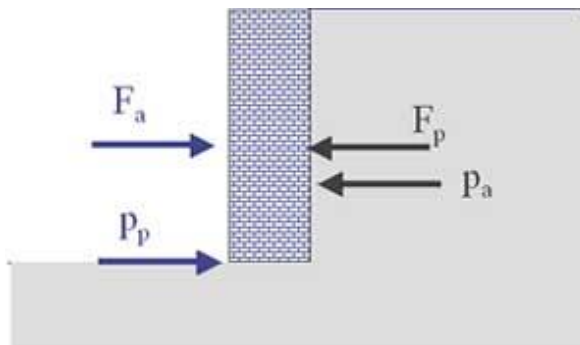
- θεμελίωση του τοίχου μέσα στο έδαφος
- αγκύρωση του τοίχου
- εφαρμογή εξωτερικού φορτίου

Ισορροπία του τοίχου: $F_p = F_a$

Ωθήσεις ονομάζονται οι **(πλευρικές) πιέσεις** που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισης του) στην επιφάνεια ενός τεχνικού έργου και ειδικότερα σε τοίχους αντιστήριξης.

• Η ενεργητική ώθηση (P_a) αντιστοιχεί σε διόγκωση του εδάφους.

• Η παθητική ώθηση (P_p) αντιστοιχεί σε συμπίεση του εδάφους.



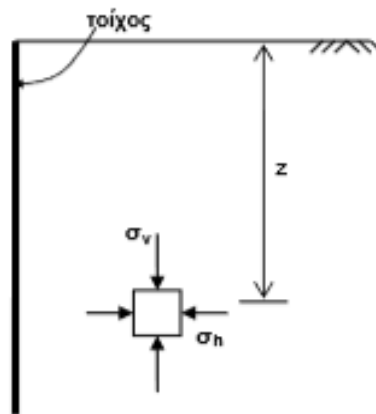
3.3 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών, στηρίζονται σε διάφορες θεωρίες και εμπειρικά δεδομένα. Ανάλογα με το αντικείμενο του προβλήματος επιλέγουμε και την κατάλληλη μέθοδο. Οι κυριότερες από τις μεθόδους αυτές είναι :

1. Η μέθοδος του Coulomb, δια της θεωρήσεως του πρίσματος των γαιών.
2. Η μέθοδος του Rankine που βασίζεται στην θεωρία της πλαστικότητας.
3. Η μέθοδος που βασίζεται στην θεωρία της ελαστικότητας και χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό κατακόρυφων και πλευρικών πιέσεων από εξωτερικά φορτία.
4. Η μέθοδος που βασίζεται σε εμπειρικές προσεγγίσεις και χρησιμοποιείται κυρίως για τον υπολογισμό αγκυρωμένων πασσαλοσανίδων.

- Το πρώτο βήμα για την ανάλυση μιας κατασκευής αντιστήριξης είναι ο προσδιορισμός των ωθήσεων των γαιών που ασκούνται πάνω σε αυτές. Όσο ο τοίχος παραμένει ακίνητος ισχύει η γεωστατική κατάσταση τάσεων:

$\sigma_h = K_o \sigma_v$, όπου K_o ο συντελεστής πλευρικής τάσης σε ισορροπία



ΑΝΑΠΤΥΞΗ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

- Το βάρος του εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη κατακόρυφων γεωστατικών τάσεων σ_v οι οποίες αυξάνονται με το βάθος.
- Αν αφαιρεθεί η επιρροή της πίεσης του νερού των πόρων u_w , η ενεργός κατακόρυφη τάση συμβολίζεται κατά τα γνωστά ως σ'_v .
- Η οριζόντια γεωστατική ενεργός τάση μπορεί να υπολογιστεί από την σ'_v και έναν συντελεστή K και συμβολίζεται ως σ'_h .
- Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων ονομάζεται εδαφική ώθηση και έχει μεγάλο ενδιαφέρον στην μελέτη έργων αντιστήριξης (συγκράτησης εδαφικών πρανών ή μαζών).
- Η τιμή των πλευρικών ωθήσεων δεν είναι σταθερή αλλά μεταβάλλεται μεταξύ μιας μέγιστης και μιας ελάχιστης τιμής, ανάλογα με την σχετική μετακίνηση του έργου αντιστήριξης.

3.4 ΜΕΘΟΔΟΣ RANKINE

Οι βασικές παραδοχές της μεθόδου του Rankine είναι οι ακόλουθες:

- Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη. Οι τάσεις θραύσης του εδάφους συνδέονται μεταξύ τους με σχέσεις που βασίζονται στο κριτήριο αστοχίας θραύσης Mohr – Caquot.
- Όταν υπάρχει μόνο το ίδιο βάρος του εδάφους, οι τάσεις σε επίπεδα κατακόρυφα είναι παράλληλες προς την ελεύθερη επιφάνεια. Τα κατακόρυφα επίπεδα και τα παράλληλα προς την ελεύθερη επιφάνεια θεωρούνται συζυγή. Σε παράλληλα προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδα, οι τάσεις είναι κατακόρυφες και ισούνται με το βάρος της στήλης του υπερκείμενου εδάφους.

3.5 ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ ΚΑΤΑ RANKINE

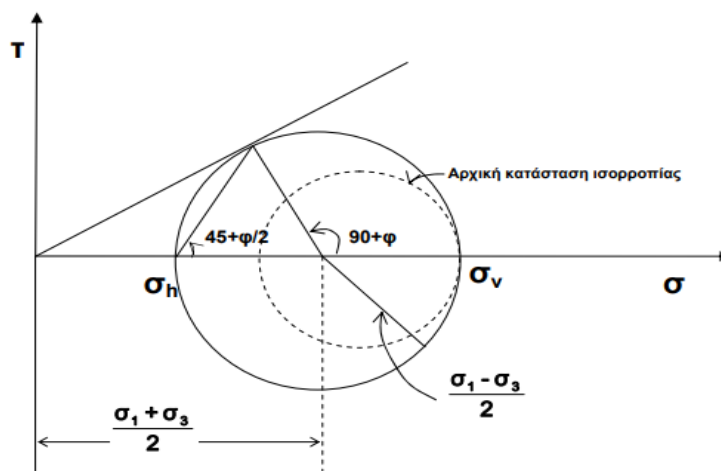
Η εφαρμογή της θεωρίας αυτής ισχύει κάτω από την προϋπόθεση ότι ο τοίχος είναι λείος, δηλαδή δεν υπάρχουν τριβές μεταξύ τοίχου και εδάφους.

3.5.1 Ενεργητική κατάσταση

Αν ο τοίχος μετακινηθεί προς τα έξω το έδαφος χάνει την πλευρική του στήριξη. Μειώνεται τότε η πλευρική τάση σ_h ενώ διατηρείται σταθερή η κατακόρυφη σ_v (κύκλος α). Η διάμετρος του κύκλου Mohr, που ισούται με $\sigma_v \sigma_h$, μεγαλώνει και τελικά ακουμπάει στην περιβάλλουσα Mohr - Coulomb οπότε επικρατούν συνθήκες αστοχίας. Η οριακή αυτή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα έξω λέγεται ενεργητική κατάσταση. Οι οριακές οριζόντιες τάσεις σ_{ha} που ισχύουν στην κατάσταση αυτή λέγονται ενεργητικές τάσεις. Ο υποδείκτης α υποδηλώνει την οριακή κατάσταση αστοχίας. Ο συντελεστής πλευρικής τάσης σε ισορροπία K_0 δεν ισχύει πλέον και ο νέος συντελεστής που συνδέει την κατακόρυφη σ_v με την οριζόντια σ_{ha} ονομάζεται συντελεστής ενεργητικής τάσης K_a και ισούται:

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v}$$

A)Μη συνεκτικά εδάφη

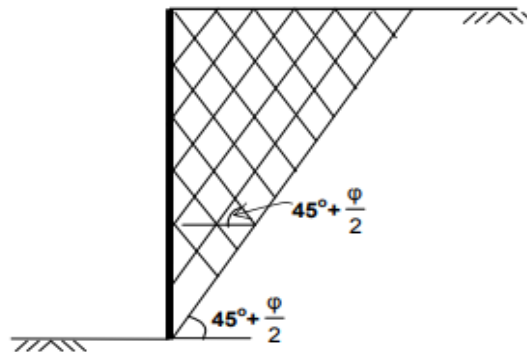


Από τον κύκλο του Mohr που αντιστοιχεί στην κατάσταση αστοχίας

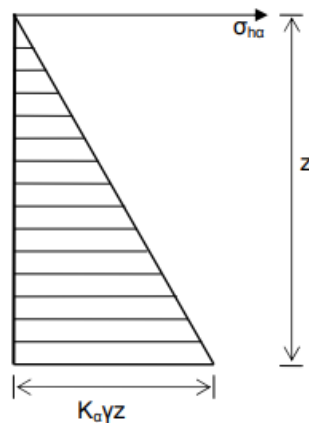
$$\sin\varphi = \frac{KA}{OA} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)/2}{\sigma_v - (\sigma_v - \sigma_h)/2} = \frac{\sigma_v - \sigma_h \alpha}{\sigma_v + \sigma_h \alpha} \Rightarrow \sigma_{ha} / \sigma_v = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}$$

$$\text{Συντελεστής ενεργητικής τάσης } K_a = \sigma_{ha} / \sigma_{va} = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Τα επίπεδα ολίσθησης επομένως θα έχουν προσανατολισμό $45^\circ + \varphi/2$ ως προς την οριζόντια. Άρα τα πιθανά επίπεδα ολίσθησης μέσα στην εδαφική μάζα θα είναι:



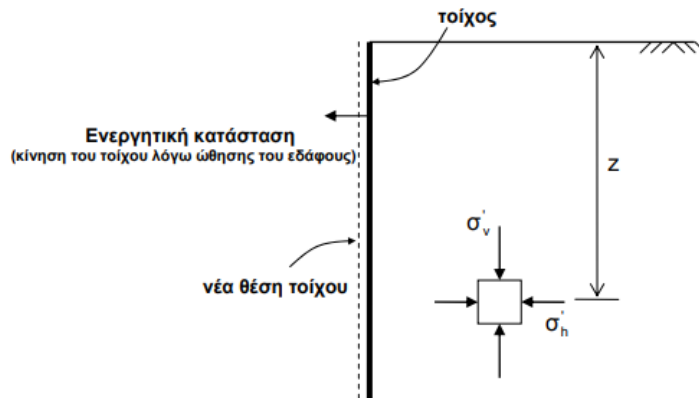
Γραφική παράσταση της πλευρικής τάσης σ_{ha} συναρτήσει του βάθους:



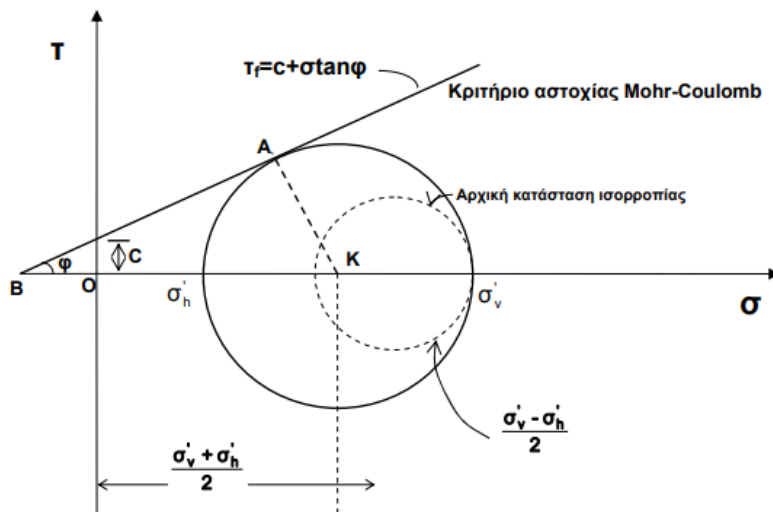
B) Συνεκτικά εδάφη

Στην περίπτωση που συνεκτικό έδαφος ασκεί ενεργητικές ωθήσεις ισχύουν ανάλογες συνθήκες με αυτές του μη συνεκτικού. Σε κατάσταση ισορροπίας, για τις ενεργές τάσεις ισχύει:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$



Κατά την κίνηση του τοίχου προς τα έξω μικραίνει η πλευρική τάση έως ότου προκύψει οριακή κατάσταση αστοχίας:



Από τον κύκλο Mohr που αντιστοιχεί σε κατάσταση αστοχίας:

$$\sin\varphi = AK/BK = AK/(OB+OK)$$

Ισχύουν οι σχέσεις:

$$AK = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}, \quad BO = \frac{c}{\tan\varphi}, \quad OK = \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}$$

$$\sin\varphi = \frac{\frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}}{\frac{c}{\tan\varphi} + \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2}} \quad \text{και} \quad \cos\varphi + \frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \sin\varphi = \frac{\sigma'_v - \sigma'_h}{2}$$

$$\sigma'_h = \sigma'_v \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} - 2c \frac{\cos\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (*)$$

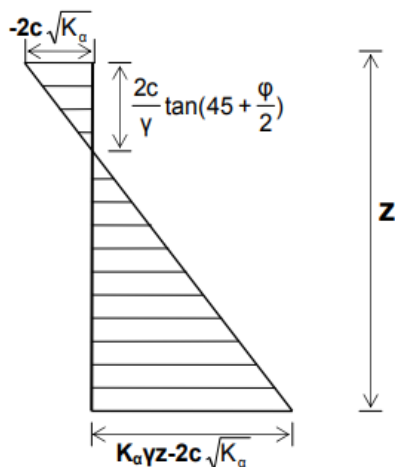
Αλλά $\sigma = \gamma_{av} z$ 'ν και ισχύουν οι τριγωνομετρικές σχέσεις:

$$\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{και} \quad \frac{\cos\varphi}{1 + \sin\varphi} = \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Αντικαθιστώντας στην (*) προκύπτει:

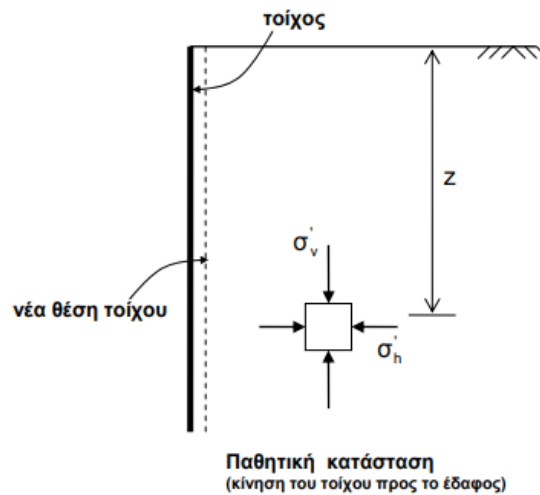
$$\sigma'_h = \gamma z \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Η μεταβολή της σ'_h συναρτήσει του βάθους φαίνεται πιο κάτω:



3.5.2 Παθητική κατάσταση

Αν ο τοίχος εξαναγκαστεί σε κίνηση προς το εσωτερικό του εδάφους θα του ασκήσει πλευρική οριζόντια τάση μεγαλύτερη από αυτή που ήδη δέχεται.



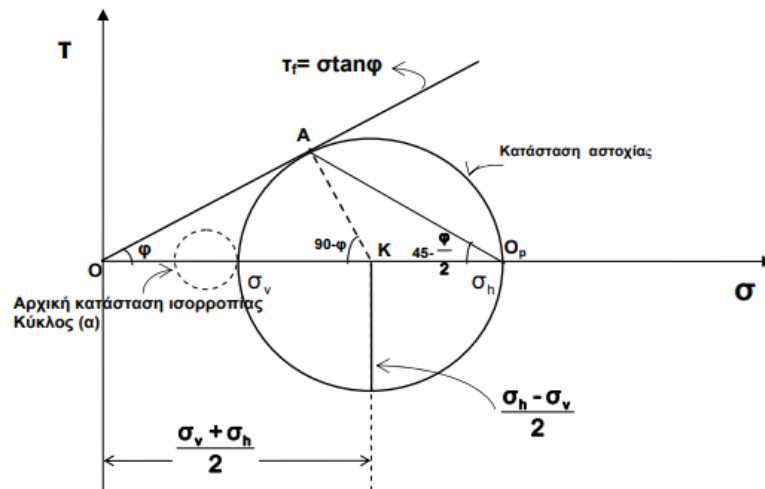
Έτσι, η σ_h θα μεγαλώσει μέχρις ότου επικρατήσουν τελικά συνθήκες αστοχίας. Η οριακή αυτή κατάσταση που δημιουργείται με την κίνηση του τοίχου προς τα μέσα λέγεται παθητική κατάσταση. Οι οριακές οριζόντιες τάσεις σ_{hp} που ισχύουν στην κατάσταση αυτή λέγονται παθητικές τάσεις και συνδέονται με τις κατακόρυφες σ_v με τη σχέση:

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v}$$

Ο συντελεστής K_p ονομάζεται συντελεστής παθητικής τάσης σε ισορροπία και προκύπτει με τρόπο ανάλογο με αυτόν του K_a δηλαδή από γεωμετρικές σχέσεις του κύκλου Mohr σε κατάσταση αστοχίας.

A) Μη συνεκτικά εδάφη

Σε κατάσταση ισορροπίας οι γεωστατικές τάσεις σ_v και σ_h εκφράζονται από τον κύκλο Mohr (α) του σχήματος. Με τη μετακίνηση του τοίχου προς το έδαφος η σ_h θα μεγαλώσει, θα ξεπεράσει την τιμή της σ_v , η διάμετρος του κύκλου του Mohr θα μεγαλώσει μέχρι τελικά ο κύκλος να ακουμπήσει στην περιβάλλουσα οπότε θα επικρατήσουν συνθήκες αστοχίας.

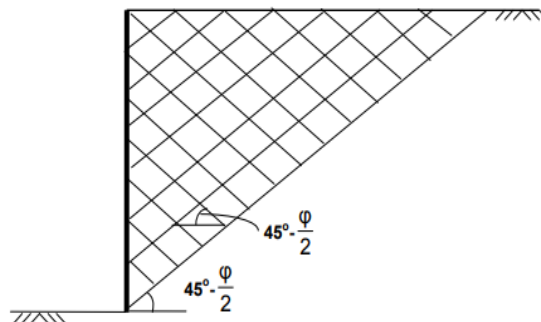


Από γεωμετρικές σχέσεις του κύκλου αστοχίας προκύπτει:

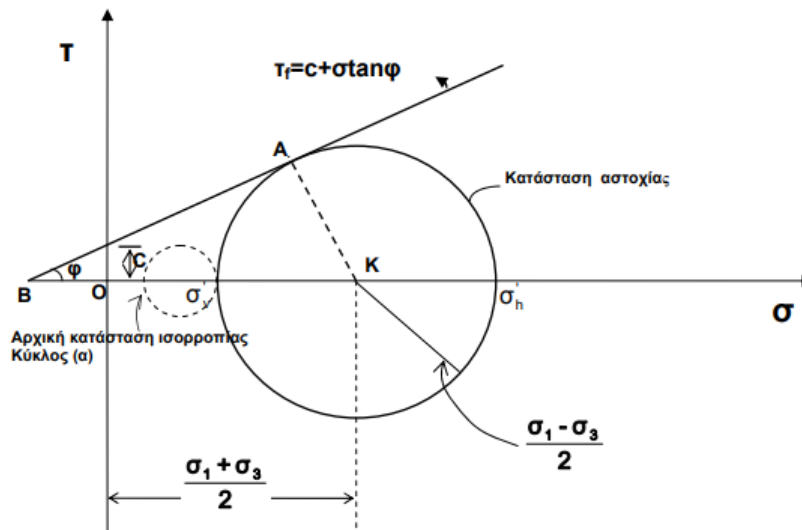
$$\sin \phi = KA/OA = \frac{(\sigma_h - \sigma_v)/2}{\sigma_h - (\sigma_h - \sigma_v)/2} = \frac{(\sigma_{ha} - \sigma_v)}{(\sigma_v + \sigma_{ha})} \Rightarrow$$

$$K_p = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_{va}} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{K_a}$$

Τα επίπεδα αστοχίας θα σχηματίζουν γωνία $45 - \phi/2$ με την οριζόντια:



B) Συνεκτικά εδάφη

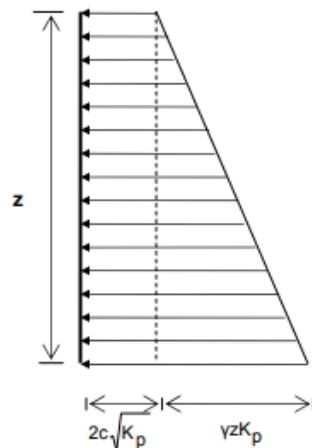


Με τρόπο ανάλογο με αυτόν της ενεργητικής κατάστασης για τα συνεκτικά εδάφη προκύπτει:

$$\sigma'_h = \gamma_{av} z \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\sigma'_h = \gamma_{av} z K_p + 2c \sqrt{K_p} \quad \text{όπου } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Η μεταβολή της σ'_h συναρτήσει του βάθους φαίνεται πιο κάτω:

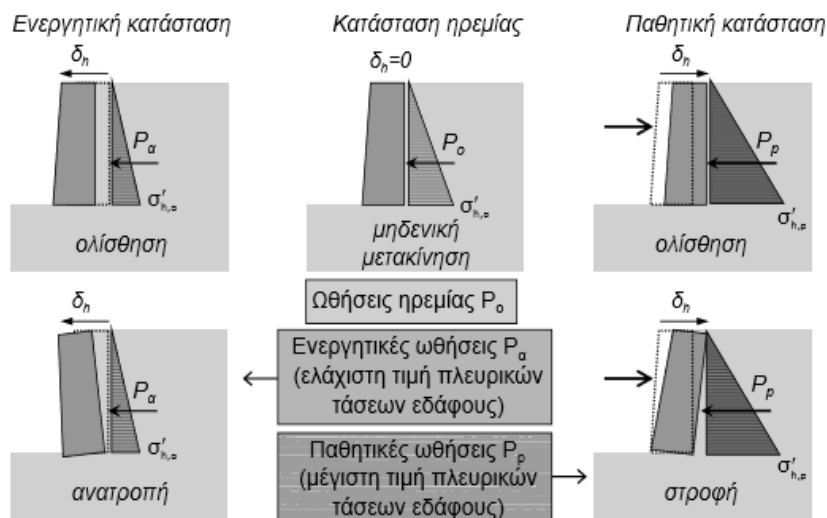


3.6 ΤΥΠΟΙ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

Το είδος, το μέγεθος και η διανομή των ωθήσεων που ασκεί το έδαφος στην κατασκευή εξαρτάται και από τις δυνατότητες μετακίνησης και παραμορφώσεως του αντιστηριζόμενου εδάφους. Υπάρχουν τρεις κατηγορίες ωθήσεων :

- η ουδέτερη ώθηση,
- η ενεργητική ώθηση και
- η παθητική ώθηση.

Στην ουδέτερη ώθηση, η κατασκευή δεν μπορεί να μετακινηθεί προς καμία κατεύθυνση αλλά ούτε και το έδαφος. Στην ενεργητική ώθηση, η κατασκευή και το έδαφος μετακινούνται προς την ίδια κατεύθυνση. Τέλος στην παθητική ώθηση, η κατασκευή μετακινείται σε αντίθετη κατεύθυνση με το έδαφος.



3.6.1 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΠΙΕΣΕΩΝ ΤΩΝ ΓΑΙΩΝ ΠΑΝΩ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΤΑ RANKINE

Ο υπολογισμός της ενεργητικής και της παθητικής ώθησης κατά Rankine είναι περισσότερο πολύπλοκος λόγω της ενδεχόμενης ταυτόχρονης:

- (α) ύπαρξης υπόγειου υδάτινου οριζοντα
- (β) ύπαρξης διαφορετικών εδαφικών στρώσεων στο ύψος του τοίχου αντιστήριξης
- (γ) ύπαρξης επιφόρτισης στην επιφάνεια του εδάφους

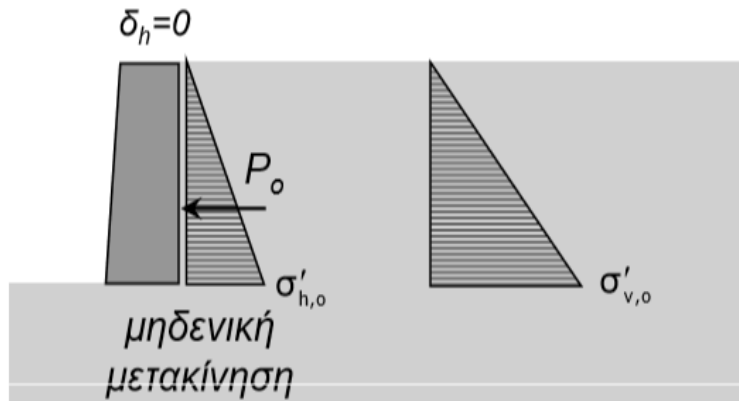
Η διαδικασία προσδιορισμού των ωθήσεων κατά Rankine μπορεί να περιγραφεί ως:

- 1) Υπολογισμός των κατακόρυφων ενεργών τάσεων λόγω ιδίου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 2) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω ιδίου βάρους του εδάφους με το βάθος
- 3) Υπολογισμός των οριζόντιων υδροστατικών τάσεων με το βάθος
- 4) Υπολογισμός των οριζόντιων τάσεων λόγω επιφόρτισης με το βάθος
- 5) Προσδιορισμός της τιμής και θέσης εφαρμογής της οριζόντιας ώθησης για κάθε ένα από τα (2) , (3) , (4) ως συνισταμένη των αντίστοιχων οριζόντιων τάσεων

A) Υπολογισμός ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας (μηδενική μετακίνηση εδάφους-τοίχου) γίνεται ως εξής:

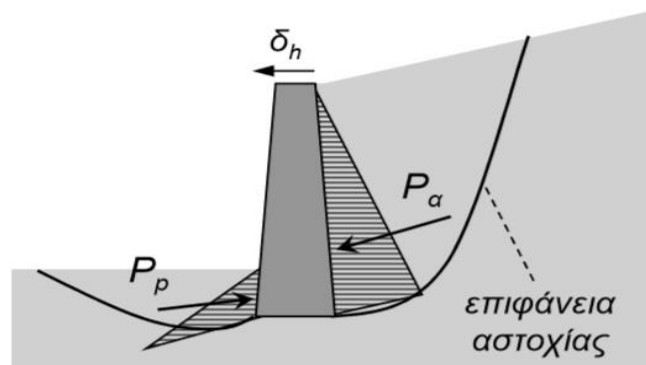
- 1) Υπολογίζονται οι κατακόρυφες ενεργές τάσεις στο έδαφος σ'ν μηδενική μετακίνηση.
- 2) Προσδιορίζεται ο συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία K_0
- 3) Υπολογίζονται οι οριζόντιες εδαφικές τάσεις στο έδαφος σ'h από τη σχέση: $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$
 $K_0 = 1 - \sin \phi$ για κανονικά στερεοποιημένες άμμους-αργίλους
- 4) Η συνισταμένη των οριζόντιων εδαφικών τάσεων δίνει την ώθηση ηρεμίας P_0



Υπολογισμός ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων

Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων σε κατάσταση αστοχίας (ενεργητικών ή παθητικών) δεν είναι εύκολη διαδικασία καθώς εμπλέκεται σημαντικός αριθμός παραμέτρων όπως:

- Η ύπαρξη τριβής μεταξύ τοίχου-εδάφους.
- Η ύπαρξη κλίσης στην επιφάνεια του εδαφικού πρσανούς.
- Η πολυπλοκότητα της κατανομής των τάσεων στο έδαφος πίσω από τον τοίχο.
- Η πραγματική επιφάνεια αστοχίας στο έδαφος δεν είναι ευθεία αλλά καμπύλη, και δεν είναι πάντα απλός ο προσδιορισμός της.



Β)Υπολογισμός ενεργητικών ωθήσεων

Ο προσδιορισμός των ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς την εκσκαφή και το έδαφος πίσω από τον τοίχο αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η ελάχιστη οριζόντια τάση.

Μη συνεκτικά εδάφη (c=0):

$$\sigma_h = K_\alpha \sigma_v = K_\alpha \gamma z$$

$$P_a = \int_0^H K_\alpha \gamma z dz = \frac{1}{2} K_\alpha \gamma H^2$$

$$K_\alpha = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_\alpha * \sigma'_{v,0} \quad \sigma'_{v,0} = \gamma H$$

$$P_a = \frac{1}{2} * \sigma'_{h,a} * H \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

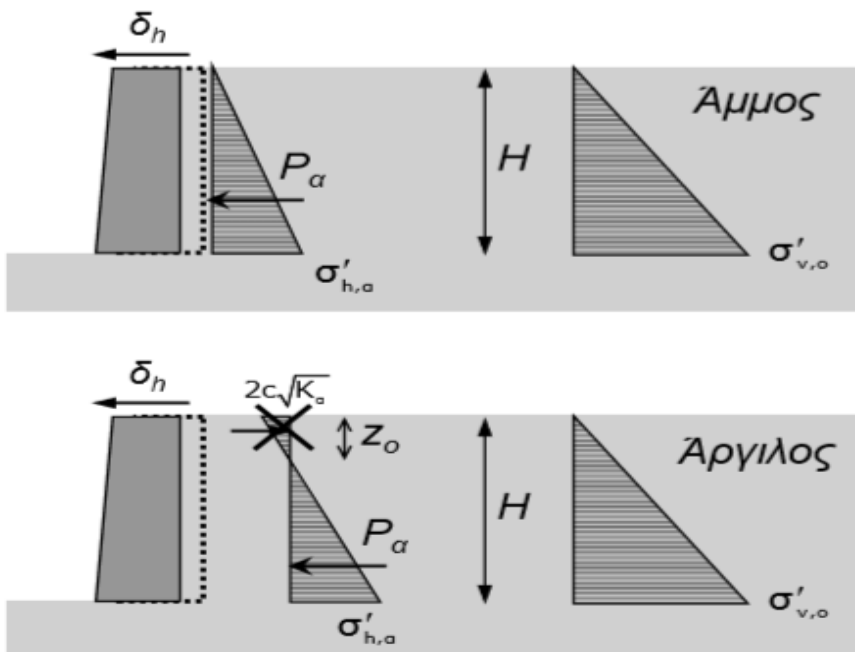
Συνεκτικά εδάφη (c≠0):

$$K_\alpha = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{ Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,a} = K_\alpha * \sigma'_{v,0} - 2c\sqrt{K_\alpha} \quad \sigma'_{v,0} = \gamma H$$

$$P_a = \frac{1}{2} \sigma'_{h,a} * (H - z_0) \quad \text{Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

$$\text{Όπου } z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_\alpha}}$$



Γ)Υπολογισμός παθητικών ωθήσεων

Ο προσδιορισμός των παθητικών εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine συμβαίνει τη στιγμή που ο τοίχος κινείται προς το έδαφος, το οποίο εξαντλεί την αντοχή του και αστοχεί, άρα αναπτύσσεται η μέγιστη οριζόντια τάση.

Μη συνεκτικά εδάφη (c=0):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$P_p = \int_0^H K_p \gamma z dz = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,0}$$

$$\sigma_h = K_p \sigma_v = K_p \gamma H$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \sigma'_{h,p} \cdot H \text{ Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

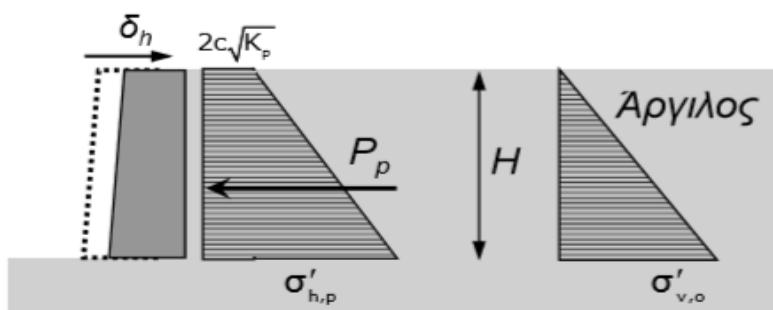
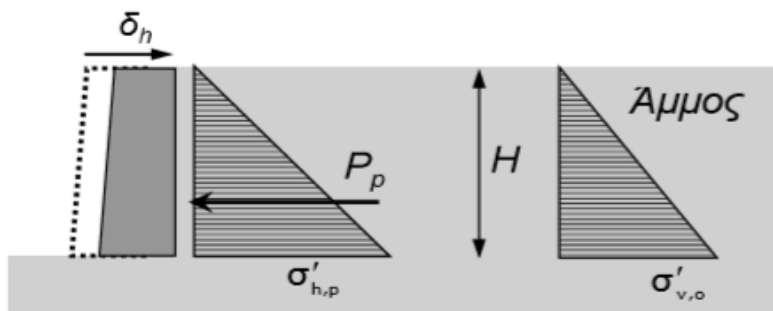
Συνεκτικά εδάφη (c ≠ 0):

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \text{ Συντελεστής παθητικών ωθήσεων}$$

$$\sigma'_{h,p} = K_p \cdot \sigma'_{v,0} + 2c\sqrt{K_p}$$

$$P_p = \left(\frac{\sigma'_{h,p} + 2c\sqrt{K_p}}{2} \right) H \text{ Υπολογίζεται ανάλογα με τη μορφή των } \sigma'_h \text{ κάθε φορά}$$

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma H^2 + 2\sqrt{K_p} c H$$

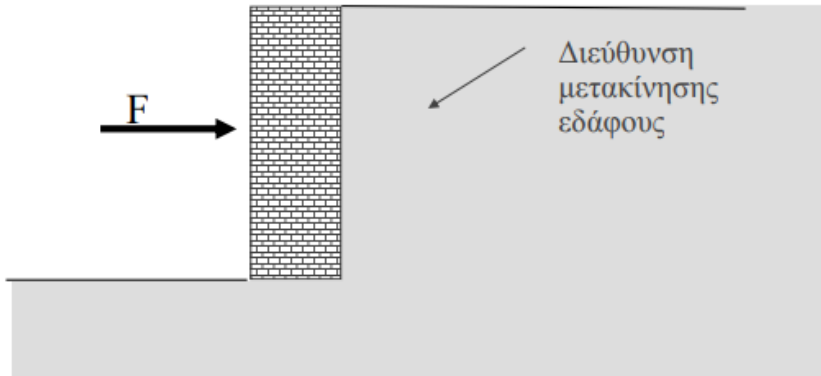


ΠΙΝΑΚΑΣ ΩΘΗΣΕΩΝ RANKINE

	Κατακόρυφη τάση	Ενεργός ώθηση	Παθητική ώθηση
	$\sigma_z = \gamma z$	$P_a = K_a \gamma z$ $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$	$P_p = K_p \gamma z$ $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
	$\sigma_z = \gamma z$	$p_a = K_a \gamma z - c \frac{1 - K_a}{\tan \phi}$ $p_a = K_a \gamma z - 2c \sqrt{K_a}$	$p_p = K_p \gamma z + c \frac{K_p - 1}{\tan \phi}$ $p_p = K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p}$
	$\sigma_z = \gamma z \cos \beta$	$p_a = K_{a(\beta)} \gamma z \cos \beta$ $K_{a(\beta)} = \frac{\sin(\omega - \beta)}{\sin(\omega + \beta)}$ $\sin \omega = \frac{\sin \beta}{\sin \phi}$	$p_p = K_{p(\beta)} \gamma z \cos \beta$ $K_{p(\beta)} = \frac{1}{K_{a(\beta)}}$
	Δεν υπολογίζεται		
	$\sigma = p$	$p_a = K_a p$	$p_p = K_p p$

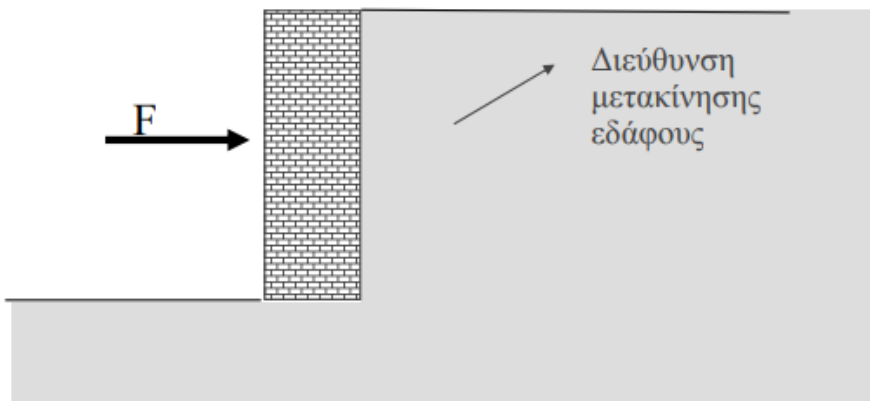
Ενεργητική τάση-ώθηση

- Αν η δύναμη είναι πολύ μικρή, τότε προκαλείται μετακίνηση ή αστοχία του τοίχου λόγω πίεσης του εδάφους επί του τοίχου αντιστήριξης.



Παθητική τάση-ώθηση

- Αν η δύναμη είναι πολύ μεγάλη, τότε η μετακίνηση ή η αστοχία του τοίχου προκαλείται με (οριζόντια) πίεση του τοίχου μέσα στο έδαφος.



- Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται συνήθως με εφαρμογή εξωτερικού φορτίου.

3.7 ΜΕΘΟΔΟΣ COULOMB

Σε περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις της κατάστασης Rankine (όχι οριζόντια επιφάνεια αντιστηριζόμενου εδάφους), ο υπολογισμός των ωθήσεων μπορεί να γίνει με την μέθοδο Coulomb, η οποία δεν είναι απόλυτα ακριβής, δίνει όμως, υπό προϋποθέσεις, παραδεκτές τιμές (ελαφρά συντηρητικές).

Οι πρώτες μελέτες που είχαν αντικείμενο τις ωθήσεις του εδάφους, έγιναν από τον Coulomb. Οι βασικές παραδοχές της θεωρίας του Coulomb είναι οι παρακάτω :

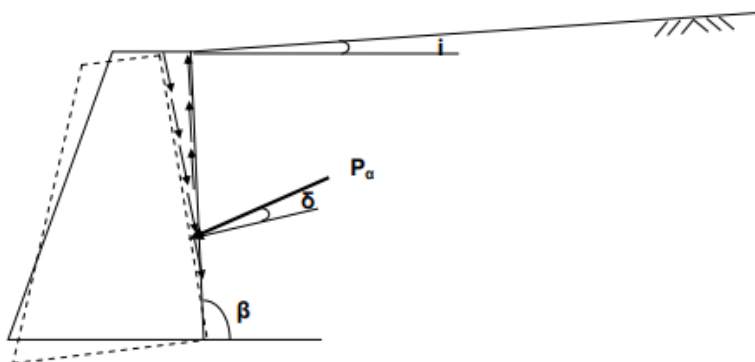
- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη
- Οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας θραύσης
- Το εδαφικό τμήμα που αποχωρίζεται, κινείται σαν στερεό σώμα
- Μεταξύ της επιφάνειας τοίχου και εδάφους αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής, δηλαδή η συνισταμένη των ωθήσεων παρουσιάζει κλίση δ με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου . Η τιμή της γωνίας δ δεν μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια και λαμβάνεται συνήθως:

$$\delta = 0 \quad \delta = \pm \frac{2}{3}\varphi \quad \text{και} \quad \delta = \pm\varphi$$

όπου φ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους

Η παραδοχή του Coulomb για επίπεδη επιφάνεια θραύσης είναι παραδεκτή μόνο στη περίπτωση ενεργού ισορροπίας, κυρίως όταν η διεύθυνση του τοίχου πλησιάζει την κατακόρυφη. Στην περίπτωση παθητικής ισορροπίας η θραύση πραγματοποιείται κατά καμπύλη επιφάνεια.

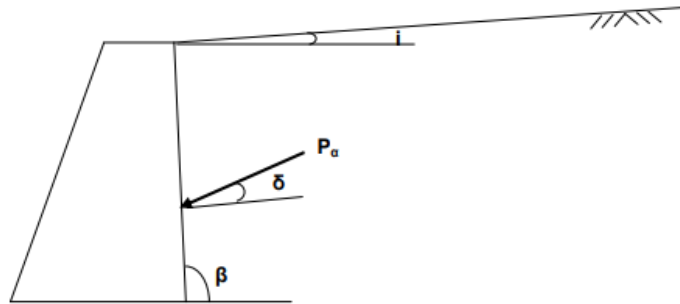
Στη γενική περίπτωση ο τοίχος δεν είναι λείος. Στην πραγματικότητα οι τοίχοι αντιστήριξης έχουν ανώμαλη κατακόρυφη επιφάνεια με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται δυνάμεις τριβής μεταξύ τοίχου- εδάφους όταν ο τελευταίος τείνει να μετακινηθεί προς τα έξω:



Στην περίπτωση αυτή δεν ισχύουν οι συνθήκες Rankine. Έτσι η P_a δεν θα είναι πλέον κάθετη στην επιφάνεια του τοίχου αλλά κεκλιμένη υπό γωνία δ ως προς την κάθετο στην επιφάνεια. Αντίστοιχα ισχύουν και για τις παθητικές ωθήσεις. Οι ωθήσεις στις περιπτώσεις αυτές υπολογίζονται με διάφορες μεθόδους όπως: η μέθοδος των δοκιμαστικών πρισμάτων κατά Coulomb, η γραφική λύση κατά Culmann, η αναλυτική λύση κατά Coulomb, η μέθοδος Kötter κ.λ.π

Η αναλυτική λύση Coulomb

Η αναλυτική λύση Coulomb



Με βάση τη μέθοδο του Coulomb η τιμή της ολικής ενεργού ώθησης έχει την τιμή:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Όπου γ το φαινόμενο βάρος του εδάφους, και

$$K_a = \left[\frac{\csc \sin(\beta - \varphi)}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2 \quad \text{και} \quad \csc \beta = 1/\sin \beta$$

Όπου:

- i = η γωνία που σχηματίζει η παρειά του έργου αντιστήριξης με την οριζόντια
- δ = η γωνία που σχηματίζει η διεύθυνση της ώθησης με την κάθετο στην παρειά του έργου αντιστήριξης
- β = η γωνία που σχηματίζει η ελεύθερη επιφάνεια του πρανούς με την οριζόντια, και
- φ = η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

3.8 ΒΙΟΓΡΑΦΙΕΣ

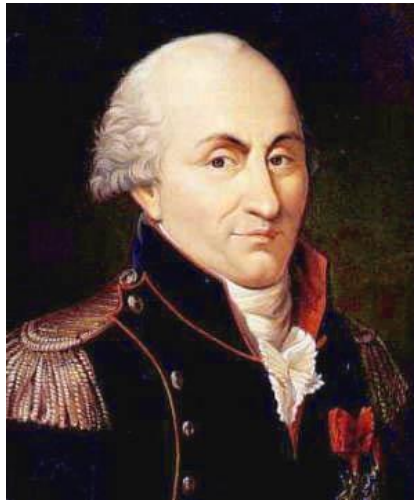
3.8.1 ΒΙΟΓΡΑΦΙΑ RANKINE

Ο καθηγητής William John Macquorn Rankine (5 Ιουλίου 1820 - 24 Δεκεμβρίου 1872) ήταν μηχανικός της Σκωτίας που συνέβαλε επίσης στην μηχανική, τη φυσική και τα μαθηματικά. Ήταν συνιδρυτής, με τους Rudolf Clausius και William Thomson (Λόρδος Kelvin), στην επιστήμη της θερμοδυναμικής, εστιάζοντας ιδιαίτερα στον πρώτο από τους τρεις θερμοδυναμικούς νόμους. Ανέπτυξε την κλίμακα Rankine, ισοδύναμη με την κλίμακα Kelvin της θερμοκρασίας, αλλά σε βαθμούς Φαρενάιτ και όχι σε εκατοντάδες. Ο Rankine ανέπτυξε μια πλήρη θεωρία του ατμομηχανή και όντως όλων των κινητήρων θερμότητας. Τα εγχειρίδια της επιστήμης και της πρακτικής της μηχανικής χρησιμοποιήθηκαν για πολλές δεκαετίες μετά τη δημοσίευσή τους στη δεκαετία του 1850 και 1860. Δημοσίευσε αρκετές εκατοντάδες εργασίες και σημειώσεις σχετικά με θέματα επιστήμης και μηχανικής από το 1840.



Ο Macquorn Rankine ήταν Επίκουρος Καθηγητής Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών από το 1855 ως το 1872. Έχει περιγραφεί ως "ο πατέρας της μηχανικής επιστήμης", σε αναγνώριση των επιτευγμάτων του ως θεωρητικού επιστήμονα και ως εκπαιδευτικός. Γεννημένος στο Εδιμβούργο, ο Rankine εκπαιδεύτηκε στο Πανεπιστήμιο της πόλης. Εργάστηκε ως πολιτικός μηχανικός και δημοσίευσε έγγραφα σχετικά με πρακτικά θέματα μηχανικής και μετά με μοριακή φυσική και θερμοδυναμική. Μετακόμισε στη Γλασκώβη το 1851 και διορίστηκε στην έδρα του Πανεπιστημίου Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών τέσσερα χρόνια αργότερα, διακηρύσσοντας την πρόθεσή του να διδάξει τη θεωρία, την πρακτική και την εφαρμογή της θεωρίας στην πράξη. Ο Rankine διεξήγαγε πρωτοποριακή έρευνα στους τομείς της σιδηροδρομικής μηχανικής, της μοριακής φυσικής και της θερμοδυναμικής. Έγραψε περισσότερα από 150 επιστημονικά τεύχη και εγχειρίδια, καθώς και εγχειρίδια που έγιναν πρότυπα έργα αναφοράς για τους μαθητές. Εκλέχτηκε μέλος της Βασιλικής Εταιρείας το 1853 και ήταν ο πρώτος Πρόεδρος του Ινστιτούτου Μηχανικών στη Σκωτία. Ο Rankine ήταν συνιδρυτής και πρώτος Πρόεδρος του Ινστιτούτου Μηχανικών στη Σκωτία, ο οποίος αργότερα έγινε το Ίδρυμα Μηχανικών και Ναυπηγείων στη Σκωτία και εξακολουθεί να υπάρχει σήμερα. Βοήθησε να δώσει έμφαση στην τέχνη της σύγχρονης κατασκευής και η μηχανολογία στην ορθολογική συστηματοποίηση των ιδεών και συνηθειών εργασίας που είχαν εξελιχθεί στην πράξη. Από το 1840 σπούδασε τους νόμους της Θερμοδυναμικής. Ανάμεσα στα πιο σημαντικά του έργα είναι: Εγχειρίδιο Εφαρμοσμένης Μηχανικής (Manual of Applied Mechanics) (1858), Εγχειρίδιο της ατμομηχανής (Manual of the Steam Engine and Other Prime Movers) (1859), Civil Engineering (1862), Machinery and Millwork (1869), Χρήσιμοι Κανόνες και πίνακες (Useful Rules and Tables) (1866), Mechanical Textbook (1873), On the Thermodynamic Theory of Waves of Finite Longitudinal Disturbance. Ο Rankine έγινε γνωστός από τη θεωρία που ανέπτυξε πάνω στη μελέτη των τοίχων αντιστήριξης.

3.8.2 ΒΙΟΓΡΑΦΙΑ COULOMB



Ο Κάρολος Αυγουστίνος ντε Κουλόμπ (Charles Augustin de Coulomb) γεννήθηκε στις 14 Ιουνίου του 1736 στην Ανγκουλέμ της Γαλλίας και πέθανε στις 23 Αυγούστου του 1806 στο Παρίσι.

Σπούδασε στη στρατιωτική σχολή της πόλης Μεζιέρ και αποφοίτησε το 1761 ως στρατιωτικός μηχανικός με τον βαθμό του υπολοχαγού. Υπηρέτησε εννέα χρόνια στην Καραϊβική, όπου ήταν υπεύθυνος για την κατασκευή των οχυρών της Μαρτινίκας. Το 1774 ο Κουλόμπ έγινε μέλος της Ακαδημίας Επιστημών του Παρισιού. Βραβεύτηκε από την Ακαδημία για μία εργασία του σχετικά με τις μαγνητικές πυξίδες. Το 1779 δημοσίευσε την ανάλυσή του για την τριβή στη λειτουργία των μηχανών και συγκεκριμένα τον τρόπο της μεταβολής της τριβής με την πίεση. Βραβεύθηκε εκ νέου για αυτήν την μελέτη του, μία εργασία που έμεινε αξεπέραστη για 150 χρόνια. Τα επόμενα 25 χρόνια παρουσίασε στην Ακαδημία άλλες 25 μελέτες πάνω σε θέματα του ηλεκτρισμού, μαγνητισμού, της στρέψης και των εφαρμογών της. Συνέγραψε επίσης εκατοντάδες μελέτες για κατασκευές δημοσίων έργων. **Μελέτησε την αντοχή των υλικών και τις δυνάμεις φορτίων πάνω σε δοκούς συμβάλλοντας έτσι στην ανάπτυξη της στατικής των κατασκευών.** Μελέτησε επίσης θέματα εργονομίας. Η πιο σημαντική μελέτη του, όμως, αφορούσε τους τομείς της ηλεκτροστατικής και του μαγνητισμού. Για να κάνει πειράματα χρησιμοποίησε το στροφικό εκκρεμές, το οποίο επινόησε ο ίδιος. Περιέγραψε επίσης τον τρόπο κατασκευής της μαγνητικής πυξίδας που βασίζεται στο στροφικό εκκρεμές. Απέδειξε τον φερώνυμο νόμο του αντίστροφου τετραγώνου για την ηλεκτροστατική δύναμη ανάμεσα σε δύο φορτία.

Πέντε χρόνια προτού πεθάνει ο Κουλόμπ ήταν πρόεδρος του Institut de France (όπως είχε μετονομαστεί η Ακαδημία Επιστημών του Παρισιού). Η συμβολή του στον ηλεκτρισμό και στον μαγνητισμό με τη διεξαγωγή πειραμάτων ακριβείας απέσπασε αυτό το μέρος της Φυσικής από την παραδοσιακή φυσική φιλοσοφία και το ανήγαγε σε θετική επιστήμη.

3.9 ΠΡΟΕΛΕΥΣΗ ΚΑΙ ΕΙΔΗ ΕΔΑΦΩΝ

Έδαφος ονομάζουμε ένα σύνολο ασυγκόλλητων ή αδύνατα συγκολλημένων ορυκτών κόκκων που προήλθαν από αποσάθρωση πετρωμάτων και που στα κενά μεταξύ των κόκκων περιέχεται αέρας ή νερό ή και τα δύο.

Η αποσάθρωση διεργασία που μετατρέπει το βράχο σε άμμο είναι φυσική ή χημική. Η φυσική διεργασία (διάβρωση από νερό, παγετώνες κλπ) δημιουργεί κοκκώδη ή μη συνεκτικά εδάφη. Η χημική διεργασία (ενέργεια νερού+ οξυγόνου+ διοξειδίου του άνθρακα) δημιουργεί συνεκτικά εδάφη.

Αστοχίες εδάφους

Στην εφαρμογή μπορούν να παρουσιασθούν διάφορες μορφές αστοχίας:

- Θραύση του εδάφους
- Κατολίσθηση πρηνών φυσικών ή τεχνητών και κατάρρευση παρειών εκσκαφών
- Διάβρωση του εδάφους οφειλόμενη στη ροή νερού
- Καθιζήσεις

Κοκκώδη ή ψαθυρά ή μη συνεκτικά ή χονδρόκοκα ή αμμοχαλικώδη εδάφη

- Η ορυκτολογική τους σύσταση είναι ίδια με του πατρικού πετρώματος και αποτελείται κυρίως από χαλαζία, άστριο, πλαγιόκλαστο και ασβεστολιθικά άλατα.
- Είναι χονδρόκοκα με κόκκους ογκώδεις, με μέγεθος λίθου ή χαλικιού ή άμμου που είναι περίπου στρογγυλοί ή γωνιώδεις.
- Έχουν χαμηλή «ειδική επιφάνεια» (λόγο επιφάνειας προς όγκο).
- Οι κόκκοι συγκρατούνται μεταξύ τους μόνο με δυνάμεις βαρύτητας.
- Η αντοχή τους εξαρτάται από την εσωτερική τριβή των κόκκων. Χαρακτηρίζεται από τη γωνία φ.
- Παρουσιάζουν μεγάλη διαπερατότητα.
- Παρουσιάζουν άμεσες (ελαστικές) καθιζήσεις.
- Η μηχανική τους συμπεριφορά δεν εξαρτάται από την παρουσία νερού μέσα στο έδαφος.

Συνεκτικά ή λεπτόκοκκα ή αργιλικά εδάφη

- Η ορυκτολογική τους σύσταση είναι διαφορετική από αυτή του πατρικού πετρώματος και αποτελείται από ορυκτά της αργίλου που σχηματίζονται από φύλλα πυριτίου, αργιλίου και μαγνησίου.
- Είναι λεπτόκοκκα με κρυσταλλικούς κόκκους μικρότερους από 0.002mm και με σχήμα πλακοειδές ή βελονοειδές ή ραβδοειδές.
- Έχουν υψηλή «ειδική επιφάνεια».
- Οι κόκκοι συγκρατούνται μεταξύ τους με ηλεκτρικές δυνάμεις.
- Η αντοχή τους εξαρτάται όχι μόνο από την εσωτερική τριβή αλλά κυρίως από τη συνοχή (C) μεταξύ των κόκκων.
- Παρουσιάζουν μικρή διαπερατότητα.
- Παρουσιάζουν μακροχρόνιες (έμμεσες ή μη ελαστικές) καθιζήσεις, οι οποίες οφείλονται στο φαινόμενο της «στερεοποίησης».
- Η μηχανική τους συμπεριφορά εξαρτάται από την παρουσία νερού.

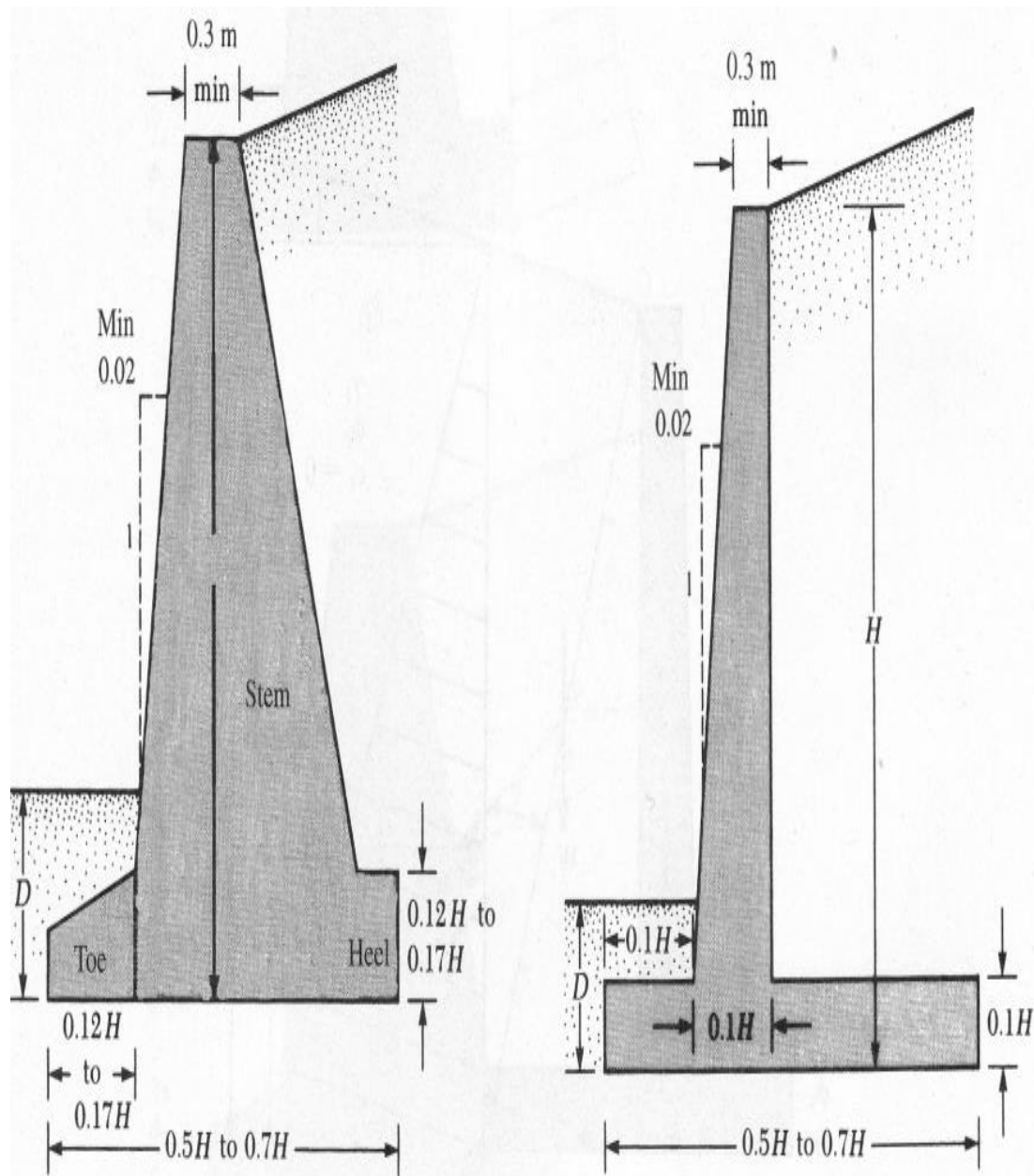
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4^ο : ΔΙΑΔΙΚΑΣΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η διαδικασία μελέτης των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος περιλαμβάνει:

- 1) Εκτίμηση των απαιτούμενων διαστάσεων του τοίχου (κυρίως του πλάτους B) βάσει του ελέγχου του τοίχου σε ανατροπή
- 2) Έλεγχος του τοίχου αντιστήριξης σε ολίσθηση
- 3) Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους κάτω από τον τοίχο (μετά από υπολογισμό των τάσεων στο έδαφος)
- 4) Διαστασιολόγηση του τοίχου (υπολογισμός οπλισμού) σε διάφορες κρίσιμες διατομές με έλεγχο σε κάμψη και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος)
- 5) Έλεγχος σε διάτμηση και εφόσον απαιτηθεί αύξηση της διατομής (πάχους του κορμού ή του πέλματος)

4.1 ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Για τη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει κατ' αρχάς να υποθέσει κάποιες διαστάσεις (προδιαστασιολόγηση) και να ελέγξει την ευστάθεια του τοίχου. Αν τα αποτελέσματα δεν είναι τα επιθυμητά πρέπει να αλλάξει τις διαστάσεις και να επανελέγξει. Οι αρχικές διαστάσεις που μπορεί να υποθέσει κανείς για να ξεκινήσει τον έλεγχο φαίνονται στο πιο κάτω σχήμα:



Προεκτίμηση διαστάσεων

Όταν πρόκειται για τοίχο βαρύτητας προτείνεται πλάτος της βάσης L μεταξύ του 30% και 50% του ύψους H του τοίχου. Η προεξοχή του πέλματος εμπρός μεταξύ του 10% και 15% του ύψους.

Το πάχος στέψης προτείνεται μεγαλύτερο από 25cm ώστε να διευκολύνεται η όπλιση και η σκυροδέτηση. Σε περιπτώσεις υψηλών τοίχων καλό είναι το πάχος της στέψης να έχει ως άνω όριο το 5% του ύψους H του τοίχου. Και στις δύο περιπτώσεις των τοίχων ανεξάρτητα των εξωτερικών συνθηκών, τα θεμέλια του τοίχου πρέπει να είναι βυθισμένα σε αναγκαίο βάθος για να προστατεύονται σε περίπτωση παγετού.

Διαστασιολόγηση σχεδιασμός του τοίχου προβόλου

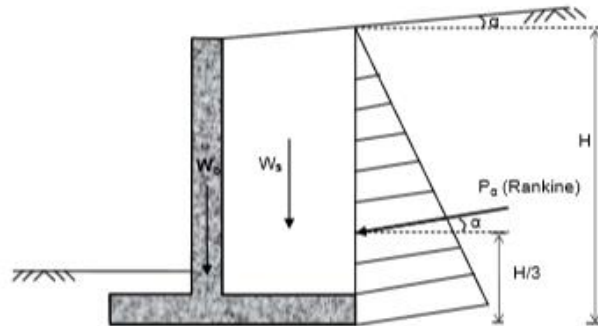
Οι τοίχοι τέτοιου τύπου κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και η μορφολογία τους επιτρέπει να λαμβάνουν τις ενεργητικές ωθήσεις, ενώ το ύψος τους συχνά φτάνει στα 8 μέτρα. Οι τοίχοι πρόβολοι κατασκευάζονται συνήθως με την εξωτερική παρειά του κορμού κεκλιμένη και κατακόρυφη την εσωτερική.

Ορισμένοι απλοί κανόνες για μια πρώτη προσέγγιση για διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης είναι οι εξής:

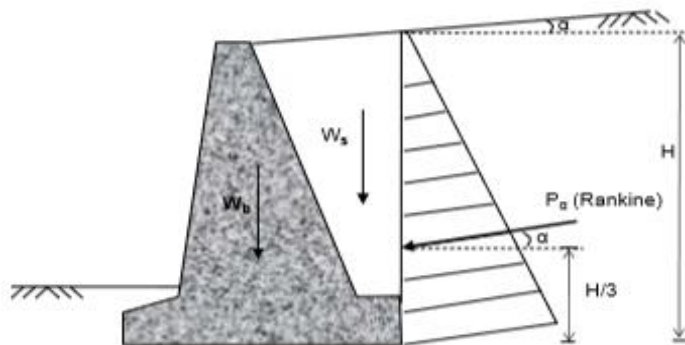
- Η στέψη του τοίχου πρέπει να έχει πάχος ο 1 μικρότερο των 20 cm.
- Αν η εξωτερική παρειά είναι κεκλιμένη, η κλίση αυτή θα πρέπει να είναι γύρω στο 2%.
- Το πλάτος του θεμέλιου θα πρέπει να είναι περίπου ίσο με $B=0,8 \cdot H$, ενώ το πάχος του θεμέλιου θα πρέπει να είναι $H/8$.
- Όλες οι διαστάσεις θα πρέπει να υπολογίζονται σε μέτρα ή εκατοστά και να στρογγυλοποιούνται κατάλληλα.

4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΩΝ ΠΛΕΥΡΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΤΩΝ ΓΑΙΩΝ ΣΤΟ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟ ΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

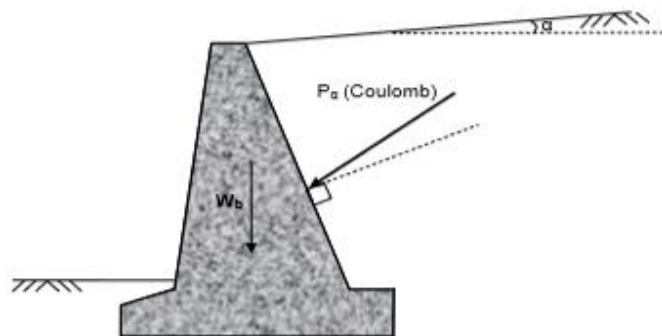
Για τον υπολογισμό των πλευρικών ωθήσεων πάνω στον τοίχο αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει να κάνει κάποιες παραδοχές. Έτσι, στον τοίχο πρόβολο υποθέτουμε ότι η ώθηση του εδάφους ασκείται στην επιφάνεια που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου:



Στον υπολογισμό ευστάθειας του τοίχου λαμβάνονται υπόψη το βάρος του τοίχου καθώς και του εδάφους που πιέζει τον πόδα του τοίχου. Ο υπολογισμός της P_a γίνεται με τη θεωρία Rankine. Ο τοίχος βαρύτητας μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους:



Στον υπολογισμό λαμβάνονται υπόψη η P_a , το βάρος του τοίχου W_b και το βάρος του εδάφους W_s που πιέζει τον πόδα του τοίχου. Εναλλακτικά ο υπολογισμός μπορεί να γίνει αγνοώντας το βάρος W_s και υπολογίζοντας την P_a κατά Coulomb:



Στην περίπτωση συνηθισμένων τοίχων αντιστήριξης δεν λαμβάνονται υπόψη προβλήματα φρεάτιου ορίζοντα και επομένως δεν λαμβάνονται υπόψη οι πιέσεις του νερού των πόρων. Αυτό στην πράξη εξασφαλίζεται λαμβάνοντας πρόνοια ώστε πίσω από τον τοίχο να υπάρχει σύστημα στράγγισης των υδάτων έτσι ώστε να μην αναπτύσσονται πιέσεις του νερού των πόρων.

4.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

- Έλεγχος ευστάθειας σε **ολίσθηση** στη βάση του τοίχου: $FS_s = \frac{N \tan \delta}{T} > 1.5$
- Έλεγχος ευστάθειας σε **ανατροπή**, ως προς σημείο O. Υπολογίζεται η ροπή ανατροπής της Pa και οι ροπές στήριξης των W και Pr. Ο συντελεστής ασφάλειας σε ανατροπή (λόγω ροπών στήριξης προς τις ροπές ανατροπής) πρέπει να υπερβαίνει το 2. Κατά τον έλεγχο σε ανατροπή δεν λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά της N, επειδή κατά την ανατροπή η N εφαρμόζεται στο σημείο O και συνεπώς η μοχλοβραχίονας της είναι μηδέν.
- Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους στη βάση του τοίχου (λωριδωτό θε μέλιο με έκκεντρη φόρτιση)
 - Έλεγχος του μεγέθους των ορθών τάσεων στη βάση του τοίχου (υπολογίζεται το διάγραμμα των ορθών τάσεων στη βάση του θε μελίου, που ισοδυναμεί με τη δύναμή και τη ροπή των εξωτερικών δυνάμεων. Η μέγιστη τάση, στο σημείο O της βάσης του τοίχου δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τάση του εδάφους).
 - Υπολογισμός των υποχωρήσεων, του τοίχου λόγω επιβεβλημένων κατακόρυφων φορτίων και σύγκριση με τις ανεκτές υποχωρήσεις.
 - Έλεγχος στατικής ευστάθειας του φορέα του τοίχου (έλεγχος μεγίστων τάσεων σε τοίχους από άοπλο σκυρόδεμα και έλεγχος επάρκειας διατομών σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα).

Πρέπει να είναι γνωστά:

1. Οι εδαφικές παράμετροι
 - Ειδικό βάρος εδάφους
 - Γωνία εσωτερικής τριβής
 - Συνοχή
2. Η πλευρική ώθηση των γαιών

Ο έλεγχος ευστάθειας περιλαμβάνει συνοπτικά τους ελέγχους:

- Ανατροπή
- Ολίσθησης
- Φέρουσα ικανότητα του υποκείμενου εδάφους

Στη συνέχεια κάθε μέρος της κατασκευής ελέγχεται για επάρκεια της αντοχής του και έτσι προσδιορίζεται η απαιτούμενη ποσότητα οπλισμού.

Κατ' αρχάς με γνωστή την πλευρική ώθηση των γαιών, εξετάζεται η κατασκευή συνολικά για ευστάθεια, η οποία περιλαμβάνει έλεγχο ανατροπής, ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας του υποκείμενου εδάφους. Στη συνέχεια κάθε μέρος της κατασκευής ελέγχεται για επάρκεια της αντοχής του και έτσι προσδιορίζεται η απαιτούμενη ποσότητα οπλισμού.

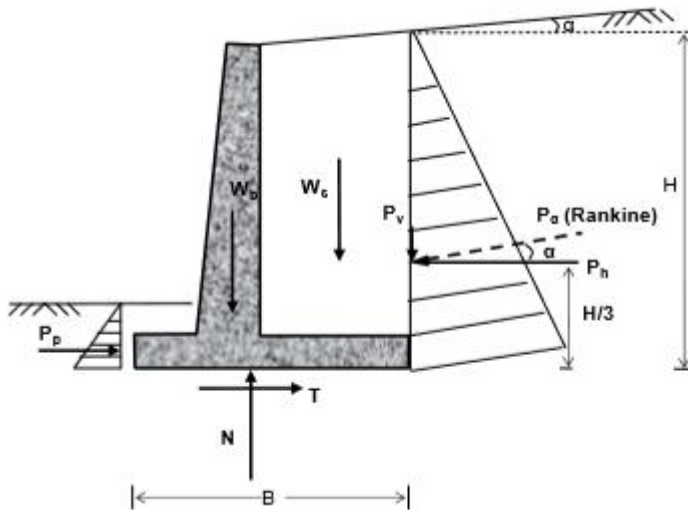
Οι δυνάμεις που προκαλούν την ευστάθεια: T και Pr

Οι δυνάμεις που προκαλούν την ολίσθηση: Ph

4.3.1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ

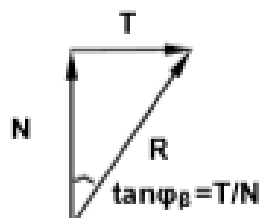
Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται από τη σχέση:

$$FS_{ολίσθησης} = \frac{\sum \text{Φευστάθειας}}{\sum \text{Φολίσθησης}}$$



Οι δυνάμεις που ασκούνται πάνω στον τοίχο αντιστήριξης είναι:

- Το βάρος του W_b .
- Το βάρος του εδάφους W_s που φορτίζει το πέλμα του τοίχου.
- Η ενεργητική ώθηση του εδάφους P_a .
- Η παθητική ώθηση του εδάφους P_p (αν υπάρχει έδαφος μπροστά από τον τοίχο)
- Η αντίδραση του εδάφους R που έχει διεύθυνση τυχαία και αναλύεται σε μία κατακόρυφη αντίδραση N και σε μία οριζόντια, διαμητική αντίδραση T που οφείλεται στην τριβή μεταξύ τοίχου και εδάφους βάσης:



1. Η κατακόρυφη συνιστώσα της αντίδρασης N εξισορροπεί και επομένως ισούται με το άθροισμα όλων των κατακόρυφων δυνάμεων που ασκούνται στη βάση του τοίχου.

2. Η οριζόντια, διατμητική συνιστώσα της αντίδρασης T είναι η μέγιστη διατμητική αντίδραση που μπορεί να προβάλλει το έδαφος και επομένως ισούται:

$$T = \tau \cdot B = (\bar{\sigma} \tan\varphi + c) \cdot B = \bar{\sigma}B \tan\varphi + cB$$

Αλλά $\bar{\sigma}B$ είναι το άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων που δρουν στη βάση του τοίχου:
 $\bar{\sigma}B = W_b + W_s + P_v = V$

οπότε: $T = V \tan\varphi + cB$

3. Το σύνολο των οριζοντίων δυνάμεων που αντιστέκονται στην ολίσθηση του τοίχου είναι η τριβή και η παθητική ώθηση του εδάφους, εάν βεβαίως υπάρχει έδαφος μπροστά από αυτόν:

$$\Sigma F_{\text{ευστάθειας}} = T + P_p = V \tan\varphi + cB + P_p$$

4. Οι δυνάμεις που προκαλούν την ολίσθηση είναι μόνον η οριζόντια συνιστώσα της P_a η

$P_a \cos\alpha$:

$$\Sigma F_{\text{ολίσθησης}} = P_a \cdot \cos\alpha = P_h$$

Έτσι η σχέση που δίνει το συντελεστή ασφαλείας γίνεται:

$$FS_{\text{ολίσθησης}} = \frac{\Sigma F_{\text{ευστάθειας}}}{\Sigma F_{\text{ολίσθησης}}} = \frac{V \tan\varphi + cB + P_p}{P_h} = \frac{V \tan\varphi + cB + P_p}{P_a \cos\alpha}$$

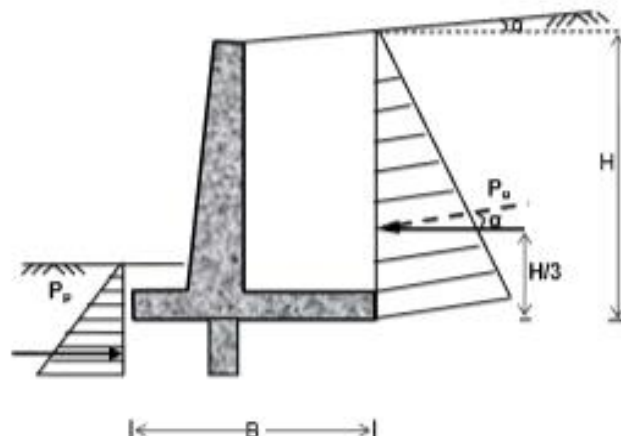
Ο συντελεστής ολίσθησης FS πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1.5.

$$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} > 1,5$$

Ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες, τις αβεβαιότητες των διαφόρων παραμέτρων, την επικινδυνότητα του έργου και άλλους παράγοντες, είναι ενδεχόμενο να πρέπει να είμαστε πιο συντηρητικοί. Στην περίπτωση αυτή μπορεί :

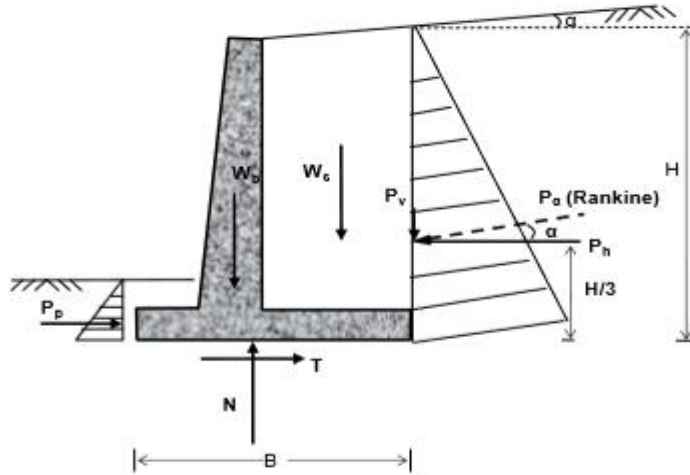
- Να αγνοηθεί η ευνοϊκή επίδραση της P_p
- Να ληφθούν με μειωμένη τιμή :
 - i. Η γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi' = \varphi/2 - 2\varphi/3$
 - ii. Η συνοχή: $c = 0.5c - 0.67c$

Αν ο συντελεστής ασφαλείας δεν προκύπτει από τον έλεγχο ικανοποιητικός θα πρέπει να αλλαχθούν οι διαστάσεις του τοίχου ή να κατασκευαστεί μια προεξοχή (όνυχας) κάτω από τη βάση του τοίχου η οποία θα έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της παθητικής ώθησης του εδάφους:



4.3.2. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Ο τοίχος τείνει να ανατραπεί γύρω από το σημείο O. Οι ροπές ανατροπής προκύπτουν από την οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης P_h . Οι ροπές ευστάθειας προκύπτουν από το βάρος του τοίχου, το βάρος του εδάφους υπεράνω του πέλματος και την κατακόρυφη συνιστώσα P_v της ενεργητικής ώθησης. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται από τη σχέση:

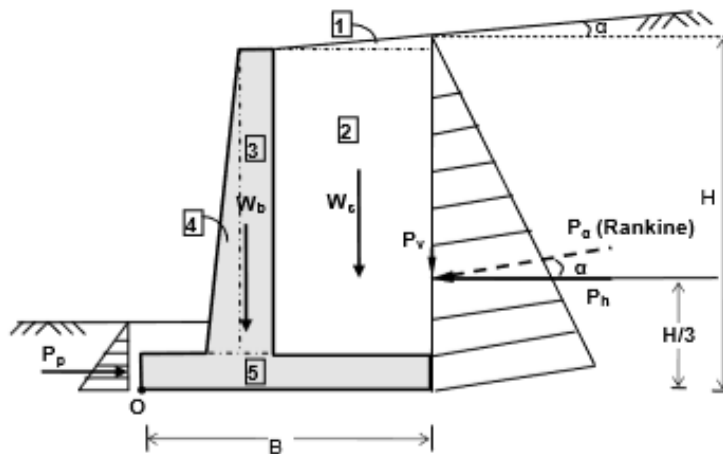


$$FS_{\text{ανατροπής}} = \frac{\sum \text{Μευστάθειας}}{\sum \text{Μανατροπής}}$$

Οι ροπές ανατροπής δίνονται από τη σχέση:

$$\sum M_{\text{ανατροπής}} = P_h \frac{H}{3}, \text{ όπου } P_h = P_a \cdot \cos \alpha$$

Για τον υπολογισμό των ροπών ευστάθειας ο τοίχος και το έδαφος που συμμετέχει στον έλεγχο, χωρίζονται σε τμήματα των οποίων είναι γνωστός ο υπολογισμός του εμβαδού και του κέντρου βάρους. Για παράδειγμα ο τοίχος του σχήματος θα γίνει:



Ροπές ευστάθειας:

$$\sum M_{\text{ευστάθειας}} = W_1x_1 + W_2x_2 + W_3x_3 \dots + P_vB$$

όπου x_1, \dots, x_5 οι μοχλοβραχίονες των επί μέρους βαρών W_1, \dots, W_5 ως προς το σημείο O.

Η συμμετοχή της P_p στις ροπές ευστάθειας δεν λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς.

Οπότε:

$$FS_{\text{ανατροπής}} = \frac{\sum \text{Μευστάθειας}}{\sum \text{Μανατροπής}} = \frac{W_1x_1 + W_2x_2 + W_3x_3 \dots + P_vB}{P_h \frac{H}{3}}$$

Ο συντελεστής ολίσθησης FS πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1.5 με 2.0. Δηλαδή:

$$FS_{\text{ανατροπής}} > 1.5 + 2.0$$

4.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Ο μελετητής έχει τη δυνατότητα να επιλέξει μεταξύ δύο μεθόδων υπολογισμού της αντίστασης του εδάφους R_d (της αναλυτικής και της απλοποιημένης) για έλεγχο της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας.

Αναλυτική μέθοδος

Ανάλογα με το είδος εδάφους ο Πίνακας παρέχει προτεινόμενες τιμές για τις παραμέτρους (c' , ϕ' , κ.λπ.). Όταν, βέβαια, είναι γνωστές οι τιμές από, εισάγονται κατευθείαν στις αντίστοιχες παραμέτρους.

ΕΙΔΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ	Συνοχή εδάφους c [kN/m ²]	Γωνία εσωτερικής τριβής ϕ [°]	Γωνία τριβής (βάση θεμελίου) δ [°]	Ολικό ειδικό βάρος εδάφους γ [kN/m ³]
Τύρφη	5,0	20,0	15,0	13,0
Επίχωση	0,0	35,0	20,0	20,0
Λεπτή θαλάσσια άμμος	10,0	20,0	20,0	16,0
Άμμος πολύ λεπτή	0,0	30,0	22,0	18,0
Άργιλος πολύ υγρή	25,0	20,0	22,0	20,0
Άμμος λίγο συνεκτική	0,0	30,0	25,0	16,0
Άργιλος λίγο υγρή	30,0	20,0	25,0	20,0
Άργιλος ξηρή	40,0	25,0	25,0	18,0
Χούμους	20,0	25,0	28,0	23,0
Άργιλος με λίγη άμμο	-	-	28,0	12,0
Άμμος αρκετά συνεκτική	5,0	35,0	30,0	19,0
Άργιλος ξηρή και σκληρή	50,0	29,0	30,0	21,0
Λεπτοί χάλικες με άμμο	0,0	40,0	32,0	19,0
Άμμος πολύ συνεκτική	7,5	38,0	32,0	19,5
Μέτριοι χάλικες με άμμο	0,0	35,0	32,0	20,0
Χονδροί χάλικες με άμμο	0,0	40,0	35,0	20,0
Σκληρός βράχος	0,0	45,0	38,0	23,0

Απλοποιημένη μέθοδος

Συνίσταται μόνο όταν είναι γνωστή η επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{\text{επ}}$ είτε από εδαφοτεχνική μελέτη, είτε βάσει της εμπειρίας από γειτονικές κατασκευές. Σε κάθε περίπτωση, λαμβάνοντας υπόψη τα εδαφικά χαρακτηριστικά, η επιτρεπόμενη τάση θα πρέπει να δίδεται για δεδομένο ενεργό πλάτος b' και βάθος θεμελίωσης D . Συνίσταται, λοιπόν, μετά από μια πρώτη επίλυση του τοίχου, ο μελετητής να επανεκτιμά την $\sigma_{\text{επ}}$ βάσει της ελάχιστης τιμής του ενεργού πλάτους b' από όλες τις φορτίσεις.

Φέρουσα ικανότητα του εδάφους

Η αντοχή του εδάφους σε θραύση λόγω διατμητικών τάσεων ονομάζεται φέρουσα ικανότητα του εδάφους. Υπάρχουν τρεις μορφές θραύσης του εδάφους κάτω από μία επιφάνεια θεμελίωσης. Οι τρεις αυτές μορφές είναι οι εξής:

1. Η γενική θραύση
2. Η τοπική θραύση
3. Η βύθιση του θεμελίου

1. Γενική θραύση θεμελίων

- Λαμβάνει χώρα σε εδάφη υψηλής πυκνότητας και χαμηλής συμπιεστότητας (άμμοι υψηλής πυκνότητας, άργιλοι υψηλής αντοχής).
- Συνοδεύεται από ισχυρή παραμόρφωση και έντονη ανύψωση στην επιφάνεια του εδάφους.
- Οι επιφάνειες αστοχίας εμφανίζονται καλά ανεπτυγμένες, ξεκινώντας στο άκρο της θεμελίωσης και φτάνοντας έως την επιφάνεια του εδάφους.
- Τέλος, πρόκειται για μία σχετικά ψαθυρή και καθολική θραύση της θεμελίωσης.

2. Τοπική θραύση

- Λαμβάνει χώρα σε εδάφη μέσης πυκνότητας και μέσης συμπιεστότητας.
- Δεν εμφανίζεται μεγάλη ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους.
- Οι επιφάνειες αστοχίας διαμορφώνονται τοπικά πάω από το θεμέλιο, χωρίς να φτάνει στην επιφάνεια του εδάφους.
- Η θεμελίωση αστοχεί χωρίς να ορίζεται με ακρίβεια το φορτίο αστοχίας.

3. Βύθιση του θεμελίου

- Λαμβάνει χώρα σε χαλαρά εδάφη μικρής πυκνότητας και μεγάλης συμπιεστότητας.
- Κατά την εκδήλωσή τους το θεμέλιο βυθίζεται χωρίς την εμφάνιση ανύψωσης στην επιφάνεια του εδάφους.
- Η μεγάλη συμπιεστότητα του υλικού επιτρέπει την καθίζηση του θεμελίου εξαιτίας της συμπύκνωσής του. Παράλληλα διαμορφώνονται επιφάνειες αστοχίας περιορισμένης έκτασης κάτω από τη θεμελίωση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5^ο :ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ

Γενικές εκσκαφές είναι αυτές που γίνονται για να προσαρμοστεί το έδαφος στην επιθυμητή στάθμη, βάση των απαιτήσεων της μελέτης. Γενικά κάθε εκσκαφή που γίνεται σε έκταση μεγαλύτερη από 12 τ.μ.

Εκσκαφές θεμελίων είναι αυτές που γίνονται για να δεχτούν τα θεμέλια του κτιρίου. Γενικά κάθε εκσκαφή που γίνεται σε επιφάνεια μικρότερη από 12 τ.μ.

Εκσκαφές τάφρων είναι εκείνες που γίνονται για να τοποθετηθούν οι εγκαταστάσεις υποδομής. Είναι συνήθων μεγάλες σε μήκος και μικρές σε πλάτος.

5.1 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ

- Το ελάχιστο βάθος θεμελίωσης θα είναι 0,80m από την τελική στάθμη διαμορφώσεων μπροστά στο πέδιλο.
- Στην περίπτωση παρακείμενης κοίτης το βάθος θεμελίωσης θα καθορίζεται με υπολογισμούς του βάθους της πιθανής διάβρωσης της κοίτης. Το ελάχιστο βάθος θεμελίωσης θα είναι 1,0m κάτω από την πιθανή στάθμη διάβρωσης του εδάφους και τουλάχιστον 3,0m κάτω από την υπάρχουσα κοίτη ή 1,0m μέσα στον βράχο (αν η θεμελίωση γίνεται σε βράχο). Αν η θεμελίωση γίνεται σε πασσάλους, οι υπολογισμοί των πασσάλων και της ανωδομής θα περιλάβουν και τις καταστάσεις, πριν και μετά την πιθανή διάβρωση. Εν πάση περιπτώσει, το τελικό βάθος θεμελίωσης θα καθορισθεί με παράλληλη θεώρηση του βάθους διάβρωσης και της φέρουσας ικανότητας και ανεκτών υποχωρήσεων του εδάφους.
- Κατά τη διαμόρφωση της επιφάνειας θεμελίωσης θα τηρούνται επίσης οι προδιαγραφές σχετικά με την αφαίρεση του επιφανειακού στρώματος φυτικών γαιών και χαλαρών κλπ.

5.2 ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ

(1) Η επίχωση πίσω από τους τοίχους που αντιστηρίζουν "σημαντικά συγκοινωνιακά έργα" θα γίνεται ως ακολούθως:

(α) Επίχωση πλάτους $b > 3,00m$

Για το σύνολο ή τμήμα της επίχωσης πίσω από τους τοίχους, όπου το πλάτος b (μεταξύ της πίσω όψης του τοίχου και της παρειάς της εκσκαφής ή του άλλου άκρου του επιχώματος) είναι $b > 3,00m$, η επίχωση θα γίνεται με προϊόντα εκσκαφών κατάλληλα για την κατασκευή επιχωμάτων και οι συνθήκες συμπίκνωσης θα αναφέρονται στην κατασκευή κανονικού επιχώματος (συνήθους ή με αυξημένο βαθμό συμπίκνωσης, σύμφωνα με τις απαιτήσεις του υπολοίπου επιχώματος).

(β) Επίχωση πλάτους $b \leq 3,00m$

Για το σύνολο ή τμήμα της επίχωσης όπου το πλάτος είναι $b \leq 3,00m$, η επίχωση θα γίνεται με "μεταβατικά έργα" ή "μεταβατικά επιχώματα", όπως αυτά ορίζονται ακολούθως:

ι. Λιθορριπές: Αυτές θα κατασκευάζονται από λίθους λατομείου μέγιστης διάστασης 0,40m (ή μικρότερης εφόσον οι διαστάσεις του σκάμματος και οι τοπικές συνθήκες δεν επιτρέπουν τη χρήση τόσο μεγάλων λίθων). Οι λιθορριπές θα κατασκευάζονται σε στρώσεις μέγιστου πάχους 0,80m και το συνολικό τους ύψος δεν θα μπορεί να υπερβαίνει τα 8,00m. Σε όση έκταση δεν είναι δυνατή η χρησιμοποίηση κατάλληλων δονητικών οδοστρωτήρων, οι λιθορριπές θα συμπυκνώνονται με κατάλληλα δονητικά μηχανήματα συμπίκνωσης

(δονητικοί συμπιεστές, δονητικές πλάκες, δονητικοί κύλινδροι) βαρέως τύπου, σύμφωνα με τις ισχύουσες Τεχνικές Προδιαγραφές

ii. Κατεργασμένο Θραυστό Αμμοχάλικο με τσιμέντο, σύμφωνα με τις ισχύουσες Τεχνικές Προδιαγραφές.

iii. Σταθεροποιημένο Εδαφικό Υλικό με τσιμέντο, σύμφωνα με τις ισχύουσες Τεχνικές Προδιαγραφές.

iv. Σκυρόδεμα κατηγορίας B5.

(2) Η επίχωση πίσω από τους τοίχους (όπως παραπάνω) που αντιστηρίζουν λοιπά έργα πλην "σημαντικών συγκοινωνιακών έργων", μπορεί να γίνεται εξ ολοκλήρου με προϊόντα εκσκαφών κατάλληλα για την κατασκευή επιχωμάτων. Οι συνθήκες συμπύκνωσης στα τμήματα όπου το πλάτος b θα είναι $b > 3,00\text{m}$ θα αντιστοιχούν σε συμπύκνωση κανονικού επιχώματος με οποιοδήποτε βαθμό συμπύκνωσης προδιαγράφεται για το υπόλοιπο κανονικό επίχωμα. Οι συνθήκες συμπύκνωσης για τμήματα όπου είναι $b \leq 3,00\text{m}$, θα αντιστοιχούν στη συμπύκνωση που προβλέπεται για επίχωση "περιοχής πάνω από τη ζώνη αγωγού", σύμφωνα με το αντίστοιχο άρθρο της Τ.Σ.Υ.

(3) Ως "σημαντικά συγκοινωνιακά έργα" για τις ανάγκες της παραγράφου θεωρούνται:

Αυτοκινητόδρομοι

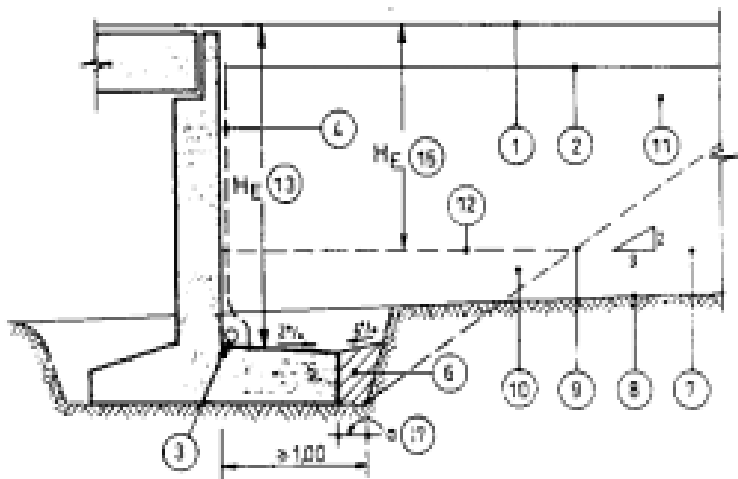
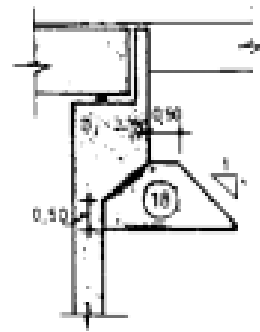
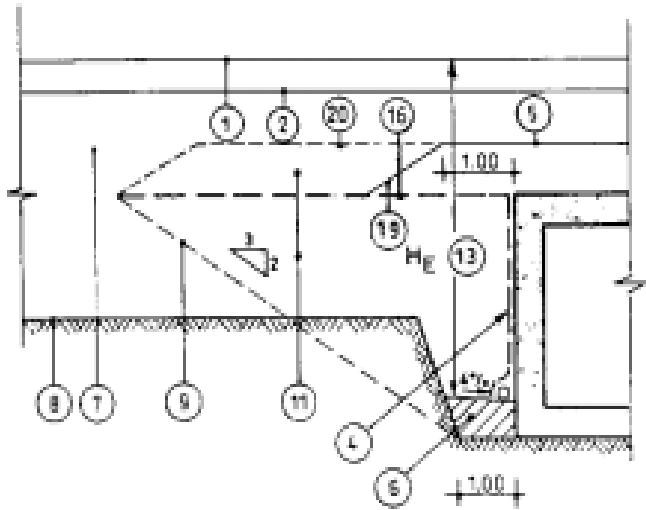
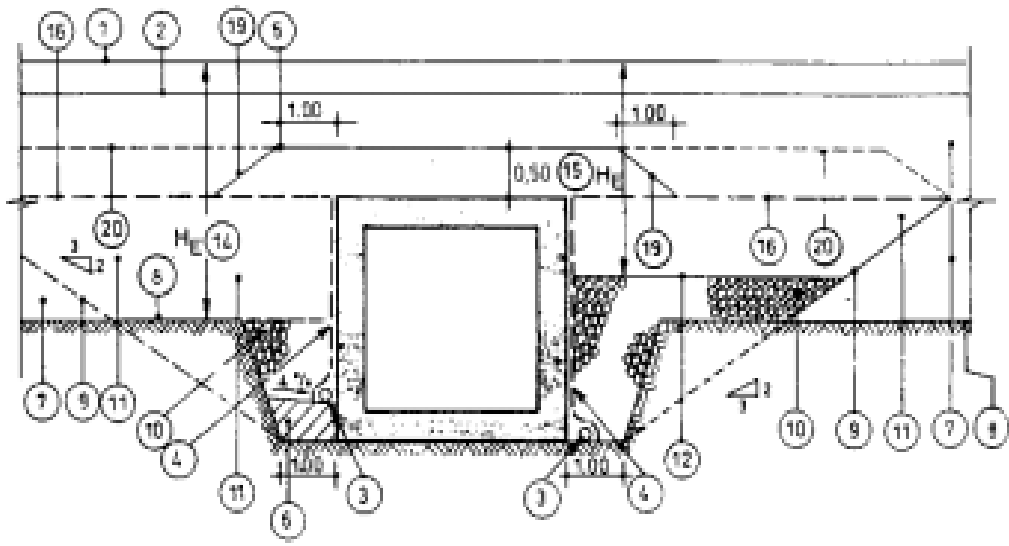
Κλάδοι κόμβων (υπεραστικού ή αστικού τύπου)

Υπεραστικές οδοί κατηγορίας AV ή Γ4 και ανώτερης ☐

Αστικές οδοί λειτουργικής κατάταξης συλλεκτήριας οδού και ανώτερης

Σιδηροδρομικές γραμμές

(4) Τεχνικά έργα αντιστήριξης που επιχώνονται θα πρέπει να περιλαμβάνουν συστήματα αποστράγγισης που συντηρούνται εύκολα, ώστε να αποφεύγεται η ανάπτυξη σημαντικών υδροστατικών πιέσεων στην αντιστηριζόμενη επίχωση.



ΥΠΟΜΝΗΜΑ

Για υπομνήματα βλ. επόμενη σελίδα

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΣΧΗΜΑΤΟΣ

1. Επιφάνεια κύλισης οδού ή ανώτατη στάθμη υποστρώματος Σ. Γραμμής στον άξονα αυτής.
2. Ανώτατη στάθμη χωματουργικών [Ταυτίζεται με την Κάτω στάθμη Στρώσης Έδρασης Οδοστρώματος (Σ.Ε.Ο.)]
3. Στραγγιστήριο όταν απαιτείται. (Ενδεικτική υψομετρική τοποθέτηση ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες)
4. Στρώση στράγγισης. (Εφαρμόζεται στην περίπτωση που τα “μεταβατικά έργα”/μεταβατικό επίχωμα δεν εξασφαλίζουν την ευχερή στράγγιση)
5. Στεγανωτική επάλειψη
6. Επίχωση με αργιλικό υλικό καλά συμπυκνωμένο, ή σκυρόδεμα Β10
7. Κανονικό επίχωμα
8. Στάθμη έδρασης κανονικού επιχώματος (μετά την αφαίρεση τυχόν ακαταλλήλων εδαφών)
9. Γραμμή ορίου μεταξύ “μεταβατικών έργων” και μεταβατικού επιχώματος αφ’ ενός και κανονικού επιχώματος αφ’ ετέρου. (Για την περίπτωση οδικών έργων, η κλίση $h: b = 2:3$ μπορεί να μετατραπεί σε $h: b = 1:1$ ύστερα από έγκριση της Υπηρεσίας, εφόσον η κατασκευή των “μεταβατικών έργων” / μεταβατικού επιχώματος γίνεται ταυτοχρόνως με την κατασκευή του κανονικού επιχώματος)
10. “Μεταβατικά έργα” από λιθορριπές, ή σκυρόδεμα Β5. (Θα εφαρμόζονται έπειτα από οικονομοτεχνική διερεύνηση)
11. Μεταβατικό επίχωμα. (Μπορεί να αντικατασταθεί μερικά ή ολικά από “μεταβατικά έργα”, ύστερα από οικονομοτεχνική διερεύνηση)
12. Άνω στάθμη “μεταβατικών έργων” (θα εκλέγεται ύστερα από οικονομοτεχνική διερεύνηση)
13. Ύψος ΗΕ για την περίπτωση που δεν προβλέπεται η κατασκευή “μεταβατικών έργων”
14. Ύψος ΗΕ για την περίπτωση που προβλέπεται η κατασκευή “μεταβατικών έργων” πάνω από τη στάθμη έδρασης του κανονικού επιχώματος
15. Γενικώς $a=0,50m$. Για θεμέλια που σκυροδετούνται μέχρι το πρηνές εκσκαφής (“κόντρα” στο πρηνές), χωρίς παρεμβολή ξυλοτύπου, το πλάτος a περιορίζεται σε $0,25m$.

5.3 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗΣ ΜΗΧΑΝΙΣΜΩΝ

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να ταξινομηθούν με βάση την έννοια της “μετακίνησης” σύμφωνα με τρία κριτήρια.

- Το νεώτερο (ηλικιακά) κριτήριο, στο οποίο ο βασικός μηχανισμός αντιστήριξης, θέλει τις αντιστηρίξεις να σταθεροποιούνται είτε εξωτερικά, είτε εσωτερικά και να σταθεροποιούν τις εκσκαφές ή επιχώσεις κατά τρόπο πολύ διαφορετικό.
 - I. Εξωτερικά σταθεροποιούμενες αντιστηρίξεις είναι εκείνες, στις οποίες οι εδαφικές πιέσεις αθροίζονται, παράγοντας μια συνολική δράση την οποία καλείται να παραλάβει η αντιστήριξη (συμβατική προσέγγιση του ζητήματος).
 - II. Εσωτερικά σταθεροποιούμενα συστήματα, όπως η οπλισμένη γη, καλούνται τα συστήματα στα οποία η εδαφική μάζα επιμερίζεται, έτσι ώστε κάθε τμήμα της να αντιστηρίζεται από ένα τοπικού χαρακτήρα στοιχείο ενίσχυσης (π.χ. οπλισμός).
- Ένα δεύτερο κριτήριο ταξινομεί τις αντιστηρίξεις αναλόγως με το γεωυλικό που αντιστηρίζεται.
- Τέλος, το παλαιότερο κριτήριο ταξινόμησης διαχωρίζει τις αντιστηρίξεις αναλόγως του μεγέθους των ασκούμενων πιέσεων, οι οποίες κυμαίνονται από την μηδενική τιμή στα ελεύθερα πρηνή (φυσικό υλικό) έως τις πιέσεις συμπύκνωσης στα τεχνητά γαιώδη υλικά της επίχωσης. Οι μετακινήσεις εδώ λαμβάνονται ως ανεξέλεγκτες, δηλαδή θεωρείται, ότι εξαιτίας των “πιέσεων ηρεμίας”, η μετακίνηση του συστήματος ήταν μηδενική, ώστε όλη η επιστημονική κοινότητα να αναλώνεται στην στατική ανάλυση με στόχο την διαστασιολόγηση του φορέα.

Ακόμα ένας διαχωρισμός μεταξύ των κατασκευών αντιστήριξης, γίνεται με βάση τον χρόνο ζωής κάθε κατασκευής. Έτσι οι τοίχοι βαρύτητας χαρακτηρίζονται ως μόνιμες κατασκευές παραλαβής εδαφικών φορτίων. Λόγω του μόνιμου χαρακτήρα αυτών, είναι σημαντικό, να προβλεφθούν κατά τρόπο ρεαλιστικό, οι μακροχρόνιες επιδράσεις που πρόκειται να υποστεί το σύστημα. Ιδιαίτερη προσοχή απαιτεί η παρουσία νερού, που συνήθως αντιμετωπίζεται μέσω της πρόβλεψης κάποιου συστήματος αποστράγγισης ή απορροής. Η σχεδίαση των τοίχων βαρύτητας, κατά κανόνα, πραγματοποιείται έτσι ώστε να φέρουν ενεργητικές ωθήσεις που προέρχονται από την αντιστηριζόμενη γεωμάζα.

Αντιθέτως τα διαφράγματα σχεδιάζονται κατά κανόνα ως προσωρινές αντιστηρίξεις, συνεπώς είναι οι μικροχρόνιες επιδράσεις (κατά την φάση της κατασκευής και κατά τα πρώτα στάδια λειτουργίας) που απαιτούν μεγάλη προσοχή. Με δεδομένο το γεγονός ότι τα διαφράγματα κάθε είδους συνδέονται γενικώς με μικρές μετακινήσεις (μικρότερες συνήθως του 1% του αντιστηριζόμενου μετώπου) τίθεται υπό αμφισβήτηση η αντιπροσωπευτικότητα των ιδεατών αναλυτικών προσομοιωμάτων ενεργητικής και παθητικής ώθησης της κλασσικής εδαφομηχανικής.

5.4 ΓΕΝΙΚΑ ΜΕΤΡΑ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

1. Οι εκσκαφές εκτελούνται με μηχανικά μέσα, που περιλαμβάνουν τα πρανά της εκσκαφής των παρακειμένων οικοδομών, τα καταστρώματα οδών κλπ. Οι αντιστηρίξεις μελετώνται από αρμόδιο Μηχανικό. Πάντα τα επισφαλή ή προεξέχοντα τμήματα βράχων, λίθων ή χωμάτων, τα οποία τυχαία μπορούν να προξενήσουν ατυχήματα στους απασχολούμενους εργαζομένους πρέπει να κατακρημνίζονται σύμφωνα με τις οδηγίες έμπειρου προσώπου, να μην επιτρέπεται η ανάληψη εργασίας χωρίς την βεβαίωση από αρμόδιο εργολάβο ή του επιβλέποντος μηχανικού ότι δεν υπάρχει κίνδυνος.
2. Για την αντιστήριξη ομόρων κτιρίων επιβάλλεται μεθοδική και τεχνική υποθεμελίωση τους στην απαιτούμενη έκταση και στα απαιτούμενα βάθη. Μεταξύ των καταλλήλων μεθόδων αναφέρεται η τμηματική αντιστήριξη ή και η κατασκευή αερογεφυρών αντιστηρίξεως, η καθολική αγκύρωση μεν ή χωρίς κατακόρυφων στοιχείων κλπ.
3. Οι μανδρότοιχοι, ιστοί, φανοστάτες, δένδρα και άλλα καθηλωμένα στο έδαφος αντικείμενα, εφ' όσον κλονίστηκαν από την εκσκαφή ή εφ' όσον υπάρχει αυτός ο κίνδυνος, πρέπει να στηρίζονται με αντερείσματα μέχρι το τέλος των εργασιών ή σε περιπτώσεις ανάγκης να κατεδαφίζονται ή απομακρύνονται προσωρινά.
4. Σε εκσκαφή εντός ύδατος, αντλείται και διοχετεύεται κατά το δυνατόν στα στόμια υπονόμων. Ομοίως αντλούνται ή αποχετεύονται τα όμβρια ύδατα. Οι ενδεχόμενες συνέπειες της αντλήσεως επί της ευστάθειας των ομόρων κτισμάτων λαμβάνονται κατάλληλα υπ' όψη. Οι εργαζόμενοι σε αυτές τις εκσκαφές, εφοδιάζονται με ειδικά αδιάβροχα υποδήματα.
5. Κατά τις εκσκαφές πρέπει να αποφεύγεται συγκέντρωση των υλικών εκσκαφής, εργαλείων ή άλλων βαρών. Αυτά πρέπει να τοποθετούνται εκτός του πιθανού πρίσματος ολισθήσεως, ώστε να αποκλείεται κίνδυνος κατολισθήσεως ή καταρρεύσεως τους εντός του χώρου των εκσκαφών.
6. Το πλάτος των κεκλιμένων επιπέδων κυκλοφορίας των φορητών αυτοκινήτων, εντός των χώρων εκσκαφών πρέπει να είναι τουλάχιστον τριών (3,00) μέτρων. Η κλίση αυτών πρέπει να μην υπερβαίνει το είκοσι πέντε (25%) επί τοις εκατό, άλλως πρέπει να ελέγχεται η ευστάθεια του πρίσματος. Τα επίπεδα ταύτα πρέπει να είναι ανθεκτικά.
7. Κατά την εκσκαφή θεμελίων, τάφρων ή ορυγμάτων επιμήκων ή μεμονωμένων η αντιστήριξη για βάθη μεγαλύτερα είναι υποχρεωτική. Η αντιστήριξη παραλείπεται εάν η εκσκαφή πραγματοποιείται σε βράχο και σε περιπτώσεις, κατά τις οποίες η ισορροπία των πρανών εκσκαφής έχει εξασφαλισθεί με κατάλληλη κλίσεως τους. Η αντιστήριξη πραγματοποιείται παράλληλα με την πρόοδο των εργασιών και εάν υπάρχει ανάγκη με κατάλληλες μεθόδους ή με μηχανικά μέσα από απόσταση, χωρίς την είσοδο των εργαζομένων στην εκσκαφή.
8. Απαγορεύεται η κάθοδος εργαζομένων στην εκσκαφή πριν την λήψη των αναγκαίων μέτρων ασφαλείας πλην εκείνων οι οποίοι είναι επιφορτισμένοι για τη λήψη των μέτρων αυτών. Για την παρεμπόδιση πτώσεως υλικών, εργαλείων και αντικειμένων πάσης φύσεως στην εκσκαφή πρέπει τα χείλη της εκσκαφής να περιβάλλονται από κράσπεδα ύψους τουλάχιστον δεκαπέντε εκατοστών (0,15) του μέτρου, η επένδυση της τάφρου, στις περιπτώσεις κατά τις οποίες υφίσταται αυτή η επένδυση, να εξέχει της επιφανείας του εδάφους τουλάχιστον κατά δεκαπέντε εκατοστά (0,15) του μέτρου.
9. Όταν μελετάται το θέμα αντιστηρίξεως πρανών μιας εκσκαφής, πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη εκτός από τις συνθήκες και τα ακόλουθα:
 - α) Πιθανότητα αυξήσεως της ωθήσεως των γαιών, λόγω εμποτισμού των, εποχιακού ή άλλου.
 - β) Δονήσεις λόγω διελεύσεως βαρέων οχημάτων.
 - γ) Χρήση εκρηκτικών στις γειτονικές εκσκαφές.

δ) Πιθανότητα αυξήσεως των ωθήσεων λόγω αποθέσεως, πλησίον του ανοίγματος, υλικών εκσκαφής, μηχανημάτων κλπ.

ε) Ερπυστική παραμόρφωση του εδάφους.

στ) Αποσάθρωση λόγω επαφής με την ατμόσφαιρα.

10. Η αντιστήριξη επί εκσκαφών τάφρων μεγάλου μήκους, όπως π.χ. τοποθέτηση αγωγών ηλεκτρικού ρεύματος, ύδατος, τηλεφώνου κλπ. πραγματοποιείται κατά τις διατάξεις του παρόντος κεφαλαίου. Τα προϊόντα εκσκαφής τοποθετούνται σε απόσταση τουλάχιστον εξήκοντα εκατοστών (0,60) του μέτρου από το χείλος του ορύγματος. Κατά τις εκσκαφές σε οδούς και συναφείς κοινόχρηστους χώρους, λαμβάνονται κατά περίπτωση και τα αντίστοιχα μέτρα ασφαλείας, τα οποία προβλέπονται από τις διατάξεις του ισχύοντος "Κώδικα Οδικής Κυκλοφορίας" Κ.Ο.Κ.
11. Για την ασφαλή διεξαγωγή εργασιών εντός τάφρων, πρέπει να αφήνονται σε ενδεδειγμένες θέσεις στερεές διαβάσεις ή να κατασκευάζονται ανθεκτικά γεφυρώματα, για την διέλευση διαβατών και οχημάτων. Στις δύο πλευρές των διαβάσεων πρέπει να υπάρχουν κιγκλιδώματα.
12. Τα πρηνή ορυγμάτων επιθεωρούνται από αρμόδιο πρόσωπο, που ορίζεται από τον εργοδότη, ως ακολούθως:
 - α) Κάθε φορά σε θέσεις εργασίας εκσκαφών βάθους (1,50) μέτρου.
 - β) Κάθε φορά που γίνεται αλλαγή φυλακής εργασίας: Στο άκρο ανοιγόμενης τάφρου βάθους άνω των τριών (3,00) μέτρων. Στον πυθμένα και της παρειάς διανοιγομένου φρέατος. Στο μέτωπο προβολής σήραγγας. Οι τυχόν παρατηρήσεις των επιθεωρήσεων αυτών αναγράφονται στο Ημερολόγιο Μέτρων Ασφαλείας της Εργασίας.
 - γ) Λεπτομερής εξέταση κάθε είδους εκσκαφής διενεργείται από τον επιβλέπων μηχανικός: Μετά την εκτέλεση ανατινάξεων. Μετά την εμφάνιση ζημιών ή μετά από καταπτώσεις πρηνών. Προ της επαναλήψεως εργασιών, διακοπείσων λόγω θεομηνίας ή παγετού, αναφέρονται και οι τυχόν απαιτούμενες ενισχύσεις. Οι εκθέσεις των εξετάσεων αυτών περιλαμβάνονται εις το Ημερολόγιο Μέτρων Ασφαλείας της Εργασίας.
13. Εφ' όσον πρόκειται περί εκσκαφής φρεάτων σε εδάφη μαλακά, ελώδη ή υποχωρούντα και εργασίες σε επικίνδυνες θέσεις (π.χ. γέφυρες, φρέατα, εκσκαφές σε ελώδη ή υποχωρούντα εδάφη) πρέπει οι εργαζόμενοι να είναι προσδεδεμένοι, από σταθερό σημείο, ασφαλώς, με ζώνη ασφαλείας ή σχοινία με κατάλληλη διατάξη, ώστε να ανασύρονται αμέσως σε περίπτωση κινδύνου. Στις παραπάνω περιπτώσεις είναι απαραίτητη η χρησιμοποίηση προσωρινής αντιστήριξης.
14. Οι παρειές των φρεάτων πρέπει να επιθεωρούνται στην αρχή κάθε φυλακής (βάρδιας) και να λαμβάνονται όλα τα μέτρα για την πρόληψη καταπτώσεων, καμία εργασία δεν επιτρέπεται να γίνει σε φρέαρ πριν βεβαιωθούν οι εργαζόμενοι ότι κανένας δεν βρίσκεται μέσα σε αυτό. Οι παρειές των φρεάτων καλύπτονται, ανεξαρτήτως της φύσεως του εδάφους, με ένα κατάλληλο προκατασκευασμένο κλωβό αντιστήριξης. Οι κάδοι εξαγωγής των υλικών εκσκαφής πρέπει να ανασύρονται με βαρούλκο ή με ενδεδειγμένη ανυψωτική μηχανή και να μην πληρούνται μέχρι των χειλέων. Η ανάρτηση των κάδων πρέπει να γίνεται με προσοχή κατακόρυφα και στο κέντρο της κοιλότητας του σκαμμένου χώρου.
15. Όταν υπάρχουν εγκατεστημένες στα φρέατα κλίμακες, αυτές πρέπει να είναι ασφαλώς προσαρμοσμένες και οι βαθμίδες τους να μην απέχουν μεταξύ των πλέον των είκοσι πέντε εκατοστών (0,25) του μέτρου. Για φρέατα μεγάλου βάθους εκσκαφής, οι σχετικές κλίμακες πρέπει να φέρουν αναπαυτήρια τουλάχιστον ανά δέκα (10,00) μέτρα. Στην είσοδο (αρχή) του φρέατος και εις τα ενδιάμεσα αναπαυτήρια, πρέπει οι κλίμακες να υπερβαίνουν το δάπεδο τουλάχιστον κατά ένα (1,00) μέτρο και να υπάρχουν εις το ίδιο ύψος χειρολαβές. Κλίμακες από σχοινί επιτρέπονται μόνο σε φρέατα βάθους μικρότερου των δέκα (10,00) μέτρων, πρέπει να είναι στερεώς προσαρμοσμένες και στα δύο άκρα τους.

16. Απαγορεύεται η, σε φρέατα βάθους μεγαλύτερου των είκοσι (20.00) μέτρων, κάθοδος ή άνοδος βαρών μεγαλύτερων των (250mm) εάν δεν υπάρχει εγκατάσταση οδηγών. Αν σε φρέαρ υπάρχει εγκατάσταση κλιμάκων και μηχανημάτων εξαγωγής υλών εκσκαφής, απαγορεύεται.

Αν σε φρέαρ υπάρχει εγκατάσταση κλιμάκων και μηχανημάτων εξαγωγής υλών εκσκαφής, απαγορεύεται η άνοδος ή κάθοδος των εργαζομένων κατά την διάρκεια λειτουργίας των μηχανών εξαγωγής. Όταν χρησιμοποιούνται μηχανικά μέσα και εφ' όσον υπάρχει έστω και ένας εργαζόμενος στο φρέαρ πρέπει στην επιφάνεια να υπάρχει μονίμως ένας χειριστής του μηχανικού. Συνιστάται να μη χρησιμοποιούνται τα μηχανικά μέσα για την άνοδο. Σε περιπτώσεις λειτουργίας, εντός του φρέατος, κινητήρα εσωτερικής καύσεως, τα καυσαέρια απάγονται στο ύπαιθρο με κατάλληλο σωλήνα. Κατά την πραγματοποίηση εργασιών σε φρέατα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα για τον επαρκή αερισμό των θέσεων εργασίας και την προστασία των εργαζομένων από τις αναθυμιάσεις. Φρέατα βάθους μεγαλύτερου των οκτώ (8,00) μέτρων πρέπει να φωτίζονται με τεχνητό φωτισμό. Για αυτό χρησιμοποιούνται ειδικές λυχνίες με προστατευτικό πλέγμα, τηρουμένων, σε περίπτωση ηλεκτροφωτισμού, τις διατάξεις περί Ηλεκτρικών Εγκαταστάσεων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6^ο : ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΕΔΑΦΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

1.Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ): Η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους είναι μια παράμετρος αντοχής σε διάτμηση των εδαφών. Εξαρτάται από την πυκνότητα, το είδος του υλικού και την παρουσία του νερού. Το νερό τείνει να μειώσει τη γωνία εσωτερικής τριβής των κόκκων. Αν η πίεση πόρων υπερβεί μία συγκεκριμένη τιμή κατωφλίου, το έδαφος συμπεριφέρεται σαν να έχει λίγη ή να μην έχει καθόλου γωνία εσωτερικής τριβής (η αντοχή σε διάτμηση τείνει στο μηδέν). Σε περίπτωση ενεργών τάσεων, όσο μικρότερη είναι η γωνία εσωτερικής τριβής, τόσο μεγαλύτερη γίνεται η πλευρική πίεση, διότι ο όρος $\tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$ τείνει προς τη μονάδα. Πηλώδη υλικά συνήθως έχουν μικρότερες εσωτερικές γωνίες τριβής, πράγμα που προκαλεί την αύξηση των συντελεστών ώθησης. Για το λόγο αυτό τα κοκκώδη υλικά είναι προτιμητέα για επιχώσεις. Τα κοκκώδη υλικά έχουν την καλύτερη αποστράγγιση.

Ο ορισμός του προέρχεται από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και χρησιμοποιείται για να περιγράψει την αντίσταση διατμητικής τριβής των εδαφών μαζί με την κανονική αποτελεσματική τάση.

Στο επίπεδο της διατμητικής τάσης, η γωνία τριβής του εδάφους είναι η γωνία κλίσης σε σχέση με τον οριζόντιο άξονα της γραμμής αντίστασης διάτμησης Mohr-Coulomb.

- Η γωνία ϕ κυμαίνεται από 30° έως 60°
- Η ϕ αυξάνεται με την πυκνότητα της άμμου.
- Καλή κατανομή των κόκκων αυξάνει τη ϕ .
- Γωνιώδεις κόκκοι και μεγαλύτεροι κόκκοι δίνουν μεγαλύτερη ϕ .

Τύπος εδάφους	Γωνία εσωτερικής τριβής $\phi(^{\circ})$
Άμμος με στρογγυλεμένους κόκκους	
Χαλαρή	27 – 30
Μέση	30 – 35
Πυκνή	35 – 38
Άμμος με γωνιώδης κόκκους	
Χαλαρή	30 – 35
Μέση	35 – 40
Πυκνή	40 – 45
Χάλικες με λίγη άμμο	34 – 48
Ιλύς (Πηλός)	26 – 35

2.Συνοχή εδάφους (c): Είναι η «συγκόλληση» των κόκκων λόγω ηλεκτροχημικών ή άλλων δυνάμεων και είναι σημαντικός παράγοντας που συντελεί στην παραμόρφωση των εδαφών. Η τιμή της πρέπει να καθορίζεται εργαστηριακά. Ορισμένα βιβλία παρέχουν πίνακες με τις συνηθισμένες τιμές. Η συνοχή εξαρτάται από το βαθμό διατάραξης, τον τροχό δοκιμής, το είδος του εδάφους και από άλλους παράγοντες, επομένως, η τιμή της πρέπει να καθορίζεται με εργαστηριακές δοκιμές. Μπορεί να χρειαστεί να καθορίσουμε την επίδραση του νερού στη συνοχή. Η διαφορά μεταξύ συνεκτικού και κοκκώδους εδάφους ως προς τη συνοχή είναι η εξής :

Ως "κοκκώδες έδαφος" νοείται χαλίκι, άμμος ή λάσπη (χονδρόκοκκο έδαφος) με μικρή ή καθόλου περιεκτικότητα σε άργιλο. Το κοκκώδες χώμα δεν έχει συνολική αντοχή. Ορισμένα υγρά κοκκώδη εδάφη παρουσιάζουν εμφανή συνοχή. Το κοκκώδες χώμα δεν μπορεί να χυτευθεί όταν είναι υγρό και καταρρέει εύκολα όταν στεγνώσει.

Ως "συνεκτικό έδαφος" νοείται ο πηλός (λεπτόκοκκο χώμα) ή το έδαφος με υψηλή περιεκτικότητα σε άργιλο, το οποίο έχει συνεκτική ισχύ. Το συνεκτικό έδαφος δεν καταρρέει, μπορεί να ανασκάπτεται με κάθετες πλαινές πλαγιές και είναι πλαστικό όταν είναι υγρό. Το συνεκτικό έδαφος είναι δύσκολο να σπάσει όταν είναι ξηρό και παρουσιάζει σημαντική συνοχή όταν βυθιστεί. Τα συνεκτικά εδάφη περιλαμβάνουν αργιλώδη λάσπη, αμμώδη πηλό, αργιλώδη άργιλο, πηλό και οργανική άργιλο.

Ορισμένες τυπικές τιμές συνοχής του εδάφους δίδονται παρακάτω για διαφορετικούς τύπους εδάφους. Η συνοχή του εδάφους εξαρτάται έντονα από τη συνάφεια, τη συσκευασία και την κατάσταση κορεσμού. Οι τιμές που δίδονται παρακάτω αντιστοιχούν στην κανονικά ενοποιημένη κατάσταση, εκτός εάν δηλώνεται διαφορετικά. Οι τιμές αυτές πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο ως κατευθυντήρια γραμμή για τα γεωτεχνικά προβλήματα. Ωστόσο, συχνά πρέπει να εξεταστεί η ειδική κατάσταση κάθε τεχνικού προβλήματος για μια κατάλληλη επιλογή των γεωτεχνικών παραμέτρων.

3.Φαινόμενο βάρος εδάφους ($\gamma_{\text{εδάφους}}$): Η πλευρική πίεση είναι ανάλογη με το φαινόμενο βάρος του εδάφους. Η τιμή του $\gamma_{\text{εδάφους}}$ πρέπει να καθορίζεται με δοκιμές, αλλά για χαμηλούς τοίχους μπορεί να εκτιμηθεί λαμβάνοντας υπόψη τα γεώμορφα χαρακτηριστικά του εδάφους (συντηρητικές εκτιμήσεις). Αν παραλείψουμε τη διαδικασία συμπύκνωσης, το φαινόμενο βάρος του εδάφους εξαρτάται επίσης από τα ορυκτολογικά συστατικά και από την ποσότητα νερού που περιέχεται στους πόρους. Η επίδραση του νερού θα εξαρτηθεί από το αν το έδαφος είναι:

(α) ακόρεστο (β) κεκορεσμένο και (γ) κάτω από το φρεάτιο ορίζοντα (βυθισμένο φαινόμενο βάρος). Σε κοκκώδη εδάφη η πυκνότητα μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο λόγω δονήσεων από μηχανήματα ή από αυτοκίνητα. Η συμπύκνωση λόγω επιφόρτισης μπορεί να αυξήσει επίσης την πυκνότητα.

4.Γωνία (α): Η γωνία α που σχηματίζει η πίσω επιφάνεια του τοίχου με το οριζόντιο επίπεδο αποτελεί γεωμετρικό στοιχείο της κατασκευής. Σήμερα, σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα, για ευκολία στο καλούπωμα, συνηθίζεται γωνία $\alpha = 90^\circ$.

5.Γωνία τριβής τοίχου – γαιών (δ): Ο καθορισμός αυτής της παραμέτρου είναι δύσκολος μολονότι εξαρτάται από το είδος και την πυκνότητα του εδάφους, το πόσο λείος είναι ο τοίχος και από την παρουσία νερού. Η τριβή μεταξύ τοίχου και γαιών επηρεάζεται επίσης από διάφορες δονήσεις και αλλαγές της θερμοκρασίας. Αν η πίσω πλευρά του τοίχου είναι λεία τότε η $\delta \rightarrow 0$ και αν είναι πολύ τραχεία, το χώμα γεμίζει τις ανωμαλίες και η αστοχία σε διάτμηση θα γίνει κατά μήκος επιφανειών του χώματος, δηλαδή $\delta \rightarrow \phi$. Η γωνία τριβής τοίχου - γαιών μπορεί να είναι θετική ή αρνητική, ανάλογα με την κατακόρυφη μετακίνηση του τοίχου σε σχέση με τη μάζα εδάφους (θετική αν ο τοίχος κινείται προς τα κάτω).

Η γωνία τριβής δ επηρεάζει σημαντικά τους συντελεστές ώθησης των γαιών της θεωρήσης του COULOMB, ανάλογα με τη κλίση του επιχώματος, β .

Για παράδειγμα αναφέρεται ότι, αν το $\beta = 0$ και $\phi = 20^\circ$, η ώθηση των γαιών επάνω στον τοίχο παρουσιάζει αύξηση κατά 10% αν πάρουμε $\delta = 0$ αντί του σωστού $\delta = 10^\circ$

Οι τιμές τριβής τοίχου - γαιών έχουν ως εξής:

Υλικό τοίχου	Γωνία τριβής τοίχου δ
Σιδερένιες πασσαλοσανίδες με ασφαλική επάλειψη	30°
Τοίχος από σκυρόδεμα ή τούβλα	20°
Σιδερένιες πασσαλοσανίδες χωρίς επάλειψη	15°
Όταν τοίχος και έδαφος υφίσταται την ίδια μετακίνηση	0°
Όταν τοίχος και έδαφος υπόκεινται σε δονήσεις	0°

Οι TERZAGHI και PECK έχουν προτείνει την τιμή της γωνίας τριβής τοίχου - γαιών $\delta = \varphi/2$ έως $3\varphi/4$. Ο Huntington προτείνει την τιμή $2\varphi/3$ όταν δεν υπάρχουν εργαστηριακά στοιχεία. Οι τιμές $\delta < \varphi$ δικαιολογούνται από το γεγονός ότι οι τοίχοι από το μπετόν είναι σχετικά λείοι λόγω των ξυλοτύπων. Οι σιδερένιες πασσαλοσανίδες θεωρούνται επίσης σχετικά λείες, λόγω της κατεργασίας της ελάσεως. Σήμερα πάντως οι πιο πολλοί μελετητές χρησιμοποιούν τις παρακάτω γωνίες δ :

- α. Εσωτερική επιφάνεια λεία, ή με κορεσμό υγρασίας $\delta = 0$
- β. Εσωτερική επιφάνεια τοίχου τραχεία (beton arme) $\delta = 2\varphi/3$
- γ. Εσωτερική επιφάνεια τοίχου πάρα πολύ τραχεία (ξηρολιθοδομή) $\delta = \varphi$.

6.Γωνία κλίσης επιχώματος (β): Η γωνία κλίσης του επιχώματος είναι ένα δοσμένο γεωμετρικό στοιχείο του προβλήματος. Από τις λύσεις RANKINE και COULOMB παρατηρούμε ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της ώθησης των γαιών, βοηθά τη αύξηση της σταθερότητας του τοίχου, αντισταθμίζοντας κάπως την αύξηση της πλευρικής ώθησης που προκαλείται από το κεκλιμένο επίχωμα. Συνήθως, δεν λαμβάνεται υπόψη τους στους υπολογισμούς η κατακόρυφη συνιστώσα της ώθησης των γαιών.

7.Γωνία διασταλτικότητας (ψ°): εξαρτάται από την πυκνότητα και από την γωνία τριβής (φ). Στις περισσότερες περιπτώσεις η γωνία διασταλτικότητας είναι μηδέν για τιμές $\varphi < 30$. Αρνητική τιμή της γωνίας αυτής είναι δυνατόν να παρατηρηθεί στην περίπτωση εξαιρετικά χαλαρών άμμων.

8.Λόγος Poisson (ν): είναι ο λόγος της πλευρικής (εγκάρσιας) προς την αξονική παραμόρφωση σε περίπτωση μονο-αξονικής καταπόνησης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7° : ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

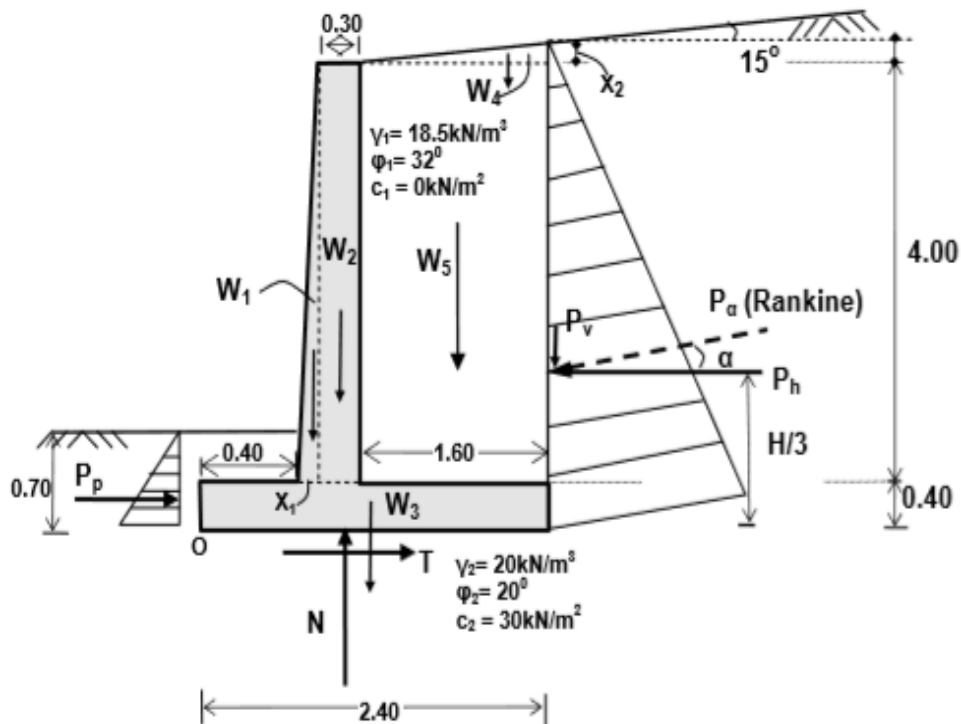
Για την δημιουργία του προγράμματος θα χρησιμοποιήσουμε το πρόγραμμα Microsoft Office Excel, το οποίο είναι πρόγραμμα λογιστικών φύλλων . Είναι μια πολύ ευρέως διαδεδομένη εφαρμογή υπολογιστικών φύλλων. Διαθέτει υπολογισμούς, εργαλεία γραφημάτων, συγκεντρωτικούς πίνακες και μια γλώσσα προγραμματισμού macro με όνομα Visual Basic.

7.1 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΠΡΟΒΟΛΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE

Για την επιλύση πρέπει να ορίσουμε κάποια δεδομένα για την δημιουργία άσκησης ,για να την προσαρμόσουμε στο πρόγραμμα.

Στο παρακάτω Σχήμα παρουσιάζονται τα δεδομένα της άσκησης και αναγράφονται οι αποστάσεις (πάχος, μήκος) του τοίχου.

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης του σχήματος:



7.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

Κεντρική Εισαγωγή Διάταξη σελίδας Τύποι Δεδομένα Αναθεώρηση Προβολή											
I62 f_x											
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	ΔΕΔΟΜΕΝΑ			Ka=	0,307259	RANKINE			x1	0,1	
2	γ_1	18,5		Pa(kN/m)=	66,30403				x2	0,43	
3	$\phi_1(^{\circ})$	32		Pv(kN/m)=	17,16075				hολ	4,4	
4	c1	0		Ph(kN/m)=	64,04478				Hτοιχου	4	
5	γ_2	20							Hβασης	0,4	
6	$\phi_2(^{\circ})$	20		Kp=	2,039607				B	2,4	
7	c2(kN/m ²)	30		Pp(kN/m)=	69,97629				Παχος τοιχου	0,3	
8	Hολ(m)	4,83							ΟΑ	0,4	
9	h(m)	0,7							ΒΓ	1,6	
10	1-SIN ϕ_1	0,4700807							Γασπλου σκυρ	24	
11	1+SIN ϕ_1	1,5299193									
12											
13	1-SIN ϕ_2	0,6579799									
14	1+SIN ϕ_2	1,3420201									
15	$\alpha(^{\circ})$	15									
16											
17	ΤΜΗΜΑ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	ΒΑΡΟΣ	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο			ΡΟΠΗ ΤΜΗΜΑΤΟΣ				
18	1	0,2	4,8	0,466666667			2,24				
19	2	1,2	28,8	0,65			18,72				
20	3	0,96	23,04	1,2			27,648				
21	4	0,344	6,364	1,866666667			11,87946667				
22	5	6,4	118,4	1,6			189,44				
23	ΣΥΝΟΛΟ		181,404				249,9274667				
24											

- Αρχικά, για την επίλυση της άσκησης μέσω του προγράμματος Excel δημιουργούμε δυο πίνακες. Στον ένα πίνακα γράφουμε τα δεδομένα της άσκησης και στο δεύτερο τα υπόλοιπα γεωμετρικά στοιχεία που υπολογίζουμε από τις διαστάσεις του σχήματος.
- Στη συνέχεια, υπολογίζουμε με τη χρήση τύπων στο Excel τα K_a , P_a , P_v , P_h τοποθετώντας τους αντίστοιχους τύπους στα κελιά E1, E2, E3, E4.
- Συνεχίζουμε με τον υπολογισμό της P_p, K_p εφόσον, απαιτείται έλεγχος ευστάθειας, στα κελιά E6, E7.
- Έπειτα, δημιουργούμε άλλον έναν πίνακα που περιλαμβάνει τα αποτελέσματα των επί μέρους βαρών και μοχλοβραχιόνων ως προς το σημείο Ο χρησιμοποιώντας τα δεδομένα των στηλών B και J.

Η διαδικασία των πράξεων αυτών των στοιχείων φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

Τμήμα	Εμβαδόν διατομής m ² /m	Βάρος kN/m	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο m	Ροπή τμήματος kN m /m
1	0.10* 4.00 / 2=0.2	0.2*24= 4.8	0.40+ 0.10*2/3=0.47	4.8*0.47= 2.26
2	0.30*4.00= 1.2	1.2*24= 28.8	0.40+0.10+0.30/2=0.65	28.8*0.65= 18.72
3	2.40*0.40=0.96	0.96*24= 23.04	2.40/2=1.20	23.04*1.20= 27.65
4	1.60*0.43 / 2= 0.344	0.344*18.5= 6.36	0.40+0.10+0.30+1.60*2/3=1.87	6.36*1.87= 11.89
5	1.60*4.00=6.4	6.4*18.5= 118.4	0.40+0.10+0.30+1.60/2=1.60	118.4*1.60= 189.44
Σύνολα		ΣW= 181.40		ΣM_w= 249.96

- Τα αποτελέσματα των κελιών D23 και H23 που περιέχουν τα ΣW(συνολικό βάρος) και ΣM_w (σύνολο των ροπών) αντίστοιχα, χρησιμοποιούνται στους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής και αυτό φαίνεται στους παρακάτω τύπους :

$$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} = \frac{\sum \text{Φευσταθειας}}{\sum \text{Φολισθησης}} = \frac{(\sum W + P_v * \tan \varphi_2 + c_2 B + P_p)}{P_h} =$$

$$= \frac{(181.40 + 17.16) * \tan 20^\circ + 2.40 * 30 + 69.98}{64.04} = 3.35 > 1.5$$

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\sum \text{Μευστάθειας}}{\sum \text{Μανατροπής}} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 \dots + PVB}{P_h \frac{H}{3}} =$$

$$= \frac{249.96 + 17.16 * 2.40}{64.04 \frac{4.83}{3}} = 2.82 > 2$$

7.1.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

24							
25	ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ						
26							
27	FSολίσθησης=	ΣFευσταθειας/ΣFολίσθησης=	3,345284				
28							
29							
30	ΣFευσταθειας=	214,24795					
31							
32							
33	ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ						
34							
35	FSανατροπης=	ΣΜευσταθειας/ΣΜανατροπης=	2,82327				
36							
37							
38	ΣΜευσταθειας=	291,11326					
39							
40							
41	ΣΜανατροπης=	103,11209					
42							
43							

Στην παραπάνω φωτογραφία αναφέρονται τα αποτελέσματα των ελέγχων ολίσθησης και ανατροπής αφού έχουμε τοποθετήσει τους τύπους στο πρόγραμμα Excel στα κελιά D27 και D35 αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα ισχύει η ευστάθεια του τοίχου διότι ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια :

- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ολίσθησης FS ολίσθησης >1,5.
- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ανατροπής FSανατροπής >2,0.

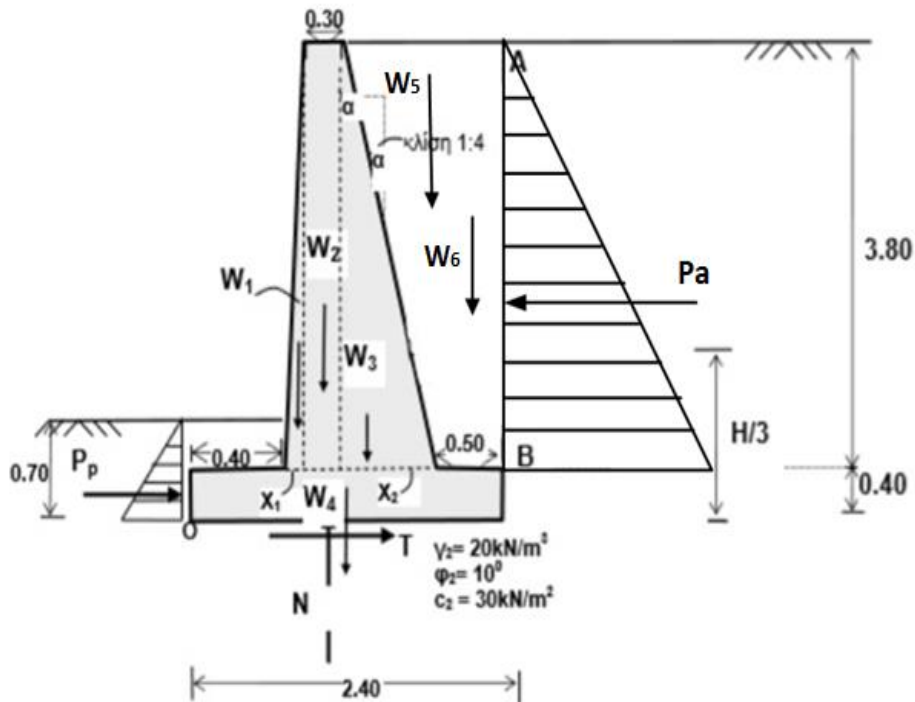
7.2 ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΛΕΓΧΟ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE ΚΑΙ COULOMB

7.2.1 ΛΥΣΗ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE

Για την επιλύση πρέπει να ορίσουμε κάποια δεδομένα για την δημιουργία άσκησης ,για να την προσαρμόσουμε στο πρόγραμμα.

Στο παρακάτω Σχήμα παρουσιάζονται τα δεδομένα της άσκησης και αναγράφονται οι αποστάσεις (πάχος,μήκος) του τοίχου.

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης του σχήματος:



7.2.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

ΤΜΗΜΑ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	ΒΑΡΟΣ	Μοχλοβραχίονας ως προς ΟΡΟΠΗ ΤΜΗΜΑΤΟΣ
1	0,475	11,4	0,566666667
2	1,14	27,36	0,8
3	1,805	43,32	1,266666667
4	0,96	23,04	1,2
5	1,805	33,3925	1,583333333
6	1,9	35,15	2,15
ΣΥΝΟΛΟ		173,6625	239,3119583

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ
FSολισθησης= ΣFευσταθειας/ΣFολισθησης= 4,092605
ΣFευσταθειας= 205,18427

ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ
FSανατροπης= ΣΜευσταθειας/ΣΜανατροπης= 3,409511
ΣΜευσταθειας= 239,31196
ΣΜανατροπης= 70,189523

- Αρχικά, για την επίλυση της άσκησης μέσω του προγράμματος Excel δημιουργούμε τρεις πίνακες. Στους δύο πρώτους πίνακες γράφουμε τα δεδομένα της άσκησης και στο τρίτο τα υπόλοιπα γεωμετρικά στοιχεία που υπολογίζουμε από τις διαστάσεις του σχήματος.
- Στη συνέχεια, υπολογίζουμε με τη χρήση τύπων στο Excel τα K_a , P_a , P_v , P_h τοποθετώντας τους αντίστοιχους τύπους στα κελιά B99, E99, E100, E101.
- Συνεχίζουμε με τον υπολογισμό της P_r εφόσον, απαιτείται έλεγχος ευστάθειας, στα κελιά E102, E103.
- Έπειτα, δημιουργούμε άλλον έναν πίνακα που περιλαμβάνει τα αποτελέσματα των επί μέρους βαρών και μοχλοβραχιόνων ως προς το σημείο Ο χρησιμοποιώντας τα δεδομένα των στηλών Β και J.
Η διαδικασία των πράξεων αυτών των στοιχείων φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

Τμήμα	Εμβαδόν διατομής m ² /m	Βάρος kN/m	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο m	Ροπή τμήματος kNm/m
1	0.25*3.80/2=0.475	0.475*24=11.40	0.40+0.25*2/3=0.57	11.40*0.57=6.498
2	0.30*3.80=1.14	1.14*24=27.36	0.40+0.25+0.30/2=0.80	27.36*0.80=21.89
3	0.95*3.80/2=1.81	1.81*24=43.44	0.40+0.25+0.3+0.95/3=1.27	43.44*1.27=55.17
4	2.40*0.40	0.96*24=23.04	2.40/2=1.20	23.04*1.20=27.65
5	0.95*3.8/2=1.805	1.805*18.5=33.4	0.4+0.3+0.25+0.95*2/3=1.58	33.4*1.58=52.775
6	0.5*3.8=1.9	1.9*18.5=35.15	0.4+0.25+0.3+0.95+0.5/2=2.15	35.15*2.15=75.57
Σύνολα		ΣW=173.79		ΣM_w=242.012

- Τα αποτελέσματα των κελιών D76 και H76 που περιέχουν τα ΣW(συνολικό βάρος) και ΣM_w (σύνολο των ροπών) αντίστοιχα, χρησιμοποιούνται στους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής και αυτό φαίνεται στους παρακάτω τύπους :

$$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} = \frac{\sum \text{Φευσταθειας}}{\sum \text{Φολισθησης}} = \frac{(\sum W + P_v * \tan \varphi_2 + c_2 B + P_p)}{P_h} =$$

$$= \frac{(173.79+0) * \tan 20^\circ + 2.40 * 30 + 69.98}{50.1} = 4.1 > 1.5$$

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\sum \text{Μευστάθειας}}{\sum \text{Μανατροπής}} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 \dots + PVB}{P_h \frac{H}{3}} =$$

$$= \frac{242.012+0}{50.1 \frac{4.20}{3}} = 3.40 > 2$$

Στην παραπάνω φωτογραφία αναφέρονται τα αποτελέσματα των ελέγχων ολίσθησης και ανατροπής αφού έχουμε τοποθετήσει τους τύπους στο πρόγραμμα Excel στα κελιά D84 και D91 αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα ισχύει η ευστάθεια του τοίχου διότι ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια :

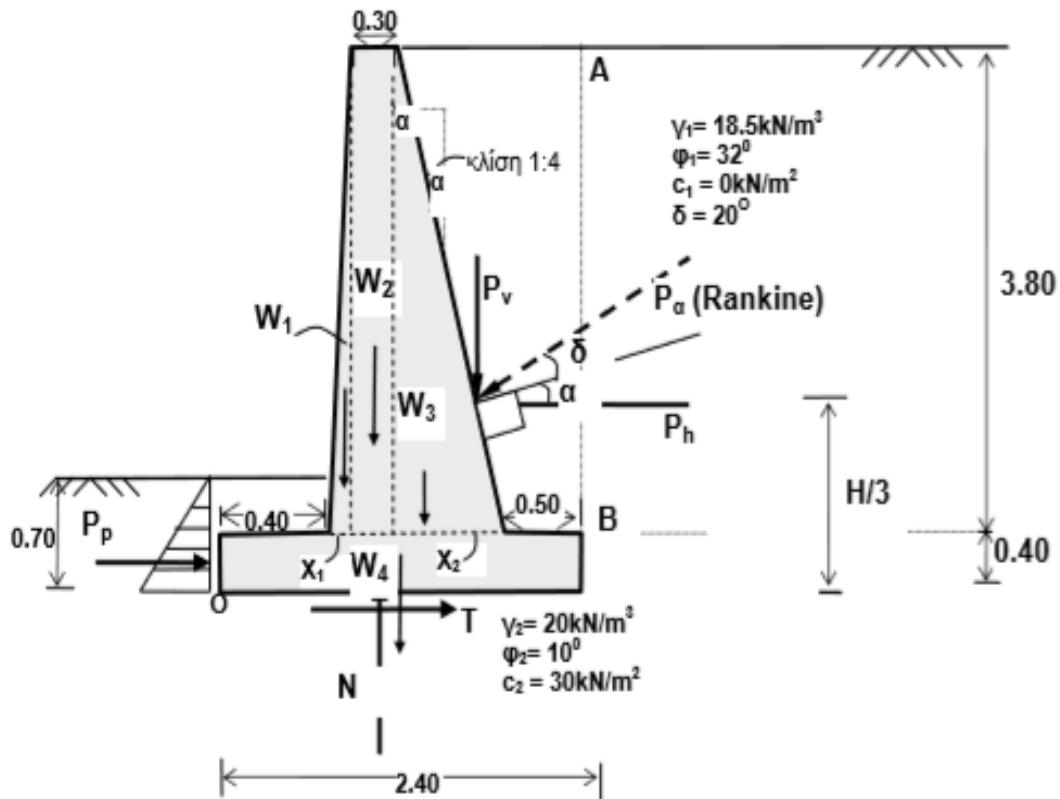
- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ολίσθησης FS ολίσθησης >1,5.
- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ανατροπής FS ανατροπής >2,0.

7.3.1 ΛΥΣΗ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ COULOMB

Για την επιλύση πρέπει να ορίσουμε κάποια δεδομένα για την δημιουργία άσκησης ,για να την προσαρμόσουμε στο πρόγραμμα.

Στο παρακάτω Σχήμα παρουσιάζονται τα δεδομένα της άσκησης και αναγράφονται οι αποστάσεις (πάχος,μήκος) του τοίχου.

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης του σχήματος:



7.3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ

πτυχιακή - Microsoft Excel

Κεντρική Εισαγωγή Διάταξη σελίδας Τύποι Δεδομένα Αναθεώρηση Προβολή

A70

COULOMB

ΔΕΔΟΜΕΝΑ		δ(°)	20	x1	0,25
γ1	18,5	β(°)	104	x2	0,95
φ1(°)	32	φ=φ1(°)	32	B	2,4
c1	0	i(°)	0	Ητοίχου	3,8
γ2	20	α(°)	14	Ηβάσης	0,4
φ2(°)	20	x1(m)	0,25	Παχος τοιχου	0,3
c2(kN/m2)	30	x2(m)	0,95	ΟΑ	0,4
Ηολ(m)	4,2	θ	34	ΒΓ	0,5
h(m)	0,7			Υασιλου ακυρ	24

Ka=	0,3914918	Pa=	63,87972	Kp=	2,0396067
		Pv=	35,72109	Pp=	69,976289
		Ph=	52,95869		
sin2(β-φ)	0,9045085				
sin2(β)	0,9414738				
SQRTsin(β+δ)	0,910515				
	0,4303658				
SQRTsin(β+δ)	0,6560227				

ΤΜΗΜΑ	ΕΜΒΑΔΟΝ ΔΙΑΤΟΜΗΣ	ΒΑΡΟΣ	Μοχλοβραχίονας ως προς Ο	ΡΟΠΗ ΤΜΗΜΑΤΟΣ
1	0,475	11,4	0,566666667	6,46
2	1,14	27,36	0,8	21,888
3	1,805	43,32	1,266666667	54,872
4	0,96	23,04	1,2	27,648
ΣΥΝΟΛΟ		105,12		110,868

- Αρχικά, για την επίλυση της άσκησης μέσω του προγράμματος Excel δημιουργούμε τρεις πίνακες. Στους δύο πρώτους πίνακες γράφουμε τα δεδομένα της άσκησης και στο τρίτο τα υπόλοιπα γεωμετρικά στοιχεία που υπολογίζουμε από τις διαστάσεις του σχήματος.
- Στη συνέχεια, Υπολογίζουμε με τη χρήση τύπων στο Excel τα K_a , P_a , P_v , P_h τοποθετώντας τους αντίστοιχους τύπους στα κελιά B60, E60, E61, E62.
- Συνεχίζουμε με τον υπολογισμό της P_p εφόσον, απαιτείται έλεγχος ευστάθειας, στα κελιά H60, H61.
- Έπειτα, δημιουργούμε άλλον έναν πίνακα που περιλαμβάνει τα αποτελέσματα των επί μέρους βαρών και μοχλοβραχιόνων ως προς το σημείο O χρησιμοποιώντας τα δεδομένα των στηλών B και J.
Η διαδικασία των πράξεων αυτών των στοιχείων φαίνεται στον παρακάτω πίνακα :

Τμήμα	Εμβαδόν διατομής m^2/m	Βάρος kN/m	Μοχλοβραχίονας ως προς O m	Ροπή τμήματος $kN m/m$
1	$0.25 * 3.80 / 2 = 0.475$	$0.475 * 24 = 11.40$	$0.40 + 0.25 * 2/3 = 0.57$	$11.40 * 0.57 = 2.26$
2	$0.30 * 3.80 = 1.14$	$1.14 * 24 = 27.36$	$0.40 + 0.25 + 0.30/2 = 0.80$	$27.36 * 0.80 = 21.89$
3	$0.95 * 3.80/2 = 1.81$	$1.81 * 24 = 43.44$	$0.40 + 0.25 + 0.30 + 0.95/3 = 1.27$	$43.44 * 1.27 = 55.17$
4	$2.40 * 0.40 = 0.96$	$0.96 * 24 = 23.04$	$2.40/2 = 1.20$	$23.04 * 1.20 = 27.65$
Σύνολα		$\Sigma W = 105.24$		$\Sigma M_w = 106.97$

- Τα αποτελέσματα των κελιών D76 και H76 που περιέχουν τα ΣW (συνολικό βάρος) και ΣM_w (σύνολο των ροπών) αντίστοιχα, χρησιμοποιούνται στους ελέγχους ολίσθησης και ανατροπής και αυτό φαίνεται στους παρακάτω τύπους :

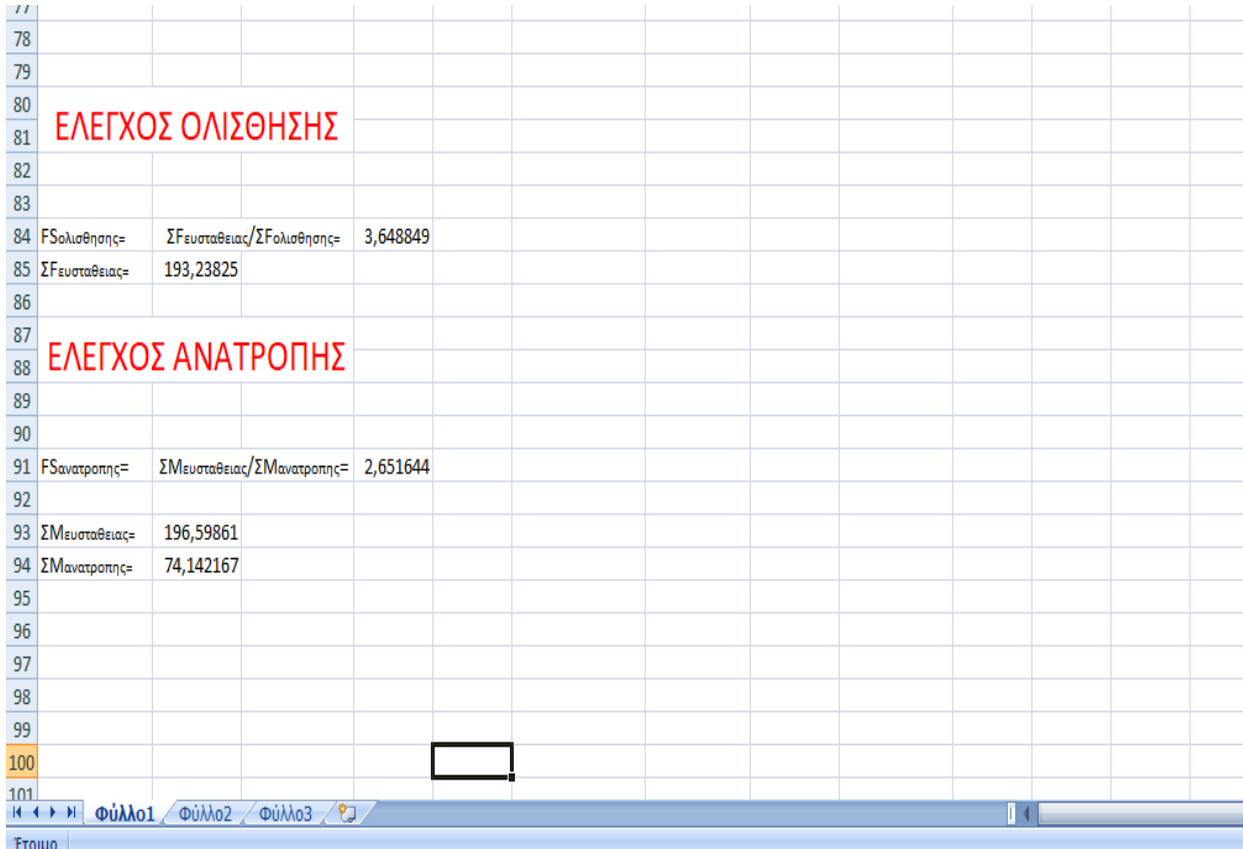
$$FS_{\text{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ}} = \frac{\Sigma \text{Φευσταθειας}}{\Sigma \text{Φολισθησης}} = \frac{(\Sigma W + P_v * \tan \varphi_2 + c_2 B + P_p)}{P_h} =$$

$$= \frac{(105.24 + 34.40) * \tan 20^\circ + 2.40 * 30 + 69.98}{50.99} = 3.78 > 1.5$$

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\Sigma \text{Μευστάθειας}}{\Sigma \text{Μανατροπής}} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 \dots + PVB}{P_h \frac{H}{3}} =$$

$$= \frac{106.97 + 34.40 * 2.40}{50.99 \frac{4.20}{3}} = 2.65 > 2$$

7.3.3 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ



The screenshot shows an Excel spreadsheet with the following data:

ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ			
84	FSολίσθησης=	ΣΦευσταθειας/ΣΦολίσθησης=	3,648849
85	ΣΦευσταθειας=		193,23825
ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ			
91	FSανατροπής=	ΣΜευσταθειας/ΣΜανατροπής=	2,651644
93	ΣΜευσταθειας=		196,59861
94	ΣΜανατροπής=		74,142167

The spreadsheet interface shows the formula bar at the bottom with 'Ετοιμο' and the sheet tab 'Φύλλο1'.

Στην παραπάνω φωτογραφία αναφέρονται τα αποτελέσματα των ελέγχων ολίσθησης και ανατροπής αφού έχουμε τοποθετήσει τους τύπους στο πρόγραμμα Excel στα κελιά D84 και D91 αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα ισχύει η ευστάθεια του τοίχου διότι ισχύουν τα παρακάτω κριτήρια :

- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ολίσθησης FS ολίσθησης >1,5.
- Ο τοίχος αντιστήριξης ευσταθεί, επειδή ο συντελεστής ανατροπής FSανατροπής >2,0.

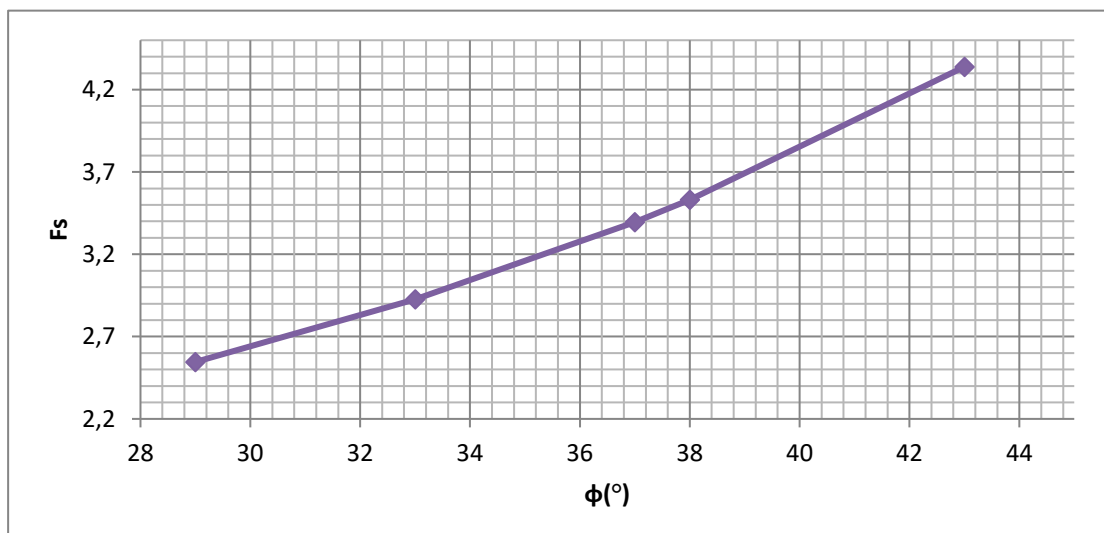
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8^ο: ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ-ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο, διερευνάται η ευστάθεια τοίχων αντιστήριξης τύπου προβόλου και βαρύτητας μέσω κατάλληλων επιλύσεων. Οι επιλύσεις αυτές διεξάγονται με σκοπό τη σύγκριση των δύο μεθόδων Coulomb και Rankine. Αρχικά, εξετάζεται μέσω διαγράμματος η ευστάθεια τοίχου προβόλου με τη μέθοδο Rankine σχεδιάζοντας τα δύο διαγράμματα περιλαμβανομένων τη γωνία εσωτερικής τριβής συναρτήσει του συντελεστή ολίσθησης και τη γωνία εσωτερικής τριβής συναρτήσει του συντελεστή ανατροπής αντίστοιχα. Στη συνέχεια, σχεδιάζουμε το διάγραμμα ϕ - K_a , όπου το K_a είναι ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων κ το ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής και τα διαγράμματα ϕ - $FS_{ολίσθησης}$ και ϕ - $FS_{ανατροπής}$ στα οποία, συγκρίνουμε για τις διάφορες τιμές της γωνίας τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους (δ), τις δύο μεθόδους Coulomb και Rankine. Τέλος, σχεδιάζουμε δύο διαγράμματα ϕ - $FS_{ολίσθησης}$ και ϕ - $FS_{ανατροπής}$ για διάφορες τιμές της εσωτερικής γωνίας ζ του τοίχου.

8.1 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΣΕ ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΠΡΟΒΟΛΟΥ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ RANKINE

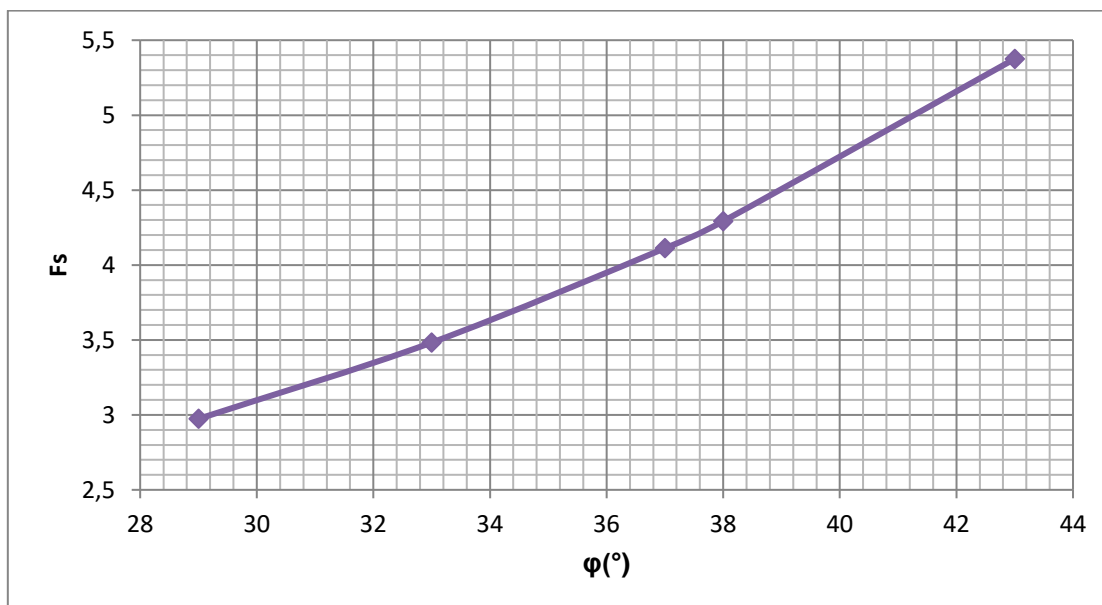
- Διάγραμμα ϕ - $FS_{ανατροπής}$ και ϕ - $FS_{ολίσθησης}$ για τοίχο πρόβολο με τη μέθοδο Rankine για γωνίες εσωτερικής τριβής (ϕ) $29^\circ, 33^\circ, 37^\circ, 38^\circ, 43^\circ$.
- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ανατροπής σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (ϕ).

ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ



- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ολίσθησης σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (φ).

ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ



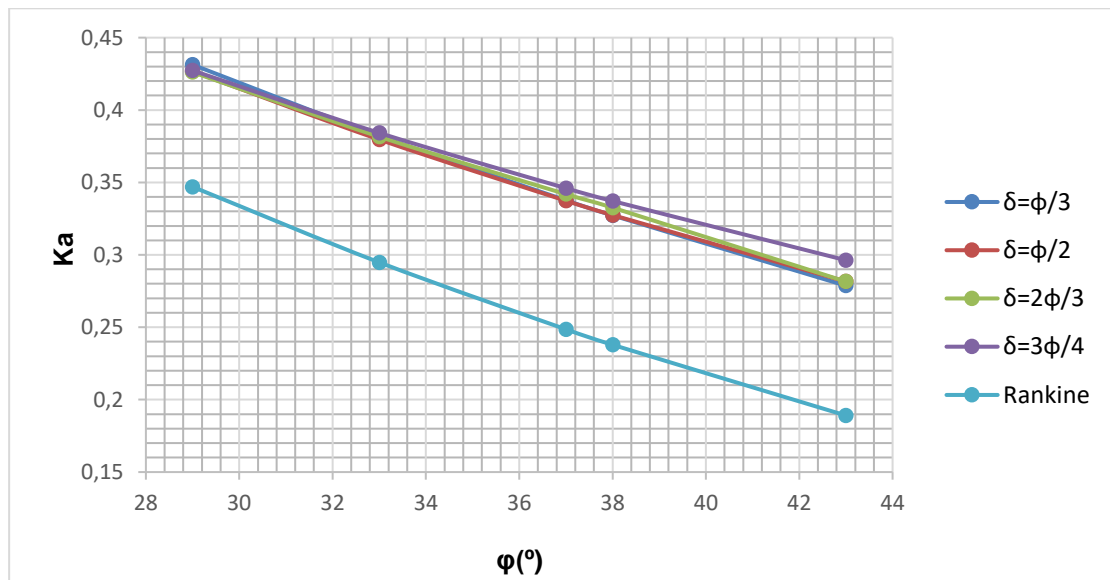
- Απολέσματα τοίχου προβόλου με τροποποίηση της φ

	$\varphi=29$	$\varphi=33$	$\varphi=37$	$\varphi=38$	$\varphi=43$
Kα	0,346974	0,294801	0,248584	0,237883	0,189062
Ρα kN/m	74,87433	63,61577	53,64244	51,33334	40,79209
Ρv kN/m	19,3789	16,46497	13,88368	13,28605	10,55932
Ρh kN/m	72,32305	61,44812	51,81462	49,5842	39,40792
FS_{ολισθ}	2,973537	3,482527	4,111874	4,292449	5,375701
ΣF_{ευστ}	215,05529	213,99471	213,05519	212,83767	211,84522
FS_{ανατρ}	2,545831	2,925696	3,395386	3,530151	4,338596
ΣM_{ευστ}	296,43683	289,4434	283,24831	281,81398	275,26984
ΣM_{ανατρ}	116,44011	98,931465	83,421531	79,830564	63,446759
Kρ	2,039607	2,039607	2,039607	2,039607	2,039607
Ρρ	69,97629	69,97629	69,97629	69,97629	69,97629

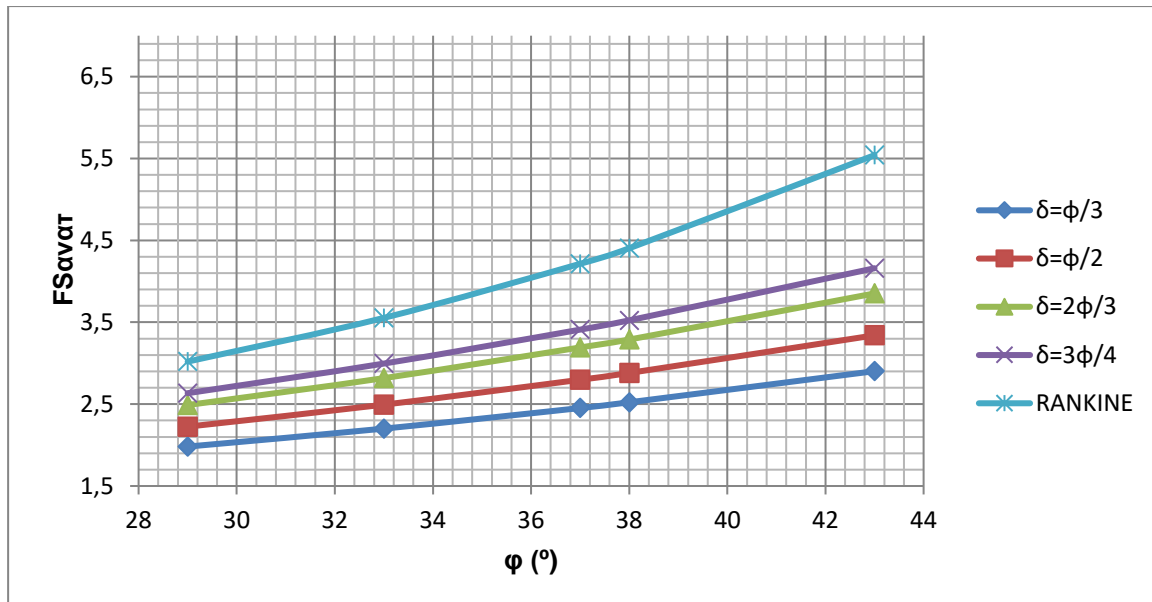
8.2 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΔΥΟ ΜΕΘΟΔΩΝ COULOMB ΚΑΙ RANKINE ΓΙΑ ΤΟΙΧΟ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ-ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ

Συγκρίνουμε τους συντελεστές ολίσθησης, ανατροπής και ενεργητικών ωθήσεων με τις γωνίες εσωτερικής τριβής φ για διάφορες τιμές της τριβής του τοίχου και του εδάφους δ . Οι τιμές του δ σύμφωνα με τις θεωρίες των Terzaghi και Peck, κυμαίνονται από $\frac{\varphi}{2}$ έως $\frac{3\varphi}{4}$ και από τη θεωρία του Huntington κυμαίνονται από $\frac{\varphi}{2}$ έως $\frac{2\varphi}{3}$. Στα παρακάτω διαγράμματα πήραμε για δ τις τιμές $\frac{\varphi}{3}$, $\frac{\varphi}{2}$, $\frac{3\varphi}{4}$, $\frac{2\varphi}{3}$.

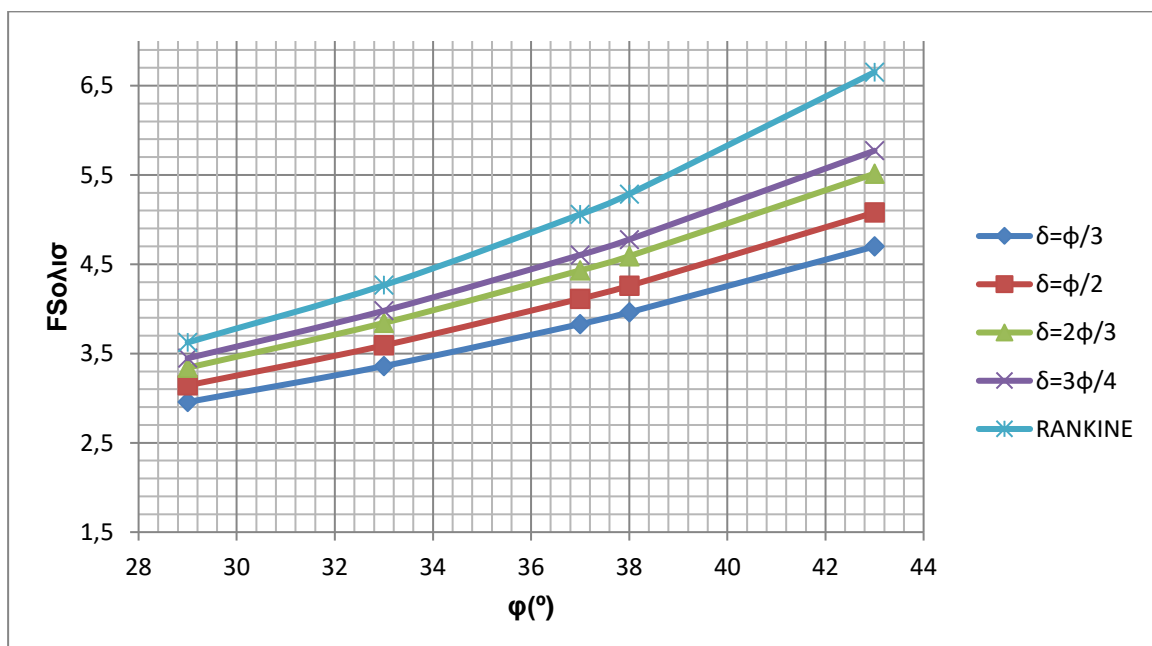
- Διάγραμμα K_a - φ για τοίχο βαρύτητας με τη μέθοδο Coulomb και Rankine για γωνίες εσωτερικής τριβής (φ) 29°, 33°, 37°, 38°, 43°, όπου το K_a είναι ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων γαιών και το φ η γωνία εσωτερικής τριβής, για τις διάφορες τιμές του δ .



- Διάγραμμα ϕ - $FS_{\text{ανατροπής}}$ και ϕ - $FS_{\text{ολίσθησης}}$ για τοίχο βαρύτητας με τη μέθοδο Coulomb και Rankine για γωνίες εσωτερικής τριβής (ϕ) $29^\circ, 33^\circ, 37^\circ, 38^\circ, 43^\circ$.
- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ανατροπής σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (ϕ) για διάφορες τιμές του δ .



- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ολίσθησης σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (ϕ) για διάφορες τιμές του δ .



➤ Απολέσματα τοίχου βαρύτητας με τροποποίηση της ϕ και δ

$\Phi=29$	$\delta= \phi/3$	$\delta= \phi/2$	$\delta=2\phi/3$	$\delta=3\phi/4$	Rankine
Kα	0,4312971	0,426735	0,4261217	0,4272991	0,346974
Pα kN/m	70,37474	69,63036	62,53029	69,72239	56,61575
Pν kN/m	28,28697	33,22473	38,17371	40,73528	0
Pη kN/m	64,43952	61,19235	58,11392	56,58488	56,61575
FS_{ολισθ}	2,956764	3,143034	3,340524	3,447269	3,624155
ΣF_{ευστ}	190,53246	192,32965	19413094	195,06327	205,18427
FS_{ανατρ}	1,981445	2,224921	2,488768	2,633625	3,01925
ΣM_{ευστ}	178,75673	190,60736	202,48491	208,63268	239,31196
ΣM_{ανατρ}	90,215328	85,669289	81,359494	79,218827	79,262054
Kρ	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067
Pρ	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289

$\Phi=33$	$\delta= \phi/3$	$\delta= \phi/2$	$\delta=2\phi/3$	$\delta=3\phi/4$	Rankine
Kα	0,382109	0,3796307	0,3815676	0,3842086	0,2948009
Pα kN/m	62,34741	61,94435	62,26038	62,69131	48,10266
Pν kN/m	26,34915	31,43913	36,59573	39,23996	0
Pη kN/m	56,50594	53,37306	50,36971	48,89198	48,10266
FS_{ολισθ}	3,359419	3,59132	3,842718	3,9978546	4,265549
ΣF_{ευστ}	189,82715	181,67975	193,5566	194,51902	205,18427
FS_{ανατρ}	2,20085	2,493526	2,817705	2,995582	3,55359
ΣM_{ευστ}	174,10597	186,32192	198,69776	205,04391	239,31196
ΣM_{ανατρ}	79,108318	74,722279	70,517588	68,448774	67,343726
Kρ	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067
Pρ	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289

$\Phi=37$	$\delta= \phi/3$	$\delta= \phi/2$	$\delta=2\phi/3$	$\delta=3\phi/4$	Rankine
Kα	0,3376676	0,33733683	0,3419187	0,3460351	0,2485836
Pα kN/m	55,09723	55,04839	55,79088	56,46254	40,56139
Pν kN/m	24,43785	29,57748	34,88283	37,59737	0
Pη kN/m	49,38113	46,42734	43,5409	42,1243	40,56139
FS_{ολισθ}	3,830036	4,114002	4,431079	4,603547	5,058611
ΣF_{ευστ}	189,13,149	191,00216	192,93315	193,92116	205,18427
FS_{ανατρ}	2,452048	2,797827	3,192185	3,410005	4,214282
ΣM_{ευστ}	169,51885	181,85394	194,5868	201,1017	239,31196
ΣM_{ανατρ}	69,133576	64,998274	60,957253	58,974017	56,785945
Kρ	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067
Pρ	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289

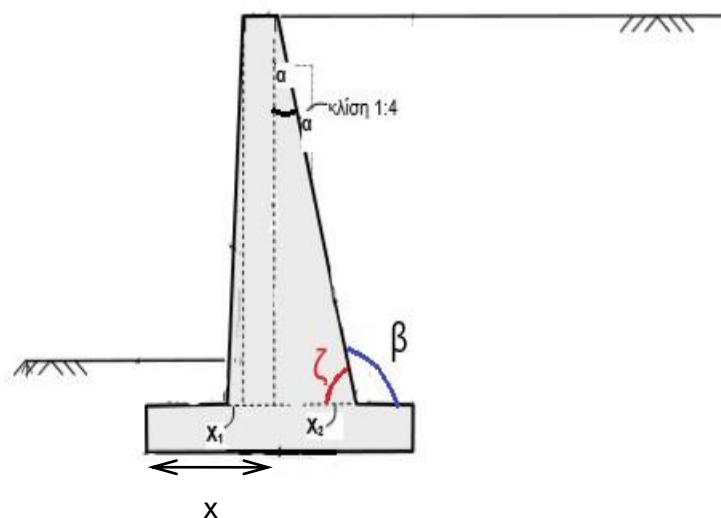
$\Phi=38$	$\delta= \varphi/3$	$\delta= \varphi/2$	$\Phi=2\varphi/3$	$\delta=3\varphi/4$	Rankine
Kα	0.3272227	0,327474	0,3325863	0,3371623	0,2378831
Pα kN/m	53.39293	53,43394	54,2681	55,01477	38,81538
Pν kN/m	23.99046	29,10221	34,37238	37,16744	0
Ph kN/m	47.69971	44,81347	41,99484	40,56115	38,81538
FS_{ολισθ}	3.961631	4,2583	4,589784	4,777101	5,286159
ΣF_{ευστ}	188.96865	190,82918	192,74736	193,76468	205,18427
FS_{ανατρ}	2.522403	2,880405	3,288869	3,52325	4,40385
ΣM_{ευστ}	168.4451	180,7133	193,3617	200,06986	239,31196
ΣM_{ανατρ}	66.7796	62,738856	58,792774	56,785605	54,341535
Kρ	2.0396067	2.0396067	2.0396067	2.0396067	2.0396067
Pρ	69.976289	69.976289	69.976289	69.976289	69.976289

$\Phi=43$	$\delta= \varphi/3$	$\delta= \varphi/2$	$\delta=2\varphi/3$	$\delta=3\varphi/4$	Rankine
Kα	0,2787111	0,2815504	0,2897305	0,2962777	0,1890618
Pα kN/m	45,47729	45,94058	47,27533	48,34363	30,84921
Pν kN/m	21,58121	26,67783	31,99953	34,9469	0
Ph kN/m	40,03043	37,40094	34,79923	33,43025	30,84921
FS_{ολισθ}	4,698719	5,078664	5,514022	5,771638	6,651199
ΣF_{ευστ}	188,09176	189,94678	191,88372	192,9473	205,18427
FS_{ανατρ}	2,902487	3,340153	3,852033	4,159622	5,541052
ΣM_{ευστ}	162,6629	174,89479	187,66688	194,68006	239,31196
ΣM_{ανατρ}	56,042602	52,361311	48,18923	46,802347	43,1889
Kρ	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067	2,0396067
Pρ	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289	69,976289

8.3 ΜΕΛΕΤΗ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΜΕ ΜΕΘΟΔΟ COULOMB

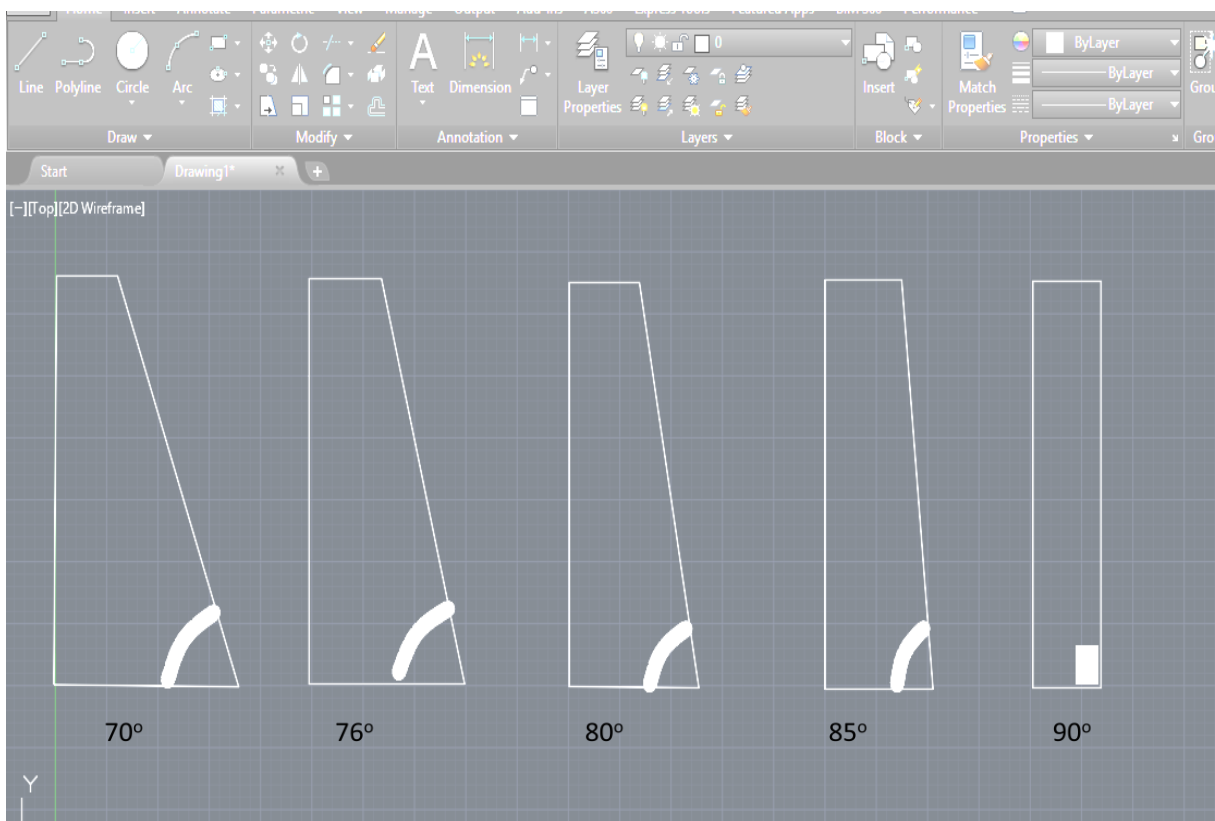
E57 =H50-H49										
A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
COULOMB										
ΔΕΔΟΜΕΝΑ			$\delta(^{\circ})$	20	x_1	0,25				
γ_1	18,5		$\beta(^{\circ})$	104	x_2	0,9474464				
$\phi_1(^{\circ})$	32		$\phi=\phi_1(^{\circ})$	32	β	2,4				
c_1	0		$i(^{\circ})$	0	Ητοιχου	3,8				
γ_2	20		$\alpha(^{\circ})$	14	Ηβασης	0,4				
$\phi_2(^{\circ})$	20		$x_1(m)$	0,25	Παχος τοιχου	0,3				
$c_2(kN/m^2)$	30		$x_2(m)$	0,95	ΟΑ	0,4				
$H_{ολ}(m)$	4,2		θ	34	ΒΓ	0,5				
$h(m)$	0,7		ζ	76	Υασιτλου σκυρ	24				
			x	1,452554						
			$\tan\alpha$	0,249328						
$K_a=$	0,3914918		$P_a=$	63,87972	$K_p=$	2,0396067				
			$P_v=$	35,72109	$P_p=$	69,976289				
			$P_h=$	52,95869						
$\sin 2(\beta-\phi)$	0,9045085									
$\sin 2(\beta)$	0,9414738									
$\text{SQRT}\sin(\beta+\delta)$	0,910515									
$\sqrt{1-\sin^2(\beta+\delta)}$	0,4303658									

- Πραγματοποιήθηκε μελέτη πως μεταβάλλονται οι συντελεστές ολίσθησης και ανατροπής εάν γίνει αλλαγή στην κλίση του τοίχου που τέμνει το έδαφος. Για τη μελέτη αυτή χρησιμοποιήθηκαν οι γωνίες α , β και ζ , η οποία είναι η εσωτερική γωνία του τοίχου.



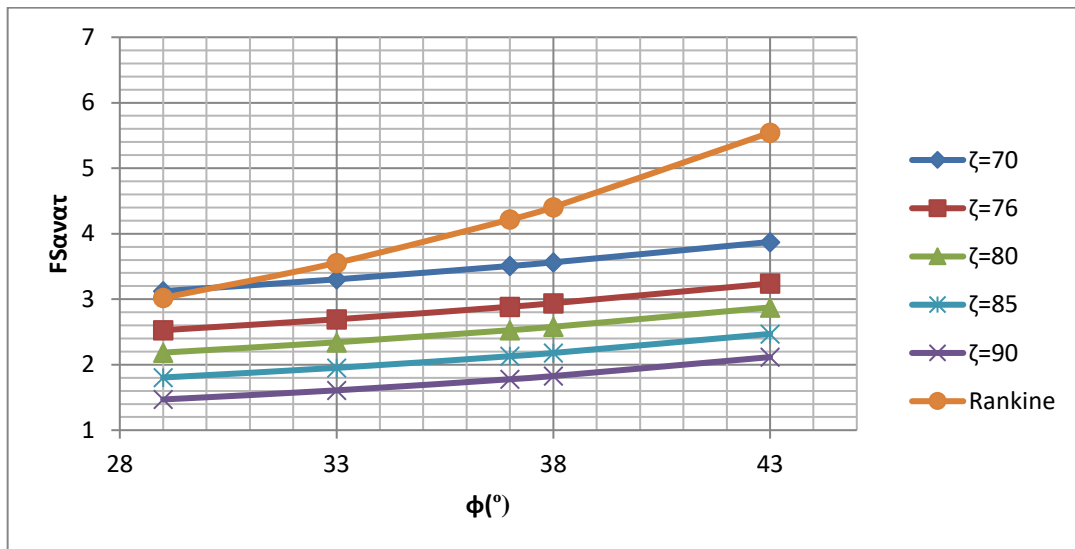
Η διαδικασία για την γωνία ζ είναι η εξής :

1. Αρχικά, στο πρόγραμμα προστίθεται η γωνία ζ η οποία μεταβάλλεται όταν αλλάζει κ η γωνία β, αφού ισούται με $\zeta=180^\circ-\beta$.
 2. Μένει σταθερή η απόσταση x_1 και x .
 3. Η x_2 απόσταση αλλάζει και εξαρτάται από την εφαπτομένη της γωνίας α, διότι ισούται με $x_2=\tan\alpha * H_{\text{τοίχου}}$
 4. Στο πρόγραμμά γίνεται αλλαγή στη γωνία εσωτερικής τριβής φ με τις τιμές 29, 33, 37, 38, 43 και για κάθε φ δοκιμάζουμε να αλλάξουμε ταυτόχρονα και την γωνιά ζ για τιμές 70,76,80,85,90.
- Σύμφωνα με τα αποτελέσματα έγινε μελέτη της μεταβολής του συντελεστή ανατροπής και ολίσθησης.
 - Με την αλλαγή της ζ μένουν σταθερές όλες οι διαστάσεις του τοίχου εκτός από τις γωνίες β και α.
 - Επίσης μεταβάλλεται η απόσταση x_2 .Όσο μεγαλώνει η τιμή της ζ έχουμε μείωση της απόστασης x_2 .

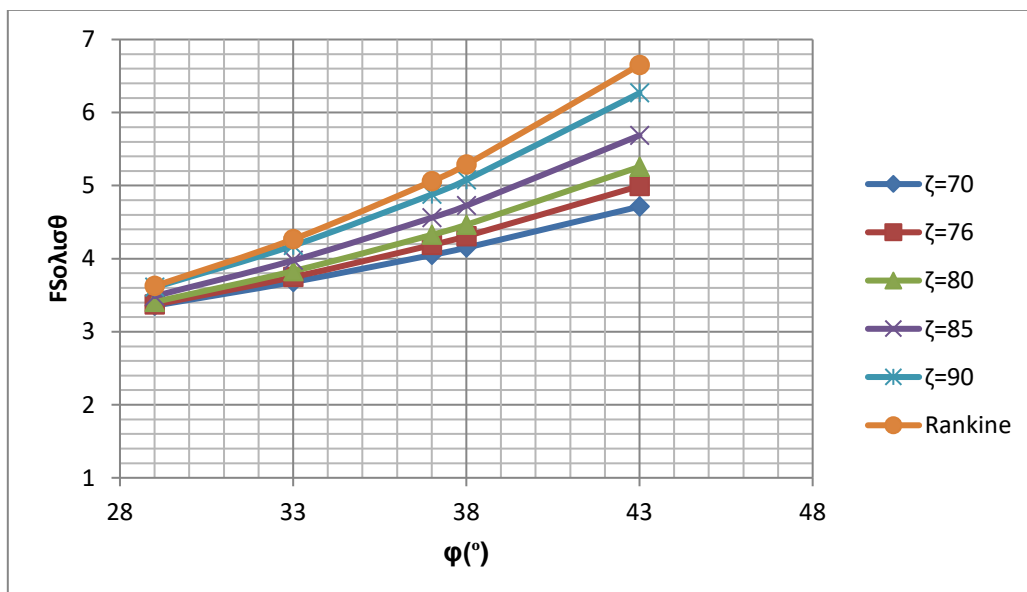


ΕΙΚΟΝΑ: Κλίση του τοίχου με διαφορετικές γωνίες ζ

- Συγκρίνουμε τους συντελεστές ολίσθησης και ανατροπής με τις γωνίες εσωτερικής τριβής ϕ για διάφορες τιμές της εσωτερικής γωνίας ζ του τοίχου 70,76,80,85,90 κατά Coulomb και $\zeta=76^\circ$ κατά Rankine.
- Διαγράμματα ϕ - $FS_{\text{ανατροπής}}$ και ϕ - $FS_{\text{ολίσθησης}}$ για τοίχο βαρύτητας με τη μέθοδο Coulomb για γωνίες εσωτερικής τριβής (Φ) 29°,33°,37°,38°,43°.
- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ανατροπής σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (ϕ) για διάφορες τιμές της γωνίας ζ .



- Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η μεταβολή του συντελεστή ολίσθησης σε συνάρτηση της γωνίας εσωτερικής τριβής (ϕ) για διάφορες τιμές της γωνίας ζ .



➤ Απολέσματα τοίχου βαρύτητας με τροποποίηση της ϕ και ζ

$\Phi=29^\circ$	$\zeta = 70^\circ$	$\zeta = 76^\circ$	$\zeta = 80^\circ$	$\zeta = 85^\circ$	$\zeta = 90^\circ$	Rankine
F_{σολισθ}	3,356146	3,36982	3,407662	3,487818	3,607656	3,624541
F_{σανατρ}	3,124161	2,527086	2,184411	1,804341	1,469073	3,02058

$\Phi=33^\circ$	$\zeta = 70^\circ$	$\zeta = 76^\circ$	$\zeta = 80^\circ$	$\zeta = 85^\circ$	$\zeta = 90^\circ$	Rankine
F_{σολισθ}	3,680219	3,747689	3,829294	3,975737	4,178838	4,266026
F_{σανατρ}	3,30323	2,692876	2,341942	1,952117	1,607978	3,555071

$\Phi=37^\circ$	$\zeta = 70^\circ$	$\zeta = 76^\circ$	$\zeta = 80^\circ$	$\zeta = 85^\circ$	$\zeta = 90^\circ$	Rankine
F_{σολισθ}	4,049528	4,186341	4,325388	4,560577	4,878023	5,059176
F_{σανατρ}	3,507294	2,885333	2,527294	2,129249	1,778012	4,216038

$\Phi=38^\circ$	$\zeta = 70^\circ$	$\zeta = 76^\circ$	$\zeta = 80^\circ$	$\zeta = 85^\circ$	$\zeta = 90^\circ$	Rankine
F_{σολισθ}	4,150118	4,307243	4,463318	4,72516	5,077519	5,28675
F_{σανατρ}	3,562876	2,938378	2,578828	2,179096	1,826527	4,405685

$\Phi=43^\circ$	$\zeta = 70^\circ$	$\zeta = 76^\circ$	$\zeta = 80^\circ$	$\zeta = 85^\circ$	$\zeta = 90^\circ$	Rankine
F_{σολισθ}	4,712551	4,994012	5,256134	5,687081	6,266389	6,651943
F_{σανατρ}	3,873652	3,239696	2,875042	2,470434	2,115647	5,543362

8.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παραμετρική μελέτη που ακολουθεί αφορά τη μεταβολή των παραμέτρων: της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της γωνίας τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους δ για τις εξής περιπτώσεις:

1. Για τη δεδομένη γεωμετρία τοίχου
2. Για μεταβολή της γωνίας μεταξύ τοίχου και εδάφους ζ .

1. Για τη δεδομένη γεωμετρία τοίχου

- **Επιρροή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ στους συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης με τη μέθοδο Rankine**
 - Στα διαγράμματα μεταβολής των συντελεστών ανατροπής και ολίσθησης σε συνάρτηση με τη γωνία εσωτερικής τριβής φ με τη μέθοδο Rankine παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής φ , αυξάνονται και οι συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης.
- **Επιρροή της γωνία τριβής τοίχου-εδάφους δ στο συντελεστή ενεργητικής ώθησης K_a**
 - Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής φ , τόσο μειώνεται ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_a .
 - Η καμπύλη κατά Rankine έχει 26% απόκλιση σε σχέση με τις καμπύλες κατά Coulomb. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας προκύπτει κατά 26% χαμηλότερος από αυτόν κατά Coulomb.
 - Οι καμπύλες κατά Coulomb συμπίπτουν για χαμηλές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και έχουν 7% απόκλιση για υψηλές τιμές της φ .
- **Επιρροή της γωνίας τριβής τοίχου-εδάφους στους συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης**
 - Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής αυξάνονται και οι συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης.
 - Σε μεγάλες τιμές της φ στην καμπύλη κατά Rankine οι συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης, αυξάνονται δραστικά.
 - Σε όλες τις περιπτώσεις η μέθοδος Rankine δίνει υψηλότερες τιμές των συντελεστών ασφαλείας.
 - Η ελάχιστη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους (δ) στην καμπύλη κατά Coulomb, έχουμε 44% απόκλιση από την καμπύλη κατά Rankine για το συντελεστή ανατροπής και 24% για το συντελεστή ολίσθησης.
 - Για μικρές τιμές της φ έχουμε 26% απόκλιση από την ελάχιστη στη μέγιστη τιμή της γωνίας δ στις καμπύλες κατά Coulomb και 33% από τη καμπύλη κατά Rankine, ενώ για μεγάλες τιμές της φ έχουμε 34% για καμπύλες κατά Coulomb και 51% απόκλιση για τη καμπύλη κατά Rankine για το συντελεστή ανατροπής. Για μικρές τιμές της φ έχουμε 14% απόκλιση από την ελάχιστη στη μέγιστη τιμή της γωνίας δ στις καμπύλες κατά Coulomb και 19% από τη καμπύλη κατά Rankine, ενώ για μεγάλες τιμές της φ έχουμε 17% για καμπύλες κατά Coulomb και 30% απόκλιση για τη καμπύλη κατά Rankine για το συντελεστή ολίσθησης.
 - Για σταθερό φ , όσο μικρότερη είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους δ στις καμπύλες κατά Coulomb τόσο μικρότεροι είναι οι συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης.

2. Για μεταβολή της γωνίας μεταξύ τοίχου και εδάφους ζ

➤ **Επιρροή της εσωτερικής γωνίας ζ στο συντελεστή ολίσθησης**

- Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ αυξάνεται και ο συντελεστής ολίσθησης.
- Σε όλες τις περιπτώσεις η μέθοδος Rankine δίνει υψηλότερες τιμές των συντελεστών ασφαλείας.
- Για χαμηλές τιμές της ϕ η καμπύλη κατά Coulomb με την ελάχιστη τιμή εσωτερικής γωνίας ζ με την καμπύλη κατά Rankine έχουν 6% απόκλιση μεταξύ τους, αφού η Rankine τέμνει τη καμπύλη ζ=90°, ενώ για υψηλές τιμές της ϕ η ελάχιστη και μέγιστη καμπύλη κατά Coulomb έχουν απόκλιση 26%, ενώ με τη καμπύλη κατά Rankine 30%.
- Όσο αυξάνεται η εσωτερική γωνία ζ, αυξάνεται και ο συντελεστής ολίσθησης.

➤ **Επιρροή της εσωτερικής γωνίας ζ στο συντελεστή ανατροπής**

- Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ αυξάνεται και ο συντελεστής ανατροπής.
- Σε όλες τις περιπτώσεις η μέθοδος Rankine δίνει υψηλότερες τιμές των συντελεστών ασφαλείας.
- Οι καμπύλες κατά Coulomb για γωνίες ζ=70°,76°,80°,85°,90° είναι παράλληλες μεταξύ τους, ενώ η καμπύλη κατά Rankine τέμνει την καμπύλη ζ=70°.
- Για χαμηλές τιμές της ϕ η ελάχιστη και μέγιστη καμπύλη ζ κατά Coulomb έχουν απόκλιση μεταξύ τους 52%. Για υψηλές τιμές της ϕ οι καμπύλες κατά Coulomb έχουν απόκλιση 46%, ενώ με την καμπύλη κατά Rankine 62%.
- Όσο μειώνεται η εσωτερική γωνία ζ, αυξάνεται και ο συντελεστής ανατροπής.

Γενικό Συμπέρασμα:

Με την πτυχιακή αυτή δεν εξάγονται γενικότερα συμπεράσματα, όμως καταδείχθηκε ότι τουλάχιστον στις περιπτώσεις που αναλύθηκαν, από τις δυο μεθόδους υπολογισμού του τοίχου αντιστήριξης του τύπου που μελετήθηκε και με τη δεδομένη γεωμετρία η μέθοδος Coulomb δίνει πιο συντηρητικά αποτελέσματα από αυτήν του Rankine.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Βγεντοπούλου Ειρήνη, Σημειώσεις εδαφομηχανικής II
- ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ: Σχεδιασμός & Τεχνική Επιμέλεια: Σωτήρης Π. Σμπόρας
- Φέρουσα Ικανότητα Επιφανειακών Θεμελιώσεων Διδάσκων: Κίρτας Εμμανουήλ
- ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΓΑΙΩΝ:
<file:///C:/Users/user/Downloads/%CE%9A%CE%91%CE%A4%CE%91%CE%A3%CE%9A%CE%95%CE%A5%CE%95%CE%A3%20%CE%91%CE%9D%CE%A4%CE%99%CE%A3%CE%A4%CE%97%CE%A1%CE%99%CE%9E%CE%97%CE%A3%20%CE%93%CE%91%CE%99%CE%A9%CE%9D.pdf>
- ΑΝΑΛΛΗΜΑΤΙΚΟΙ ΤΟΙΧΟΙ:
<https://teucris.net/%CE%B1%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CE%BF%CE%AF-%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CE%B9/>
https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%BB%CE%B7%CE%BC%CE%BC%CE%B1%CF%84%CE%B9%CE%BA%CF%8C%CF%82_%CF%84%CE%BF%CE%AF%CF%87%CE%BF%CF%82
- ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ, ΔΙΔΑΣΚΩΝ: Κίρτας Εμμανουήλ:
- Retaining walls: Types and failure modes:
- ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ: <http://a-techniki-patron-ike.gr/projects-gallery/toikheia-antisteriksес/>
- The History of Retaining Walls: <https://www.retainingwallcompanies.com/history.html>
- ΕΙΔΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑΣ ΘΕΜΑΤΩΝ ΔΙΕΥΡΩΠΑΪΚΟΥ ΔΙΚΤΥΟΥ – ΟΜΑΔΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ Ο.Μ.Ο.Ε. – ΤΕΥΧΟΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ: http://library.tee.gr/digital/books_notee/book_58018/book_58018.pdf
- http://www.hssmge.gr/Lecture_Naskos_Konstantakos.pdf
- https://en.wikipedia.org/wiki/Retaining_wall#Bored_pile
- http://www.lhlogismiki.gr/wp-content/uploads/2015/11/Toixos_antistiriksес_manual.pdf
- http://www.e-meleti.com/toixoi_antistiriksес.html
- Κωστόπουλος, Σ., (1998). ‘Γεωτεχνικές Κατασκευές’, ‘Πανεπιστημιακές Σημειώσεις’, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Βόλος
- BOWLES E. JOSEPH, «ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ – ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ», ΕΚΔΟΣΕΙΣ FOUNTAS
- ΠΑΠΑΖΟΓΛΟΥ Ν., (1986), «ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΕΩΣ – ΜΕΡΟΣ Α’», ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΑΘΗΝΑΣ – ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ – ΤΜΗΜΑ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ
- Budhu, M. (1999). Soil Mechanics and Foundations. John Wiley & Sons Inc. New York, 585 p
- Hunt, R. (1984). *Geotechnical engineering investigation manual*. McGraw-Hill Book Co., New York, 983 p.
- Καββαδάς, Μ. (2000). Στοιχεία Εδαφομηχανικής. ΕΜΠ. 12 Κεφάλαια σε ηλεκτρονική μορφή pdf. Web site: civil.ntua.gr
- ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ Ε.Μ.Π., (1969 – 1970), «ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗ – ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ»
- ΚΟΝΙΔΑΡΗΣ Ε. Β., (2003), «ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΘΕΩΡΙΑΣ ΕΔΑΦΟΜΗΧΑΝΙΚΗΣ», ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΑΘΗΝΑΣ – ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ – ΤΜΗΜΑ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ
- Σαββίδης, Γ., (1982). ‘Εδαφομηχανική και Θεμελιώσεις’, ‘Φύλλα Σημειώσεων’,

- Δημοκρίτειο Πανεπιστήμιο Θράκης, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Ξάνθη.
- Τσότος, Σ., (1991). 'Εδαφομηχανική – Θεωρία, Μέθοδοι και Εφαρμογές',
- Εκδόσεις 'Φ. Βεβερίδης και Π. Πολυχρονίδης α.ε', Θεσσαλονίκη.