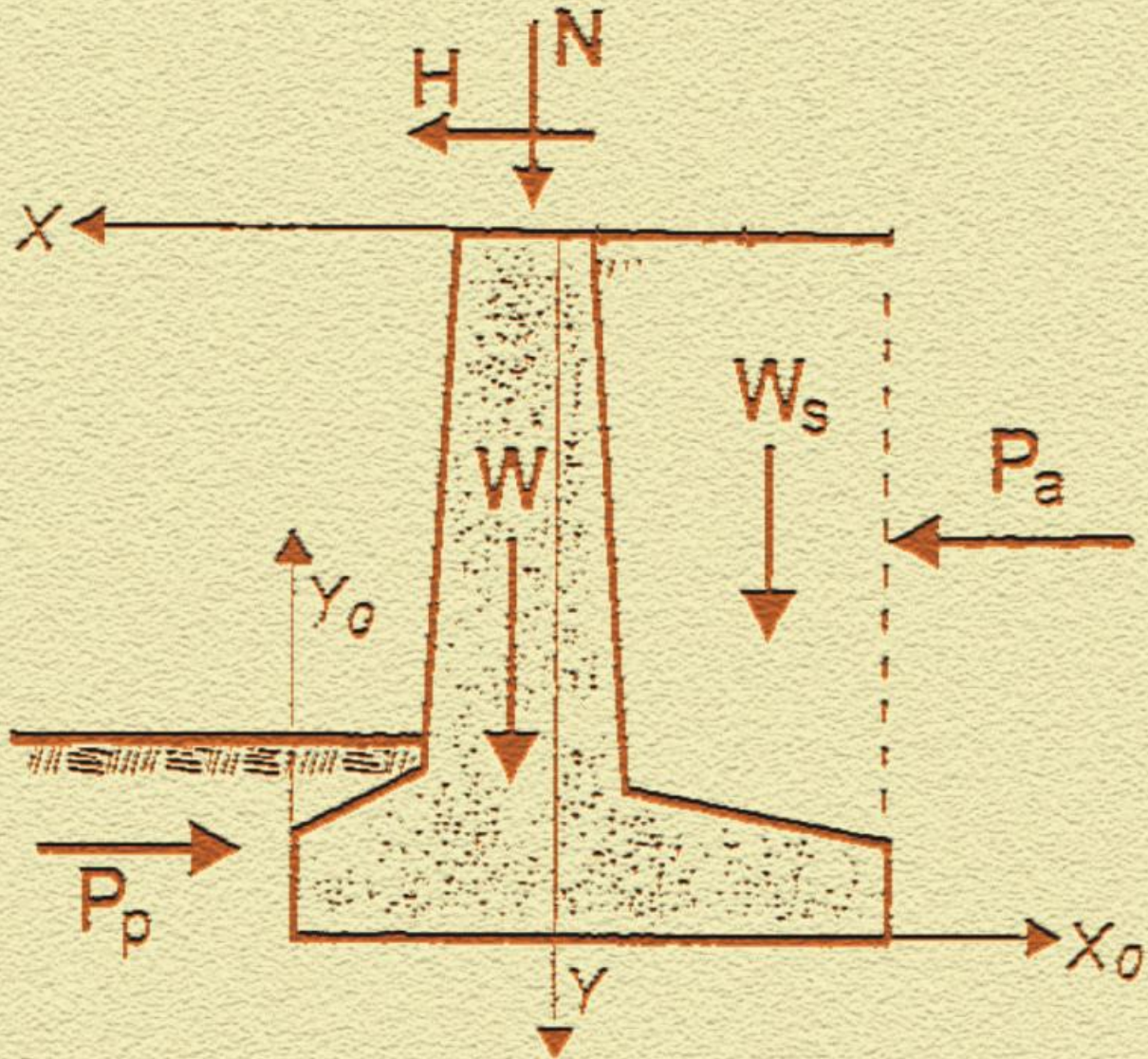


Α.Τ.Ε.Ι. ΠΑΤΡΑΣ

ΣΧΟΛΗ Σ.Τ.Ε.Φ.
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΘΕΜΑ : ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ
ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΥΨΟΥΣ 9.00 Μ



ΠΑΤΡΑ 06/11/2007

Η ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΑ
ΔΑΤΣΙΚΑ ΜΑΡΙΑ

ΕΙΣΗΓΗΤΗΣ
ΣΑΡΑΝΤΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ
ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1.ΕΙΣΑΓΩΓΗ	ΣΕΛ.3
2.ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.5
3.ΜΕΘΟΔΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ	ΣΕΛ.7
4.ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.12
5.ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.15
6.ΕΡΓΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.15
7.ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΜΗΜΑΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΣΕΛ.18
8.ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.38
9.ΛΥΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ FESPA	ΣΕΛ.41
10.ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΕΛ.42

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Προκειμένου να κατασκευαστεί ένα τεχνικό έργο, σημαντικό ρόλο παίζει το έδαφος (δηλαδή οι ιδιότητές του) στο οποίο πρόκειται να θεμελιωθεί. Έτσι προτού αρχίσει η μελέτη του οποιοδήποτε τεχνικού έργου γίνεται έλεγχος των ιδιοτήτων του εδάφους, στην περιοχή κατασκευής του έργου. Στην περίπτωση που το έργο είναι σοβαρό ή εκτεταμένο γίνεται έρευνα από ειδικούς επιστήμονες, η οποία είναι γνωστή ως γεωτεχνική-γεωλογική έρευνα. Σε μικρής σημασίας έργα και σε απλές περιπτώσεις αρκεί η επίσκεψη στο εργοτάξιο από τον ειδικό μελετητή για τον καθορισμό της έρευνας με βάσει τα εμφανή γεωλογικά στοιχεία.

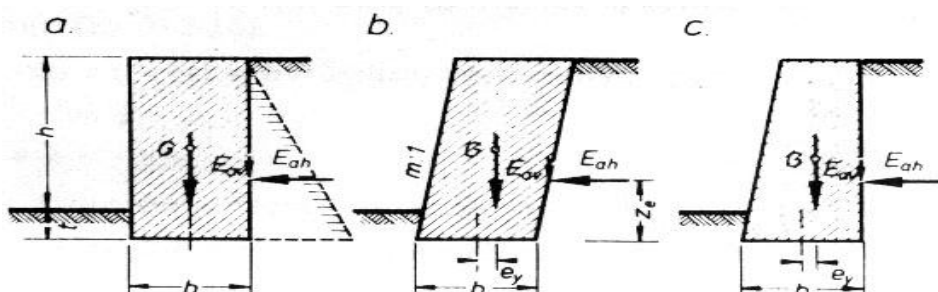
Από τα αποτελέσματα αυτής της έρευνας πολλές φορές είναι απαραίτητη η κατασκευή τεχνικού έργου για την ευστάθεια και συγκράτηση του εδάφους, ώστε να εξασφαλιστούν οι απαραίτητες συνθήκες για την ασφαλή λειτουργία του έργου που πρόκειται να κατασκευαστεί. Οι κατασκευές αντιστήριξης, που χρησιμοποιούνται για την επίτευξη ευστάθειας εδαφών, είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, οι πασσαλοσανίδες και τα διαφράγματα.

Στην συγκεκριμένη εργασία θα γίνει μελέτη τεσσάρων περιπτώσεων τοίχων αντιστήριξης και μιας πασσαλοσανίδας χωρίς αγκύρωση.

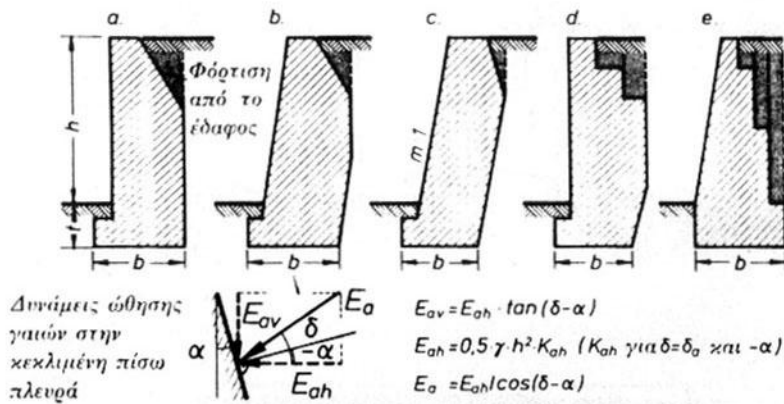
Οι τοίχοι αντιστήριξης επιτρέπουν με ικανοποιητικό τρόπο τη μόνιμη λύση του προβλήματος αντιστήριξης του εδάφους, όταν η επιφάνεια έχει κλίση μεγαλύτερη από αυτή που αντιστοιχεί στη γωνία του φυσικού πρανούς. Για να επιτύχουν το σκοπό τους χρειάζεται να έχουν ικανές διαστάσεις και κατάλληλη μορφή. Ο τοίχος πρέπει να κατασκευάζεται έτσι ώστε να παρέχεται επαρκή σταθερότητα, για το λόγο αυτό ακολουθούνται οι εξής έλεγχοι:

- Έλεγχος ανατροπής κοντά στον όνυχα,
- Έλεγχος για αστοχία σε ολίσθηση κατά μήκος της βάσης,
- Έλεγχος για αστοχία της φέρουσας ικανότητας του εδάφους της βάσης.

Η βασική μορφή τέτοιων διατομών είναι το τραπέζιο ή το παραλληλόγραμμο, έτσι ώστε η συνισταμένη των φορτίων να μετατοπιστεί από τη μέση του πέλματος προς την πλευρά των εδαφών και να ασκήσει μια αντισταθμιστική ροπή προς τη ροπή λόγω ωθήσεων γαιών. Συνηθίζεται, κυρίως στους άοπλους τοίχους, να δίνεται μια κλίση στην εμπρός πλευρά του τοίχου, με σκοπό να είναι δυνατή η επίτευξη της παραπάνω απαίτησης, δηλαδή να μην κινδυνεύει ο τοίχος από ανατροπή. Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται διάφορες μορφές τοίχων αντιστήριξης.

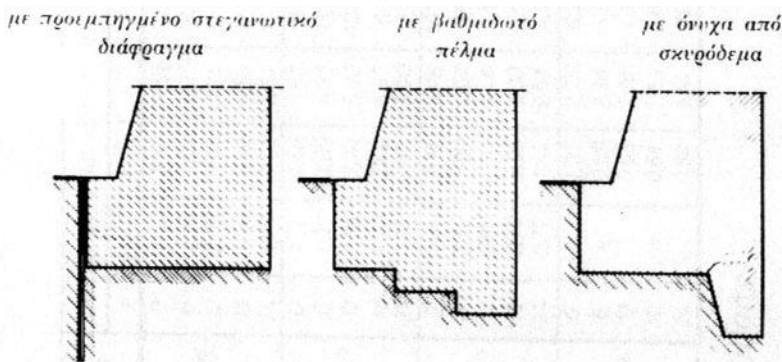


Μορφές τοίχων αντιστήριξης



Σχ. 9.2-2

Τοίχοι αντιστήριξης με βαθμωτή ή κεκλιμένη πίσω πλευρά



Βελτίωση της ασφάλειας σε ολίσθηση

Για τον αποτελεσματικό σχεδιασμό κατασκευών αντιστήριξης είναι απαραίτητη η γνώση των πλευρικών ωθήσεων του εδάφους πάνω στην κατασκευή. Ο υπολογισμός των ωθήσεων των γαιών που ασκούνται πάνω στους τοίχους, γίνεται με τη χρησιμοποίηση διαφορών μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί για το σκοπό αυτό. Υπάρχουν δύο ειδών μέθοδοι, οι γραφικές και οι υπολογιστικές. Στις γραφικές μεθόδους ανήκουν η μέθοδος Culmann και Poncelet, ενώ στην άλλη κατηγορία, οι μέθοδοι που εφαρμόζονται συνήθως στην πράξη και οι οποίες θα αναλυθούν σε ειδική παράγραφο, ανήκουν οι μέθοδοι Rankine και Coulomb.

Οι παράμετροι του εδάφους που χρησιμοποιούνται στον υπολογισμό των πλευρικών εδαφικών ωθήσεων, είναι:

1) Φαινόμενο βάρος του εδάφους

Η πλευρική πίεση είναι ανάλογη με το φαινόμενο βάρος του εδάφους. Η τιμή του γ πρέπει να καθορίζεται με δοκιμές, αλλά για χαμηλούς τοίχους πρέπει να εκτιμηθεί.

Αν παραβλέψουμε τη διαδικασία συμπίκνωσης, το φαινόμενο βάρος του εδάφους εξαρτάται από τα ορυκτολογικά συστατικά και από την ποσότητα του νερού των πόρων. Η επίδραση του νερού θα εξαρτηθεί από το αν το έδαφος είναι

a. Κορεσμένο

b. Ακόρεστο ή

c. Κάτω από το φρεάτιο ορίζοντα, (βυθισμένο φαινόμενο βάρος).

Σε κοκκώδη εδάφη η πυκνότητα μπορεί να μεταβάλλεται με το χρόνο, λόγω δονήσεων από μηχανήματα ή αυτοκίνητα. Η συμπίκνωση λόγω επιφόρτισης μπορεί να αυξήσει επίσης την πυκνότητα.

2) Γωνία εσωτερικής τριβής

Αυτή η παράμετρος εξαρτάται από την πυκνότητα και το είδος του υλικού, καθώς και την παρουσία νερού. Το νερό τείνει να μειώσει τη γωνία εσωτερικής τριβής στο υγρό έδαφος. Αν στο έδαφος αναπτυχθεί σημαντική πίεση νερού πόρων συμπεριφέρεται σα να έχει λίγη ή να μην έχει καθόλου γωνία εσωτερικής τριβής. Σε περίπτωση ενεργητικών τάσεων, όσο μικρότερη είναι η γωνία εσωτερικής τριβής τόσο μεγαλύτερη γίνεται η πλευρική πίεση, διότι ο όρος $\tan^2(45-\phi/2)$ τείνει προς τη μονάδα. Συνεκτικά υλικά συνήθως έχουν μικρότερες γωνίες εσωτερικής τριβής, πράγμα που προκαλεί την αύξηση των συντελεστών ώθησης. Για το λόγο αυτό προτιμούνται τα κοκκώδη υλικά για επιχώσεις. Δευτερεύον πλεονέκτημα του κοκκώδους υλικού είναι η καλύτερη αποστράγγιση.

3) Συνοχή

Η συνοχή αποτελεί την αντοχή του εδάφους σε διάτρηση. Έτσι η παράμετρος αυτή εξαρτάται από το είδος του εδάφους και το βαθμό διαταραχής του. Για το λόγο αυτό η τιμή της πρέπει να καθορίζεται με εργαστηριακές δοκιμές.

1.2 Τοίχοι αντιστήριξης

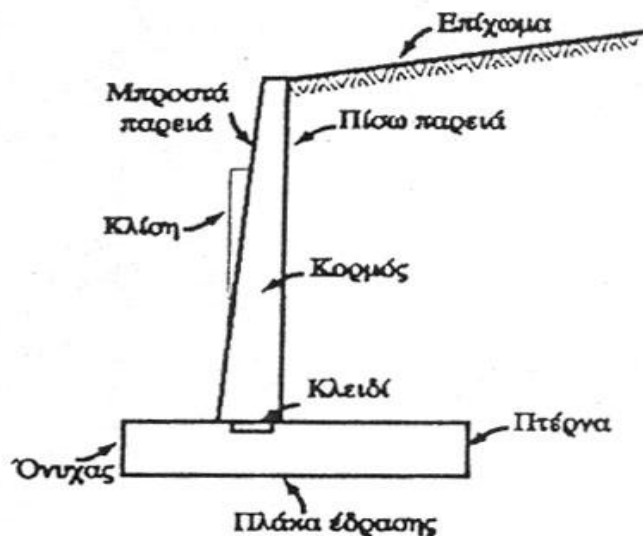
Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι τεχνικά έργα που κατασκευάζονται για να συγκρατούν μάζες γαιών ή για να στηρίζουν πρανή σε ορύγματα. Οι τοίχοι αντιστήριξης, αντίθετα με τους τοίχους, που κατασκευάζονται στα συνήθη οικοδομικά έργα και παραλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία, τα οποία μεταβιβάζουν στα κατακόρυφα στοιχεία της κατασκευής, δέχονται πλάγια ή και οριζόντια φορτία του εδάφους που υποστηρίζουν. Παρ' ότι δεν αποτελούν στοιχεία του φέροντος οργανισμού, η σημασία τους στα οικοδομικά έργα είναι μεγάλη, αφού κατά τις εκσκαφές προκύπτουν πάντοτε θέματα αντιστήριξης των διαμορφούμενων πρανών. Εκτός όμως αυτής της εφαρμογής, οι τοίχοι αντιστήριξης βρίσκουν μεγάλη εφαρμογή στα διάφορα τεχνικά έργα, οδοποιία, λιμενικά έργα, διαμόρφωση αναβαθμών αντί επικλινούς εδάφους κ.λ.π.

Οι τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάζονται:

- Όταν η εγκάρσια κλίση του εδάφους είναι ισχυρή για τη συγκράτηση του όγκου του επιχώματος και για να αποφεύγεται ο μεγάλος όγκος επιχώματος.
- Όταν η οδός διέρχεται από οικισμό και δεν πρέπει το όρυγμα να καταλαμβάνει μεγάλο πλάτος.

Οι τοίχοι αντιστήριξης στηρίζονται συνήθως από το υποκείμενο έδαφος της πλάκας έδρασης, αλλά στηρίζονται επίσης σε πασσάλους. Αυτό ισχύει ιδιαίτερα για τις στηρίξεις γεφυρών. Στηρίξεις από πασσάλους χρησιμοποιούνται όπου το έδαφος μπορεί να διαβρωθεί ή να υποσκάψει το έδαφος της βάσης, τυπική περίπτωση παραθαλάσσιων κατασκευών.

Όροι που χρησιμοποιούνται στο σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης, φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Επισημαίνεται ότι η εμπρόσθια προεξοχή της βάσης καλείται επίσης και όνυχας, ενώ η προεξοχή στο πίσω μέρος πτέρνα.



Κύριοι ορισμοί που χρησιμοποιούνται σε τοίχους αντιστήριξης.

Οι τοίχοι αντιστήριξης διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

- 1) Τοίχοι βαρύτητας (από άοπλο σκυρόδεμα) και
- 2) Τοίχοι με πέλμα (από οπλισμένο σκυρόδεμα).

Τοίχοι βαρύτητας

Οι τοίχοι βαρύτητας συμπεριφέρονται σαν άκαμπτα συστήματα και το ίδιο το βάρος τους αποτελεί τον κύριο παράγοντα ευστάθειας.

Ανάλογα με το σκοπό κατασκευής τους οι τοίχοι βαρύτητας διακρίνονται σε:

- τοίχους στέψης (συγκρατούν το επίχωμα και το ύψος τους φτάνει μέχρι την επιφάνεια κυλίσεως της οδού),
- τοίχους των άκρων (συγκρατούν το επίχωμα αλλά το ύψος τους δε φτάνει μέχρι την επιφάνεια κυλίσεως της οδού) και
- τοίχους ποδός (συγκρατούν περιοριστικά το έδαφος και συνήθως έχουν σαν κύριο σκοπό να αποτρέπουν επιφανειακές κατολισθήσεις του εδάφους).

Τοίχοι με πέλμα

Οι τοίχοι αντιστήριξης με πέλμα από οπλισμένο σκυρόδεμα, διακρίνονται σε:

- Απλούς τοίχους αντιστήριξης, χρησιμοποιούνται για αντιστήριξη εδάφους ύψους μέχρι 5,00μ. Οι τοίχοι αυτοί γενικά αποτελούνται από μια κάθετη παρειά που συγκρατεί τις γαίες. Ο κορμός του τοίχου καταλήγει σε ένα πέλμα στη βάση, το οποίο δέχεται και μεταβιβάζει στο έδαφος τις αναπτυσσόμενες φορτίσεις από την ώθηση των γαιών και από το βάρος του κορμού του τοίχου.

- Αντηριδωτούς τοίχους αντιστήριξης. Οι αντηριδωτοί τοίχοι αποτελούνται από ένα συνεχές μέρος ενιαίου πάχους και μια σειρά από αντηρηρίγματα ή αντηρίδες, οι οποίες συντελούν στην αύξηση της αντοχής του τοίχου. Οι τοίχοι αυτοί κατασκευάζονται για αντιστήριξη εδάφους ύψους μεγαλύτερη των 5,00μ. Οι τοίχοι με αντηρίδες μπορούν να διακριθούν σε δύο επιμέρους κατηγορίες:

1. τοίχοι με αντηρίδες εσωτερικές, οι τοίχοι αυτοί στον εσωτερικό χώρο μεταξύ των αντηρίδων γεμίζονται με μικρές πέτρες, οι οποίες αυξάνουν τον όγκο και το βάρος του τοίχου με αποτέλεσμα την καλύτερη σταθεροποίησή του.
2. τοίχοι με αντηρίδες εξωτερικές.

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τοίχων αντιστήριξης είναι τα εξής: λίθοι με υδραυλική αμμοκονία και τσιμέντο, άοπλο και οπλισμένο σκυρόδεμα, μέταλλο.

Για τη μελέτη των τοίχων αντιστήριξης από άποψη συνοχής και ευστάθειας είναι απαραίτητη η γνώση της συμπεριφοράς του εδάφους, από την επιρροή του ίδιου του βάρους ή και πρόσθετων φορτίων, δηλαδή η γνώση των δρώσων δυνάμεων εντός του εδαφικού υλικού και ο τρόπος με τον οποίο το εδαφικό υλικό αντιστέκεται ή παραμορφώνεται από την επιρροή αυτών.

Αφού ληφθούν υπόψη οι γενικές ιδιότητες του εδάφους που πρόκειται να θεμελιωθεί η κατασκευή, που είναι σχετικές με τη σύσταση του, και εκτιμηθούν όλες οι δυνάμεις που ενεργούν στον τοίχο, γίνεται έλεγχος για την ευστάθεια του τοίχου σε: ανατροπή, ολίσθηση και στην επάρκεια του εδάφους θεμελίωσης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Επίσης γίνεται έλεγχος της κατασκευής με την επίδραση σεισμού, με βάση τη μέθοδο Mononobe-Okabe σύμφωνα με το νέο αντισεισμικό κανονισμό του 2000.

Στη συγκεκριμένη εργασία θα γίνει μελέτη πέντε χαρακτηριστικών τύπων τοίχων αντιστήριξης:

- 1) τοίχος βαρύτητας,
- 2) τοίχος πρόβολος (οπλισμένου σκυροδέματος),
- 3) τοίχος ακροβάθρου γέφυρας,
- 4) λιμενικός κρηπιδότοιχος και
- 5) εγκιβωτισμένος προβολότοιχος.

1.3 Μέθοδοι υπολογισμού

1.3.1 Μέθοδος Coulomb

Μια από τις αρχαιότερες μεθόδους για τον καθορισμό των εδαφικών ωθήσεων, αναπτύχθηκε από τον Coulomb (γύρω στο 1773) και οι βασικές παραδοχές αυτής της θεωρίας είναι:

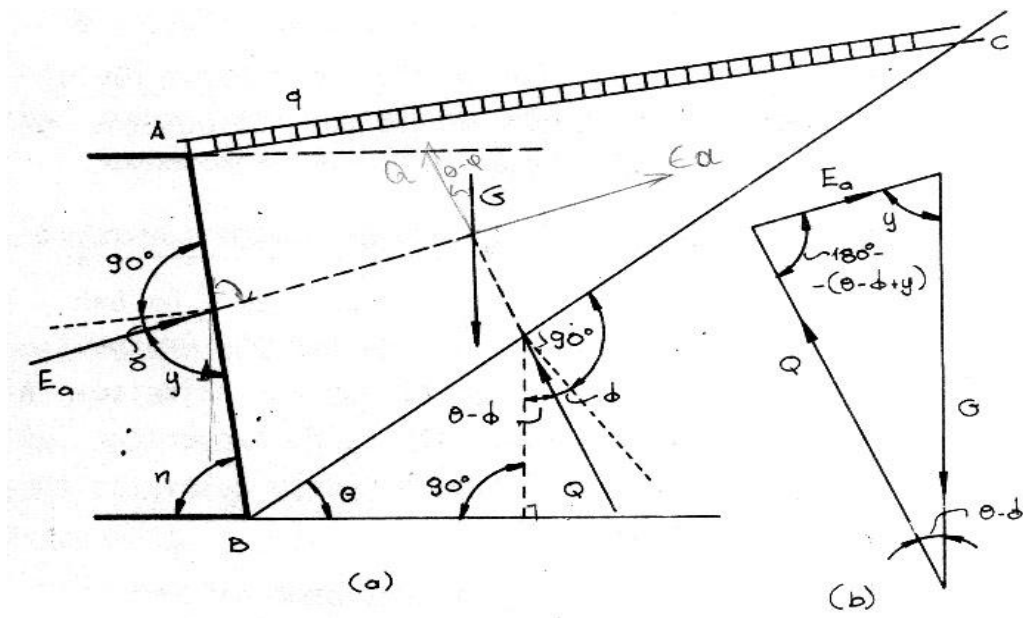
- Το έδαφος είναι ομοιογενές
- Η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη. Ο Coulomb γνώριζε ότι αυτό δεν αληθεύει, αλλά το χρησιμοποιεί επειδή απλουστεύει πολύ τους υπολογισμούς.
- Το εδαφικό τμήμα που αποχωρίζεται, κινείται σαν στερεό σώμα.
- Οι δυνάμεις τριβής είναι κατανεμημένες ομοιόμορφα σε όλη την επιφάνεια ολίσθησης. Ο συντελεστής τριβής του εδάφους είναι $f = \tan \phi$.
- 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

$\delta = 0$, $\delta = \pm \frac{2}{3} \phi$, $\delta = \pm \phi$, όπου ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους.

Οι εξισώσεις που βασίζονται στη θεωρία Coulomb, μπορούν να εξαχθούν από τα σχήματα 1 και 2 παίρνοντας ένα μεγάλο αριθμό τριγωνομετρικών σχέσεων. Το βασικό σκεπτικό όλης αυτής της διαδικασίας που εφάρμοσε ο Coulomb μέχρι να καταλήξει στην τελική σχέση, από την οποία προκύπτει η τιμή της ενεργητικής ώθησης των γαιών, είναι ότι εφόσον ο τοίχος βρίσκεται σε ισορροπία, θα ισορροπεί και το πρίσμα ABC των γαιών. Πάνω στην επιφάνεια του εδάφους AC είναι ενδεχόμενο να υπάρχει φορτίο από γαίες είτε πρόσθετο φορτίο q . Στην περίπτωση που υπάρχει φορτίο q μπορούμε να το αντικαταστήσουμε με ένα ισοδύναμο στρώμα γαιών πάχους h_q , προκειμένου να εξεταστεί η ισορροπία του πρίσματος. Το πάχος αυτό είναι $h_q = q/\gamma$, όπου γ το ειδικό βάρος των γαιών.

Το πρίσμα του εδάφους ABC ισορροπεί με τις ακόλουθες συνεπίπεδες δυνάμεις:

a) Το ίδιο βάρος των γαιών G , στο οποίο περιλαμβάνεται και το πρόσθετο q πάνω στην επιφάνεια των γαιών.



(α) Έγκάρσια τομή του τοίχου αντιστήριξης γαιών (β) Δυναμοτρίγωνο ισορροπίας

b) Την ώθηση E_A του τοίχου, ίση με την συνισταμένη των πιέσεων των γαιών πάνω στην εσωτερική παρειά του τοίχου, την οποία και πρόκειται να προσδιοριστεί.

c) Την συνισταμένη Q των πιέσεων που αναπτύσσονται στην επιφάνεια BC .

Οι τρεις αυτές δυνάμεις ισορροπούν και περνούν υποχρεωτικά από το ίδιο σημείο. Τη χρονική στιγμή που ξεκινά η ολίσθηση, η ευθεία ενέργειας της E_A θα σχηματίζει με την κάθετη στην παρειά AB γωνία δ , ενώ η ευθεία ενέργειας της Q με την κάθετη στη BC γωνία ϕ .

Το δυναμοτρίγωνο ισορροπίας είναι όπως αυτό που φαίνεται στο σχήμα, από όπου με βάσει την κλίμακα σχεδίασης προσδιορίζεται γραφικά η τιμή της ώθησης E_A .

Η τιμή της E_A είναι δυνατό να προσδιοριστεί ακόμα και αναλυτικά, με τη βοήθεια της σχέσης

$$E_A = G \cdot \frac{\eta \mu(\phi - \theta)}{\eta \mu(\theta - \phi + \psi)}$$

Στη συνέχεια λαμβάνεται μια σειρά από αυθαίρετα επίπεδα ολίσθησης και υπολογίζονται με την προηγούμενη διαδικασία οι αντίστοιχες ωθήσεις από τις οποίες η μέγιστη αντιστοιχεί στο πρίσμα της μέγιστης ώθησης, οπότε το αντίστοιχο επίπεδο BC είναι το επίπεδο ολίσθησης.

Έτσι τελικά προκύπτει η σχέση για τον υπολογισμό της ολικής ενεργού ώθησης, που είναι:

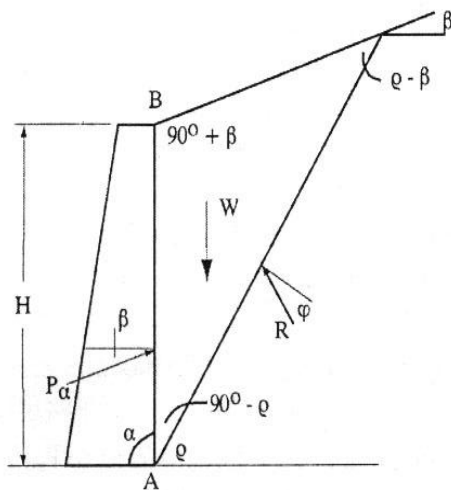
$$E_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

όπου η τιμή του συντελεστή ενεργητικής ώθησης K_A στην ειδική περίπτωση, που η παρειά του τοίχου σχηματίζει γωνία 90° με την επιφάνεια του εδάφους, η επιφάνεια του πρανούς είναι οριζόντια και η E_A ενεργεί κατακόρυφα στον τοίχο, δίνεται από τον τύπο:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

1.3.2. Θεωρία εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine

Η θεωρία Rankine είναι μεταγενέστερη του Coulomb (γύρω στα 1857) και χρησιμοποιεί τις ίδιες παραδοχές με τη θεωρία Coulomb με τη διαφορά ότι υποθέτει έδαφος χωρίς συνοχή και δεν υπάρχει τριβή τοίχου, πράγμα που απλουστεύει το πρόβλημα. Το μοντέλο του Rankine φαίνεται στο σχήμα.

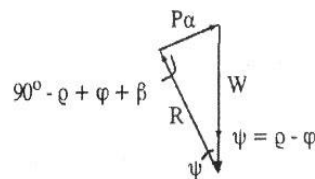


(α) Σύστημα κατασκευής - εδάφους με γωνία $\alpha = 90^\circ$

$$\text{Εμβαδό } AB\Gamma = \frac{1}{2} H^2 \frac{\sin(90^\circ - \rho) \sin(90^\circ + \beta)}{\sin(\rho - \beta)}$$

$$(1) W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos \rho \cos \beta}{\sin(\rho - \beta)}$$

$$(2) P_\alpha = W \frac{\sin(\rho - \varphi)}{\sin(90^\circ - \rho + \varphi + \beta)}$$



(β) Τρίγωνο δυνάμεων για την λύση Rankine.

Ο Rankine μελέτησε τις καταστάσεις πλαστικής ισορροπίας που είναι δυνατό να αναπτυχθούν μέσα στο έδαφος, καταστάσεις δηλαδή κατά τις οποίες όλα τα σημεία της εδαφικής μάζας βρίσκονται στα πρόθυρα της θραύσης και που οφείλονται αποκλειστικά στη βαρύτητα. Οι καταστάσεις αυτές ονομάζονται καταστάσεις πλαστικής ισορροπίας Rankine. Στη συγκεκριμένη θεωρία που ανέπτυξε ο Rankine, υπολόγισε την τάση, που αναπτύσσεται σ' ένα στοιχείο, σχήματος ορθογωνίου παραλληλεπίπεδου, που βρίσκεται μέσα στο έδαφος, στο κάτω μέρος του, με σκοπό τον προσδιορισμό των ωθήσεων του εδάφους, σε κατασκευές που έρχονται σε επαφή με αυτό. Η κατανομή των τάσεων αυτών είναι τριγωνική και τη μέγιστη τιμή της, την παίρνει στον πυθμένα, και είναι:

$\sigma_\alpha = N \cdot \gamma \cdot h$, όπου N είναι ο συντελεστής, ο οποίος ονομάζεται συντελεστής ώθησης γαιών σε ηρεμία.

Στη συνέχεια απομόνωσε εκατέρωθεν του στοιχείου, ένα τμήμα του εδάφους, μήκους 1 μέτρου, με τη βοήθεια δύο κατακόρυφων διαφραγμάτων και παρατήρησε ότι από το βάρος του εδάφους τα διαφράγματα απομακρύνθηκαν, μέχρι το σημείο που προκλήθηκε θραύση του εδάφους. Πάνω στις κατακόρυφες παρειές του στοιχείου αναπτύσσονται τάσεις που αυξάνονται γραμμικά από την επιφάνεια του εδάφους προς τον πυθμένα, όπου η τάση θα είναι σ_α . Η σ_α υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_\alpha = \gamma \cdot h \cdot \frac{1}{N_\phi} - 2 \cdot c \cdot \frac{1}{\sqrt{N_\phi}},$$

$$\text{όπου } \frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = K_A$$

Οι συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ώθησης, K_A και K_P αντίστοιχα, δίνονται στον παρακάτω πίνακα, ανάλογα με τη γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους ϕ .

φ	K_A	K_P	φ	K_A	K_P
10	0,7042	1,4200	38	0,2379	4,2037
12	0,6557	1,5250	40	0,2175	4,5984
14	0,6104	1,6382	42	0,1982	5,0447
16	0,5679	1,7610	44	0,1802	5,5500
18	0,5279	1,8944	45	0,1716	5,8283
20	0,4903	2,0396	46	0,1632	6,1261
22	0,4550	2,1980	48	0,1472	6,7917
24	0,4217	2,3712	50	0,1325	7,5485
26	0,3904	2,5611	52	0,1186	8,4344
28	0,3610	2,7698	54	0,1056	9,4720
30	0,3333	3,0000	55	0,0994	10,0594
32	0,3073	3,2546	56	0,0935	10,6984
34	0,2827	3,5371	58	0,0822	12,1620
35	0,2710	3,6901	60	0,0718	13,9282

Η τιμή της συνισταμένης ενεργητικής ώθησης, στην περίπτωση που ο τοίχος είναι λείος, δηλαδή $\delta=0$, και η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια ($\beta=0$), δίνεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_A - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_A} \quad (1)$$

Ανάλογη είναι και η έκφραση για την τιμή της παθητικής ώθησης, δηλαδή:

$$P_P = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_P - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P}, \text{ με } K_P = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

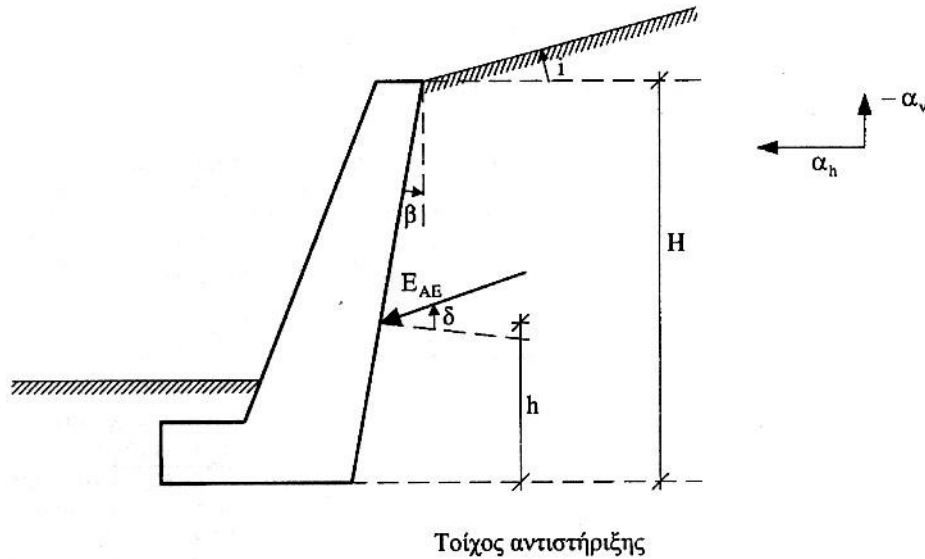
Αν λύσουμε την εξίσωση (1) για $P_A=0$ βρίσκουμε μια τιμή του H

$$H = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_A}}$$

Η τιμή αυτή αποτελεί το θεωρητικό βάθος για το οποίο μια κατακόρυφη τομή στο έδαφος δεν χρειάζεται αντιστήριξη.

1.3.3 Ώθηση σε τοίχους κατά τη διάρκεια σεισμού Μέθοδος Mononobe-Okabe

Κατά τη διάρκεια του σεισμού στις κατασκευές αντιστήριξης εμφανίζονται πρόσθετες πλευρικές εδαφικές τάσεις. Ο υπολογισμός των τάσεων αυτών γίνεται με μια μέθοδο που είναι η πιο διαδεδομένη τη Mononobe-Okabe.



Σύμφωνα με τη θεωρία Coulomb η εξίσωση που δίνει τις ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις σε τοίχους αντιστήριξης, κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι:

$$E_{AE} = \frac{\gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v)}{2} \cdot K_{AE} \quad (1)$$

Όπου: E_{AE} : η ενεργητική ώθηση ανά μονάδα μήκους του τοίχου
 γ : ολικό ειδικό βάρος του εδάφους
 H : ύψος του τοίχου αντιστήριξης, και
 K_{AE} : συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων που ισούται με

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\phi - \theta - \beta)}{\sin\theta \sin^2\beta \cdot \sin(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\eta\mu(\phi + \delta) \cdot \eta\mu(\phi - \theta - i)}{\sin(\delta + \beta + \theta) \cdot \sin(i - \beta)}} \right]^2} \quad (2)$$

Όπου:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v} \right)$$

α_h και α_v , οριζόντιος και κατακόρυφος συντελεστής αντίστοιχα
 β , η κλίση στο πίσω μέρος του τοίχου ως προς την κατακόρυφη
 i , η κλίση του επιχώματος με την οριζόντια
 ϕ , γωνία εσωτερικής τριβής
 δ , γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Σύμφωνα με τον νέο ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό 2000, όταν η τιμή $\eta\mu(\phi - \theta - i)$ προκύπτει αρνητική, επιτρέπεται να λαμβάνεται ίση με μηδέν. Επίσης το ύψος εφαρμογής της συνισταμένης των ωθήσεων επιτρέπεται να λαμβάνεται από τη σχέση: $h/H = 0,40$.

Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής α_h λαμβάνεται από τη σχέση, $\alpha_h = a/q_w$. Η τιμή των a και q_w προκύπτουν από πίνακες.

Τύπος τείχους	q_w
Τείχος με δυνατότητα ολίσθησης 300α (σε mm)	2,00
Τείχος με δυνατότητα ολίσθησης 200α (σε mm)	1,50
Τείχος με ακμύσεις ή εύκαμπτος τείχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1,20
Ακμύς τείχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1,00
Τείχη αντιστηρίζοντα με αντηρίδες (θηπιήρες)	0,70

Πίνακας 1

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας	I	II	III	IV
A	0,12	0,16	0,24	0,36

Πίνακας 2:

Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a \cdot g$

Για την εφαρμογή του αντισεισμικού κανονισμού, η χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας I, II, III, IV, τα όρια των οποίων καθορίζονται στο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας. Για τη μελέτη των τοίχων αντιστήριξης, δεχόμαστε ότι θα κατασκευαστούν στην περιοχή της Πάτρας, οπότε από τους σχετικούς πίνακες, η πόλη της Πάτρας ανήκει στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας III.

Όσον αφορά την τιμή του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή a_v , αυτός λαμβάνεται ίσος με 0,30α.

Στην περίπτωση που το τμήμα της επίχωσης που αντιστηρίζει ο τοίχος, βρίσκεται κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα, δεν είναι δυνατή κατά τη διάρκεια του σεισμού, κίνηση του νερού ανεξάρτητη από τον εδαφικό ιστό. Η σεισμική δράση μπορεί να ληφθεί πάνω στο άθροισμα των μαζών εδάφους και νερού. Έτσι για τους τοίχους, η επαύξηση των ωθήσεων λόγω σεισμού μπορεί να υπολογιστεί από τη διαφορά $K_{AE}-K_A$ των συντελεστών ενεργητικής ώθησης που προκύπτουν από τη μέθοδο Mononobe-Okabe, με σεισμική δράση $\{a_h, a_v\}$ και χωρίς σεισμική δράση, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι ως μοναδιαίο βάρος γ λαμβάνεται το βάρος του κορεσμένου εδάφους γ_s .

Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, ανά μονάδα μήκους του τοίχου αντιστήριξης, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση, είναι η ακόλουθη:

$$E_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_v) \cdot K_{PE} \quad (3)$$

όπου:

$$K_{PE} = \frac{\sin^2(\phi - \theta - \beta)}{\sin\theta \cdot \sin^2\beta \cdot \sin(\delta - \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\eta\mu(\phi + \delta) \cdot \eta\mu(\phi - \theta + i)}{\sin(\delta - \beta + \theta) \cdot \sin(i - b)}} \right]^2} \quad (4)$$

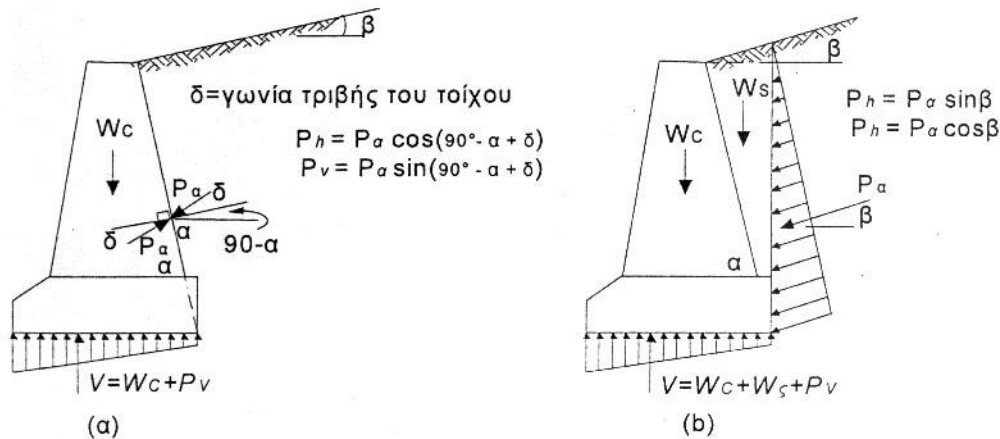
1.4 Δυνάμεις τοίχων αντιστήριξης

Οι δυνάμεις που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης δίνονται συνήθως ανά μονάδα πλάτους τόσο για τοίχους βαρύτητας όσο και για τοίχους προβόλους. Στους πασσαλότοιχους ως μονάδα πλάτους θεωρείται η απόσταση μέχρι το σημείο σύνδεσης με την επόμενη πασσαλοσανίδα.

1.4.1 Τοίχοι βαρύτητας

Οι δυνάμεις σε έναν τοίχο βαρύτητας φαίνονται στο σχήμα. Οι εξωτερικές δυνάμεις οι οποίες επενεργούν στον τοίχο τη στιγμή μιας επικείμενης αστοχίας είναι:

- Η φέρουσα εδαφική αντίδραση N , που εξισορροπεί το βάρος του τοίχου και τις κατακόρυφες συνιστώσες των άλλων δυνάμεων.
- Η ενεργητική ώθηση E_A , συνισταμένη των πιέσεων τις οποίες το έδαφος ασκεί στον τοίχο καθώς αυτός μετακινείται προς τα έξω.
- Αυτή η προς τα έξω κίνηση, που συγκρατείται από τη διατμητική αντίδραση σε ολίσθηση T , και την παθητική αντήθηση E_P του εδάφους που βρίσκεται κάτω και μπρος από τον τοίχο.



Δυνάμεις σε τοίχο βαρύτητας
 (α) Με τη μέθοδο Coulomb
 (β) Με τη μέθοδο Rankine

Η ενεργητική ώθηση E_A τείνει ακόμα να προκαλέσει και ανατροπή του τοίχου περί τον πόδα του. Στην ανατροπή αυτή αντιδρούν (με αντίστοιχες ροπές): το βάρος του τοίχου B και η παθητική αντίσταση E_P . Έτσι, το βάρος του τοίχου ενεργεί θετικά με δύο τρόπους: αντιστέκεται στην ανατροπή του τοίχου και προκαλεί την διατμητική αντίδραση (τριβή) στη βάση του τοίχου.

Οι ενεργητικές ωθήσεις υπολογίζονται με τη μέθοδο Rankine ή Coulomb. Αν χρησιμοποιηθεί η μέθοδος Coulomb, θεωρούμε ότι η αρχική ολίσθηση στο πίσω μέρος του τοίχου, και οι τάσεις του εδάφους ασκούνται υπό γωνία δ σε έναν κανονικό τοίχο. Ενώ η λύση Rankine θεωρεί ότι η συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων E_A ασκείται υπό γωνία β σε ένα κατακόρυφο επίπεδο πάνω από την πτέρνα. Η κάθετη συνισταμένη μπορεί τότε να προστεθεί στο κάθετο διάνυσμα του βάρους του εδάφους, που βρίσκεται ανάμεσα στο κατακόρυφο επίπεδο και στο πίσω μέρος του τοίχου και παίρνει την διεύθυνση και το μέγεθος των ενεργητικών ωθήσεων του τοίχου. Η κατακόρυφη συνιστώσα N που δρα στη βάση του τοίχου ισούται με το άθροισμα των δυνάμεων που δρουν προς τα κάτω, και θα έχει εκκεντρότητα e σε σχέση με το γεωμετρικό κέντρο βάρους της βάσης. Παίρνοντας τις ροπές ως προς τον όνυχα, έχουμε:

$$X = \frac{\text{άθροισμα ροπών ανατροπής}}{N} \quad (\alpha)$$

Αν το πλάτος της βάσης είναι b , η εκκεντρότητα δίνεται από τη σχέση:

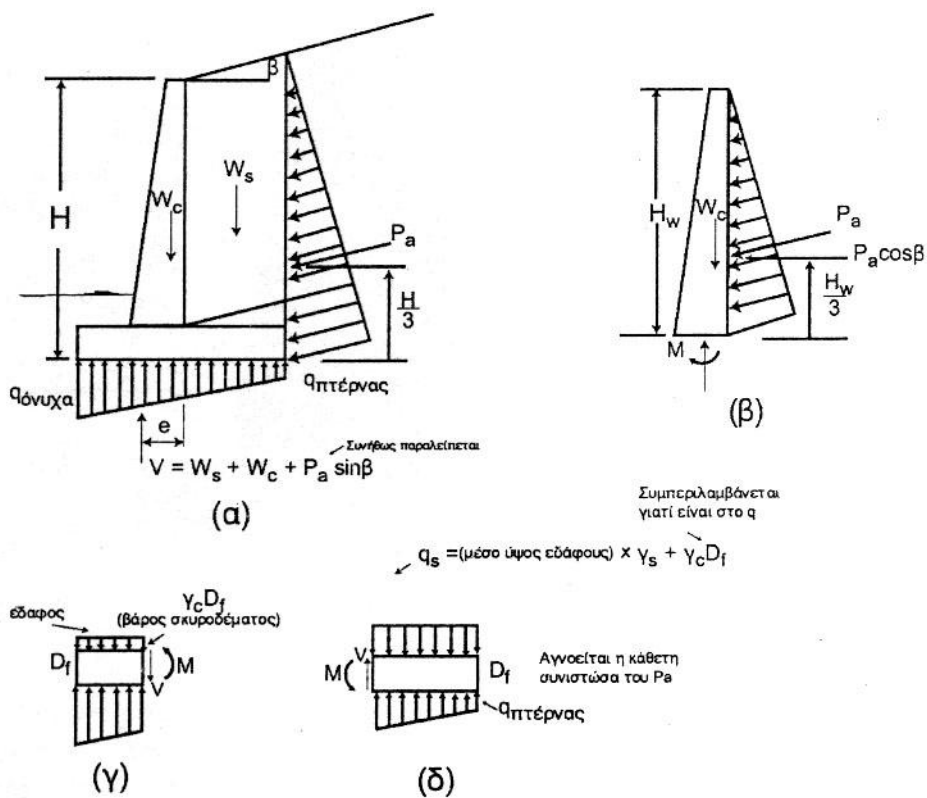
$$e = \frac{b}{2} - X \quad (\beta)$$

Όλα τα παραπάνω ισχύουν και για τους κρηπιδότοιχους με τεχνητούς ογκόλιθους, αφού συμπεριφέρονται σαν τοίχοι βαρύτητας.

1.4.2 Τοίχοι πρόβολοι

Οι δυνάμεις που ασκούνται σε έναν τοίχο πρόβολο φαίνονται στο σχήμα. Επειδή είναι δύσκολη η εκτίμηση της γωνίας τριβής του τοίχου, εφαρμόζεται η λύση Rankine για τοίχους με ύψος ως 6 m, για να βρούμε τις ενεργητικές ωθήσεις. Για τους τοίχους πάνω από 6 m ύψος εφαρμόζεται η μέθοδος Coulomb. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι το ύψος του τοίχου H που χρησιμοποιείται στον καθορισμό της μέγιστης διατμητικής και καμπτικής ροπής που δρα στον κορμό δεν είναι το ίδιο με αυτό που χρησιμοποιείται για να βρεθούν οι δυνάμεις που ωθούν τον τοίχο στους υπολογισμούς του συντελεστή ολίσθησης.

Οι δυνάμεις στην κορυφή και στη βάση του προβόλου φαίνονται στο επόμενο σχήμα. Η εκκεντρότητα υπολογίζεται από τις εξισώσεις (α) και (β).



Δυνάμεις σε τοίχο πρόβολο

1.4.3 Πασσαλότοιχοι

Επειδή στη συγκεκριμένη εργασία, γίνεται μελέτη πασσαλότοιχου πλήρως πακτωμένου, χωρίς αντιστήριξη, θα αναφερθούμε στις δυνάμεις μόνο αυτής της περίπτωσης.

Αυτός ο τύπος πασσαλότοιχου προσομοιώνεται στατικά με πρόβολο, που η μόνη δύναμη που ενεργεί σε αυτόν, είναι η ενεργητική και παθητική ώθηση των γαιών, που αντιστηρίζει. Για τον υπολογισμό των ωθήσεων χρησιμοποιείται η μέθοδος Coulomb.

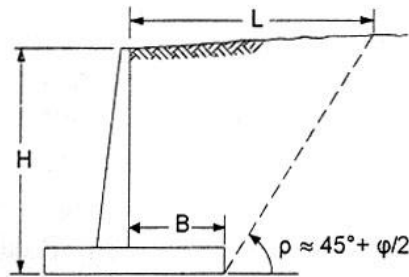
Η ευστάθεια του τοίχου οφείλεται αποκλειστικά στην παθητική αντίσταση του εδάφους μπροστά από αυτόν.

1.5 Σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης

1.5.1 Παράγοντες για το σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης

Κατά τη στιγμή που αναπτύσσεται η ενεργητική ώθηση ο τοίχος έχει υποχωρήσει ελάχιστα. Έτσι, οι πιο πολλοί τοίχοι σχεδιάζονται για την περίπτωση ενεργητικής ώθησης.

Για να περιοριστούν οι ωθήσεις που προέρχονται από την παρουσία νερού και από ενδεχόμενη αβεβαιότητα στην εκτίμηση της συνοχής είναι προτιμότερο να κατασκευάζεται το επίχωμα του τοίχου με μη συνεκτικά υλικά. Η περιοχή επιχώματωσης με κοκκώδες έδαφος, μπορεί να έχει τη μορφή του σχήματος, όπου προβλέπεται επίχωμα από μη συνεκτικό υλικό σε περιοχή κάπως μεγαλύτερη από την πιθανή περιοχή αστοχίας.



$$L = B + (1.3 - 1.5) H \tan(45^\circ - \phi/2)$$

Κατά προσέγγιση ζώνη επιχώματος με κοκκώδη υλικά για την εξασφάλιση της αποστράγγισης και των παραδοχών της μεθόδου Rankine.

Για τοίχους ύψους μέχρι 6 μέτρων συνήθως χρησιμοποιείται η μέθοδος Rankine, όπου η συντηρητική κατασκευή, που προκύπτει από την κατάργηση της τριβής τοίχου-γαιών, δεν είναι δαπανηρή. Για τοίχους από 6 έως 8 μέτρα, όπου συνυπολογίζουμε και την τριβή τοίχου-γαιών, πρέπει να εφαρμόζουμε τη μέθοδο Coulomb για να καθορίζουμε την ώθηση γαιών.

Σε γενικές γραμμές, η μελέτη των τοίχων αντιστήριξης ακολουθεί την παρακάτω διαδικασία:

1. Επιλογή διαστάσεων του τοίχου.

Η επιλογή των διαστάσεων γίνεται σύμφωνα με τις απαιτήσεις της εκάστοτε μορφολογίας του εδάφους, που πρόκειται να αντιστηριχτεί, και το σκοπό χρησιμοποίησης του συγκεκριμένου τοίχου, καθώς και την εμπειρία από άλλες αντίστοιχες κατασκευές.

2. Υπολογισμός τάσεων.

Χρησιμοποιείται η μέθοδος Rankine ή Coulomb, για να υπολογίσουμε τις εδαφικές ωθήσεις στον τοίχο.

3. Υπολογισμός της ευστάθειας.

Εκτελείται έλεγχος σε ανατροπή και ολίσθηση-ελέγχονται οι αντίστοιχοι συντελεστές να έχουν τιμή μεγαλύτερη από 1,5.

4. Υπολογισμός εκκεντρότητας.

Τοποθετείται η συνισταμένη των δυνάμεων στη βάση του πέλματος και ελέγχεται αν αυτή είναι κοντά στο κέντρο.

5. Υπολογισμός της τάσης του εδάφους θεμελίωσης.

Καθορίζεται το διάγραμμα των τάσεων κατά μήκος του πέλματος της βάσης και γίνεται έλεγχος με την επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.

1.6 Έργα προστασίας κατασκευών αντιστήριξης

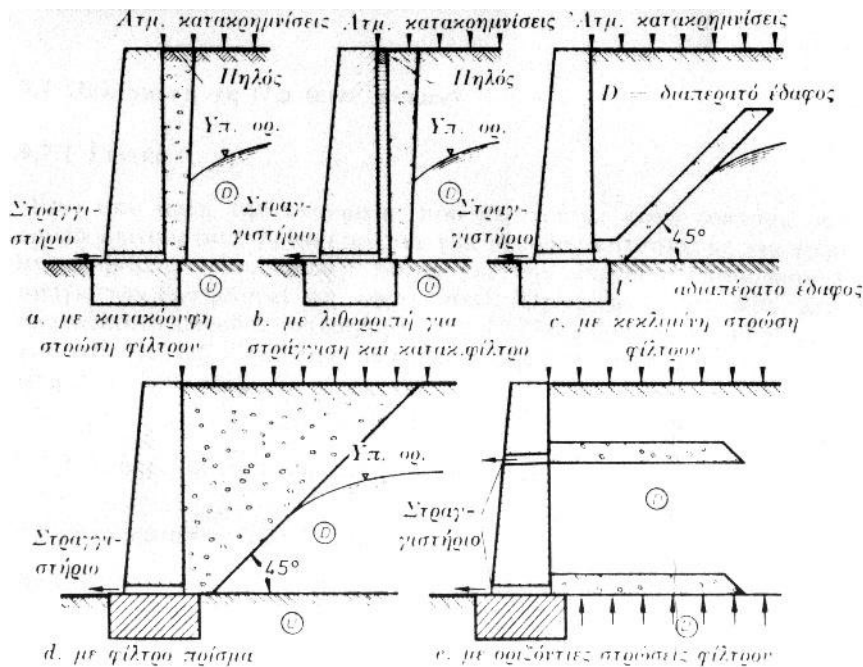
Είναι πάντοτε απαραίτητο στο εσωτερικό μέρος του τοίχου, το έδαφος να μην έρχεται σε άμεση επαφή με το τοίχωμα του τοίχου, αλλά να τοποθετείται μεταξύ τοίχου και εδάφους, ένα κατάλληλο στραγγιστήριο με κανάλι απορροής στο κάτω μέρος του τοίχου.

Αυτό γίνεται γιατί η παρουσία νερού, στο έδαφος που αντιστηρίζεται, δημιουργεί μόνο προβλήματα. Ένα από τα πιο συνηθισμένα προβλήματα είναι: η αύξηση της στάθμης του υπόγειου ορίζοντα, έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της ώθησης, η οποία μπορεί να επιφέρει ανατροπή ή ολίσθηση του τοίχου, υποσκαφή της θεμελίωσης ή διάβρωση του σκυροδέματος.

Τα έργα προστασίας για τον τοίχο βαρύτητας, τον κρηπιδότοιχο, το ακρόβαθρο και τον τοίχο πρόβολο αντιμετωπίζονται με τον ίδιο τρόπο, ενώ στην περίπτωση του πασσαλότοιχου ακολουθείται διαφορετική διαδικασία.

Έτσι μετά την εκσκαφή και τοποθέτηση του τοίχου, τοποθετείται και συμπυκνώνεται στο πίσω μέρος του, υλικό ψαθυρό και υδατοπερατό (αμμοχάλικο), που συντελεί στην πτώση της υδατικής στάθμης και στη μείωση της πίεσης πόρων.

Στην περίπτωση της μεταλλικής πασσαλοσανίδας, αν στο έδαφος που πρόκειται να αντιστηριχθεί υπάρχει υπόγειος ορίζοντας νερού, πρέπει να καταστρωθεί δίκτυο ροής και βάσει αυτού ελέγχεται αν η υδραυλική κλίση υπερβαίνει την κρίσιμη. Αν συμβεί αυτό, θα εμφανιστεί αναβρασμός του εδάφους, το οποίο τότε χαλαρώνει προοδευτικά από πάνω προς τα κάτω και έτσι δημιουργείται πρόβλημα ασφάλειας στο έργο.



Λιάταξη των φίλτρων πίσω από τοίχους αντιστήριξης

Προκειμένου να αποφύγουμε αυτή την κατάσταση μπορούμε να αυξήσουμε το βάθος έμπηξης της πασσαλοσανίδας ή να τοποθετήσουμε φίλτρο κατάντι της πασσαλοσανίδας. Το φίλτρο κατασκευάζεται από υλικό διαπερατό στο νερό, πιο χονδρόκοκκο από το γύρω έδαφος που πρόκειται να αποστραγγιστεί και τοποθετείται για να διευκολύνει τη ροή των υδάτων προς μια επιθυμητή κατάσταση.

Γενικά σαν υλικά επίχωσης θα πρέπει να χρησιμοποιούνται κατά το δυνατό μη συνεκτικά εδάφη για να αποφευχθούν εκ των υστέρων καθιζήσεις που είναι αναπόφευκτες στα συνεκτικά εδάφη. Οι υγρές καθαρές άμμοι είναι προτιμότερες από αμμοχάλικο ευρείας κοκκομετρικής διαβάθμισης. Με την ίδια εργασία συμπύκνωσης επιτυγχάνεται σ' αυτές μεγαλύτερη σχετική

πυκνότητα. Αν πρόκειται να εφαρμοστεί δυναμική καταπόνηση, πρέπει να προτιμάται το αμμοχάλικο, λόγω του κινδύνου μετατόπισης και κατά συνέπεια καθίζησης της άμμου.

Το υλικό επίχωσης διαστρώνεται και συμπυκνώνεται κατά στρώσεις. Τα μηχανήματα που χρησιμοποιούνται πρέπει να μπορούν να συμπυκνώσουν σε όλο το πλάτος τους, ώστε να επιτυγχάνεται η καλή συμπύκνωση ακόμα και πολύ κοντά στον τοίχο. Τα πάχη διάστρωσης που συνιστώνται και τα αντίστοιχα μηχανήματα συμπύκνωσης φαίνονται στον παρακάτω πίνακα. Η σύνδεση με το υπάρχον έδαφος γίνεται κατά βαθμίδες, ιδιαίτερα σε συνεκτικά εδάφη. Έτσι αποφεύγονται αρμοί ολίσθησης που μπορεί να δημιουργηθούν από διεισδύον νερό.

Μηχανήματα	Βάρος λειτουργίας t	Πλάτος εργασίας mm	Είδος εδάφους	Πάχος διαστρ. cm	Διαδρομές
Συμπιεστικοί κριοί έκρηξης	0,070-0,100	250	λεπτόκοκκα, συνεκτικά εδάφη (άργιλος και πηλός)	10-20	2-4
Συμπιεστές έκρηξης	0,500-1,000	700-900		30-40	3-5
Δονητικοί συμπ.	0,10-0,15	200	α. Υγρές άμμοι και χαλίκια β. μικτά συνεκτικά εδάφη	10-20	2-4
Κυλινδρωτές διπλής δόνησης	0,50-1,50 6,00	650-800 2000		30-40 40-50	4-6 4-6
Δίδυμοι δονητικοί κύλινδροι	0,40-1,50	700-1000		30-40	4-6
	1,50-4,50	1000-1200		40-50	4-6
Συμπιεστές με πλάκα	0,50-1,50	400-700		40-50	4-6
	1,50-3,00	700-1000		30-40 40-60	3-5 3-5

Β Ι Β Λ Ι Ο Γ Ρ Α Φ Ι Α

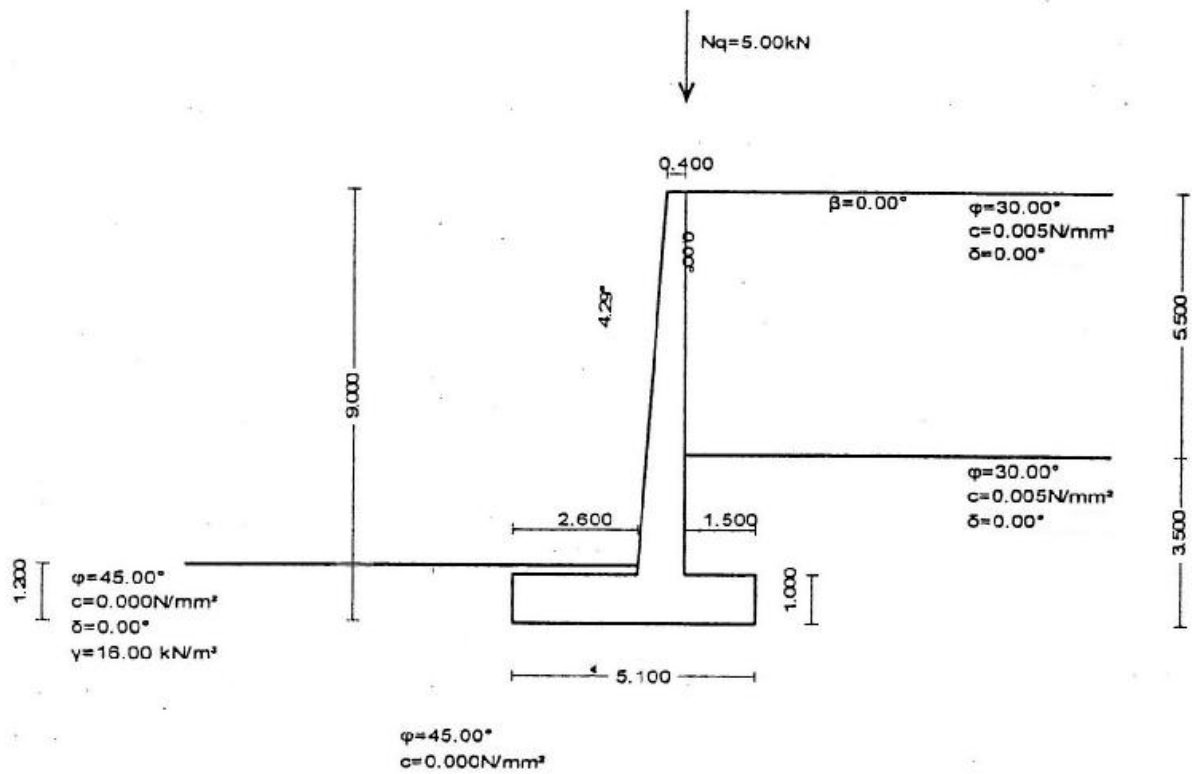
- Αντιστηρίξεις και θεμελιώσεις, Δημ. Βαλαλά
- Τοίχοι αντιστήριξης, Stiegler
- Θεμελιώσεις τομ. 1, 2, 3, RUBENER/ STIEGLER
- Τεχνικά έργα οδοποιίας, Κ. Οικονόμου
- Εδαφομηχανική II, Γεωρ. Χαΐνη
- Εδαφομηχανική-Θεμελιώσεις, Αντωνίου Λοΐζου
- Σημειώσεις εδαφομηχανικής, Γ. Γκαζέτας
- Νέος αντισεισμικός κανονισμός
- Foundation analysis and design, J.E.Bowles
- Mechanics of soils and foundations, John Atkinson

1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T. ANT-002 (μήκος 10.00μ)

Τοίχος αντιστήριξης ωπλισμένου σκυροδέματος

(EC2 ENV1992-1-1:1993, EC8 ENV1998-5:1994)

C25/30 - S500
Σεισμός $\alpha=0.240g$



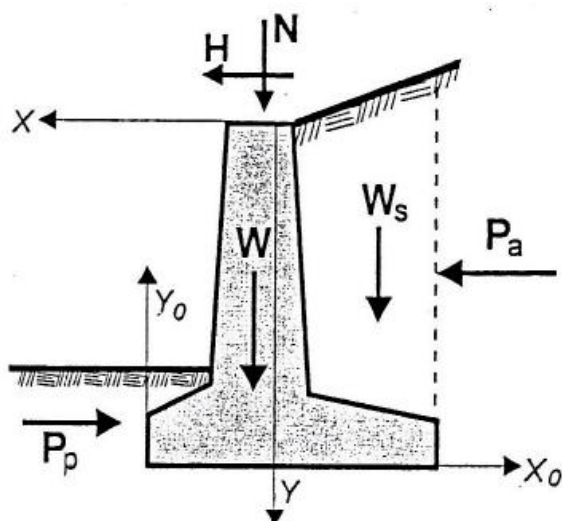
1.1. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	$h = 9.000 \text{ m}$
Μήκος τοίχου	$L = 10.000 \text{ m}$
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	$B_1 = 0.400 \text{ m}$
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	$B_2 = 1.000 \text{ m}$
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	$B = 5.100 \text{ m}$
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	2.600 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	1.500 m
Υψος κορμού τοίχου	8.000 m
Υψος βάσης τοίχου	1.000 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	1.000 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	1.000 m
Γωνία εμπρός παρειάς με κατακόρυφο	$4.289^\circ (1:13.3)$
Γωνία πίσω παρειάς με κατακόρυφο	$0.000^\circ (0:1)$

Φορτία στην κορυφή

Κατακόρυφο μόνιμο φορτίο	$N_g = 2.00 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφο κινητό φορτίο	$N_q = 5.00 \text{ kN/m}$
Εκκεντρότητα κατακόρυφου φορτίου	$e_N = 0.00 \text{ kN/m}$
Οριζόντιο μόνιμο φορτίο	$H_g = 0.00 \text{ kN/m}$
Οριζόντιο κινητό φορτίο	$H_q = 0.00 \text{ kN/m}$
Εκκεντρότητα οριζόντιου φορτίου	$e_H = 0.00 \text{ kN/m}$



Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος υλικού τοίχου $\gamma_g=25.000 \text{ kN/m}^3$
Εμβαδόν διατομής τοίχου $A=10.700 \text{ m}^2$
Ιδιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W= 10.700 \times 25.000 = 267.50 \text{ kN/m}$
Κέντρο βάρους τοίχου $x=0.695 \text{ m}$, $y=6.444 \text{ m}$ ($x_0=2.905 \text{ m}$, $y_0=2.556 \text{ m}$)

Υλικά τοίχου

Ανωδομή : Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 (ENV1992-1-1, §3)
: Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom}=25 \text{ mm}$ (ENV1992-1-1, §4.1.3.3)
Θεμέλιο : Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500
: Επικάλυψη οπλισμού: $C_{nom}=75 \text{ mm}$

Βάρος επίχωσης

Ιδιο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_s=180.00 \text{ kN/m}$
Κέντρο βάρους επίχωσης $x=-0.750 \text{ m}$, $y=4.000 \text{ m}$

1.2. Επιμέρους συντελεστές για δράσεις και εδαφικές ιδιότητες

(EC7 Πιν. 2.1)

Δράση	Μόνιμη Δυσμενής	γ_{Gdst} : 1.35
	Μόνιμη Ευνοική	γ_{Gstb} : 1.00
	Μεταβλητή Δυσμενής	γ_{Qdst} : 1.50
	Μεταβλητή Ευνοική	γ_{Qstb} : 0.00

Εδαφικές ιδιότητες	Γωνία διατμητικής αντοχής	γ_ϕ : 1.00
	Συνοχή c	γ_c : 1.00
	Διατμητική αντοχή c_u	γ_{c_u} : 1.00
	Θλιπτική αντοχή q_u	γ_{q_u} : 1.00
	Βάρος	γ_w : 1.00

1.3. Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Θλιπτική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=0.50 \text{ N/mm}^2$
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=45.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\phi)=1.000$
Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $c=0.000 \text{ N/mm}^2$

1.4. Σεισμικοί συντελεστές

Ανηγγεμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $g_h=a_x g$, $a=0.24$ (EC8 ENV1998-5:1994, §7.3.2)
Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς $r=1.50$ (EC8-5 §7.3.2)
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=0.24/1.500=0.160$ (EC8-5 §7.3.3.2)
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.50 \times 0.160=0.080$ (EC8-5 §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wx}=267.50 \times 0.160 = 42.80 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wy}=267.50 \times 0.080 = 21.40 \text{ kN/m}$
Οριζόντια δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N_g	$F_{gx}= 2.00 \times 0.160 = 0.32 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N_g	$F_{gy}= 2.00 \times 0.080 = 0.16 \text{ kN/m}$
Οριζόντια δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N_q	$F_{qx}= 5.00 \times 0.160 = 0.80 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού φορτίου στην κορυφή N_q	$F_{qy}= 5.00 \times 0.080 = 0.40 \text{ kN/m}$
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wsx}=180.00 \times 0.160 = 28.80 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wsy}=180.00 \times 0.080 = 14.40 \text{ kN/m}$

1.5. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Rankine

1.5.1. Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=5.500$ m, $H_s=5.500$ m

Ανω Σημείο A $x=-1.500$ m $y= 0.000$ m

Κάτω Σημείο B $x=-1.500$ m $y= 5.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :Άμμος

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 15.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 19.00$ kN/m³

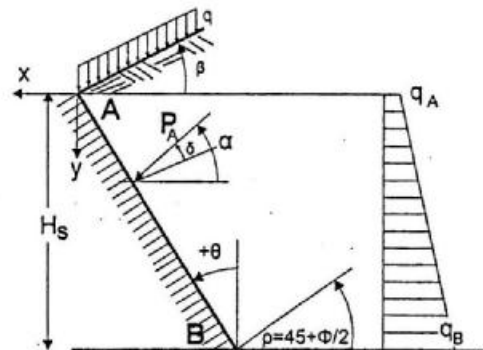
Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi = 30.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.005$ N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια $\theta = 0.00^\circ$



Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 60.00^\circ$

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a = 0.333$

Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \beta)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \beta)}} \right]^2}$$

Μόνιμες δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$) $q_A = 0.00$ kN/m²

Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 5.50$ m) $q_B = 27.47$ kN/m²

Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ $P_a = 75.54$ kN/m

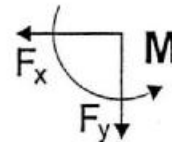
Γωνία ώθησης γαιών $\alpha = 0.00^\circ$

Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση $P_{ax} = 75.54$ kN/m

Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση $P_{ay} = 0.00$ kN/m

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$) $M = -277.01$ kNm/m

Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = -1.500$ m, $y = 3.667$ m



Σύνολα δυνάμεων και ροπών

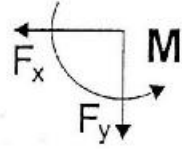
Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο Β (x=-1.500 m, y=5.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 75.54 \text{ kN/m}$

Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 138.46 \text{ kNm/m}$



Σεισμικές δυνάμεις

(EC8 ENV1998-5:1994, §7.3, Annex E)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h = 0.24/1.500 = 0.160$

(EC8-5 Εξ.7.1, Π.7.1)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v = 0.50 \times 0.160 = 0.080$

(EC8-5 Εξ.7.1)

Εδαφος πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα

(EC8-5 Annex E.5)

$\tan(\omega) = k_h / (1 - k_v) = 0.160 / (1 - 0.080) = 0.174$, $\omega = 9.87^\circ$

Method Monopole-Okabe (EC8-5 Annex E.4)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης, $K_e^* = 0.452$

Πρόσθετη πίεση εδάφους λόγω σεισμού

$\xi = (K_e^* / K_e - 1) = (0.452 / 0.333 - 1) = 0.357$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi - \omega - \theta)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \omega) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega - \beta)}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις) $F_x = 1.357 \times 75.54 = 102.51 \text{ kN/m}$

1.5.2. Τμήμα τοίχου από $y=5.500$ m έως $y=9.000$ m, $H_s=3.500$ m

Ανω Σημείο A $x=-1.500$ m $y= 5.500$ m

Κάτω Σημείο B $x=-1.500$ m $y= 9.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :Αμμος

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 15.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_s = 19.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi = 30.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.005$ N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια $\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους $\delta = 0.00^\circ$

φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο $g = 82.50$ kN/m²

Ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q = 0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ + \phi/2 = 60.00^\circ$

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a = 0.333$

Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_a$

Μόνιμες δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$) $q_A = 27.47$ kN/m²

Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 3.50$ m) $q_B = 44.95$ kN/m²

Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$ $P_a = 126.74$ kN/m

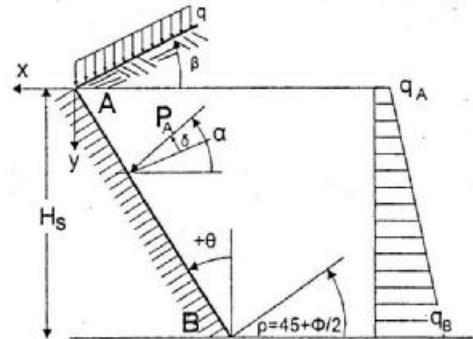
Γωνία ώθησης γαιών $\alpha = 0.00^\circ$

Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση $P_{ax} = 126.74$ kN/m

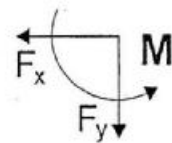
Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση $P_{ay} = 0.00$ kN/m

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$) $M = -936.74$ kNm/m

Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = -1.500$ m, $y = 7.391$ m



$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\theta + \delta)\sin(\theta - \beta)}{\cos(\theta + \delta)\cos(\theta - \beta)} \right]^2}$$



Σύνολα δυνάμεων και ροπών

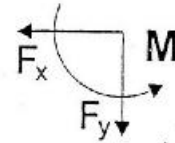
Δυνάμεις και ροπές στο κάτω σημείο Β (x=-1.500 m, y=9.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx}=202.28$ kN/m

Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy}= 0.00$ kN/m

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s =606.77$ kNm/m



Σεισμικές δυνάμεις

(EC8 ENV1998-5:1994, §7.3, Annex E)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=0.24/1.500=0.160$

(EC8-5 Εξ.7.1, Π.7.1)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.50 \times 0.160=0.080$

(EC8-5 Εξ.7.1)

Εδάφος πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα

(EC8-5 Annex E.5)

$\tan(\omega)=k_h/(1-k_v)=0.160/(1-0.080)=0.174$, $\omega=9.87^\circ$

Method Mononobe-Okabe (EC8-5 Annex E.4)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης, $K_e^*= 0.452$

Πρόσθετη πίεση εδάφους λόγω σεισμού

$\xi=(K_e^*/K_e-1)=(0.452/0.333-1)=0.357$

$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}} \right]^2}$$

Δύναμη εδάφους λόγω σεισμικού φορτίου (Μόνιμες δράσεις) $F_x=1.357 \times 126.74=171.99$ kN/m

1.6. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Rankine

1.6.1. Τμήμα τοίχου από $y=7.800$ m έως $y=9.000$ m, $H_s=1.200$ m

Ανω Σημείο A $x= 3.600$ m $y= 7.800$ m

Κάτω Σημείο B $x= 3.600$ m $y= 9.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :Χοντρό χαλίκι

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους

$\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους

$\gamma_s = 20.00 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος νερού

$\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$

Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους

$\phi = 45.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους

$c = 0.000 \text{ N/mm}^2$

Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια

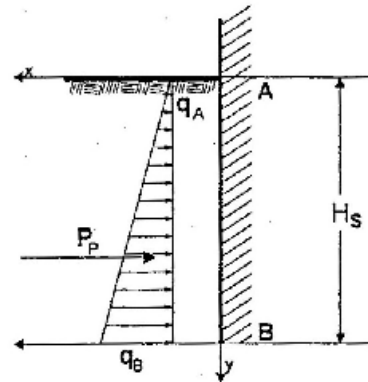
$\beta = 0.00^\circ$

Ωθηση σε κατακόρυφο επιφάνεια

$\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

$\delta = 0.00^\circ$



Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \phi/2 = 22.50^\circ$

Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 5.828$

Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_p$

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta)} \left[1 - \frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]$$

Μόνιμες δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή ($y=y_A$)

$q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Ωθηση (πίεση) στην βάση ($y=y_A + 1.20\text{m}$)

$q_B = -111.90 \text{ kN/m}^2$

Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_p = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H$

$P_p = 67.14 \text{ kN/m}$

Γωνία ώθησης γαιών

$\alpha = 0.00^\circ$

Ωθηση γαιών κατά x κατεύθυνση

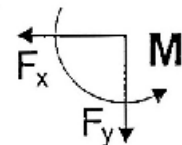
$P_{px} = -67.14 \text{ kN/m}$

Ωθηση γαιών κατά y κατεύθυνση

$P_{py} = 0.00 \text{ kN/m}$

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0, y=0$)

$M = 577.40 \text{ kNm/m}$

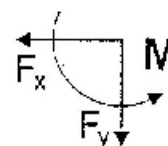


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις και ροπή στο κάτω σημείο B (x=3.600 m, y=9.000 m)

Μόνιμες δόσεις

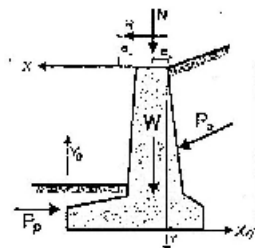
Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = -67.14 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_a = -26.86 \text{ kNm/m}$



1.7. Ελεγχος ευστάθειας τοίχου

1.7.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

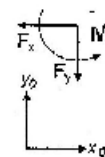
Φορτίο		y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	0.00- 5.50	75.54	0.00	-1.500	3.667
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	5.50- 9.00	126.74	0.00	-1.500	7.391
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	7.80- 9.00	-67.14	0.00	3.600	8.600
Βάρος τοίχου	W		0.00	267.50	0.695	6.444
Βάρος επίχωσης	Ws		0.00	180.00	-0.750	4.000
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ng		0.00	2.00	0.000	0.000
Κατακ. φορτίο (κινητό)	Nq		0.00	5.00	0.000	0.000



1.7.2. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους

Έλεγχος περίπτωσης με $1.00x(\text{ίδιο βάρος}+\text{μόνιμα})+0.00x(\text{κινητά κορυφής})$

Φορτίο	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35 0.00- 5.50	101.98	0.00	5.100	5.333	543.85
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35 5.50- 9.00	171.10	0.00	5.100	1.609	275.29
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	267.30	2.905	2.556	-777.09
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00	0.00	180.00	4.350	5.000	-753.00
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ng	x1.00	0.00	2.00	3.600	9.000	-9.20
			Σύνολο=	449.30			-748.15



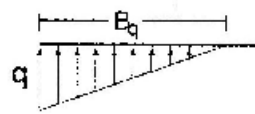
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 449.30 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -748.15 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 393.07 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_c = 398.07/449.30 = 0.886\text{m}$, $e_c > 5.100/6 = 0.850\text{m}$

Έστος εδάφους $\sigma = 0.130 \text{ N/mm}^2$ $\beta q = 4.993 \text{ m}$

Ενεργό θεμέλιο $L = 5.100 - 2 \times 0.836 = 3.428 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = L \cdot \beta q / \gamma_{\text{GR}} = 3.428 \times (1000 \times 0.50) / 1.60 = 1064.38 \text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 449.30 < R_d = 1064.38 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται.



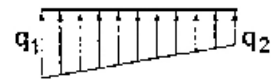
(EC7 Annex B)

(EC7 Εξ.2.1, Εξ.6.1)

Έλεγχος περίπτωσης με $1.35x(\text{ίδιο βάρος}+\text{μόνιμα})-1.50x(\text{κινητά κορυφής})$

Φορτίο	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35 0.00- 5.50	101.98	0.00	5.100	5.333	543.85
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35 5.50- 9.00	171.10	0.00	5.100	1.609	275.29
Βάρος τοίχου	W	x1.35	0.00	361.13	2.905	2.556	-1045.07
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.35	0.00	243.00	4.350	5.000	-1057.05
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ng	x1.35	0.00	2.70	3.600	9.000	-9.72
Κατακ. φορτίο (κινητό)	Nq	x1.50	0.00	7.50	3.600	9.000	-27.00
			Σύνολο=	614.33			-1323.70

Σύνολο κατάκόρυφων δυνάμεων = 614.33 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1323.70 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 242.84 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_c = 242.84 / 614.33 = 0.395\text{m}$, $e_c \leq 5.100 / 6 = 0.850\text{m}$
 Πάσεις εδάφους $q_1 = 0.176 \text{ kN/m}^2$ $q_2 = 0.064 \text{ kN/m}^2$
 Ενεργό θεμέλιο $L = 5.100 - 2 \times 0.395 = 4.309 \text{ m}$



Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d = \gamma_{\text{su}} \cdot q_{\text{u}} / \gamma_M = 4.309 \times (1000 \times 0.50) / 1.30 = 2154.50 \text{ kN/m}$ (EC7 Annex B)

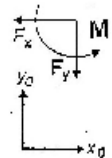
Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d = 614.33 < R_d = 2154.50 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται (EC7 Εξ.2.1, Εξ.8.1)

1.7.3. Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής

(EC7 ENV1997-1-1:1397, 99.6.3)

Ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 3.600, y = 9.000 \text{ m}$)

Φορτίο	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	x_0 (m)	y_0 (m)	M_{o1} (kNm/m)	X_{o1} (kNm/m)
Ενεργητική ώθηση γαιών	$\rho_a \times 1.35$	3.00 - 5.50	101.98	0.00	5.100	5.333	543.95	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	$\rho_a \times 1.35$	5.50 - 9.00	171.10	0.00	5.100	1.609	276.29	0.00
Βάρος τοίχου	$W \times 1.00$		0.00	267.30	2.305	2.555	0.00	777.09
Βάρος επίχωσης	$W_s \times 1.00$		0.00	130.00	4.250	5.000	0.00	793.00
Κιττακ. φορτίο (μόνιμο)	$M_g \times 1.00$		0.00	2.00	3.600	9.000	0.00	7.20
Σύνολο =							819.14	1567.29



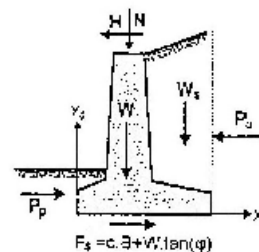
Σύνολο ροπών ανατροπής = 819.14 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 1567.29 kNm/m

1.7.4. Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης

(EC7 ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §8.5.3)

Φορτίο	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+} (kN/m)	F_{x-} (kN/m)	F_y (kN/m)
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_a \times 1.35$	0.00- 5.50	101.99	0.00	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	$E_a \times 1.35$	5.50- 9.00	171.10	0.00	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	$E_p \times 1.00$	7.80- 9.00	0.00	67.14	0.00
Βάρος τοίχου	$W \times 1.00$		0.00	0.00	267.50
Βάρος επίχωσης	$W_s \times 1.00$		0.00	0.00	180.00
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_q \times 1.00$		0.00	0.00	2.00
Σύνολοα=			273.08	67.14	449.50



Τριβή εδάφους $R_d = \gamma_d \cdot \tan \phi / \gamma_m = 449.50 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 449.50 \text{ kN/m}$

Δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται

(EC7 §8.5.3, 8)

Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 273.08 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης (67.14+449.50) = 516.64 kN/m

Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 273.08 < R_d = 516.64 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

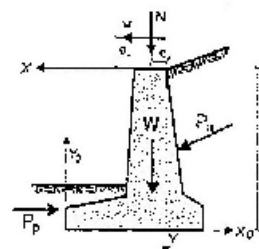
1.8. Αντισεισμικός έλεγχος

(EC8 ENV1998-5:1994)

Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

1.8.1. Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Φορτίο	$y_1 - y_2$	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	x (m)	y (m)	
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	0.00- 5.50	75.54	0.00	-1.500	3.667
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	5.50- 9.00	126.74	0.00	-1.500	7.391
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	7.80- 9.00	-67.14	0.00	3.500	8.600
Βάρος τοίχου	W		0.00	267.50	0.695	6.444
Βάρος επίχωσης	W_s		0.00	180.00	-0.750	4.000
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_q		0.00	2.00	0.000	0.000
Κατακ. φορτίο (κινητό)	N_q		0.00	5.00	0.000	0.000



1.8.2. Πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

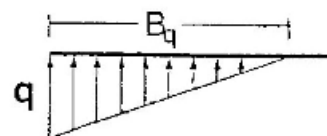
Φορτίο		$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	0.00- 5.50	26.97		-1.500	3.667
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	5.50- 9.00	45.25		-1.500	7.391
Βάρος τοίχου	W		42.80	-21.40	0.695	6.444
Βάρος επίχωσης	W_s		28.80	-14.40	-0.750	4.000
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	N_q		0.32	-0.16	0.000	0.000
Κατακ. φορτίο (κινητό)	N_q		0.80	-0.40	0.000	0.000

1.8.3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (με σεισμό)

(EC7 §6.5.2)

φορτίο	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_a \times 1.00$	0.00- 5.50	102.51	0.00	5.100	5.333	546.67
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_a \times 1.00$	5.50- 9.00	171.99	0.00	5.100	1.609	276.72
Βάρος τοίχου	$W \times 1.00$		42.80	246.10	2.905	2.556	-605.53
Βάρος επίχωσης	$W_s \times 1.00$		28.80	165.60	4.350	5.000	-576.36
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	$N_q \times 1.00$		0.32	1.84	3.600	9.000	-3.74
Κατακ. φορτίο (κινητό)	$N_q \times 1.00$		0.80	4.60	3.600	9.000	-9.36
			Σύνολο=	418.14			-371.60

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 418.14 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -371.60 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 694.66 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e_x=694.66/418.14=1.661\text{m}$, $e_x>5.100/6=0.850\text{m}$
 Τάσεις εδάφους $q=0.314\text{ N/mm}^2$ $Bq=2.666\text{ m}$
 Ενεργό θεμέλιο $L=5.100-2 \times 1.661= 1.777\text{ m}$



(EC7 Annex B1)

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_d=L \cdot q_u / \gamma_M = 1.777 \times (10000 \times 0.50) / 1.00 = 888.50\text{ kN/m}$

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $V_d=418.14 < R_d=888.50\text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται. (EC7 Εξ.2.1, Εξ.6.1)

1.6.4. Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (με σεισμό)

(EC7 §8.6.3)

Ανατροπή ως προς το υποστά κάτω σημείο ($x_a=0, y_a=0$) ($x=3.600, y=9.000\text{ m}$)

φορτία	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	x_a (m)	y_a (m)	M_{a+} (kNm/m)	M_{a-} (kNm/m)
Ενεργητική ώθηση ναίων	$F_a \times 1.00$	0.00- 5.50	102.51	0.00	5.100	5.333	546.67	0.00
Ενεργητική ώθηση ναίων	$F_a \times 1.00$	5.50- 9.00	171.99	0.00	5.100	1.639	276.72	0.00
Βάρος τοίχου	$W \times 1.00$		42.80	246.10	2.905	2.556	171.56	777.09*
Βάρος επίχωσης	$W_s \times 1.00$		28.80	165.60	4.350	5.000	208.64	783.00*
Κατακ. φορτίο (μέν.μρ)	$N_g \times 1.00$		0.32	1.84	3.600	9.000	3.46	7.20*
Κατακ. φορτίο (κινητό)	$N_g \times 1.00$		0.80	4.60	3.600	9.000	8.64	18.00*
Σύνολο=							1213.69	1585.29

(* οι ροπές κρηνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 1213.69 kNm/m

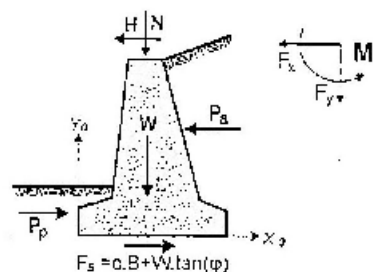
Σύνολο ροπών ευστάθειας = 1585.29 kNm/m

Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd}=1213.69 < M_{sd}=1585.29\text{ kNm/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

1.8.5. Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (σε σεισμό)

(EC7 §8.6.3, §6.5.3)

Φορτίο	(γ)	y1 - y2	Fk+ (kN/m)	Fk- (kN/m)	Fy (kN/m)
Κινηματική ώθηση γαιών	Ea x1.00	0.00- 5.50	102.51	0.00	0.00
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.00	3.50- 9.00	171.99	0.00	0.00
Ποθητική ώθηση ναύων	Ep x0.50	7.00- 9.00	0.00	33.57	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		42.80	0.00	246.10
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		26.90	0.00	165.60
Κατακ. φορτίο (μόνιμο)	Ng x1.00		0.32	0.00	1.84
Κατακ. φορτίο (κινητό)	Nq x1.00		0.80	0.00	4.60
Σύνολο=			347.22	33.57	418.14



Τριβή \geq βάρος $Rd = \gamma d \cdot \tan \phi / \gamma M = 418.14 \times \tan(45.00^\circ) / 1.00 = 418.14 \text{ kN/m}$
 Δυνάμεις αντίστασης λόγω συνεκτικότητας εδάφους παραλείπονται
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 347.22 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης (33.57+418.14) = 451.71 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $Es = 347.22 < Rd = 451.71 \text{ kN/m}$, Έλεγχος ικανοποιείται

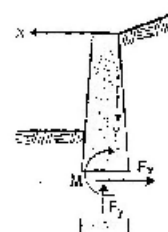
(EC7 §6.5.3, 8)

1.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορυφής τοίχου

1.9.1. Φόρτιση 1.35x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+1.50x(κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρος διατομής) στον κορμό του τοίχου

y [m]	h [m]	Fk (kN/m)	Fy (kN/m)	M (kNm/m)
1.00	0.475	3.38	12.94	-1.33
2.00	0.550	13.49	25.75	3.93
3.00	0.625	30.35	40.44	25.38
4.00	0.700	53.95	57.00	64.94
5.00	0.775	84.29	75.44	130.69
6.00	0.850	121.37	95.75	229.36
7.00	0.925	165.20	117.94	367.81
8.00	1.000	215.77	142.00	552.59



1.9.2. Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη

(EC2 §5.4.7, §4.3.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: $s_{nom}=25\text{ mm}$

(§3, §4.1.3.3)

Ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός : $0.0040A_c$, μέγιστος: $0.0400A_c$

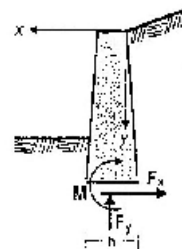
(EC2 §5.4.7.2)

y [m]	M_{sd} [kN/m]	N_{sd} [kN]	σ [mm]	ξ_d	x/d	ϵ_c/ϵ_s	K_s	A_s [cm ² /m]	min reinf. [cm ² /m]
1.00	-1.33	-12.94	444	22.18	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(9.50)
2.00	5.53	-25.75	519	15.10	0.02	0.4/20.0	2.31	0.00	(11.00)
3.00	25.38	-40.44	554	9.60	0.03	0.6/20.0	2.32	0.51	(12.50)
4.00	64.84	-57.00	569	7.34	0.04	0.8/20.0	2.33	1.56	(14.00)
5.00	130.69	-75.44	744	5.93	0.05	1.0/20.0	2.34	3.22	(15.50)
6.00	229.36	-95.75	819	5.01	0.06	1.2/20.0	2.35	5.45	(17.00)
7.00	367.81	-117.94	894	4.37	0.07	1.5/20.0	2.36	8.33	(18.50)
8.00	552.59	-142.00	969	3.89	0.08	1.7/20.0	2.37	11.86	(20.00)

1.9.3. Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου (με σεισμό)

y [m]	h [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
1.00	0.475	9.30	12.94	3.39
2.00	0.550	25.12	25.75	19.30
3.00	0.625	48.02	40.44	54.09
4.00	0.700	77.99	57.00	114.75
5.00	0.775	115.04	75.44	209.39
6.00	0.850	159.16	95.75	341.80
7.00	0.925	210.37	117.94	522.25
8.00	1.000	268.65	142.00	756.65



1.9.4. Έλεγχος κορμού τοίχων σε κάμψη (με σεισμό)

(EC2 §5.4.7, §4.3.1)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: C_{nom}=25 mm

(§3, §4.1.3.3)

Ελάχιστος κατακόρυφος οπλισμός: 0.0040A_s, μέγιστος: 0.0400A_s

(EC2 §5.4.7.2)

y (m)	M _{sd} (kN/m)	N _{sd} (kN)	d (mm)	K _d	x/d	ε _c /ε _s	K _s	A _s (cm ² /m)	min reinf. (cm ² /m)
1.00	3.39	-12.94	444	18.04	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(9.50)
2.00	19.30	-25.75	519	10.26	0.03	0.6/20.0	2.32	0.55	(11.00)
3.00	54.09	-40.44	594	7.34	0.04	0.8/20.0	2.33	1.64	(12.50)
4.00	114.75	-57.00	669	5.80	0.05	1.0/20.0	2.34	3.34	(14.00)
5.00	208.39	-75.44	744	4.85	0.06	1.3/20.0	2.35	5.70	(15.50)
6.00	341.85	-95.75	819	4.20	0.07	1.5/20.0	2.36	8.74	(17.00)
7.00	522.25	-117.94	894	3.73	0.08	1.8/20.0	2.37	12.49	(18.50)
8.00	756.65	-142.00	969	3.38	0.09	2.1/20.0	2.38	16.99	(20.00)

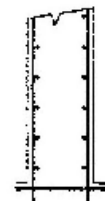
1.9.5. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

Οπλισμοί εσωτερικής παραπλάτης τοίχου ϕ20/15.5 (20.26cm²/m)

Οπλισμός διανομής ϕ8/25.0 (2.01cm²/m)

Οπλισμός εξωτερικής παραπλάτης τοίχου ϕ20/15.5 (20.26cm²/m)

Οπλισμός διανομής ϕ8/25.0 (2.01cm²/m)



1.9.6. Αγκύρωση οπλισμού κορμού τοίχου

(EC2 §5.2.3)

Βασικό μήκος αγκύρωσης $l_{bd} = (σ_s / 4) \cdot (f_{yd} / f_{td}) = (40 / 4) \cdot (435 / 1.99) = 1151 \text{ mm}$

(EC2 Εξ.5.1, Εξ.5.4)

$f_{td} = 2.25 \cdot 0.70 \cdot (f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c) = 1.89 \text{ MPa}$

(EC2 §5.2.2.2)

$l_{b, req} = l_{bd} \cdot (A_s, req / A_s, prov) = 1151 \cdot (1699 / 2326) = 965 \text{ mm}$

Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης $l_{bd} = 1.08 \cdot 965 = 965 \text{ mm}$, $l_{bd, min} = 25 \cdot d = 30 \cdot d = 30 \text{ mm}$

(EC2 §5.2.3.4.1)

Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης $l_b, min = \max(0.30 \cdot l_b, 10 \cdot d, 100 \text{ mm}) = 345 \text{ mm}$

Απαιτείται όγκιστρο 200mm στο κάτω άκρο των ορέων οπλισμού

1.9.7. Έλεγχος κορμού σε διάτμηση

(EC2 ENV1992-1-1:1993, §4.3.2.1)

Ευκρόδεμα-κόλυβα: C25/30-S500, Επιτάχυνση οπλισμού: $l_{s, min} = 25 \text{ mm}$

(§3, §4.1.3.2)

Η κατανομή του φορτίου φόρμας είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της ειατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

$V_{sd} = 215.77 \text{ kN/m}$, V_{sd} (στατιστικός) = 265.65 kN/m , $N_{sd} = -142.00 \text{ kN/m}$

Τένυση στο χείρ χωρίς οπλισμό V_{rd1}

(EC2 §4.3.2.3)

$v_{rd1} = (k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) - 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{rd} = 0.30 \text{ N/mm}^2$, $k = 1.0$

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 2024 / (1000 \cdot 965) = 0.0021$, $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 1000 \cdot 142.00 / 1000000 = 0.14 \text{ N/mm}^2$

$v_{rd1} = 0.001 \cdot 0.30 \cdot 1.0 \cdot (1.2 + 40 \cdot 0.0021 + 0.15 \cdot 0.14) \cdot 1000 \cdot 965 = 393.61 \text{ kN/m}$

$V_{sd} = 265.65 \text{ kN/m} < v_{rd1} = 393.61 \text{ kN/m}$, διάτμηση OK

1.10. Έλεγχος απόκλισης δεξατένων μεθόδου και οπλισμού

(EC2 ENV1992-1-1:1993)

1.10.1. Έλεγχος τμήματος μπροστά $x = 3.600 \text{ m}$ το $x = 1.000 \text{ m}$

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 519.33 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 242.84 kNm/m

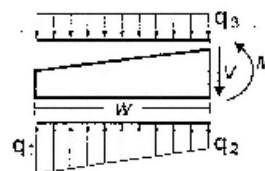
$q_1 = 0.176 \text{ N/mm}^2$, $q_2 = 0.115 \text{ N/mm}^2$, $w = 2.500 \text{ m}$

πίεση από (8)ο βάρος $q_3 = 0.025 \text{ N/mm}^2$

$M = 447.63 \text{ kNm/m}$, $V = 519.58 \text{ kN/m}$

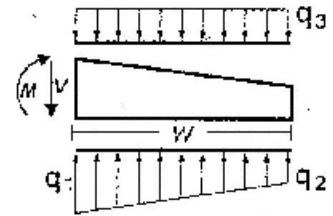
V σε απόσταση $h = 925 \text{ mm}$ από παρειά = 223.25 kN/m

$N_{sd} = 447.63 \text{ kN/m}$, $V_{sd} = 223.25 \text{ kN/m}$



1.10.2. Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-1.500$ m το $x=0.000$ m

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 614.33 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 242.84 kNm/m
 $q_1 = 0.097$ N/mm², $q_2 = 0.064$ N/mm², $w = 1.500$ m
 πίεση από επίκλιση και ίδιο βάρος $q_3 = 0.145$ N/mm²
 $M = -78.27$ kNm/m, $V = 96.13$ kN/m
 V σε απόσταση $h=925$ cm από παρειά = 42.32 kN/m
 $M_{sd} = -78.27$ k Nm/m, $V_{sd} = 42.32$ kN/m



1.10.3. Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=3.600$ m το $x=1.000$ m (με σεισμό)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 413.14 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 694.66 kNm/m
 $q_1 = 0.314$ N/mm², $q_2 = 0.008$ N/mm², $w = 2.600$ m
 πίεση από ίδιο βάρος $q_3 = 0.025$ N/mm²
 $M = 631.07$ kNm/m, $V = 352.89$ kN/m
 V σε απόσταση $h=925$ cm από παρειά = 318.25 kN/m
 $M_{sd} = 631.07$ k Nm/m, $V_{sd} = 318.25$ kN/m

1.10.4. Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-1.500$ m το $x=0.000$ m (με σεισμό)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 413.14 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 694.66 kNm/m
 $q_1 = 0.000$ N/mm², $q_2 = 0.000$ N/mm², $w = 1.500$ m
 πίεση από επίκλιση και ίδιο βάρος $q_3 = 0.145$ N/mm²
 $M = -163.12$ kNm/m, $V = 217.50$ kN/m
 V σε απόσταση $h=925$ cm από παρειά = 83.38 kN/m
 $M_{sd} = -163.12$ k Nm/m, $V_{sd} = 83.38$ kN/m

1.10.5. Έλεγχος πεδίου έναντι κάμψης

(EC2 ENV1992-1-1:1993, §4.3.1)

Σκευόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επιτόλιση οπλ.σφαι: C30π-75 mm
 $M_{sd} = 631.07$ kNm/m, $d = 919$ mm, $\lambda_c = 3.66$ $\lambda/d = 0.09$ $e_0/e_s = 1.9/20.0$ $k_s = 2.37$,
 $M_{sd} = -163.12$ kNm/m, $d = 919$ mm, $\lambda_c = 3.66$ $\lambda/d = 0.09$ $e_0/e_s = 1.9/20.0$ $k_s = 2.37$,
 Ελάχιστος οπλισμός $A_{s,req} = 0.5015bd$ ($A_s = 13.79$ cm²/m)
 Ελάχιστος οπλισμός $\phi 12/8.0$ (14.13cm²/m)

(§3, §4.1.3.3)
 $A_s = 16.30$ cm²
 $A_s = 4.14$ cm²
 (EC2 §5.4.3.2)

1.10.6. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

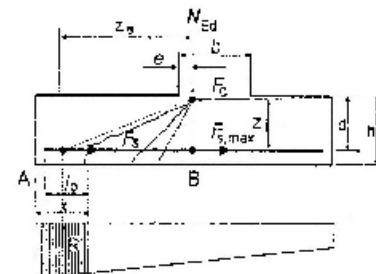
Οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 14/9.0$ (17.11cm²/m)
 Οπλισμός πεδίου άνω $\phi 12/8.0$ (14.13cm²/m)
 Δευτερεύον εγκάρσιος οπλισμός $\phi 12/30.0$ (3.77cm²/m)



1.10.7. Αγκύρωση οπλισμού πεδίου τοίχου

(EC2 ENV1992-1-1:1993, §5.2.3)

$x = z/2 = 0.500$ m, $R = 100C \alpha G. 314 \times 0.500 = 157.00$ kN/m
 $e = 3.15b = 0.150$ m $z_e = 2.500$ m, $\lambda_i = 0.900d = 0.827$ m
 $V_s = R \cdot z_e / z_i = 157.00 \times 2.500 / 0.827 = 474.55$ kN/m
 $A_s, req = V_s / f_{yk} = 1000 \times 474.55 / 435 = 1091$ mm²
 Βασικό μήκος αγκύρωσης (EC2 §§5.3, §§5.4)
 $l_b = (z/4) \cdot (f_{yk} / f_{bd}) = (14/4) \times (435 / 2.70) = 564$ mm
 $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk} \times 0.65 / \gamma_c) = 2.70$ MPa (EC2 §5.3.2.2)
 $l_b, req = l_b \cdot (A_s, req / A_s, prov) = 564 \times (1091 / 1711) = 360$ mm
 Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης (EC2 §5.2.3.4.1)
 $l_{bd} = 0.70 \times 360 = 252$ mm, $C_{30\pi} = 75$ mm $3 \cdot \phi = 42$ mm
 Ελάχιστο μήκος αγκύρωσης $l_b, min = \max(0.30l_b, 10\phi, 100$ mm) = 169mm
 Απαιτούμενο μήκος αγκύρωσης διαμήκους οπλισμού $l_{bd} = 260$ mm = C.250m
 $l_{bd} = 260$ mm \times ix-C30π = 425.00. Υπόλοιπο, επαρκές μήκος αγκύρωσης



1.10.8. Έλεγχος πεδίου σε διάτρηση-διάτρηση

(ΣΟ2 ΕΝ1992-1-1:1993, §4.2.2.3)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: Cnom=75 mm (Σ3, §4.1.3.3)

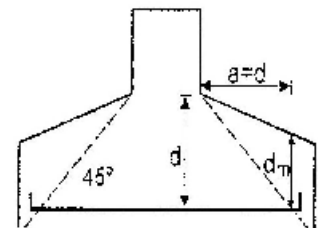
Έγκριση ανοχής χωρίς οπλισμό διάτρησης V_{rd1} (ΣΟ2 §4.3.4.5.1)

$$V_{rd1} = \tau_{rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho_1) \cdot b_w \cdot d, \quad \tau_{rd} = 0.30 \text{ N/mm}^2, \quad k = 1.0$$

$$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 1721 / (1000 \times 919) = 0.0019,$$

$$V_{rd1} = 0.0019 \times 0.30 \times 1.0 (1.2 + 40 \times 0.0019) \times 1000 \times 919 = 351.79 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd} = 310.25 \text{ kN/m} \leq V_{rd1} = 351.79 \text{ kN/m}, \text{ Έγκριση και διάτρηση OK}$$



1.11. Ποσμέτρηση υλικών

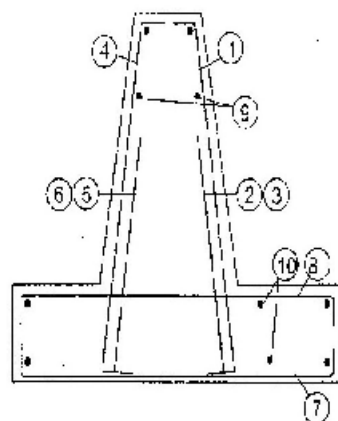
Σκυρόδεμα ανά μέτρο μήκους τοίχου	10.700 m ³ /m
Οπλισμός ανά μέτρο μήκους τοίχου	473.329 kg/m
Συνολικά σκυρόδεμα τοίχου	10.000x 10.700= 106.999 m ³
Συνολικός οπλισμός τοίχου	10.000x 473.329= 4733.290 kg

1.12. Κατάλογος οπλισμού

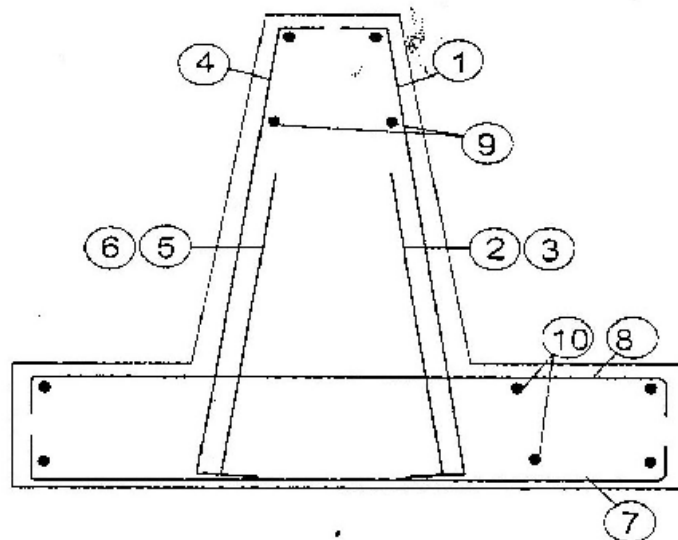
α/α	είδ.	οπλισμός [mm]	τεμμ.	∅	q/m [kg/m]	μήκος [m]	βάρος [kg]
1	①	200	65	20	2.470	9.270	1488.30
2	④	200	65	20	2.470	9.270	1488.30
3	⑨	10000	66	8	0.395	10.000	260.70
4	⑦	4940	111	14	1.210	4.940	663.49
5	⑧	4940	125	12	0.688	4.940	548.34
6	⑩	10000	32	12	0.888	10.000	284.16

Ολικό βάρος [kg]

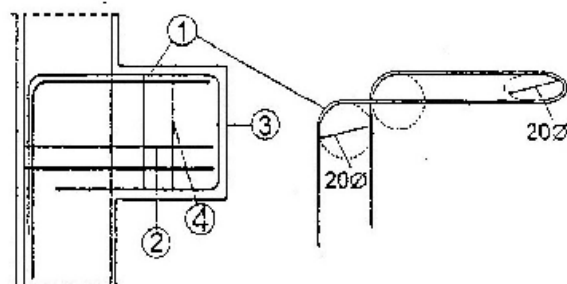
4733.29



Αρίθμηση οπλισμών
τοιχών
αντιστήριξης



Αρίθμηση οπλισμών
βραχέων προβάτων



ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

1. ΥΛΙΚΑ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	: C25/30
ΧΑΛΥΒΑΣ	: S500
Χάλυβας Συνδετήρων	: S500
Συντ. Ασφαλείας Σκυροδέματος	: $\gamma_c=1.50$
Συντ. Ασφαλείας Χάλυβα	: $\gamma_s=1.15$

2. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΙΧΟΥ

Βάρος Σκυροδέματος : 25.00 kN/m³
Γωνία εσωτερικής τριβής : 30

Γωνία τοίχου-εδάφους : 20

Γωνία πέλματος εδάφους : 45

Κλίση εδάφους : 0

Ειδικό βάρος εδάφους : 15 kN/m³

Επιτρεπόμενη τάση εδάφους : 150 kN/m²

Μόνιμο φορτίο στέψης : 2.00 kN/m

Κινητό φορτίο στέψης : 5.00 kN/m²

Συντ. μεταβλητής δράσης $\psi_2=0,5$

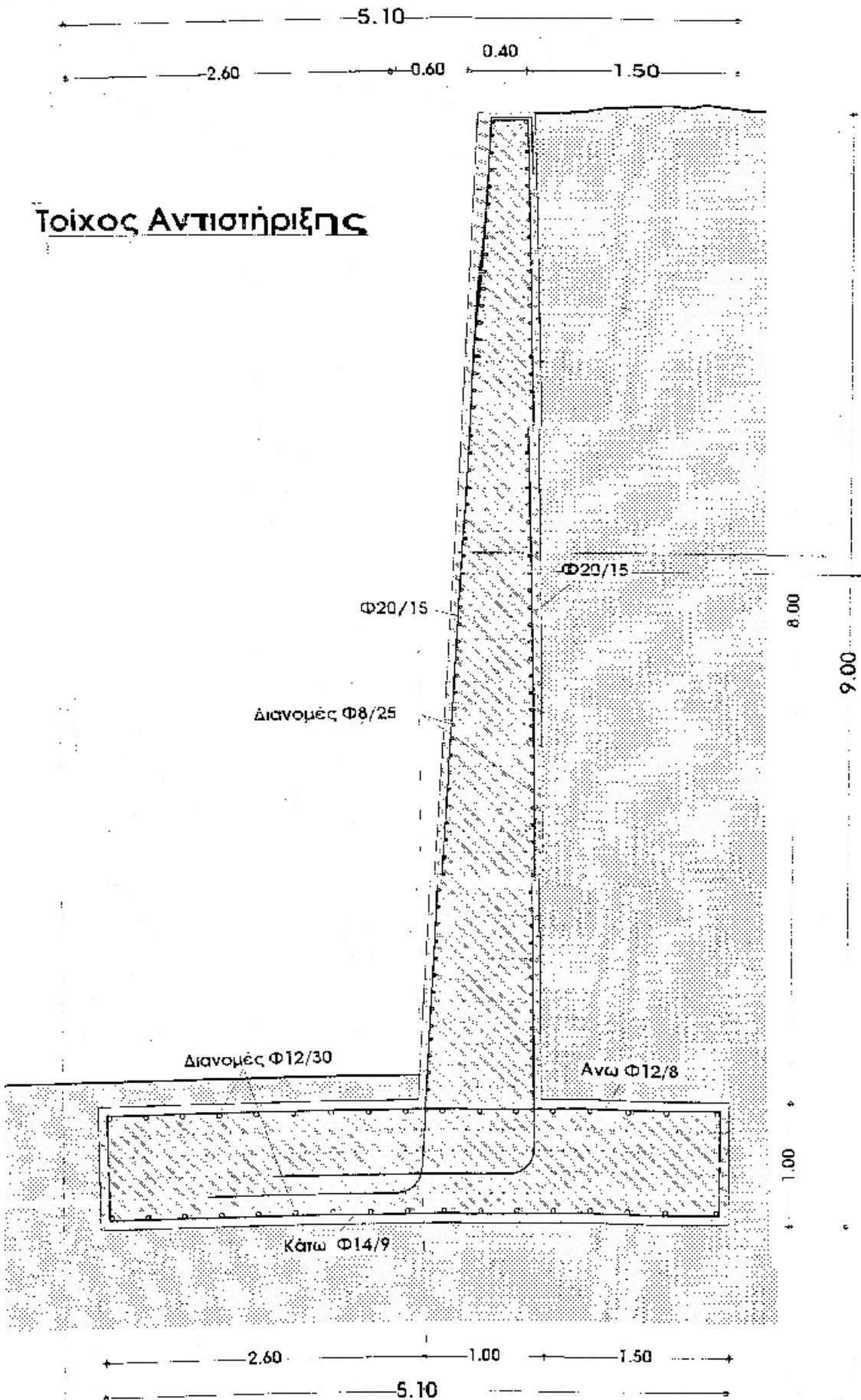
3. ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΑΝΤΙΣΤΡΟΦΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	: II
Σεισμική Επιτάχυνση Εδάφους	: 0.24
Συντελεστής Σπουδαιότητας	: 1.00
Σπουδαιότητα Κτηρίου	: Σ2
Κατηγορία Εδάφους	: B
Συντελεστής Σεισμικής Συμπεριφοράς	3.50
Συντελεστής Θεμελίωσης	: 1.00
Συντελεστής φασματικής Ενίσχυσης	: 2.50
Συντελεστής Συνδυασμού Δράσεων	: 0.60

4. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ	: ΦΕΚ 1329B/2000
ΤΕΧΝ. ΣΚΥΡ/ΤΟΣ	: ΦΕΚ315B/17-04/1997
ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ	: ΦΕΚ2184B/1999
	: ΦΕΚ423B/2001- ΦΕΚ 781/2003
ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	: ΦΕΚ-325A/45-ΦΕΚ-171A/46

Τοίχος Αντιστήριξης



Τοίχος Αντιστήριξης

Τύπος: Τοίχος μορφής προβάλου

Γενικά στοιχεία τοίχου:

Γωνία εσωτερικής τριβής	30°
Γωνία τοίχου - εδάφους	20°
Γωνία πέλματος - εδάφους	45°
Κλίση εδάφους	0°
Εξωτερικό βάρος εδάφους	18 kN/m ³
Επιπρεσσιζόμενη τάση εδάφ.	50 kN/m ²
Μόνιμο φορτίο στέψης	2 kN/m ²
Κινητό φορτίο στέψης	5 kN/m ²
Μόνιμο φορτίο παδά	0 kN/m ²
Κινητό φορτίο παδά	0 kN/m ²
Μόνιμο συγκεντρωμένο φορτίο τοίχου	0 kN
Κινητό συγκεντρωμένο φορτίο τοίχου	0 kN
Συντ. μεταβλητής όρασης ψ2:	0.6

Σκυρόδεμα: C20

Χάλυβας: S500

Γεωμετρικά στοιχεία:

Μήκος	S1 = 1.5
	S2 = 0
	S3 = 0.4
	S4 = 0.6
	S5 = 2.6
	SoL = 5.1
Ύψος	H = 9
Πάχος πέλματος	D1 = 1
Πάχος ιέλματος	D2 = 1
Επικάλυψη σπλισμών	d' = 0.075
Όγκος σκυροδέματος	V = 10.7 m ³ /μ.μ

Αποτελέσματα

Ενεργητική ώθηση $Ea = 201.4 \text{ kN}$
 Ροπή ανατροπής $Man = 913.98 \text{ kNm}$

Παθητική ώθηση $Ep = 50.73 \text{ kN}$
 Ροπή ευστάθειας $Meu = 1465.51 \text{ kNm}$

Ελεγχος θεμελιώσεως τοίχου

Φέρουσα ικανότητα εδάφους $R_{Nd} = 2678.75$

Αντοχή ολίσθησης πέλματος $R_{Vd} = 565.01$

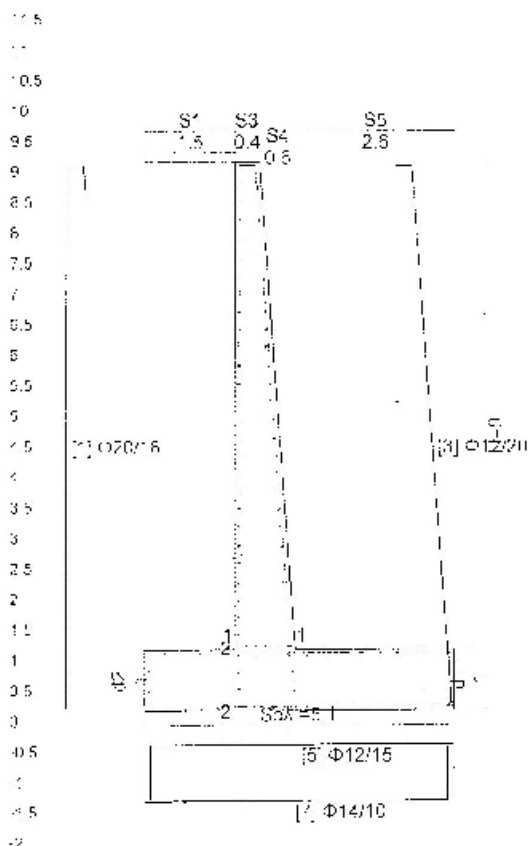
Συντελεστές ασφαλείας

Ανατροπής (Ha) = 1.8

Ολίσθησης (Hg) = 2.82

Εντατικά Μεγέθη - Οπλισμοί

$M11 = 698.75 \text{ kNm}$	$As11 = 18.77 \text{ cm}^2$	[1]-Φ20/15
$M22 = 102.28 \text{ kNm}$	$As22 = 7.54 \text{ cm}^2$	[5]-Φ12/15



=====

ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

=====

1. Γεωμετρικά Χαρακτηριστικά τοίχου.

Υψος τοίχου αντιστηριξης H=9.00
Πάχος πέλματος πεδίου εμπρός D1=1.00
Πάχος πέλματος πεδίου πίσω D2=1.00
Υψομετ. διαφορά άκρων πεδίου D3=0.00
Μήκος S1=1.50
Μήκος S2=0.00
Μήκος S3=0.40
Μήκος S4=0.60
Μήκος S5=2.60

2. Εδαφικά Χαρακτηριστικά.

Γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\varphi = 30.00$
Συνοχή εδάφους c =20.00
Γωνία τριβής τοίχου εδάφους $\delta\alpha = 20.00$
Γωνία τριβής πέλματος εδάφους $\delta w = 45.00$
Γωνία κλίσης εδάφους $\beta = 0.0$
Ειδικό βάρος γαιών $\gamma\xi = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Επιτρεπόμενη τάση εδάφους =50.00 kN/m²

3. Εξωτερικά Φορτία

Μόνιμο φορτίο στέψης τοίχου =2.00 kN/m
Κινητό φορτίο στέψης τοίχου =5.00 kN/m
Μόνιμο συγκεντρωμένο τοίχου =0.00 kN/m
Κινητό συγκεντρωμένο τοίχου =0.00 kN/m
Μόνιμο φορτίο πόδα τοίχου =0.00 kN/m
Κινητό φορτίο πόδα τοίχου =0.00 kN/m

4. Συντελεστές ασφαλείας φορτίων

Μόνιμα φορτία $\gamma g : 1.35$
Κινητά φορτία $\gamma q : 1.50$

5. Υλικά κατασκευής - Γενικά στοιχεία

Σκυροδέμα C:20
Χάλυβας S:500

6. Συντελεστές ασφαλείας υλικών

Σκυρόδεμα γ_c :1.50

Χάλυβας γ_s :1.15

7. Σεισμικά χαρακτηριστικά

Μειωτικός συντελεστής συμπερ. τοίχου q_w =1.50

Συντελεστής σεισμικής επικινδυνότητας α =0.24g

=====
=====
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΠΙΛΥΣΗΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
=====
=====

Για την επίλυση χρησιμοποιούνται οι παρακάτω κανονισμοί:
Ελληνικός Κανονισμός για την Μελέτη και Κατασκευή Έργων από
Ωπλισμένο Σκυρόδεμα.ΦΕΚ 1329β, 6-11-2000

Λαμβάνονται υπόψιν τα πρόσθετα σεισμικά φορτία
Αυτά λαμβάνονται με βάση τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό και
τις τροποποιήσεις του
Δές ΦΕΚ 2184β, 20-12-1999 & ΦΕΚ 423β, 12-04-2001

Οι συνδυασμοί φορτίσεων όπως ορίζονται από τους τους παραπάνω
κανονισμούς
Οι συντελεστές ασφαλείας όπως ορίζονται από τους παραπάνω
κανονισμούς
Τα φορτία με βάση τον κανονισμό φορτίσεων δομικών έργων, ΒΔ ΦΕΚ
325α, 31-12-1945

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ

Ιδιο Βάρος τοίχου = 267.50 kN

Ιδιο Βάρος γαιών = 155.25 kN

Μόνιμο φορτίο στέψης = 3.00 kN

Κινητό φορτίο στέψης = 7.50 kN

Υπολογίζεται η επιρροή της παθητικής ώθησης.

ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ ΣΤΟΝ ΤΟΙΧΟ

Γαίες τοίχου εμπρός =37.58 kN

Μόνιμο φορτίο εμπρός =0.00 kN

Κινητού φορτίο εμπρός =0.00 kN

ΠΑΘΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ =50.73 kN

Σεισμικοί Συντελεστές

Οριζόντιος συντελεστής $a_h=0.160$
Κατακόρυφος συντελεστής $a_v=0.072$
Γωνία κλίσης $\theta =9.782$

Στοιχεία αντισεισμικής επίλυσης: (NEAK Παρ. Δ)
Συντελεστής K_{ae} (με σεισμό) :0.450
Γωνία $Mononobe \alpha$ (με σεισμό) :51.290
Συντελεστής K_{ae} (χωρίς σεισμό):0.333
Γωνία $Mononobe \alpha$ (χωρίς σεισμό):60.000
Συντελεστής K_{pe} (χωρίς σεισμό):4.176

ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΠΑΡΕΙΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΛΟΓΩ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ
=====

ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΙΧΟΥ & ΓΑΙΩΝ

**Λόγω γαιών πίσω από τον τοίχο: Οριζόντια συνιστώσα =83.13 kN
**Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =3.21 kN
**Λόγω κινητού φορτίου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =8.03 kN

**Λόγω γαιών πίσω από τον τοίχο: Κατακόρυφη συνιστώσα =30.26 kN
**Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =1.17 kN
**Λόγω κινητού φορτίου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =2.92 kN

ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΑΡΕΙΑ Α-Α

**Λόγω γαιών πίσω από τον τοίχο: Οριζόντια συνιστώσα =136.69 kN
**Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =4.50 kN
**Λόγω κινητού φορτίου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =11.25 kN

**Λόγω γαιών πίσω από τον τοίχο: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN
**Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN
**Λόγω κινητού φορτίου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ =201.40 kN

ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΤΗΝ ΠΑΡΕΙΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ

ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΕΠΑΦΗΣ ΜΕΤΑΞΥ ΤΟΙΧΟΥ & ΓΑΙΩΝ

**Λόγω γαιών: Οριζόντια συνιστώσα =32.70 kN
**Λόγω μόνιμου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =1.26 kN
**Λόγω κινητού στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =3.16 kN

**Λόγω γαιών: Κατακόρυφη συνιστώσα =11.90 kN
**Λόγω μόνιμου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.46 kN

**Λόγω κινητού στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =1.15 kN

ΣΤΗΝ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΠΑΡΕΙΑ Α-Α

**Λόγω γαιών: Οριζόντια συνιστώσα =34.74 kN

**Λόγω μόνιμου στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =1.14 kN

**Λόγω κινητού στέψης: Οριζόντια συνιστώσα =2.86 kN

**Λόγω γαιών: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN

**Λόγω μόνιμου στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN

**Λόγω κινητού στέψης: Κατακόρυφη συνιστώσα =0.00 kN

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΗ ΩΘΗΣΗ =186.38 kN

*** ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΧΩΡΙΣ ΟΠΛΙΣΜΟ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ

=====

Έλεγχος αν το πλάτος του κορμού του τοίχου αντιστήριξης είναι επαρκές.

Ο έλεγχος γίνεται σύμφωνα με την Παρ.11.1 'Στοιχεία χωρίς Οπλισμό διάτμησης' ΕΚΩΣ-2000

Αντοχή σε τέμνουσα $V_{Rd1} = 399.69$ kN

Τέμνουσα σχεδιασμού $V_{Sd} = 207.48$ kN

Επιβαλλόμενη διάτμηση = 51.9% αντοχής

=====

=====

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ - ΕΙΔΙΚΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΚΟΤΗΤΑΣ

=====

=====

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

Έλεγχος με βάση την εξίσωση 6.15β του ΝΚΩΣ δηλ. $1.35 * G > 1.50 * Q$

ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΤΑ x: $173.73 > 0.00$

ΙΣΟΡΡΟΠΙΑ ΔΥΝΑΜΕΩΝ ΚΑΤΑ y: $563.51 > 0.00$

ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ

1. ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΜΟΝΟ

ΡΟΠΕΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΑΡΧΗ ΤΟΥ ΠΟΔΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ Ο

Λόγω I.B. τοίχου =777.13 kNm

Λόγω I.B. γαιών =675.34 kNm

Λόγω φορτίου στέψης $G=13.05$ kNm

Λόγω φορτίου στέψης $Q=32.63$ kNm

ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ =2027.379 kNm

ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ :ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΩΘΗΣΕΩΣ

Λόγω γαιών πίσω από τοίχο =0.00 kNm
Λόγω φορτίου στέψης G=0.00 kNm
Λόγω φορτίου στέψης Q=0.00 kNm
Λόγω παθητικής ώθησης γαιών =0.00 kNm
ΣΥΝΟΛΟ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ =0.00 kNm

ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ :ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ ΩΘΗΣΕΩΣ

Λόγω Ι.Β. τοίχου =410.06 kNm
Λόγω φορτίου στέψης G=20.25 kNm
Λόγω φορτίου στέψης Q=50.63 kNm
=====

ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ =656.86 kNm

=====

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ =3.086 = 2027.379 / (656.859 - 0.000)

ΡΟΠΕΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΩΣ ΠΡΟΣ ΤΗΝ ΑΡΧΗ ΤΟΥ ΠΟΔΑ ΤΟΥ ΤΟΙΧΟΥ Ο

Λόγω Ι.Β. Τοίχου =777.13 kNm
Λόγω Ι.Β. Γαιών =675.34 kNm
Λόγω φορτίου στέψης G =13.05 kNm

ΡΟΠΗ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ =1465.512 kNm

ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ :ΕΣΩΤΕΡΙΚΩΝ ΦΟΡΤΙΩΝ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

Λόγω Ι.Β. Τοίχου =124.34 kNm
Λόγω Ι.Β. Γαιών =108.05 kNm

ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ :ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Λόγω Γαιών πίσω από τοίχο =514.28 kNm
Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης =25.40 kNm
Λόγω κινητού φορτίου στέψης =63.49 kNm
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ =603.17 kNm

ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ :ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Λόγω Γαιών πίσω από τοίχο =0.00 kNm
Λόγω μόνιμου φορτίου στέψης =0.00 kNm
Λόγω κινητού φορτίου στέψης =0.00 kNm
ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ=0.00 kNm

ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ =813.98 kNm

=====

ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ =1.800 = 1465.512 / (813.975 - 0.000)

ΕΛΕΓΧΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΠΕΔΙΛΟΥ ΤΟΙΧΟΥ

Ο έλεγχος της αντοχής του εδάφους γίνεται με την μέθοδο της Φέρουσας Ικανότητας

Σύμφωνα με την παράγραφο Ζ.4 ΕΑΚ 2000

Συντελεστές υπολογισμού Φέρουσας Ικανότητας

Συντελεστής εδάφους $N_q = 18.40$

Συντελεστής εδάφους $N_c = 30.14$

Συντελεστής εδάφους $N_\gamma = 20.09$

Συντελεστής σχήματος $k_q = 1.53$

Συντελεστής σχήματος $k_c = 1.56$

Συντελεστής σχήματος $k_\gamma = 0.72$

Συντελεστής κλίσης φορτίου $i_q = 0.52$

Συντελεστής κλίσης φορτίου $i_c = 0.50$

Συντελεστής κλίσης φορτίου $i_\gamma = 0.38$

Εκκεντρότητα φορτίου $e = 0.20$

Φέρουσα Ικανότητα εδάφους $R_{Nd} = 2678.75 \text{ kN}$

Αξονική Δύναμη Σχεδιασμού $N_{sd} = 586.01 \text{ kN}$

Αντοχή ολίσθησης πέλματος τοίχου $R_{Vd} = 586.01 \text{ kN}$

Τέμνουσα δύναμη σχεδιασμού $V_{sd} = 207.48 \text{ kN}$

*** ΟΠΛΙΣΜΟΙ - ΡΟΠΕΣ ΣΤΙΣ ΑΝΑΓΚΑΙΕΣ ΘΕΣΕΙΣ

=====

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΟΡΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ - θέση 1-1

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Ωθησης Γαιών $= 221.69$

Μόνιμο Φορτίο Στέψης $G = 12.85$

Κινητό Φορτίο Στέψης $Q = 32.13$
=====

Συνολική Ροπή $= 364.83 \text{ kNm}$

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Για τα φορτία που βρίσκονται σε επαφή με τον τοίχο

Λόγω γαιών $= 308.89$

Μόνιμο Στέψης $= 17.91$

Κινητό Στέψης $= 44.77$

Προστίθενται: Σεισμός Ι.Β. Τοίχου $= 171.20$

Προστίθενται: Σεισμός Ι.Β. Γαιών =99.36

Συνολική Ροπή =698.75 kNm

Σίδερο [1]

Απαιτούμενος κατακόρυφος οπλισμός =16.77cm²

=====
Τοποθετούνται : Φ20/18 (17.45cm²)

Σίδερο [2]

=====
Απαιτούμενος οριζόντιος οπλισμός =10.00cm²

Τοποθετούνται : Φ14/15 (10.26cm²)

Σίδερα [3] & [4]

=====
Οπλισμός εμπρός πλευράς τοίχου αντιστήριξης

Τοποθετούμενος οπλισμός = 20% Κύριου οπλισμού

Εσχάρα: Φ12/20 (5.65cm²)

ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΠΕΛΜΑΤΟΣ - θέση 2-2

ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Ι.Β. Πέλματος =28.13

Ι.Β. Γαιών Πίσω =116.44

Κατ. Συν. Ωθησης Γαιών =0.00

Κινητό Φορτίο Στέψης =5.63

Μόνιμο Φορτίο Στέψης =2.25

Πέδιλο Τοίχου: Μέγιστη τάση =105.16

Πέδιλο Τοίχου: Ελάχιστη τάση =64.75

Λόγω αντίδρασης εδάφους: M26 = -77.30

**Συνολική Ροπή: =102.28kNm

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Ωθηση γαιών =0.00

Μόνιμο Στέψης =0.00

Κινητό Στέψης =5.63

Κατ. Σεισμός ΙΒ τοίχου =14.45

Κατ. Σεισμός ΙΒ γαιών =8.38

Συνολική Ροπή =96.06 kNm

Σίδερο [5]

=====
Απαιτούμενος οπλισμός άνω πέλματος=7.54cm²

Τοποθετούνται : Φ12/15 (7.54cm²)

Σίδερο [6]

=====

Διανομές οπλισμού άνω πέλματος =5.24cm²
Τοποθετούνται : Φ12/20 (5.65cm²)

Σίδερα [7] & [8]

=====

Απαιτούμενη εσχάρα κάτω πέλματος =15.00cm²
Εσχάρα : Φ14/10 (15.39cm²)

@TABLE h=2 t="ΠΙΝΑΚΑΣ ΟΠΛΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ"

A/A;ΑΡΙΘΜΟΣ;ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ;ΜΗΚΟΣ;ΒΑΡΟΣ

[-];[/];[mm];[m];kg

1;6;20;8.95;132.43

2;60;14;1.00;72.50

3;5;12;1.00;36.72

4;42;12;1.00;37.29

5;7;12;6.95;43.19

6;26;12;1.00;23.08

7;10;14;6.95;83.98

8;51;14;1.00;12.08

@eot

=====

ΠΡΟΜΕΤΡΗΣΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

=====

ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΟΥ Vt = 5.60 m³/μ.μ

ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΠΕΔΙΛΟΥ Vp = 5.10 m³/μ.μ

ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ Vol = 10.70 m³/μ.μ

ΒΑΡΟΣ ΣΙΔΗΡΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ = 278.95 kg/μ.μ

ΒΑΡΟΣ ΣΙΔΗΡΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΕΛΜΑΤΟΣ = 162.34 kg/μ.μ

ΒΑΡΟΣ ΣΙΔΗΡΟΥ ΟΠΛΙΣΜΟΥ G = 441.29 kg/μ.μ

ΑΝΑΛΟΓΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ / ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ = 41.24 kg/m³
