

ΑΝΩΤΑΤΟ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Α.Τ.Ε.Ι.) ΠΑΤΡΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ
ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ
ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ
ΣΥΜΦΩΝΑ
ΜΕ ΤΟΝ ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟ
Ε.Α.Κ. 2000/2003**

ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ-ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:

Δρ. Διονυσία-Πηνελόπη Ν. Κοντονή
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός
Αν. Καθηγήτρια Α.Τ.Ε.Ι. Πάτρας

ΣΠΟΥΔΑΣΤΡΙΕΣ:

Μάρκου Ελεάνα
Μπαρούνη Σοφία

ΠΑΤΡΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ 2007

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Αισθανόμαστε την υποχρέωση να ευχαριστήσουμε την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας Δρ. Λιονυσία-Πηνελόπη Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, Αν. Καθηγήτρια Α.Τ.Ε.Ι. Πάτρας, για την πολύτιμή βοήθεια και συνεχή καθοδήγησή της καθώς και για τον πολύ χρόνο που δαπάνησε δίπλα μας καθ'όλη τη διάρκεια εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας.

Επίσης ευχαριστούμε τον Δρ. Αλέξιο-Λουκά Σπαθή Δρ. Πολιτικό Μηχανικό, Εργ. Συνεργάτη Α.Τ.Ε.Ι. Πάτρας για την βοήθεια του στην χρήση του επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ και τις συμβουλές του.

Πάτρα, Ιούνιος 2007

*Μάρκου Π. Ελεάνα
Μπαρούνη Π. Σοφία*

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει τον Υπολογισμό Τοίχων Αντιστήριξης Βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυροδέματος με τη χρήση Η/Υ σύμφωνα με τον Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό ΕΑΚ 2000/2003 και τον Ελληνικό Κανονισμό Οπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ 2000/2003. Πραγματοποιούνται εφαρμογές που περιλαμβάνουν τον πλήρη υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης Βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυροδέματος υπό στατική και σεισμική φόρτιση. Ο υπολογισμός (επίλυση-διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης πραγματοποιείται: α) χωρίς την χρήση Η/Υ για λόγους σύγκρισης β) με τη χρήση επαγγελματικών προγραμμάτων Η/Υ.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iii
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	3
3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	14
4. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	40
5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ Η/Υ	48
6. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ Η/Υ.....	51
7. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ Η/Υ.....	338
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	351
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	352

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Γενικά

Τα τελευταία χρόνια η εξέλιξη και η εξάπλωση των ηλεκτρονικών υπολογιστών καθώς και η δυνατότητα ανάπτυξης που παρείχαν σε πολλούς τομείς, έκαναν τους υπολογιστές ένα απαραίτητα μέσο Τεχνολογικής ανόδου αλλά και επίλυσης προβλημάτων που από καιρό απασχολούσαν τον μηχανικό.

Ενας από τους τομείς της ειδικότητας του Πολιτικού Έργων Υποδομής όπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (Η/Υ) είναι ο υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης, έργου ιδιαίτερα σημαντικού. Έτσι κρίνεται ενδιαφέρουσα η συγγραφή αυτής της πτυχιακής εργασίας, η οποία περιλαμβάνει τον υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και οπλισμένου σκυροδέματος με Η/Υ.

Ο μελετητής-μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί, με βάση την επιστημονική του εκτίμηση. Απαιτείται επομένως πολύ καλή γνώση του υπολογισμού (επίλυση και διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης που προϋποθέτει βαθιά γνώση της Στατικής, της Εδαφομηχανικής της διαστασιολόγησης φορέων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, των Τεχνικών Έργων Υποδομής, καθώς και των ισχυόντων κανονισμών.

1.2 Παρούσα Πτυχιακή Εργασία

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει τον Υπολογισμό Τοίχων Αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυροδέματος με Η/Υ σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντσεισμικό Κανονισμό Ε.Α.Κ 2000/2003. Πραγματοποιούνται εφαρμογές που περιλαμβάνουν τον πλήρη υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας υπό στατική και σεισμική φόρτιση. Ο υπολογισμός (επίλυση-διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας πραγματοποιείται: α) χωρίς την χρήση Η/Υ για λόγους σύγκρισης, β) με τη χρήση επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ.

Ειδικότερα στο κεφάλαιο 2 "Τοίχοι Αντιστήριξης" γίνεται μια γενική περιγραφή των διαφόρων μορφών τοίχων αντιστήριξης, καθώς και των παραμέτρων που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη για το σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης.

Στο κεφάλαιο 3 "Υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης" δίνεται το απαραίτητο θεωρητικό υπόβαθρο για τον υπολογισμό των τοίχων αντιστήριξης και περιλαμβάνει τις ενότητες: Παραδοχές, Υπολογισμός ωθήσεων γαιών, Επίδραση φορτίων, Σεισμική δράση και Ελεγκοί Ευστάθειας.

Στο κεφάλαιο 4 "Τοίχοι Αντιστήριξης από Οπλισμένο Σκυρόδεμα" δίνεται το απαραίτητο θεωρητικό υπόβαθρο για τη διαστασιολόγηση των τοίχων αντιστήριξης, καθώς και διάταξη οπλισμών.

Στο κεφάλαιο 5 "Υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης με Η/Υ" παρουσιάζονται προγράμματα Η/Υ για την επίλυση τοίχων αντιστήριξης,

καθώς και παράγοντες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον υπολογισμό με Η/Υ.

Στο κεφάλαιο 6 "Εφαρμογές: υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και οπλισμένου σκυροδέματος" δίνεται ο υπολογισμός τοίχων με το πρόγραμμα «BETONexpress της RUNET (c)» καθώς και η λύση τριών εφαρμογών με το χέρι για λόγους σύγκρισης.

Στο κεφάλαιο 7 "Παραμετρική μελέτη τοίχων αντιστήριξης με Η/Υ" παρουσιάζονται ενδιαφέρουσες παραμετρικές μελέτες με Η/Υ για όλους τους τοίχους αντιστήριξης από τις οποίες εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα.

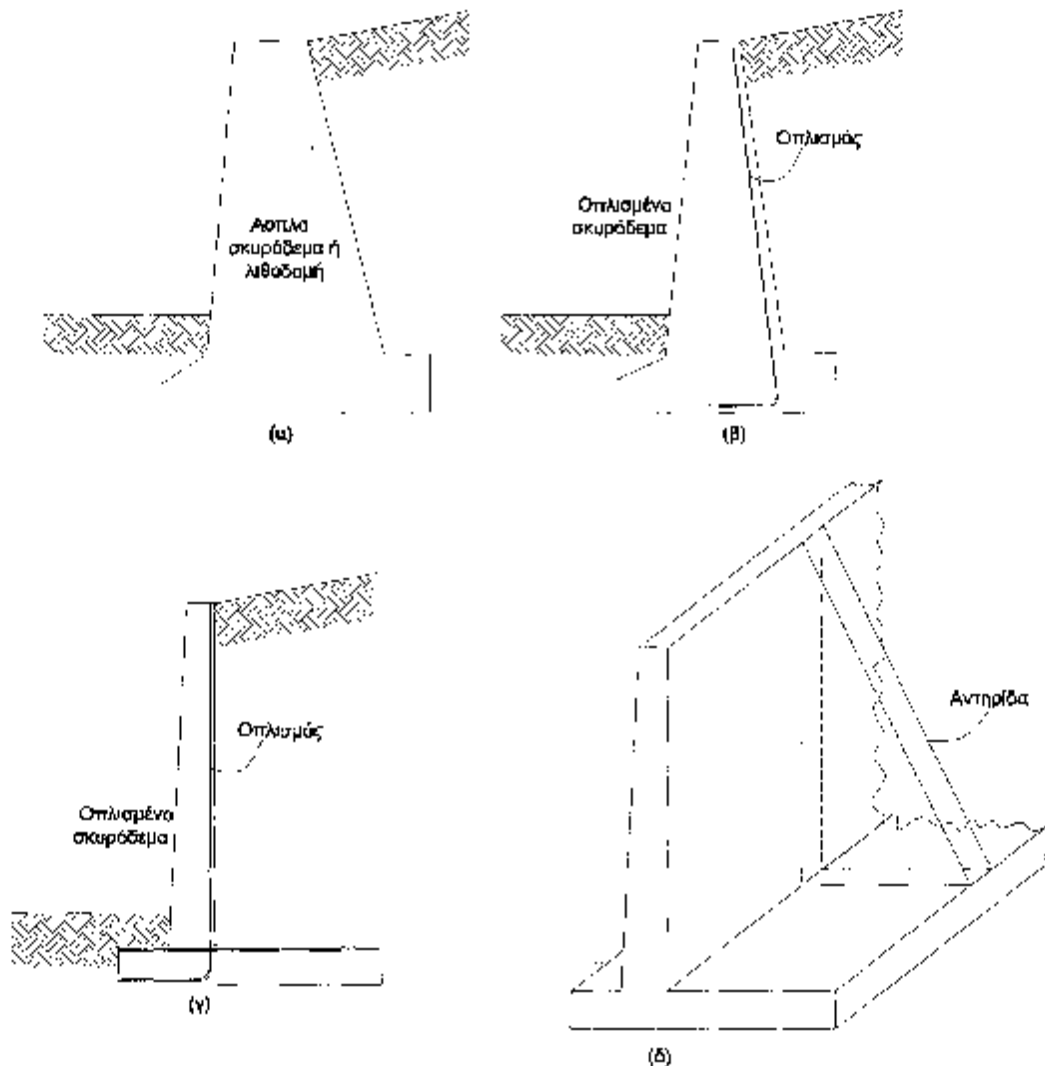
Στο κεφάλαιο 8 παρουσιάζονται τα Συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα πτυχιακή εργασία.

Τέλος ακολουθεί η Βιβλιογραφία.

2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 Γενικά

Ως τοίχος αντιστήριξης ορίζεται εκείνη η κατασκευή, κύριος σκοπός της οποίας είναι να παρέχει πλευρική υποστήριξη σε σχεδόν κάθετης κλίσης γαίες ή και σε άλλο υλικό. Σε κάποιες ειδικές –αλλά όχι ασυνήθιστες– περιπτώσεις οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να έχουν και το ρόλο της ανάληψης καθέτων φορτίων (π.χ. ακρόβαθρα γεφυρών, τοιχεία υπογείου κλπ). Στο παρακάτω σχήμα 2.1 φαίνονται κάποιες από τις συνηθέστερες μορφές που έχουν οι τοίχοι αντιστήριξης. Η εκλογή κάποιας από αυτές τις μορφές εξαρτάται από πολλούς παράγοντες, όπως οι εδαφικές συνθήκες, οι κατασκευαστικές μέθοδοι, αισθητικές απαιτήσεις, οικονομικές απαιτήσεις κλπ.



Σχήμα 2.1 Μορφή τοίχων αντιστήριξης (α)Τοίχος βαρύτητας (β) Τοίχος ημιβαρύτητας (γ)Τοίχος-πρόβολος (δ) Αντηριδωτός τοίχος.

Οι συνηθέστερες μορφές τοίχων είναι:

(α) *Τοίχοι βαρύτητας*. Κατασκευάζονται συνήθως από άοπλο σκυρόδεμα ή τοιχοποιία. Βασίζονται στα ίδια βάρος τους προκειμένου να σταθεροποιηθούν τα εδάφη. Αυτός ο τύπος τοίχων συνηθίζεται για χαμηλά ύψη, αφού για μεγάλα ύψη είναι μάλλον ανηθικονομικοί.

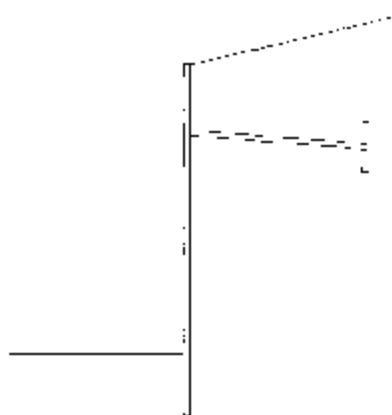
(β) *Τοίχοι ημιβαρύτητας*. Σε πολλές περιπτώσεις συνηθίζεται να τοποθετείται ένα ελάχιστο ποσοστό οπλισμού σε τοίχους βαρύτητας, πετυχαίνοντας έτσι να μειωθούν οι διαστάσεις του. Τέτοιοι τοίχοι ονομάζονται τοίχοι ημιβαρύτητας.

(γ) *Τοίχοι πρόβολοι*. Είναι οι τοίχοι που κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελούνται από δύο λεπτά μέρη. Τον κατακόρυφο πρόβολο (στέψης) και τον οριζόντιο (πλάκα βάσης). Αυτή η μορφή τοίχων είναι οικονομική για αντιστήριξη εδαφών μεχρι οκτώ μέτρων ύψους.

(δ) *Αντηριδωτοί τοίχοι*. Πράκειται ουσιαστικά για τοίχους προβόλους με τη διαφορά πως ανά διαστήματα τοποθετούνται λεπτές κατακόρυφες πλάκες σκυροδέματος που ονομάζονται αντηρίδες και ενώνουν τη στέψη με την πλάκα βάσης. Στόχος των αντηρίδων είναι η μείωση των τεμνουσών δυνάμεων και των ροπών κάμψης.

Στους τοίχους αντιστήριξης συνηθίζεται η κατασκευή στραγγιστηρίων ώστε να υποβιβάζεται ο φρεάτιος ορίζοντας πίσω από τον τοίχο και να εξουδετερώνονται έτσι οι δυνάμεις λόγω υδροστατικής πίεσης. Πάντως μπορούν κάλλιστα να αναλάβουν και την υδροστατική πίεση, με αύξηση βέβαια του κόστους λόγω μεγαλύτερων ωθήσεων. Πάντως και κυρίως για οπλισμένους τοίχους η παρουσία νερού βλάπτει τον τοίχο και μακροπρόθεσμα (σκούριασμα του χάλυβα).

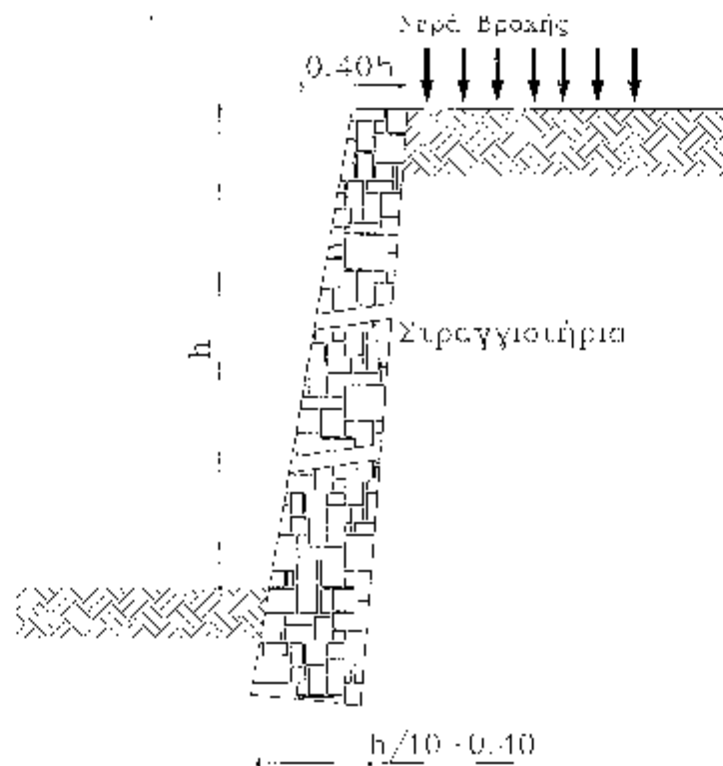
Στο παρακάτω σχήμα 2.2 φαίνεται και ένα άλλος τρόπος αντιστήριξης. Πρόκειται για τους λεπτούς τοίχους. Σε αυτή την εργασία δεν θα ασχοληθούμε με τέτοιους τοίχους. Αναφέρεται πάντως πως το πλεονέκτημά τους είναι πως επιτρέπουν τη δημιουργία ορύγματος ακόμα και όταν ο διαθέσιμος χώρος εργασίας είναι πολύ περιορισμένος, αφού μπορούν να κατασκευαστούν από την επιφάνεια του εδάφους (π.χ. με έμπηξη) χωρίς τη δημιουργία κεκλιμένων πρηνών εκσκαφής. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι πασσαλότοιχοι, που είναι εύκαμπτη κατασκευή καθώς και οι πασσαλότοιχοι και τα λεπτά διαφράγματα που είναι δύσκαμπτες κατασκευές. Σημειώνεται πως πολλές φορές, οι λεπτοί τοίχοι αντιστήριξης συνοδεύονται με αγκύρωση, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.2 Λεπτότοιχοι τοίχοι αντιστήριξης.

Οι τοίχοι αντιστήριξης εκτός από τις κατηγορίες που αναφέρθηκαν προηγουμένως, χωρίζονται ανάλογα με το υλικό και τον τρόπο κατασκευής τους στις παρακάτω κατηγορίες:

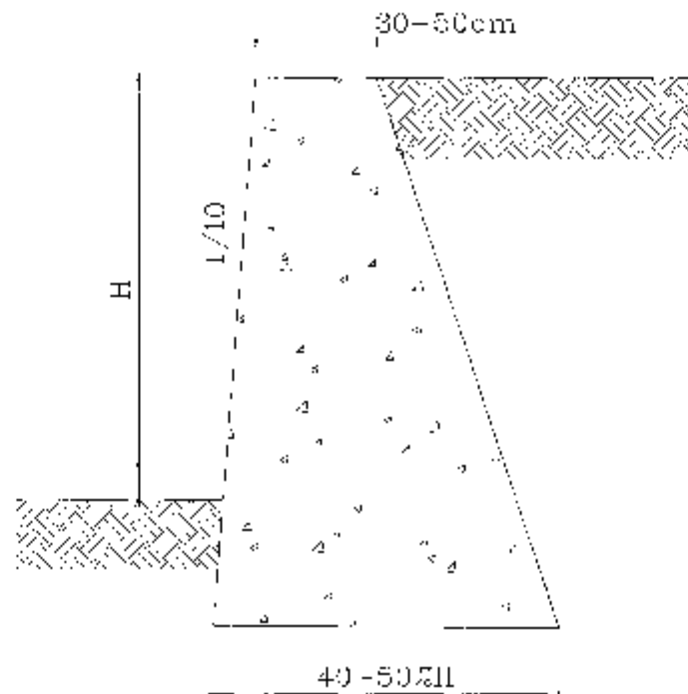
- Τοίχοι από λιθοδομή. Πρόκειται για τον συνηθέστερο τρόπο κατασκευής που υπήρχε μέχρι την εμφάνιση του σκυροδέματος. Σήμερα αυτός ο τρόπος κατασκευής είναι μάλλον σπάνιος. Χρησιμοποιείται για έργα όπου το απαιτούμενο ύψος του τοίχου είναι μικρό (3-4m) και όπου η χρήση σκυροδέματος είναι απαγορευτική (π.χ. αισθητικοί λόγοι). Τοίχοι από λιθοδομή κατασκευάζονται για μεγάλο ύψος, όταν το έδαφος είναι βραχώδες και κύριος ρόλος της κατασκευής είναι η προστασία από πτώση χοντρών χαλικιών και από επιφανειακή διάβρωση. Τότε κατασκευάζεται ουσιαστικά μια κεκλιμένη επένδυση, από την οποία πρέπει να διασφαλίζεται η κυκλοφορία του νερού ώστε η λιθοδομή να μην δέχεται υδροστατικές πιέσεις. Ωστόσο πρέπει να εμποδίζεται η είσοδος νερού (π.χ. λόγω βροχής) στο εσωτερικό του τοίχου με σφράγιση των ρωγμών της επιφάνειας και να προβλέπονται στραγγιστήρια για να απομακρύνεται το νερό που φθάνει πίσω από τον τοίχο. Στο παρακάτω σχήμα φαίνεται ένας τέτοιος τοίχος.



Σχήμα 2.3 Τοίχος αντιστήριξης από λιθοδομή

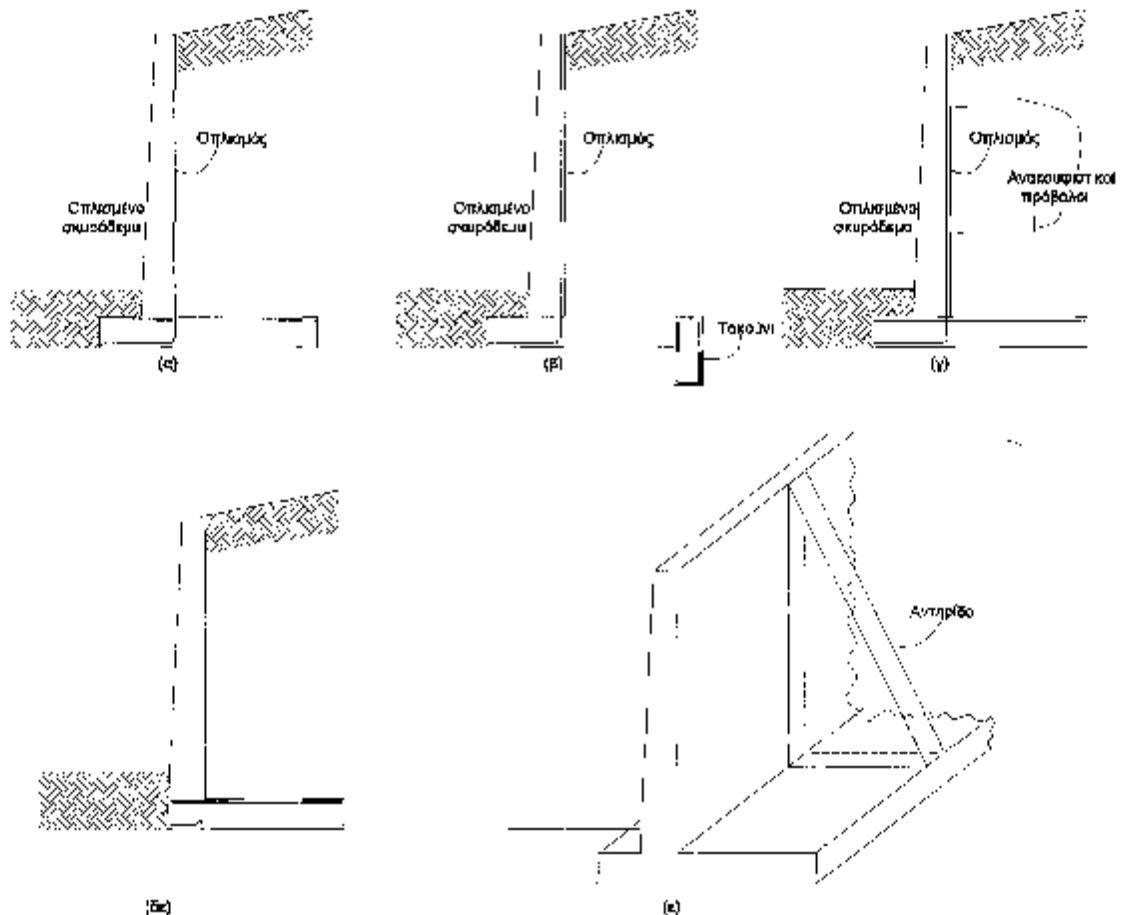
- Τοίχοι από άοπλο σκυρόδεμα. Πρόκειται για τοίχους που το υλικό από το οποίο έχουν κατασκευαστεί είναι το (άοπλο) σκυρόδεμα. Εφαρμόζονται συνήθως σε τοίχους βαρύτητας και (παλιότερα) σε μεσόβαθρα μικρών γεφυρών. Η μορφή τους κατά το πλείστον είναι τραπεζοειδής. Η στέψη τους έχει πάχος γύρω στα 30 με 50cm, ενώ το πάχος της βάσης τους

κυμαίνεται στο 40 με 50% του ύψους H . Η απαραίτητη κλίση που πρέπει να έχει ο τοίχος (ώστε από τη στέψη να φτάσουμε στο πάχος της βάσης) δίνεται εν μέρει από την εξωτερική πλευρά (αλλά για αισθητικούς λόγους μόνο μικρή κλίση π.χ. 1/10) ενώ η υπόλοιπη απαραίτητη κλίση συμπληρώνεται από την εσωτερική πλευρά. Πάντως μπορεί η μια πλευρά να είναι κατακόρυφη για απλοποίηση του ξυλοτύπου και όλη η κλίση να δοθεί από την άλλη πλευρά του τοίχου.



Σχήμα 2.4 Τοίχος άοπλου σκυροδέματος.

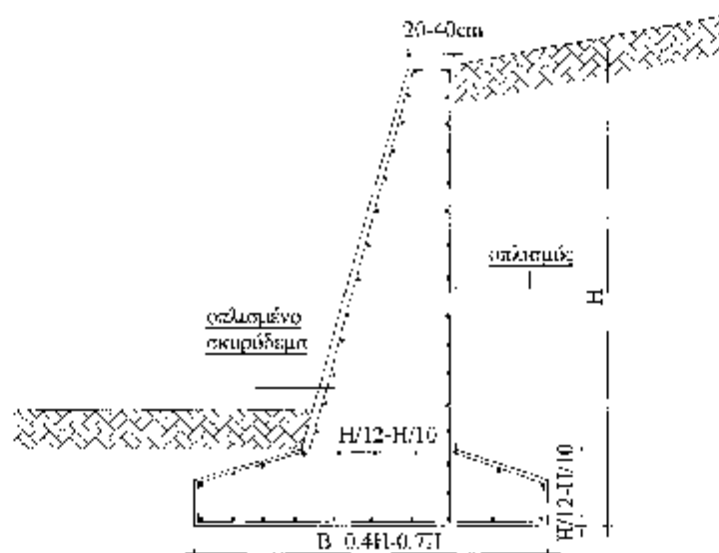
- Τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για τον πλέον δημοφιλή τρόπο κατασκευής τοίχων. Εφαρμόζεται τόσο για μικρά σχετικά ύψη (2-3m) όσο και για μεγαλύτερα. (Για ύψη πάνω από 7.0m χρησιμοποιούνται συνήθως αντηριδωτοί τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος). Οι παραλλαγές πάνω στη μορφή τέτοιων τοίχων είναι πολλές. Στο παρακάτω σχήμα 2.5 φαίνονται κάποιες τέτοιες μορφές τοίχων αντιστήριξης.



Σχήμα 2.5 Μορφές οπλισμένων τοίχων αντιστήριξης. (α) Τοίχος «Τ». (β) Τοίχος με τακούνι (γ) Τοίχος με ανακουφιστικούς προβόλους. (δ) Τοίχος «L». (ε) Τοίχος αντηριδωτός.

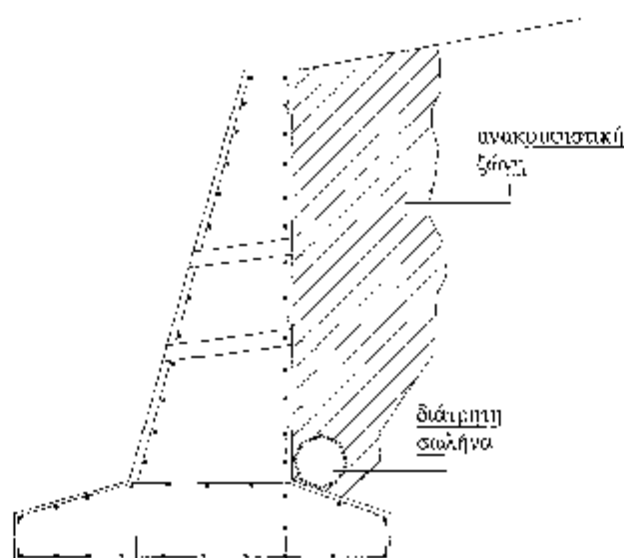
Το μεγάλο πλεονέκτημα αυτών των τοίχων είναι ότι επιτρέπουν την κατασκευή λεπτών στοιχείων που εκμεταλλεύονται το βάρος των ούτως ή άλλως υφιστάμενων γαιών. Τα πάχη των στοιχείων καθορίζονται από τις ανάγκες όπλισης (διαστασιολόγηση διατομών) ενώ οι διαστάσεις τους από τους ελέγχους λόγω των επιδρυσών δυνάμεων. Στο πιο κάτω σχήμα 2.6 φαίνονται και οι συνήθειες διαστάσεις που έχει ένας τυπικός τοίχος αυτής της μορφής. Συγκεκριμένα φαίνεται το ελάχιστο πάχος της στέψης, το οποίο καθορίζεται από την ανάγκη να περνάει εύκολα το σκυρόδεμα ανάμεσα από τον οπλισμό και κυμαίνεται στα 20 με 30cm τουλάχιστον, ενώ ο κατακόρυφος πρόβολος μπορεί να γίνει κεκλιμένος ώστε στη βάση του να φτάσουμε στο επιθυμητό από τη διαστασιολόγηση πάχος. Το μήκος της βάσης του κυμαίνεται στο 40 με 70% του ύψους H, ανάλογα με την περίπτωση. Κατά την κατασκευή φτιάχνεται αρχικά το πέλδιλο και αφήνονται οι αναμονές του κατακόρυφου προβόλου. Είναι γενικά προτιμότερο να μην γίνεται μάτιση των ραβδών στον κόμβο, αλλά να αφήνονται αναμονές σε όλο το ύψος του κατακόρυφου προβόλου. Αν ωστόσο το ποσοστό οπλισμού κρίνεται υπερβολικό, μπορεί ένα μέρος του να τερματίζεται στο 1/3 του ύψους. Το πάχος των αντηρίδων, όταν υπάρχουν, πρέπει να είναι τουλάχιστον 20cm. Η αντηρίδα λειτουργεί ουσιαστικά σαν δοκός πλάκας που δέχεται φορτία τις ωθήσεις των γαιών στα μεσοδιαστήματα με τις γειτονικές αντηρίδες. Ο

κατακόρυφος πρόβολος διαστασιοποιείται σαν τριέριστη πλάκα. Κατά διαστήματα (π.χ. 10 με 12m) τοποθετούνται αρμοί, οι οποίοι συνήθως τοποθετούνται σε ίδια διαστήματα ανάμεσα στις αντηρίδες.



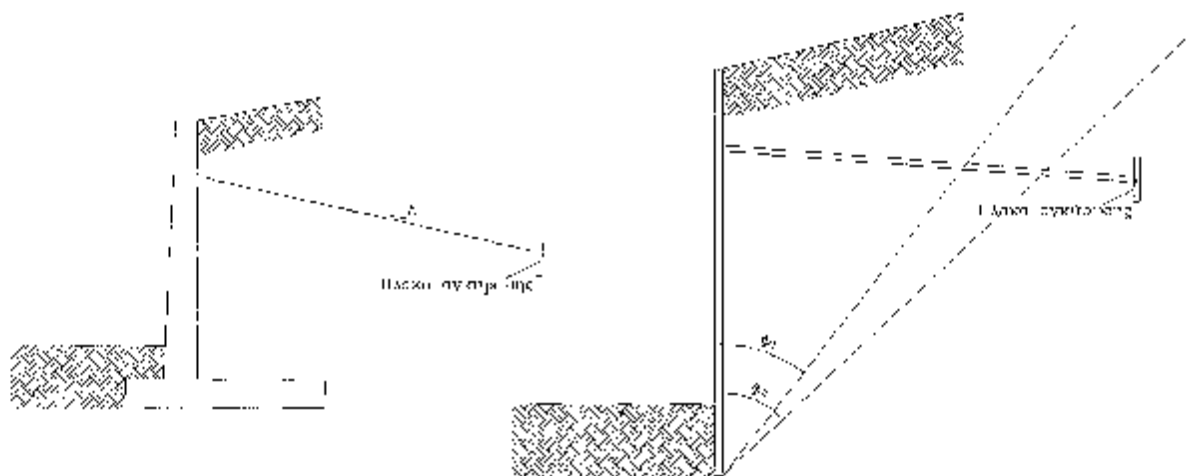
Σχήμα 2.6 Συνήθεις διαστάσεις τοίχου αντιστήριξης

Όταν ο τοίχος δέχεται και υδροστατικές δυνάμεις, τότε μπορεί να κατασκευαστεί και ειδικό αποστραγγιστικό σύστημα που να προκαλεί τοπική πτώση του υδάτινου οριζοντα, ανακουφίζοντας έτσι τον τοίχο. Το σύστημα αυτό αποτελείται συνήθως από οπές που διώχνουν το νερό από το εσωτερικό του τοίχου, από μια ανακουφιστική ζώνη κροκάλας πίσω από τον τοίχο και από μια στρώση γεωφάσματος με διάτρητη σωλήνα. Στο παρακάτω σχήμα 2.7 φαίνονται και σχηματικά τα παραπάνω αναφερθέντα.



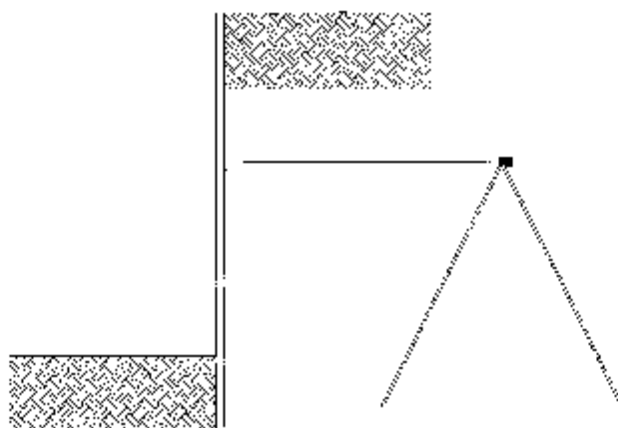
Σχήμα 2.7 Αποστραγγιστικό σύστημα τοίχου αντιστήριξης

- Τοίχοι από προεντεταμένο σκυρόδεμα. Είναι οι τοίχοι που έχουν κατασκευαστεί από προεντεταμένο σκυρόδεμα. Η χρήση τους είναι μάλλον σπάνια, αφού η λύση του οπλισμένου (με χαλαρό οπλισμό) σκυροδέματος δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα. Εφαρμόζεται συνήθως σε περιπτώσεις υφιστάμενων τοίχων όπου για κάποιο λόγο οι διατομές τους δεν επαρκούν. Με τα καλώδια προέντασης δημιουργούμε ένα νέο σύστημα δυνάμεων, που επιτρέπουν την ισορροπία του τοίχου.
- Τοίχοι με προεντεταμένη αγκύρωση. Η τεχνική της αγκύρωσης είναι γνωστή από πολύ παλιά, αλλά περιορίζονταν απλώς στη μεταβίβαση μικρών εφελκυστικών δυνάμεων σε συμπαγή υλικά. Με την εισαγωγή όμως των προεντεταμένων αγκυρώσεων δόθηκε μεγάλη ώθηση στην εφαρμογή τους, αφού έδωσαν πρακτικά λύσεις σε σχεδόν άλυτα μέχρι τότε προβλήματα αντιστήριξης. Κι αυτό γιατί με την προένταση ο μελετητής καθορίζει κατά βούληση το μέγεθος της προέντασης πετυχαίνοντας έτσι την εντατική κατάσταση που επιθυμεί. Μάλιστα έχει τη δυνατότητα να ρυθμίσει όχι μόνο το μέγεθος αλλά και τη θέση της δύναμης προέντασης. Μπορεί ακόμα να τοποθετηθούν περισσότερες της μίας αγκύρωσης. Η μεθοδολογία της αγκύρωσης εφαρμόζεται τόσο σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα όσο και σε τοίχους μεταλλικούς. Κρίσιμη λεπτομέρεια είναι το μήκος της αγκύρωσης. Συγκεκριμένα, η πλάκα αγκύρωσης πρέπει να βρίσκεται έξω από τη γραμμή της σφήνας ολίσθησης, η οποία μεγαλώνει κατά τη σεισμική φόρτιση. Στο παρακάτω σχήμα 2.8 δείχνονται σχηματικά τα παραπάνω αναφερθέντα.



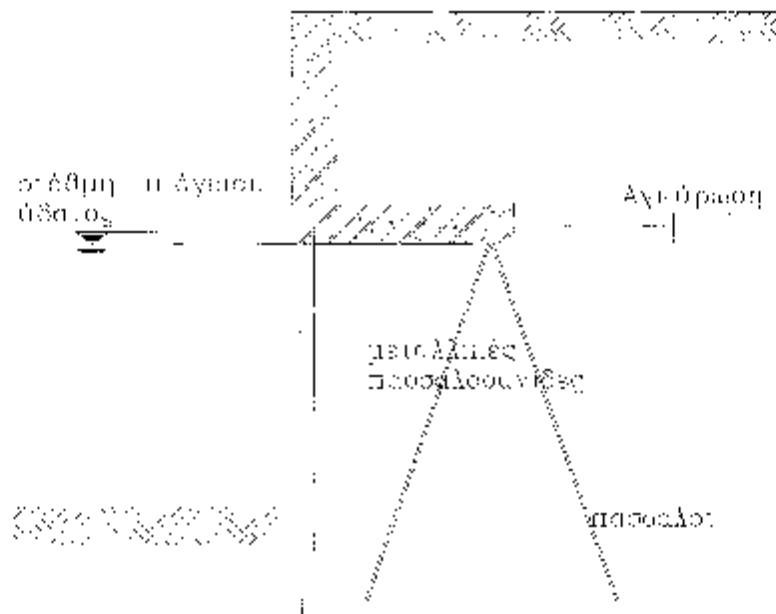
Σχήμα 2.8 Διάταξη αγκυρώσεων. Η πλάκα αγκύρωσης πρέπει να είναι εκτός της σφήνας ατοχίας τόσο σε στατική φόρτιση (φ_1) όσο και σε σεισμική (φ_2).

- **Μεταλλικοί τοίχοι.** Πρόκειται για λεπτούς τοίχους που κατασκευάστηκαν από μέταλλο. Οι πασσαλοσανίδες τοποθετούνται στο έδαφος με ειδικούς γεραμούς (μέθοδος έμπηξης). Σε περίπτωση που οι σανίδες αυτές δεν επαρκούν από μόνες τους για την αντιστήριξη, τοποθετούνται επιπλέον μία ή περισσότερες αγκυρώσεις (σχήμα 2.9). Τέτοιες κατασκευές χρησιμοποιούνται συνήθως για προσωρινές αντιστηρίξεις και κυρίως σε λιμενικά έργα. Μια μεθοδολογία κατασκευής είναι και η κατασκευή «βαρελιών» από σανίδες, τα οποία γεμίζονται με γαίες. Αν και η μέθοδος θεωρείται (κυρίως στον ελληνικό χώρο) μάλλον ακριβή έχει το πλεονέκτημα πως μετά το πέρας των εργασιών οι σανίδες μπορεί να ανακτηθούν και να χρησιμοποιηθούν σε άλλο χώρο.



Σχήμα 2.9 Μεταλλικοί τοίχοι.

- **Μικτή λύση.** Πρόκειται για τη λύση που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Αυτή συνήθως εφαρμόζεται όταν πρόκειται να εκτελεστεί τοίχος κάτω από τη στάθμη του υπόγειου ύδατος. Τοποθετούνται τοίχοι από πασσαλοσανίδες κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα και τοίχοι από σπλισμένο πάνω από αυτές. Η λύση αυτή επιτρέπει εύκολη εκτέλεση του τοίχου και συνηθίζεται για έργα κατά μήκος των ποταμών ή και για λιμενικά έργα. Η οριζόντια δύναμη ισορροπείται με αγκυρώσεις ή με κεκλιμένους πασσάλους ή ενδεχομένως με το συνδυασμό των δύο παραπάνω. Ο τύπος αυτός αντιστηρίξεως είναι αρκετά συνηθισμένος. Αν δεν υπάρχουν διαθέσιμες πασσαλοσανίδες, χρησιμοποιούνται πασσαλοσανίδες από σπλισμένο σκυρόδεμα. Η εκτέλεση των τοίχων σε αυτή την περίπτωση όμως είναι αρκετά δύσκολη.



Σχήμα 2.10 Μικτή λύση αντιστήριξης.

2.2 Παράμετροι σχεδιασμού

Προκειμένου ο μελετητής να σχεδιάσει σωστά ένα τοίχο αντιστήριξης πρέπει εκτός των άλλων να γνωρίζει και κάποιες παραμέτρους του εδάφους. Αυτές είναι το ειδικό βάρος του εδάφους (γ), η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ) και η συνοχή του εδάφους (c) για συνεκτικά εδάφη. Προφανώς αυτές οι παράμετροι πρέπει να είναι γνωστές για το έδαφος μπροστά και πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης. Συγκεκριμένα αναφέρουμε για κάθε μια παράμετρο:

- **Ειδικό βάρος εδάφους (γ).** Η τιμή του μπορεί να καθοριστεί εργαστηριακά με απλές δοκιμές, αν και για χαμηλά ύψη μπορεί να εκτιμηθεί από τη φύση του εδάφους. Φυσικά, η ακριβής τιμή του εξαρτάται και από τη συμπίκνωση του εδάφους και την ποσότητα νερού που περιέχεται στους πόρους του εδάφους. Παρόλα αυτά, αν και η παράμετρος αυτή υπεισέρχεται ουσιαστικά σε κάθε μέρος του υπολογισμού του τοίχου, η εμπειρία έχει δείξει πως με μια καλή εκτίμηση του εδάφους πετυχαίνουμε τιμή κοντά στην πραγματική. Φυσικά, σε περίπτωση που το έδαφος αποτελείται από διαφορετικές στρώσεις, η τιμή του γ υπολογίζεται χωριστά για κάθε μια.
- **Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ).** Είναι η βασικότερη, μετά το ειδικό βάρος του εδάφους, παράμετρος που δίνει την ταυτότητα του εδάφους. Δυστυχώς όμως η μέτρησή της είναι αρκετά δύσκολη. Γι'αυτό προσφεύγουμε πάλι (τουλάχιστον όταν η κρισιμότητα της κατασκευής δεν απαιτεί τη χρήση τόσο πολύπλοκων μεθόδων και ακρίβειας) στην εμπειρία. Συγκεκριμένα, πίσω από τον τοίχο τοποθετούμε μια ζώνη εδαφικού υλικού με γνωστές ιδιότητες (ούτως ή άλλως η επίχωση είναι αναγκαία), άρα και γωνία εσωτερικής τριβής ϕ είναι γνωστή. Στους υπολογισμούς μας λαμβάνουμε συντηρητικότερα μια τιμή ϕ χαμηλότερης αυτής του υλικού επίχωσης.

- **Συναχή (c).** Συναχή είναι η ιδιότητα του εδάφους να παραμένει κατακόρυφο (π.χ. κατά τη διάρκεια μιας εκσκαφής) χωρίς τη βοήθεια αντιστήριξης. Προσοτικοποιείται δε με το δείκτη συναχής c . Η συναχή είναι μια ιδιότητα του εδάφους που μεταβάλλεται με το χρόνο, γι'αυτό και δεν είναι σωστό να στηριζόμαστε πλήρως σε αυτή, αλλά για μόνιμες τουλάχιστον αντιστήριξεις να γίνονται τοίχοι. Τιμές της συναχής βρίσκει κανείς εύκολα σε πίνακες, αλλά καλό είναι να γίνονται και εργαστηριακές δοκιμές, αφού εξαρτάται από το είδος του εδάφους, από το βαθμό διατάραξης του εδάφους και άλλους παράγοντες.

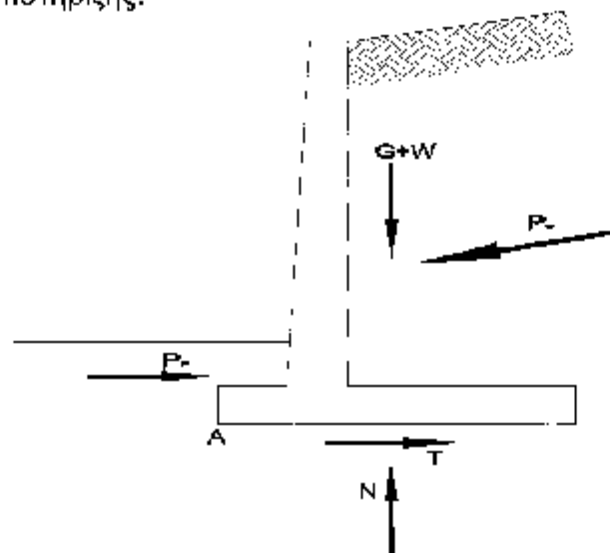
Εκτός των παραπάνω παραμέτρων, υπάρχουν και κάποιες άλλες, όχι τόσο σημαντικές, που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος τοίχους-εδάφους.

Για παράδειγμα η *γωνία τριβής τοίχου-εδάφους (τοίχου-γαιών)*. Ο καθορισμός αυτής της παραμέτρου είναι αρκετά δύσκολος. Εξαρτάται από το έδαφος (είδος και πυκνότητα), από το πόσο λείος ή τραχύς είναι ο τοίχος και από το αν υπάρχει ή όχι νερό. Εκτός αυτών επηρεάζεται και από τις αλλαγές της θερμοκρασίας και από τις δονήσεις. Η γωνία τριβής τοίχου-γαιών μπορεί να είναι θετική ή αρνητική, ανάλογα με την κατακόρυφη μετακίνηση του τοίχου σε σχέση με την εδαφική μάζα.

Άλλος παράγοντας είναι η *ύπαρξη νερού*. Αυτό, όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, προκαλεί πρόσθετες τάσεις ωθήσεων, οπότε είτε τις λαμβάνουμε υπόψη στους υπολογισμούς, είτε κατασκευάζουμε στραγγιστήριο κατά τα ανωτέρω. Αναφέρεται ωστόσο, πως ακόμα κι αν κατασκευαστούν στραγγιστήρια, μια πιθανή ύπαρξη φρεάτιου οριζοντα, έστω χαμηλή, είναι δυνατό να υπάρχει και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά το στάδιο του σχεδιασμού.

Πιθανό πρόβλημα αποτελεί και η *ύπαρξη πάγου*. Κι αυτό γιατί μπορεί να παραχθούν πλευρικές ωθήσεις. Το φαινόμενο πάντως αντιμετωπίζεται σχετικά εύκολα, με την τοποθέτηση κοκκώδους υλικού για το επίχωμα (π.χ. αμμοχάλικο) με συνδυασμό αγωγών που θα μεταφέρουν μακριά το νερό.

Στο παρακάτω σχήμα 2.11 φαίνονται οι δυνάμεις που ασκούνται πάνω σε ένα τοίχο αντιστήριξης.



Σχήμα 2.11 Γενικό σύστημα δυνάμεων επί του τοίχου αντιστήριξης.

Στο παραπάνω σχήμα 2.11, P_a είναι η δύναμη των ενεργών ωθήσεων από τις γαίες αλλά και από τυχόν επιφανειακό φορτίο. Τείνει να «σπρώξει» τον τοίχο προς τα αριστερά καθώς και να ανατρέψει την κατασκευή γύρω από το σημείο A. Η δύναμη τριβής T ασκείται στη βάση του τοίχου και αντιστέκεται στην ολίσθηση, όπως και η δύναμη P_p . Η P_p είναι η συνισταμένη δύναμη των παθητικών ωθήσεων και θεωρούμε ότι μπορεί να βοηθάει μόνο στην αντίσταση κατά της ολίσθησης (αυτό γίνεται για λόγους ασφαλείας). Η δύναμη $G+W$ είναι η συνισταμένη δύναμη του βάρους του τοίχου και των γαιών των υπερκειμένων της πλάκας βάσης του τοίχου (και τυχόντος συγκεντρωμένου φορτίου στην στέψη και κατανεμημένου στην επιφάνεια πάνω από την πλάκα βάσης). Η δύναμη αυτή αντιστέκεται στην ανατροπή του τοίχου περί του σημείου A, όπως αντιστέκεται και τυχούσα κάθετη συνιστώσα της P_a . Προκειμένου να σχεδιάσουμε ένα τοίχο αντιστήριξης πρέπει να ακολουθήσουμε τα εξής βήματα.

- Προσδιορισμός-εκτίμηση εκείνων των συνθηκών που μπορεί να επηρεάσουν την κατάσταση του τοίχου καθώς και το σύστημα των δυνάμεων. Τέτοιοι παράγοντες είναι η σύσταση του εδάφους πίσω από τον τοίχο, τα φορτία που θα επιβαρύνουν την κατασκευή, η ύπαρξη νερού, οι πιθανές επιρροές από την ύπαρξη πάγου, αλλαγή της όλης κατάστασης λόγω μετακίνησης του τοίχου, η φέρουσα ικανότητα της κατασκευής κλπ.
- Εξιδανίκευση της κατάστασης του συστήματος με κατάλληλο σύστημα δυνάμεων. Αυτό σημαίνει σωστή εκτίμηση των σταθερών του εδάφους ϕ και c αλλά και την εύρεση των τιμών και των διευθύνσεων των δυνάμεων που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη παράγραφο. Επίσης πρέπει να γίνει επιλογή της κατάλληλης θεωρίας με βάση την οποία θα υπολογιστούν τα απαραίτητα μεγέθη. Λεπτομέρειες πάνω στις θεωρίες που έχουν αναπτυχθεί δίνονται στο επόμενο κεφάλαιο, ενώ στο κεφάλαιο των εφαρμογών γίνεται και η χρήση-εφαρμογή τους πάνω σε συνηθισμένες περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης.
- Σχεδιασμός του τοίχου αντιστήριξης. Σε αυτό το στάδιο περιλαμβάνονται η εκλογή των διαστάσεων του τοίχου ώστε να πληρούνται οι έλεγχοι που πιστοποιούν την ευστάθεια του τοίχου και διαστασιολόγηση του τοίχου (π.χ. εύρεση των οπλισμών για τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα, καθορισμός λεπτομερειών όπλισης και περιγραφή των κατασκευαστικών λεπτομερειών) για τα εντατικά μεγέθη που τον καταπονούν.

3. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

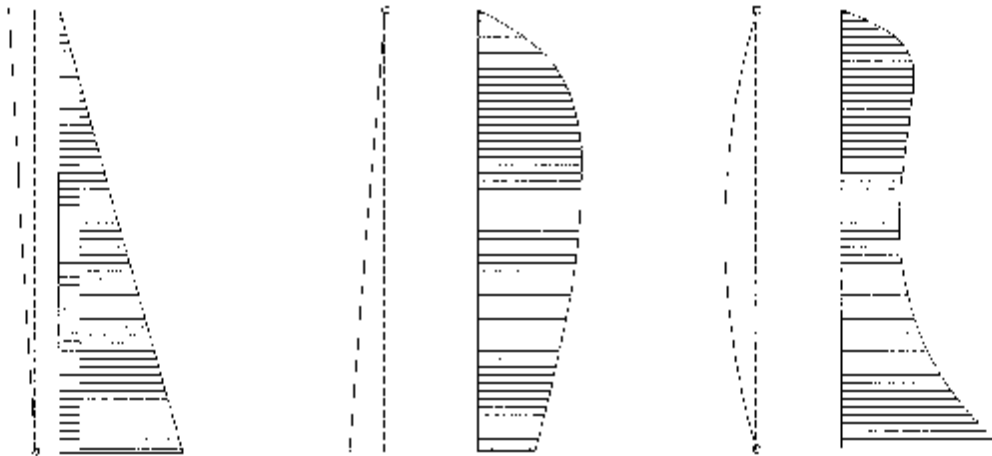
3.1 Παραδοχές

Η βασική παραδοχή που γίνεται σε όλες τις θεωρίες που χρησιμοποιούνται στην πράξη για τον υπολογισμό των τοίχων αντιστήριξης είναι η αντιμετώπιση του προβλήματος σαν δισδιάστατο. Φυσικά με τον καιρό έχουν αναπτυχθεί θεωρίες και προγράμματα Η/Υ με τρισδιάστατη αντιμετώπιση του προβλήματος, ωστόσο η πολυπλοκότητά τους, τα έχουν ακόμα κρατήσει σε ερευνητικό επίπεδο. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων πάντως έχει δείξει πως τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων δεν διαφέρουν ουσιαστικά. (Πρακτικά με τη δισδιάστατη ανάλυση προκύπτουν ίδια και λίγο πιο συντηρητικά σε σχέση με την τρισδιάστατη ανάλυση αποτελέσματα). Ας μην ξεχνάμε εξάλλου πως συνήθως οι τοίχοι αντιστήριξης έχουν πολύ μεγαλύτερο μήκος σε σχέση με τις άλλες διαστάσεις τους. Έτσι στην πράξη αντιμετωπίζουμε τους τοίχους αντιστήριξης σαν επίπεδους φορείς και μάλιστα όταν χρειάζεται μετατρέπουμε και τα φορτία κατάλληλα, ώστε να αντιστοιχούν στον επίπεδο εξιδανικευμένο φορέα.

Ένα άλλο θέμα που πρέπει να αναφερθεί, είναι αυτό της μορφής του διαγράμματος των ωθήσεων των γαιών. Η δημιουργία των ωθήσεων προϋποθέτει την ελεύθερη μετακίνηση του τοίχου προς τα έξω γιατί για να δημιουργηθεί κατάσταση ενεργών ωθήσεων πρέπει να διογκωθεί ελαφρά το έδαφος. Η τιμή των μετατοπίσεων που πρέπει να αναπτυχθεί δεν είναι γνωστή, όπως γνωστή δεν είναι και η μετακίνηση του τοίχου. Πάντως δεχόμαστε -για όλες τις περιπτώσεις τοίχων που δεν στηρίζονται ή αγκυρώνονται- ότι αναπτύσσονται οι κατάλληλες συνθήκες για να έχουμε ενεργητικές ωθήσεις. Όταν όμως η μετατόπιση του τοίχου εμποδίζεται, οι ωθήσεις, σε ορισμένες τουλάχιστον ζώνες του τοίχου παίρνουν μεγαλύτερες τιμές από τις ενεργητικές.

Επίσης, σύμφωνα με την κλασική θεωρία των ωθήσεων γαιών, η κατανομή των ενεργητικών, ουδέτερων και παθητικών τάσεων είναι υδροστατική. Η κατανομή αυτή προϋποθέτει ιδεατές συνθήκες παραμόρφωσης του ημιχώρου, οι οποίες όμως δεν συμβαίνουν πάντοτε στην πράξη. Γι'αυτό πρέπει να απαντηθούν δύο καίρια ερωτήματα: Ποιο είναι το μέγεθος και ο τρόπος παραμόρφωσης που επιτρέπουν την ανάπτυξη της οριακής κατάστασης, ενεργητικής ή παθητικής; Και ποια ενταπική κατάσταση διαμορφώνεται για δοσμένο τρόπο και μέγεθος παραμόρφωσης;

Η τριγωνική ή τραπεζοειδής κατανομή που συνήθως υποθέτουμε για τις ωθήσεις εμφανίζεται κυρίως μόνο όταν ο τοίχος στρέφεται περί τον πόδα του, όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 3.1α. Στις άλλες περιπτώσεις προκύπτει άλλη κατανομή των τάσεων. Για παράδειγμα στο σχήμα 3.1β,γ φαίνεται η κατανομή των τάσεων για στροφή του τοίχου περί την κεφαλή και για κάμψη του τοίχου. Στην πράξη έχουμε συνδυασμό των τριών αυτών περιπτώσεων. Ισχύει γενικά πως οι τάσεις συγκεντρώνονται στις στηρίξεις του τοίχου. Όταν οι στηρίξεις είναι υποχωρίσιμες, η συγκέντρωση των τάσεων είναι μικρότερη.



Σχήμα 3.1 Κατανομή των τάσεων για (α) στρέψη του τοίχου περί τον πόδα (β) περί την κεφαλή και (γ) για κάμψη του τοίχου αντιστήριξης.

Γενικά, η συνισταμένη της ώθησης γαιών βρίσκεται περίπου στο ύψος της μέσης του τοίχου, σε τοίχους με απλή υποστήριξη κατά κανόνα λίγο χαμηλότερα. Σε σανιδότοιχους με φέρουσες δοκούς η συνισταμένη βρίσκεται ψηλότερα από τους στεγανωτικούς χώρους και τους τοίχους από επιτόπιο σκυρόδεμα.

Οι κυριότερες θεωρίες που έχουν αναπτυχθεί και χρησιμοποιούνται στην πράξη είναι:

3.2 Υπολογισμός ωθήσεων γαιών

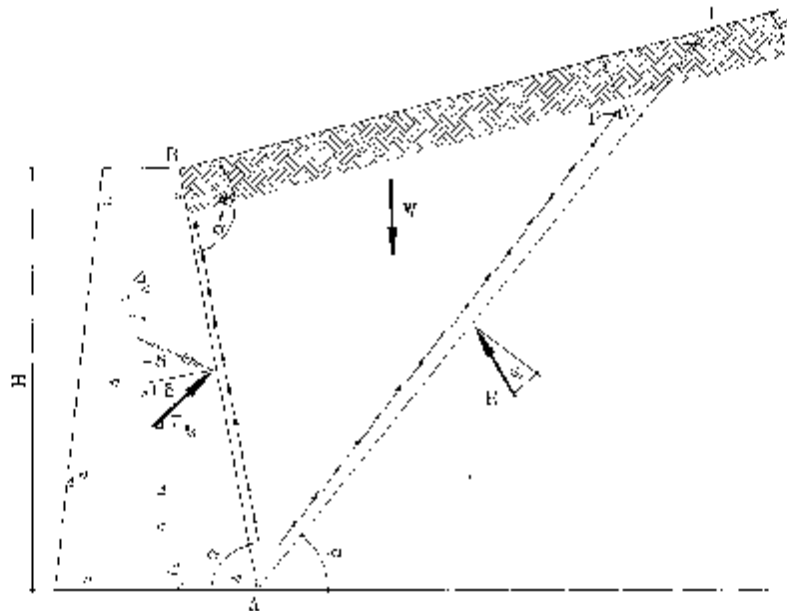
3.2.1 Η θεωρία Coulomb

Πρόκειται ουσιαστικά για μια από τις παλιότερες μεθόδους εκτίμησης των τάσεων ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης (αναπτύχθηκε γύρω στο 1776). Η θεωρία βασίζεται στις εξής παραδοχές.

1. Το έδαφος είναι ομογενές και ισότροπο και έχει εσωτερική τριβή και συναχή.
2. Η επιφάνεια ολίσθησης είναι επίπεδη.
3. Οι δυνάμεις τριβής είναι κατανεμημένες ομοιόμορφα σε όλη την επιφάνεια ολίσθησης.
4. Το πρίσμα ολίσθησης είναι συμπαγές σώμα.
5. Επάνω στον τοίχο αντιστήριξης αναπτύσσεται τριβή, δηλαδή η σφήνα γαιών κινείται κατακόρυφα πίσω από τον τοίχο δημιουργώντας δυνάμεις τριβής κατά μήκος της πίσω επιφάνειας.
6. Η αστοχία είναι δισδιάστατο πρόβλημα. Εξετάζουμε μοναδιαίο τμήμα τοίχου αντιστήριξης απείρου μήκους.

Τα κυριότερα σφάλματα της θεωρίας Coulomb είναι οι υποθέσεις του ιδεατού εδάφους και της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης. Αυτά, καθώς και η αβεβαιότητα της τιμής της γωνίας τριβής του τοίχου γαιών έχουν σαν αποτέλεσμα να μην ικανοποιείται η συνθήκη ισορροπίας από το σύστημα

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\frac{\sin(\alpha + \rho) \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (3.1)$$



Σχήμα 3.3 Υποτιθέμενες συνθήκες αστοχίας.

Η ενεργητική ώθηση P_a είναι το άθροισμα των δυνάμεων R και W όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα. Συγκεκριμένα είναι:

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \Rightarrow$$

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \varphi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (3.2)$$

Αντικαθιστώντας στην (3.2) την (3.1) προκύπτει:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[\frac{\sin(\alpha + \rho) \sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho - \varphi)}{\sin(180 - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

Η μέγιστη τιμή της P_a βρίσκεται θέτοντας $\frac{dP_a}{d\rho} = 0$. Τελικά προκύπτει:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{|\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)|}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha - \beta)} \right]^2} \quad (3.3)$$

Παρατηρούμε πως στην περίπτωση που $\beta=\delta=0$ και $\alpha=90$ η (3.3) μετατρέπεται στην

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \sin\phi)}{(1 + \sin\phi)} - \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.4)$$

η οποία ταυτίζεται με την αντίστοιχη εξίσωση της θεωρίας Rankine. Η (3.3) συνήθως γράφεται και ως εξής:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_{ab} \quad (3.5)$$

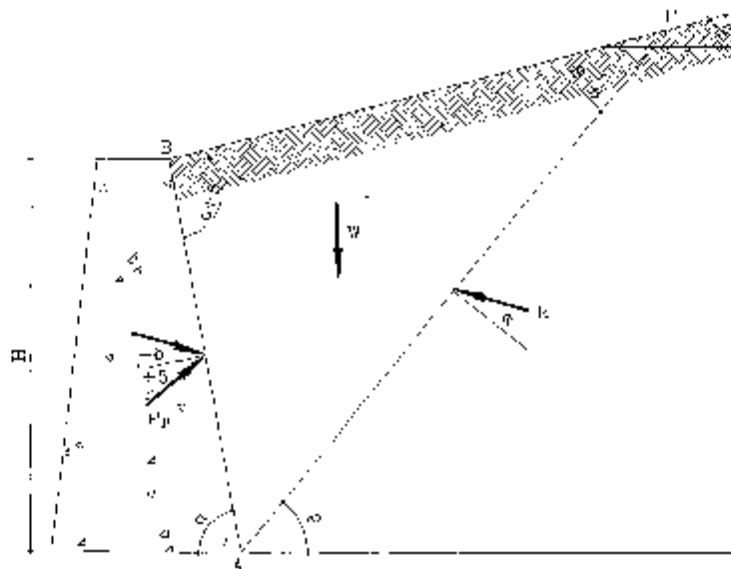
όπου

$$K_{ab} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

Από τα παραπάνω βλέπουμε πως ο K_{ab} είναι ένας συντελεστής που εξαρτάται από τα α , β , δ και ϕ , αλλά είναι ανεξάρτητος από το ειδικό βάρος (γ) και το ύψος H .

Παθητικές ωθήσεις

Σε περίπτωση στροφής του τοίχου προς τα μέσα (προς την πλευρά του αναχώματος) προκαλείται στο έδαφος μια συμπύκνωση και πάνω στον τοίχο δρα μια δύναμη που ονομάζεται παθητική.



Σχήμα 3.4 Παθητικές ωθήσεις γαιών.

Από το παραπάνω σχήμα 3.4 υπολογίζουμε το βάρος της σφήνας.

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\sin(\alpha - \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (3.6)$$

Η παθητική ώθηση P_p είναι το άθροισμα των δυνάμεων R και W όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα 3.4. Συγκεκριμένα είναι:

$$\begin{aligned} \frac{P_p}{\sin(\rho + \varphi)} &= \frac{W}{\sin(180 - \rho - \varphi - \delta - \alpha)} \rightarrow \\ P_p &= \frac{W \sin(\rho + \varphi)}{\sin(180 - \rho - \varphi - \delta - \alpha)} \end{aligned} \quad (3.7)$$

Αντικαθιστώντας στην (3.7) την (3.6) παίρνουμε:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\sin(\alpha - \rho) \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho + \varphi)}{\sin(180 - \rho - \varphi - \delta - \alpha)}$$

1. Η μέγιστη τιμή της P_p βρίσκεται θέτοντας $\frac{dP_p}{d\rho} = 0$. Τελικά προκύπτει:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]} \quad (3.8)$$

Παρατηρούμε πως στην περίπτωση που $\beta = \delta = 0$ και $\alpha = 90$ η (3.8) μετατρέπεται ως εξής:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{(1 - \sin \varphi)}{(1 + \sin \varphi)} = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.9)$$

η οποία ταυτίζεται με την αντίστοιχη εξίσωση της θεωρίας Rankine. Η σχέση (3.8) συνήθως γράφεται και ως εξής:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_{ph} \quad (3.10)$$

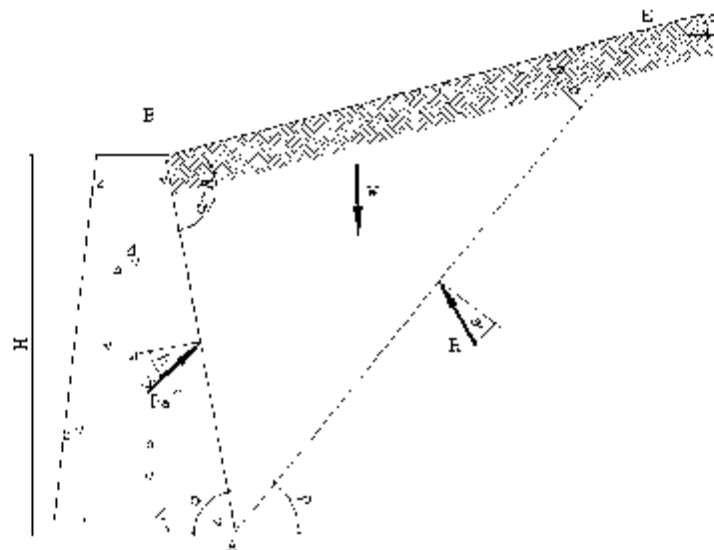
όπου

$$K_{p1} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin^2(\alpha + \delta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

3.2.2 Η θεωρία Rankine

Ενεργητικές ωθήσεις

Ο Rankine (1857) θεώρησε το έδαφος σε μια κατάσταση πλαστικής ισορροπίας και χρησιμοποίησε ουσιαστικά τις ίδιες υποθέσεις με τον Coulomb, εκτός από το ότι θεώρησε μηδενική τριβή τοίχου και συνοχή εδάφους. Οι εξισώσεις που βασίζονται στη θεωρία του Rankine για ένα συνεκτικό έδαφος μπορούν να παραχθούν από τα παρακάτω σχήματα



Σχήμα 3.5 Δυνάμεις επί του τοίχου αντιστήριξης κατά Rankine.

Στο παραπάνω σχήμα είναι:

$$E_{(ABE)} = \frac{1}{2} \cdot H^2 \frac{\sin(90 - \rho) \sin(90 - \beta)}{\sin(\rho - \beta)}$$

Το βάρος της σφήνας είναι:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2} \left[\frac{\cos \rho \cos \beta}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (3.11)$$

Εργαζόμενοι όμοια με τη θεωρία του Coulomb θα καταλήξουμε τελικά σε ένα συντελεστή K'_{ah} :

$$K'_{ah} = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.12)$$

Οι τάσεις θα δίνονται από τη σχέση $\sigma_a = \gamma z \cos\beta K'_{ah}$. Για να φέρουμε τη σχέση στη συνηθισμένη μορφή $\sigma_a = \gamma z K''_{ah}$ θεωρούμε συντελεστή

$$K''_{ah} = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.13)$$

Η συνισταμένη δύναμη δρα παράλληλα στην επιφάνεια του εδάφους. Σε περίπτωση κεκλιμένου εδάφους (γωνία κλίσης β) οι ωθήσεις γαιών θα έχουν οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα:

$$R_{ah} = R_a \cos\beta \quad \text{και} \quad R_{av} = R_a \sin\beta \quad (3.14)$$

Παθητικές ωθήσεις

Ανάλογα υπολογίζουμε και τις τάσεις για παθητικές ωθήσεις. Βρίσκουμε συντελεστή

$$K'_{ph} = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.15)$$

Αν πάλι ενσωματώσουμε το $\cos\beta$ στο K_p θα πάρουμε συντελεστή

$$K''_{ph} = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad (3.16)$$

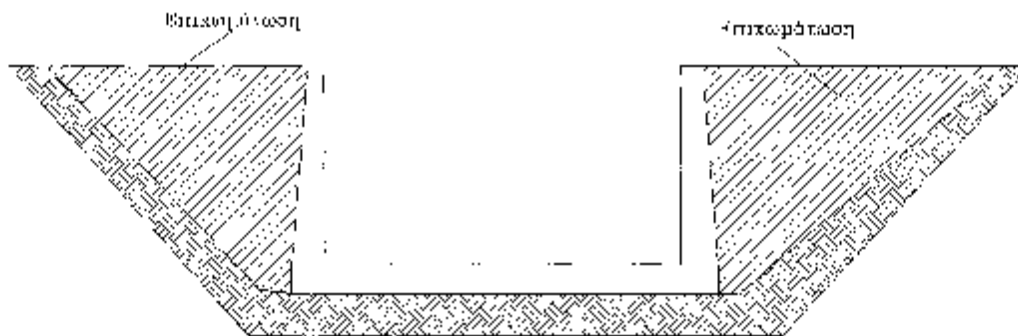
Όμοια με την περίπτωση των παθητικών τάσεων, η συνισταμένη δύναμη δρα παράλληλα στην επιφάνεια του εδάφους. Σε περίπτωση κεκλιμένου εδάφους (γωνία κλίσης β) οι ωθήσεις γαιών θα έχουν οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα:

$$P_{ph} = P_p \cos\beta \quad \text{και} \quad P_{pv} = P_p \sin\beta \quad (3.17)$$

3.2.3 Ουδέτερες ωθήσεις.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση των ουδέτερων ωθήσεων. Όταν μια κατασκευή βρίσκεται μέσα στο έδαφος και δεν μπορεί να παραμορφωθεί από κάμψη, ολίσθηση ή στροφή, το έδαφος ασκεί ωθήσεις που λέγονται ωθήσεις σε ηρεμία.

Η τιμή τους κυμαίνεται ανάμεσα στις ακραίες τιμές P_a και P_p . Προβλήματα υπολογισμού των ωθήσεων ηρεμίας είναι κυρίως θεωρητικού ενδιαφέροντος και μόνο σε ορισμένες ειδικές περιπτώσεις εμφανίζονται και στην πρακτική εφαρμογή.



Σχήμα 3.6 Κατασκευή που δέχεται ωθήσεις ηρεμίας

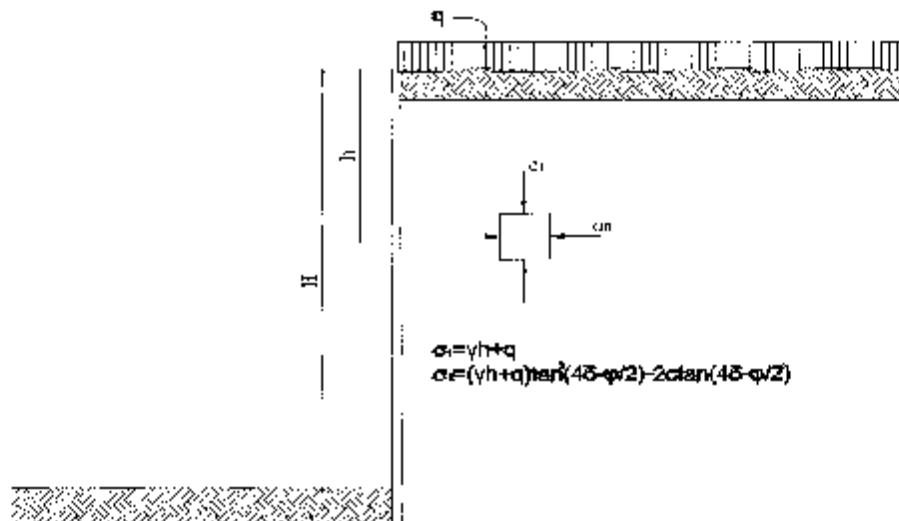
3.3 Επίδραση φορτίων

Συγκεντρωμένα ή κατανεμημένα φορτία, συνήθως καλούμενα σαν επιφανειακά φορτία, που εφαρμόζονται στην επιχωμάτωση του τοίχου αυξάνουν την πλευρική ώθηση στον τοίχο αντιστήριξης και μετακινούν το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης προς τα πάνω. Στο παρακάτω σχήμα 3.7 φαίνεται ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο επιφανειακό φορτίο q που δρα στην επιφάνεια της επίχωσης. Οι κατακόρυφες τάσεις σ_z σε ένα στοιχείο του εδάφους της επίχωσης σε ένα βάθος h είναι ίση με $\gamma h + q$.

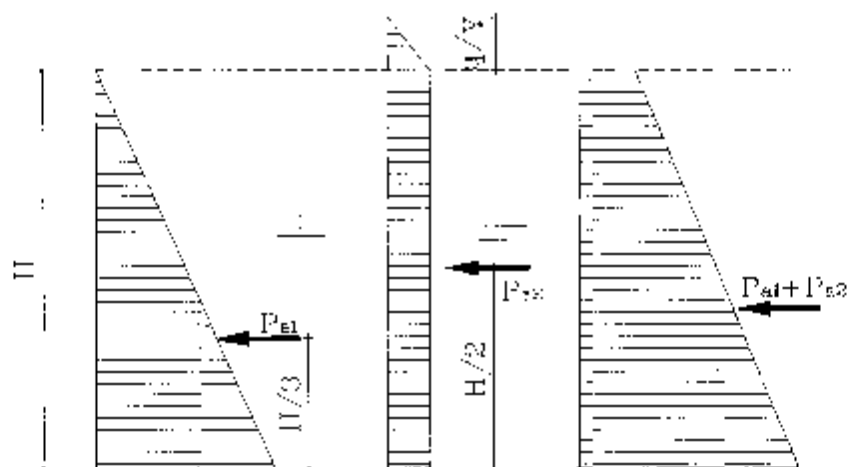
Η τάση σ_3 είναι:

$$\sigma_3 = (\gamma h + q) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Η τιμή της τάσης σε δεδομένο βάθος μπορεί να βρεθεί με επαλληλία των τάσεων λόγω της επίχωσης και των τάσεων λόγω του επιφανειακού φορτίου, όπως δείχνεται και στο σχήμα 3.8. Το επιφανειακό φορτίο μπορεί να εξιδανικευτεί σαν μια φανταστική επίχωση ύψους q/γ . Η συνισταμένη ώθηση των δύο δυνάμεων δρα ανάμεσα από το μέσο και το κάτω τρίτο του ύψους. Οι τάσεις έχουν τελικά τραπεζοειδές σχήμα. Το επιφανειακό φορτίο προκαλεί τελικά αύξηση της πλευρικής τάσης και της ροπής ανατροπής.



Σχήμα 3.7 Κατανεμημένο φορτίο σε επίχωση.



Σχήμα 3.8 Επαλληλία τάσεων.

Για συγκεντρωμένα φορτία Q , όπως ένα θεμέλιο, βαριά οχήματα κλπ, είναι δυνατόν -αν και μάλλον εργαστηριακώς δυνατόν- να εκτιμήσουμε την αύξηση των τάσεων με τη βοήθεια της εξίσωσης του Boussinesq, που βασίζεται στη θεωρία της ελαστικότητας για μια ημιάπειρη ομογενή εδαφική μάζα. Στην πράξη ωστόσο χρησιμοποιούνται οι διάφορες γραφικές μέθοδοι που υπάρχουν. Αναλύσεις αποτελεσμάτων έχουν δείξει πως η εξίσωση του Boussinesq δίνει αποδεκτές τιμές πλευρικών ωθήσεων όταν η μετακίνηση του τοίχου είναι συμβατή με την παραμόρφωση του τοίχου. Από την άλλη μεριά, αν ο τοίχος είναι τελείως άκαμπτος έτσι ώστε η παραμόρφωση του εδάφους να περιορίζεται από το άκαμπτο σύνορο, οι οριζόντιες τάσεις πλησιάζουν τιμές περίπου διπλάσιες από αυτές που δίνουν οι εξισώσεις του Boussinesq. Το φαινόμενο πάντως τείνει να γίνει αμελητέο, καθώς η απόσταση του Q από την παρειά του τοίχου μεγαλώνει.

3.4 Σεισμική δράση

Ένας τοίχος αντιστήριξης κατά τη διάρκεια της ζωής του δεν δέχεται μόνο φορτίσεις λόγω των μόνιμων φορτίων (g) (ως μόνιμα φορτία θεωρούνται το ίδιο βάρος του τοίχου, οι ωθήσεις των γαιών, νεκρά φορτία στο ανάχωμα - π.χ. μια κατασκευή, νεκρά φορτία στη στέψη κλπ) και των κινητών φορτίων (q). Δέχεται και άλλες φορτίσεις. Μια από αυτές, που μάλιστα έχει συχνά καταστροφικές συνέπειες είναι η σεισμική. Υπάρχει όμως το βασικό πρόβλημα του πως να εισάγουμε (να εξιδανικεύσουμε) αυτή τη φόρτιση. Επειδή όμως η σεισμική κίνηση αντιστοιχεί σε μια επιτάχυνση a , μπορούμε να εκφράσουμε την επίδραση του σεισμού μέσω μιας δύναμης F , όπως φαίνεται στην παρακάτω εξίσωση (3.18)

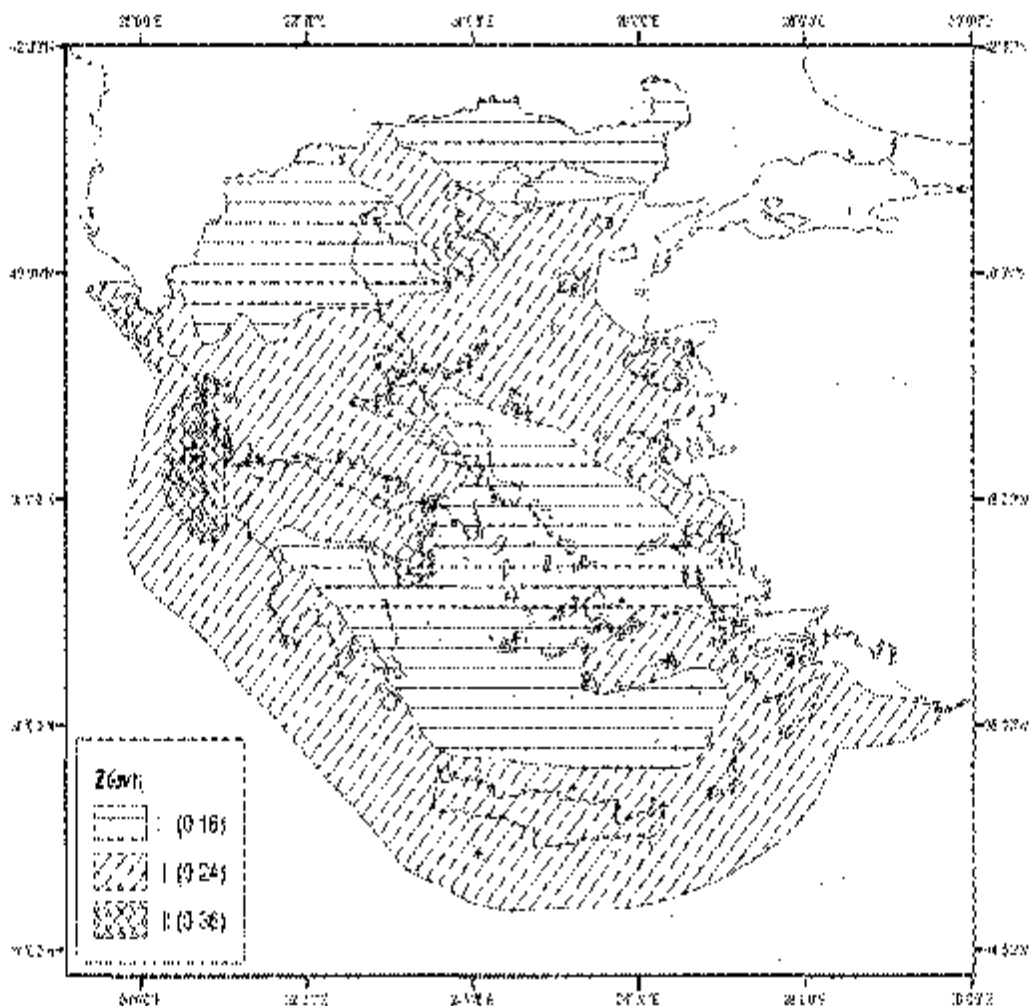
$$F=ma \quad (3.18)$$

Στην παραπάνω εξίσωση $m=W/g$ η μάζα του εδάφους ή του τοίχου αντιστήριξης και a η εδαφική σεισμική επιτάχυνση ανηγμένη στην επιτάχυνση της βαρύτητας (Δηλαδή a =«σεισμική επιτάχυνση εδάφους»/ g όπου g η επιτάχυνση της βαρύτητας). Παλαιότερα για διάφορους λόγους, βασικός εκ των οποίων ήταν η έλλειψη ηλεκτρονικού υπολογιστή, η επίδραση του σεισμού λαμβάνονταν προσεγγιστικά. Συγκεκριμένα αρκετά παλιά, η εκτίμηση της σεισμικής δύναμης βασιζόταν στην εμπειρία του μελετητή, ενώ αργότερα υπολογιζόταν σαν ένα ποσοστό του βάρους της κατασκευής (όπως άλλωστε δείχνει και η εξίσωση 3.18 η δύναμη που αναπτύσσεται στην κατασκευή είναι ανάλογη της μάζας της). Το ποσοστό αυτό κυμαίνονταν από 8-12%. Με την εισαγωγή των Η/Υ όμως και με την ανάπτυξη καταλλήλων υπολογιστικών μεθόδων χρησιμοποιούνται σήμερα πιο ακριβείς τεχνικές, λιγότερο συντηρητικές.

Σαν βάση λαμβάνεται πάλι η εξίσωση (3.18). Η τιμή του a σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ και τη νέα έκδοση ΕΑΚ 2000/2003 ποικίλλει ανάλογα με την περιοχή που βρίσκεται η κατασκευή. Συγκεκριμένα ο ελλαδικός χώρος έχει χωριστεί σε τέσσερες ζώνες. Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι τιμές που παίρνει ο συντελεστής a , ανάλογα με τη ζώνη που βρίσκεται η κατασκευή.

Ζώνη σεισμικής Επικινδυνότητας (ΕΑΚ 2000/2003)	I	II	III
a	0.16	0.24	0.36

Στο παρακάτω σχήμα 3.9 παρουσιάζεται ένας χάρτης της Ελλάδας όπου φαίνεται κάθε περιοχή σε ποια σεισμική ζώνη έχει ενταχθεί. Παρατηρούμε πως η Καλαμάτα βρίσκεται σε σεισμική ζώνη II. Η κατηγοριοποίηση των περιοχών έγινε με την αξιολόγηση και επεξεργασία σεισμολογικών στοιχείων που υπήρχαν από την αρχαιότητα μέχρι τις μέρες μας.



Σχήμα 3.9 Σεισμικός χάρτης της Ελλάδας

Τα τελευταία χρόνια, όπου η έννοια του ικανοτικού σχεδιασμού έχει καθιερωθεί παγκοσμίως και έχει πλέον ωριμάσει, υπάρχει η τάση να διαστασιολογούμε και τους τοίχους αντιστήριξης με ανάλογη φιλοσοφία. Αναφέρεται ότι η βασική ιδέα του ικανοτικού σχεδιασμού είναι πως κάθε κατασκευή (στην περίπτωση μας ο τοίχος αντιστήριξης) θα δεχτεί το μέγιστο σεισμό (σεισμός σχεδιασμού που δίνεται από τον κανονισμό) πολύ λίγες φορές στη διάρκεια της ωφέλιμης ζωής της. Οπότε, για αυτό το σεισμό μια μικρή μετακίνηση θα είναι δεκτή. Αυτό όμως εν τέλει σημαίνει ότι μπορούμε να μειώσουμε τις μέγιστες ασκούμενες δυνάμεις. Η μείωση αυτή γίνεται με τη διαίρεση των μεγίστων επιταχύνσεων με ένα συντελεστή συμπεριφοράς q_w που δίνεται από τον κανονισμό. Παρακάτω δίνεται και ο σχετικός πίνακας (ΕΑΚ 2000-2003):

	ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε πασσάλους ή βράχο	1.20
Ακαμπτos τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

Όστε τελικά η αρχική εξίσωση (3.16) θα γίνει

$$F_h = ma_h \quad (3.19)$$

Στην παραπάνω εξίσωση είναι: $a_h = \frac{a}{q_w}$

Αν θέλουμε να λάβουμε υπόψη και τις κατακόρυφες συνιστώσες, τότε εισάγουμε και δεύτερο συντελεστή α_v που συνήθως έχει τιμή 0.20 α_h σύμφωνα με τον ΝΕΑΚ. (Σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000/2003: $\alpha_v = 0.30\alpha_h$).

$$F_v = ma_v \quad (3.20)$$

Τα παραπάνω αφορούν τις σεισμικές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της μάζας της κατασκευής κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης. Παρατηρήσεις κατά τη διάρκεια των ετών και έρευνες πάνω στο φαινόμενο έχει δείξει πως οι σεισμοί (γενικά ταλαντώσεις) συζάνουν και τις ωθήσεις των γαιών που ασκούνται πάνω στον τοίχο. Έχουν δε αναπτυχθεί διάφορες θεωρίες υπολογισμού τους. Μια απλή, αλλά με αρκετά αξιόπιστα αποτελέσματα είναι η ισοδύναμη στατική (ή ψευδοστατική) μέθοδος. Προτάθηκε από τους Monobe-Okabe ήδη από τη δεκαετία του 1920 και έκτοτε συνεχίζει να είναι η περισσότερο χρησιμοποιούμενη μέθοδος (υιοθετείται και από τον ΕΑΚ 2000/2003). Αποτελεί επέκταση της θεωρίας του Coulomb εισάγοντας τις πρόσθετες αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο εδαφικό υλικό της επίχωσης. Οι αδρανειακές δυνάμεις περιγράφονται με τους σεισμικούς συντελεστές κατά την οριζόντια (α_h) και κατακόρυφη (α_v) διεύθυνση. Υπολογίζονται οι συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων υπό σεισμική φόρτιση K_{AE} και K_{PE} , καθώς και οι γωνίες των ολισθαίνοντων πρισμάτων ρ_A και ρ_P . Καταρχήν υπολογίζουμε τη λεγόμενη γωνία σεισμικού συντελεστή:

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v} \right] \quad (3.21)$$

Οι τιμές των συντελεστών K_{AE} και K_{PE} δίνονται πλέον από τις παρακάτω σχέσεις.

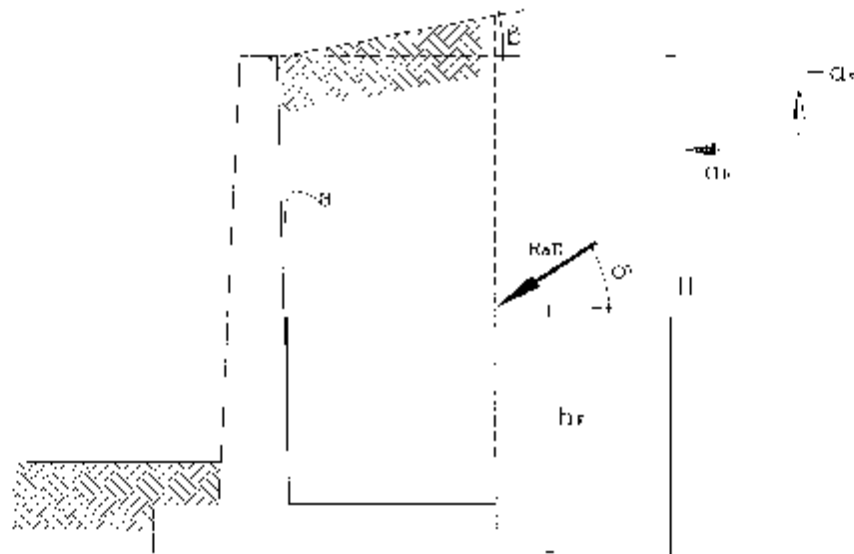
$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - a)}{\cos\theta \cos^2 a \cos(\delta - a + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + a - \theta) \cos(\beta - a)} \right]^2} \quad (3.22)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta + a)}{\cos\theta \cos^2 a \cos(\delta - a + \theta) \left[1 - \frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \beta - \theta)}{\cos(\delta - a + \theta) \cos(\beta - a)} \right]^2} \quad (3.23)$$

Στις παραπάνω σχέσεις είναι:

a: η γωνία που σχηματίζει η κατακόρυφος με την εσωτερική πλευρά του κατακόρυφου προβόλου.

δ: η γωνία τριβής (Σύμφωνα με τη θεωρία Rankine $\delta = \beta$).



Σχήμα 3.10 Τείχος αντιστήριξης κατά τη διάρκεια σεισμού.

Η ενεργητική δυναμική ώθηση R_{aE} , από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$ είναι:

$$R_{aE} = \frac{1}{2} H^2 (1 - \alpha_v) K_{AE} \quad (3.24)$$

Η παθητική δυναμική ώθηση R_{pE} , από τη δράση της βαρύτητας και τη σεισμική δράση $\{\alpha_h, -\alpha_v\}$ είναι:

$$R_{pE} = \frac{1}{2} H^2 (1 - \alpha_v) K_{PE} \quad (3.25)$$

Η γωνία κλίσης των ολισθαινόντων πρισμάτων (όπως και οι τιμές των K_{AE} και K_{PE}) εξαρτώνται από την τιμή του σεισμικού συντελεστή και την τιμή των γωνιών φ και δ .

Σε τοίχους βαρύτητας θα λαμβάνονται υπόψη, εκτός από τις δυνάμεις βαρύτητας, και οι αδρανειακές δυνάμεις (με επιταχύνσεις a_h και $-a_v$) που δρουν στο σώμα του τοίχου καθώς και στο τρίμα γαιών που υπέρκειται του θεμελίου προς την πλευρά της επίκλισης.

Η κατανομή των ωθήσεων κατά το ύψος του τοίχου δεν είναι τριγωνική αλλά πλησιάζει μάλλον την παραβολική. Για τον υπολογισμό του σημείου εφαρμογής της συνισταμένης ώθησης R_{aE} ή R_{oE} ακολουθείται η εξής διαδικασία: Υπολογίζεται τόσο η συνισταμένη δυναμική ώθηση R_{aE} όσο και η στατική ώθηση P_a , οπότε είναι δυνατόν να υπολογιστεί η δυναμική επαύξηση $\Delta R_{aE} = R_{aE} - R_a$.

Η μέθοδος Mononobe-Okabe δεν μπορεί να προβλέψει την κατανομή των ενεργητικών τάσεων καθ' ύψος του τοίχου, όπως αδυνατεί και η μέθοδος Coulomb για τις στατικές ωθήσεις. Παραμένει απροσδιόριστη η απόσταση της δυναμικής συνιστώσας ΔR_{aE} . Πειραματικές μετρήσεις συνηγορούν προς μία αύξηση της απόστασης αυτής από τη στατική τιμή $H/3$ προς την άνω οριακή $2H/3$. Η παραδοχή να ισούται με $H/2$ δηλαδή εφαρμογή της δυναμικής συνιστώσας στο μέσο του τοίχου είναι εύλογη.

Ετσι στη συνέχεια, γίνεται δεκτό ότι η δύναμη R_o ασκείται σε απόσταση $H/3$ από τη βάση του τοίχου ενώ η δύναμη ΔR_{aE} ασκείται σε απόσταση $H/2$ από τη βάση του τοίχου. Εδώ σημειώνεται ότι η προκαταρκτική έκδοση του ΕΑΚ 2000 δέχεται ότι η σεισμική δύναμη R_{aE} ασκείται σε ύψος $h_E = 0.40H$ από τη βάση του τοίχου. Σημειώνεται πάντως ότι στις εφαρμογές της παρούσας πτυχιακής εργασίας θεωρήθηκε ότι το σημείο εφαρμογής της ΔR_{aE} βρίσκεται σε ύψος $2H/3$ από τη βάση του τοίχου. Αυτό έγινε ώστε τα αποτελέσματα να είναι συμβατά με αυτά του προγράμματος H/Y Othesis που χρησιμοποιήθηκε για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων. Αναφέρεται εξάλλου πως ο ΝΕΑΚ δεν κάνει λόγο για το ακριβές σημείο εφαρμογής της σεισμικής δύναμης λόγω επαύξησης των ωθήσεων γαιών. Τα αποτελέσματα με τη θεώρηση αυτή ($h_L = 2H/3$) είναι πιο συντηρητικά.

Τα παραπάνω ισχύουν ανάλογα και για τη θεωρία Coulomb, με τη διαφορά ότι η γωνία τριβής δ λαμβάνεται ίση με το μηδέν ($\delta=0$) και οι δυναμικές ωθήσεις συμβολίζονται με P_{aE} και P_{oE} .

Στην περίπτωση κατά την οποία υπάρχει υδάτινη επιφάνεια, κατά τη διάρκεια της σεισμικής κίνησης αναπτύσσονται υδροδυναμικές υποπίεσεις (οι οποίες αυξάνουν την ενεργητική δυναμική ώθηση R_{aE}). Η συνισταμένη των υδροδυναμικών πιέσεων R_{hd} υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R_{hd} = \frac{7}{6} a_v P_w \quad (3.26)$$

όπου $P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$ (H' είναι το ύψος του νερού από τη βάση του τοίχου).

Στην περίπτωση κορεσμένου επιχώματος, εάν το εδαφικό υλικό είναι αρκούντως λεπτόκοκκο ώστε να χαρακτηρίζεται από μικρή διαπερατότητα (π.χ. άργιλος, ιλύς, άμμος) γίνεται δεκτό ότι το νερό παραμένει εγκλωβισμένο στον εδαφικό ιστό και για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων, χρησιμοποιείται ειδικό βάρος του εδάφους, $\gamma_{κορ}$. Στην αντίθετη περίπτωση γίνεται δεκτό πως το νερό των πόρων κινείται ανεξάρτητα από τον εδαφικό ιστό. Στην περίπτωση αυτή για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων

χρησιμοποιείται το ξηρό ειδικό βάρος του εδάφους γ_d και εφαρμόζεται πρόσθετη υδροδυναμική συνιστώσα από την πλευρά του επιχώματος ίση με:

$$R_{fd}=0.82\alpha_v P_w \quad (3.27)$$

Η υδροδυναμική αυτή συνιστώσα γίνεται δεκτό ότι ασκείται στο μέσον του βάθους περίπου.

Στην περίπτωση ανυποχώρητων τοίχων αντιστήριξης οι δυναμικές ωθήσεις γαιών είναι αυξημένες. Κατά προσέγγιση δίνονται από την παρακάτω σχέση:

$$R_{se}=\gamma H^2 \alpha \quad (3.28)$$

όπου α : η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού.

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης απέχει 0.5H έως 0.6H από τη βάση του τοίχου. Τα παραπάνω ισχύουν για τοίχους βαρύτητας και τοίχους προβόλους.

Πέραν της ισοδύναμης στατικής μεθόδου έχουν αναπτυχθεί και άλλες μέθοδοι σεισμικού υπολογισμού των τοίχων αντιστήριξης. Ενδεικτικά αναφέρονται η μέθοδος των επιτρεπόμενων μετακινήσεων και η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων και φυσικών προσομοιωμάτων.

3.5 Ελεγχοι ευστάθειας

3.5.1 Έλεγχος ανατροπής

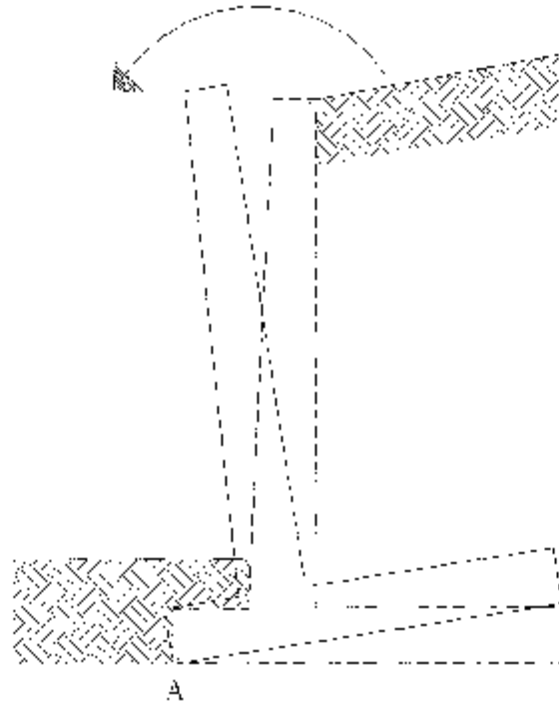
Γίνεται έλεγχος ότι ο τοίχος δεν κινδυνεύει να ανατραπεί από τις δυνάμεις που του ασκούνται. Ο έλεγχος γίνεται βρίσκοντας τις δυνάμεις που ενεργούν στον τοίχο. Χωρίζουμε τις δυνάμεις, σε αυτές που προκαλούν ροπές ανατροπής και σε αυτές που προκαλούν ροπές ευστάθειας. Ορίζουμε το συντελεστή ευστάθειας έναντι ανατροπής σαν το λόγο

$$\eta_{αν} = \frac{\sum M_{ευστ}}{\sum M_{αν}} \quad (3.29)$$

Στον παραπάνω τύπο είναι:

$\sum M_{αν}$: άθροισμα ροπών (ως προς Α) που τείνουν να ανατρέψουν τον τοίχο

$\sum M_{ευστ}$: άθροισμα ροπών (ως προς Α) που αντιστέκονται στην ανατροπή του τοίχου, δηλαδή άθροισμα ροπών ευστάθειας.



Σχήμα 3.11 Ανατροπή τοίχου αντιστήριξης ως προς σημείο Α.

Συνήθως χρησιμοποιείται η τιμή

$$\eta_{αν} = \frac{\sum M_{ευστ}}{\sum M_{αν}} \geq \eta_{εππ} \quad (3.30)$$

όπου $\eta_{εππ} = 1.50$ έως 2.0 για στατική φόρτιση.

Για την περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική φόρτιση έχουμε

$\eta_{εππ} = 1.00$ έως 1.20 .

Η διακύμανση του επιτρεπόμενου συντελεστή ολίσθησης αντανακλά τον συντελεστή σπουδαιότητας και την τοποθεσία του έργου. Δηλαδή, αν η αστοχία του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οδηγήσει σε κίνδυνο ανθρώπινης ζωής, σε εκτεταμένη βλάβη παρακείμενης σημαντικής κατασκευής, πρέπει να χρησιμοποιηθούν τιμές πλησιέστερα στο 2.0 για στατική φόρτιση και στο 1.20 για σεισμική φόρτιση.

Βλέπουμε πως όσο πιο μεγάλη είναι η απόσταση του σημείου Α από τη γραμμή ωθήσεων (με άλλα λόγια όσο πιο μεγάλη είναι η βάση του τοίχου) τόσο πιο ασφαλής είναι ο τοίχος έναντι ανατροπής, αφού αυξάνει ο μοχλοβραχίονας για τις δυνάμεις ευστάθειας παραμένοντας ταυτόχρονα σταθερός για τις δυνάμεις ανατροπής.

Σημειώνεται ότι συνήθως η δύναμη των παθητικών ωθήσεων P_p αγνοείται για τον έλεγχο ανατροπής.

3.5.2 Έλεγχος ολίσθησης

Δεύτερος σημαντικός έλεγχος που πρέπει να γίνει είναι ο έλεγχος ολίσθησης. Με αυτό τον έλεγχο πιστοποιούμε πως ο τοίχος δεν κινδυνεύει από ολίσθηση. Στην αντίσταση κατά της ολίσθησης συμμετέχει και η παθητική ώθηση. Επειδή όμως παθητική αντίσταση εμφανίζεται μόνο αφού ο τοίχος έχει αρχίσει να μετακινείται ελαφρώς (οριζόντια μετατόπιση 0.005H) και για τέτοια μικρή μετακίνηση δεν έχει δημιουργηθεί πλήρης παθητική κατάσταση, τις παθητικές ωθήσεις τις θεωρούμε με ένα συντελεστή ασφάλειας ίσο με 2.0, δηλαδή παίρνουμε τη μισή τιμή των παθητικών ωθήσεων. Παρόμοια με την περίπτωση της ανατροπής, ο έλεγχος σε ολίσθηση γίνεται με την εισαγωγή του συντελεστή ολίσθησης $\eta_{ολ}$. Ορίζεται σαν ο λόγος των δυνάμεων που τείνουν να συγκρατήσουν τον τοίχο προς τις δυνάμεις που τείνουν να τον ωθήσουν, δηλαδή:

$$\eta_{ολ} = \frac{P_{ευστ}}{P_{ολισθ}} \quad (3.31)$$

Στην εξίσωση 3.31 $P_{ευστ}$ είναι η οριζόντια προβολή των δυνάμεων που συγκρατούν τον τοίχο και $P_{ολισθ}$ είναι η οριζόντια προβολή των δυνάμεων που ωθούν τον τοίχο. Όσο αφορά τις παθητικές ωθήσεις ισχύουν τα εξής. Είτε αγνοούνται εντελώς, όπως και στον έλεγχο ανατροπής, είτε λαμβάνονται υπόψη αλλά με ένα συντελεστή ασφάλειας ίσο με 2 (δηλαδή παίρνουμε το μισό της τιμής τους). Αν τελικά οι παθητικές ωθήσεις δεν αγνοηθούν υπάρχουν πάλι δύο δυνατότητες. Είτε προστίθενται στις δυνάμεις ευστάθειας είτε αφαιρούνται από τις δυνάμεις ολίσθησης. Τελικά προκύπτουν τρεις τιμές του $\eta_{ολ}$ παραπλήσιες. Επειδή δεν μπορεί να θεωρηθεί μόνο μία μεθοδολογία σωστή στις εφαρμογές της παρούσας εργασίας βρίσκονται τρεις συντελεστές ολίσθησης, εφαρμόζοντας τις τρεις παραπάνω θεωρήσεις. Σημειώνεται ότι συνήθως χρησιμοποιείται η τιμή

$$\eta_{ολ} = \frac{P_{ευστ}}{P_{ολισθ}} \geq \eta_{επ} \quad (3.32)$$

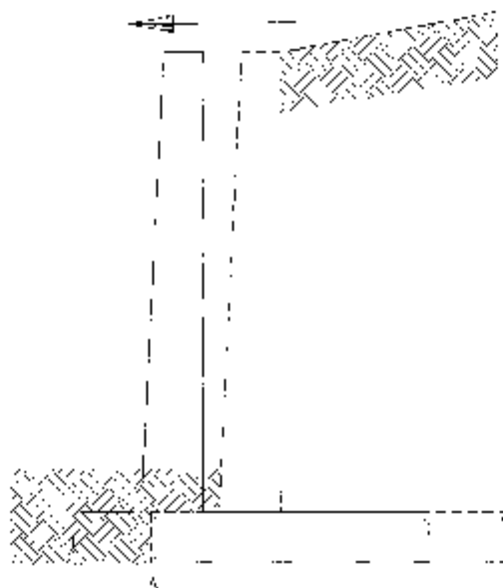
όπου $\eta_{επ} = 1.50$ έως 2.0 για στατική φόρτιση.

Για την περίπτωση που λαμβάνεται υπόψη και η σεισμική φόρτιση έχουμε

$\eta_{επ} = 1.00$ έως 1.20 .

Η διακύμανση του επιτρεπόμενου συντελεστή ολίσθησης αντανακλά τον συντελεστή σπουδαιότητας και την τοποθεσία του έργου. Δηλαδή, αν η αστοχία του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οδηγήσει σε κίνδυνο ανθρώπινης ζωής, σε εκτεταμένη βλάβη παρακείμενης σημαντικής κατασκευής, πρέπει να χρησιμοποιηθούν τιμές πλησιέστερα στο 2.0 για στατική φόρτιση και στο 1.20 για σεισμική φόρτιση.

Στο παρακάτω σχήμα φαίνονται σχηματικά οι δυνάμεις ευστάθειας και ολίσθησης που ενεργούν σε ένα τοίχο.



Σχήμα 3.12 Ολίσθηση τοίχου αντιστήριξης.

Αν με V συμβολίσουμε το άθροισμα των κατακορύφων δυνάμεων, τότε η δύναμη τριβής που συγκρατεί τον τοίχο είναι ίση με $V \tan \delta$, όπου δ η γωνία τριβής εδάφους-τοίχου. Σε αυτό το σημείο πρέπει να τονιστεί η αβεβαιότητα που υπάρχει για την τιμή της γωνίας δ . Οι παράγοντες που επηρεάζουν την τιμή της δ αναφέρονται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ειδικά για τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα σπουδαίο ρόλο παίζει και η τραχύτητα της διεπιφάνειας επαφής σκυροδέματος-εδάφους. Συνήθως μια τιμή της γωνίας δ ανάμεσα από 0.8ϕ με 0.8ϕ κρίνεται λογική τουλάχιστον για τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα, ενώ η τελική της τιμή εξαρτάται από το πόσο συντηρητικός θέλει να είναι κανείς. Στον παρακάτω πίνακα δίνονται ενδεικτικές τιμές της γωνίας δ . Πάντως για έδαφος από χαλίκι και τοίχο από οπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί και $\delta=\phi$. Εδώ απλώς αναφέρεται πως στον κατακόρυφο πρόβολο του τοίχου η επιφάνεια του σκυροδέματος θεωρείται λεία (και ως εκ τούτου λαμβάνεται $\delta=0$), ενώ στο πέδιλο θεωρούμε τραχειά επιφάνεια (η σκυροδέτηση του πεδίου γίνεται στο κάτω μέρος χωρίς καλούπι, οπότε δημιουργείται τραχειά επιφάνεια και λαμβάνεται $\delta=\phi$). Για μεγαλύτερη εμβάθυνση και λεπτομερέστερη κατάταξη γωνιών δ , ο αναγνώστης μπορεί να ανατρέξει στη βιβλιογραφία [Bowles, 1996]

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

Όσο αφορά τη δύναμη συνοχής, δίνεται από τη σχέση Lc , όπου L το πλάτος του θεμελίου και c η συνοχή του εδάφους. Στις δυνάμεις ευστάθειας μπορεί να προστεθεί και η δύναμη λόγω παθητικών ωθήσεων. Σε πολλές περιπτώσεις όμως αφαιρούνται από τις δυνάμεις ολίσθησης, χωρίς βέβαια να υπάρχει αξιόλογη διαφορά ανάμεσα στις δύο μεθοδολογίες. Επισημαίνεται πως ο έλεγχος ολίσθησης είναι συνήθως ο κρισιμότερος και συνήθως ο δυσκολότερα εκπληρούμενος, ιδιαίτερα για υψηλούς τοίχους. Σε περίπτωση που ο έλεγχος ολίσθησης είναι δύσκολο να ικανοποιηθεί, είναι πιο συμφέρον, αντί να αυξήσουμε τις διαστάσεις του τοίχου να τοποθετήσουμε μια προεξοχή, το λεγόμενο τακούνι. Το τακούνι μπαίνει συνήθως προς τη μεριά της επίχωσης και αντιστέκεται στην ολίσθηση με το να δημιουργεί παθητικές ωθήσεις. Στο παρακάτω σχήμα δείχνεται μια τέτοια διάταξη. Το βάθος του

τακουνιού μπορεί να βρεθεί ως εξής: από τη σχέση $\eta_{c\lambda} = \frac{P_{ευστ}}{P_{ολισθ}}$ και για $\eta_{c\lambda} = 1.5$

π.χ. βρίσκουμε την απαιτούμενη δύναμη ευστάθειας. Αφαιρώντας από αυτή τη δύναμη τριβής και συνοχής βρίσκουμε τη δύναμη που πρέπει να ασκηθεί επιπλέον στον τοίχο. Από τη δύναμη αυτή μπορούμε εύκολα να προσδιορίσουμε το απαιτούμενο βάθος του τακουνιού.



Σχήμα 3.13 Αύξηση παθητικών τάσεων με την τοποθέτηση «τακουνιού».

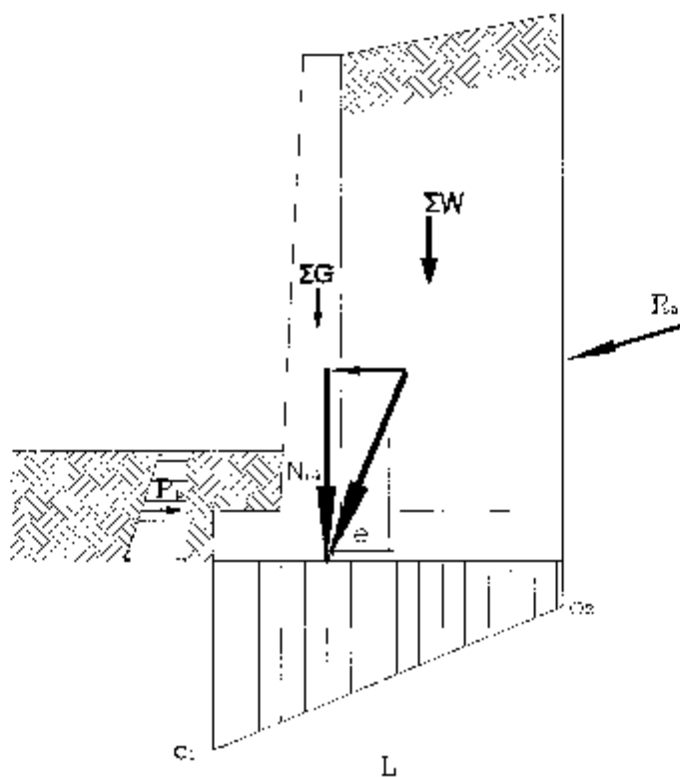
3.5.3 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους

Ενας έλεγχος που πρέπει ακόμη να γίνει είναι το κατά πόσο το έδαφος είναι ικανό να αντέξει τις τάσεις που του ασκεί το πέλμα του τοίχου. Προφανώς ο τοίχος δεν μεταφέρει απλώς μια κατακόρυφη δύναμη στο έδαφος, αλλά εν γένει και κατακόρυφη δύναμη και ροπή και οριζόντια δύναμη, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα 3.14. Αναφέρεται πως για τον έλεγχο φέρουσας ικανότητας του εδάφους συνήθως αγνοούνται οι παθητικές ωθήσεις γαιών. Προκειμένου να υπολογίσουμε τις τάσεις που αναπτύσσονται κάτω από τον τοίχο εργαζόμαστε ως εξής: Υπολογίζουμε κατ'αρχήν την ολική κατακόρυφη δύναμη που ενεργεί στον τοίχο, έστω $N_{ολ}$. Κατόπιν υπολογίζουμε την ολική ροπή που ασκείται ως προς την άκρη του πέλματος (αυτό βολεύει γιατί έχουμε ήδη υπολογίσει τη ροπή ανατροπής και ευστάθειας ως προς το άκρο από τον έλεγχο ανατροπής, οπότε η ολική ροπή είναι η διαφορά τους) έστω $M_{ολ}$. Η εκκεντρότητα της κατακόρυφης δύναμης (ως προς το άκρο του πέλματος πάντα) θα είναι

$$\bar{x} = \frac{M_{ολ}}{N_{ολ}} \quad (3.33)$$

Η εκκεντρότητα ως προς το μέσω του πέλματος θα είναι τότε:

$$e = \frac{L}{2} - \bar{x} \quad (3.34)$$



Σχήμα 3.14 Δυνάμεις που μεταφέρονται στο έδαφος.

Οι τάσεις που ασκούνται τότε στα δύο άκρα του πέλματος θα δίνονται από τη σχέση:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ολ}}}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \quad (3.35)$$

Παρόμοια αποτελέσματα δίνονται και από την ισοδύναμη σχέση:

$$\sigma_{(y)} = \frac{N_{\text{ολ}}}{A} = \frac{M_{\text{ολ}} y}{I} \quad (3.36)$$

Στην παραπάνω σχέση είναι: A: εμβαδόν μοναδιαίου τμήματος του πέλματος του τοίχου, I: Ροπή αδράνειας μοναδιαίου τμήματος του πέλματος του τοίχου και y: απόσταση της $N_{\text{ολ}}$ από το κέντρο του πέλματος.

Οι εξισώσεις (3.35) και (3.36) είναι ισοδύναμες. Πράγματι, για την μέγιστη και ελάχιστη τιμή της σ (δηλαδή σ_1 και σ_2 αντίστοιχα) που είναι $y=L/2$ και η (3.36) δίνει:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{ολ}}}{L \cdot 1} \pm \frac{e \sum N^* \frac{I}{2}}{1 \cdot \frac{L^3}{12}} = \frac{N_{\text{ολ}}}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad (3.37)$$

Θεωρώντας δε ευθύγραμμη κατανομή των τάσεων ανάμεσα στα δύο άκρα του πέλματος, εύκολα υπολογίζουμε τις τάσεις. Προκειμένου δε να μην αναπτύσσεται αδρανής περιοχή στο πέλμα και να ισχύουν τα παραπάνω πρέπει να ελέγξουμε πως ισχύει $e < L/6$. Αν ο περιορισμός αυτός δεν ικανοποιείται, σημαίνει πως υπάρχει αδρανής περιοχή στο πέλμα. Αυτό πρέπει να αποφεύγεται. Σε περίπτωση όμως που αυτό συμβαίνει (π.χ. κατά τη διάρκεια σεισμού), η μέγιστη τάση δεν υπολογίζεται από την (3.35) αλλά από την:

$$\sigma_1 = \frac{2N_{\text{ολ}}}{3L \left(\frac{L}{2} - e\right)} \quad (3.38)$$

Το κατά πόσο είναι ικανό το έδαφος να μεταφέρει τις υπολογιζόμενες τάσεις, υπάρχουν δύο τρόποι να το διαπιστώσουμε: είτε απλά με σύγκριση της μέγιστης τάσης που βρέθηκε με την «επιτρεπόμενη τάση» του εδάφους που δίνεται για τύπους εδαφών και είναι ως επί των πλείστον συντηρητική, είτε με την εύρεση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και τη σύγκρισή της με τη μέγιστη τάση.

Η εύρεση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους δεν είναι όμως απλή υπόθεση. Απαιτεί πολλά στοιχεία και ουσιαστικά μόνο προσεγγιστικά μπορεί να βρεθεί. Η πιο δημοφιλής μέθοδος είναι η εξίσωση του Terzaghi (1943).

$$q_{\text{αστ}} = 0.5 \gamma L N_\gamma + c N_c + \gamma D_f N_q \quad (3.39)$$

Στην παραπάνω εξίσωση L είναι το πλάτος του πέλματος, γ το ειδικό βάρος του εδάφους, c η συνοχή του εδάφους, D_f το βάθος θεμελίωσης και

N_v, N_e και N_c αδιάστατοι συντελεστές που δίνονται συναρτήσει της γωνίας τριβής ϕ από πίνακες ή διαγράμματα. Σε περίπτωση ύπαρξης εκκεντρότητας και οριζόντιας δύναμης η εξίσωση (3.39) μετατρέπεται ως εξής: αντί για πλάτος L παίρνουμε ενεργό πλάτος $L'=L-2e$ και πολλαπλασιάζουμε τους συντελεστές N_v, N_e και N_c με τα $i_v=(1-a/\phi)^2$ και $i_c=i_q=(1-a/90)^2$ αντίστοιχα, όπου a η γωνία της συνισταμένης δύναμης με την κατακόρυφο. Για περισσότερες πληροφορίες κανείς μπορεί να ανατρέξει στην βιβλιογραφία [Βαλαλάς 1985, Αθανασόπουλος 1995].

Σημειώνεται ότι ειδικά για σεισμική φόρτιση η επιτρεπόμενη τάση πολλαπλασιάζεται με ένα συντελεστή, συνήθως 1.5.

3.5.4 Έλεγχος ευστάθειας σε θραύση του εδάφους

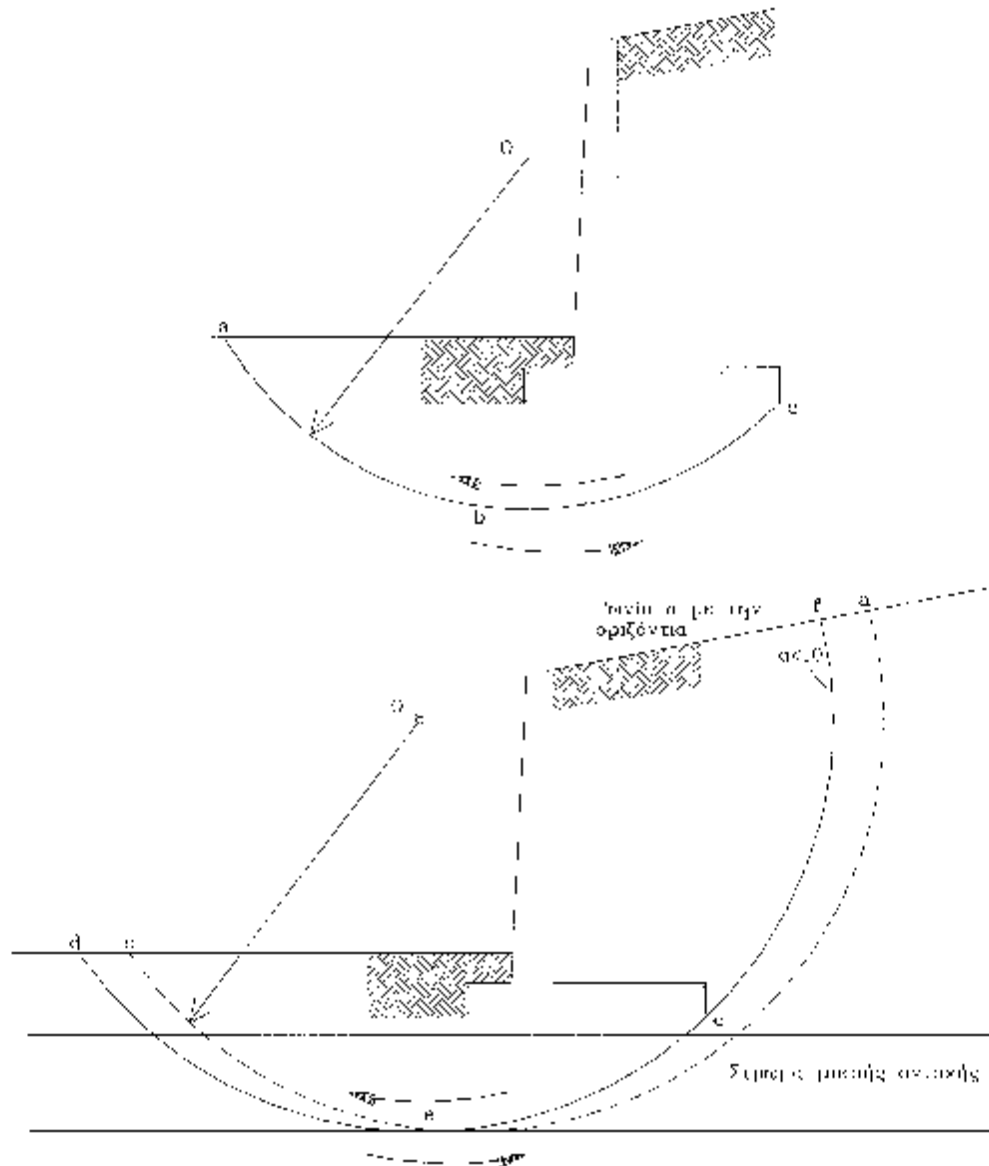
Πέρα από τους παραπάνω ελέγχους καλό είναι να γίνεται και έλεγχος ευστάθειας σε θραύση του εδάφους, μέσω κύκλων ολίσθησης.

Ο έλεγχος αυτός γίνεται με τις μεθόδους ελέγχου ευστάθειας των πρανών π.χ. μέθοδος λωρίδων. Σε αυτή τη μέθοδο η μάζα του εδάφους που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια ολίσθησης διαιρείται σε ένα αριθμό κατακόρυφων λωρίδων. Ο συντελεστής ασφάλειας σε ολίσθηση δίνεται από τη σχέση:

$$f = \frac{M_e}{M_o} \quad (3.40)$$

Η ροπή ολίσθησης M_o είναι η ροπή που δίνει το βάρος των λωρίδων ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης. Η ροπή ευστάθειας M_e είναι η ροπή των διατμητικών δυνάμεων που αναπτύσσονται κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης.

Οι δυνάμεις που εξασκούνται πάνω σε μια μεμονωμένη λωρίδα φαίνονται στο σχήμα 3.15. Δεχόμαστε ότι η N_i ενεργεί στη μέση της βάσης της λωρίδας, δηλ. $a_i=\Delta l/2$. Τότε θα είναι:



Σχήμα 3.15 Έλεγχος γενικής ευστάθειας τοίχου (κύκλοι ολίσθησης).

$$M_a = r \sum_{i=1}^n w_i \sin \theta_i \quad \text{και} \quad M_r = r \sum_{i=1}^n (c \Delta l_i + N_i \tan \varphi)$$

Στα παραπάνω r είναι η ακτίνα του κύκλου ολίσθησης. Ο συντελεστής ασφάλειας σε κατολίσθηση θα είναι:

$$f = \frac{\sum_{i=1}^n (c \Delta l_i + N_i \tan \varphi)}{\sum_{i=1}^n w_i \sin \theta_i} \quad (3.41)$$

Όπου

$$M_i(\theta) = \cos\theta_i \left(1 + \frac{\tan\theta_i \tan\varphi}{f} \right) \quad (3.43)$$

Η τιμή του f μπορεί να υπολογιστεί με διαδοχικές δοκιμές. Η μέθοδος Bishop δίνει αποτελέσματα αρκετά κοντά στην πραγματικότητα και για αυτό είναι αρκετά διαδεδομένη μέθοδος.

4. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

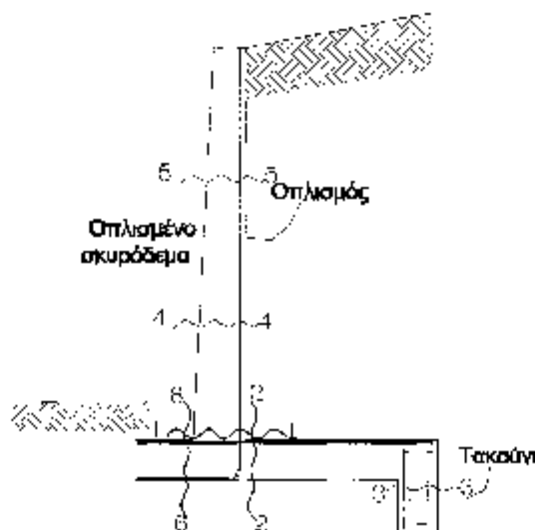
4.1 Διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης

Τα γενικά στοιχεία των τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα αναφέρθηκαν στο δεύτερο κεφάλαιο. Εδώ θα αναφερθούμε κυρίως στην τεχνική της διαστασιολόγησης και οπλισμού των στοιχείων του τοίχου αντιστήριξης. Αρχικό μας μέλημα φυσικά είναι η εύρεση των εντατικών μεγεθών του. Τονίζεται πως οι συνδυασμοί φόρτισης για διαστασιολόγηση δεν είναι ίδιοι με τους συνδυασμούς για τους ελέγχους ευστάθειας. Συγκεκριμένα, ο ΕΑΚ ορίζει πως για κάθε κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι φορτίσεις πρέπει να πολλαπλασιάζονται με κάποιους συντελεστές. Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι συνδυασμοί με τους οποίους εργαζόμαστε για τη διαστασιολόγηση.

Συνδυασμοί φορτίσεων για διαστασιολόγηση	
(1) Συνδυασμός ιδίου βάρους	$1.35g+1.5q$
(2) Συνδυασμός σεισμού	$g+0.3q+E$
(3) Οικονομικό μόνιμο φορτίο	$g+q$

Στον παραπάνω πίνακα g είναι τα εντατικά μεγέθη που προκαλούνται από τα μόνιμα φορτία, q αυτά που προκαλούνται από τα κινητά φορτία και E αυτά που προκαλούνται από τη σεισμική φόρτιση. Σημειώνεται ότι γενικά ο συνδυασμός (3) εφαρμόζεται για έλεγχο λειτουργικότητας των κατασκευών και όχι αντοχής. Ο συνδυασμός (3) δεν αφορά τους τοίχους αντιστήριξης.

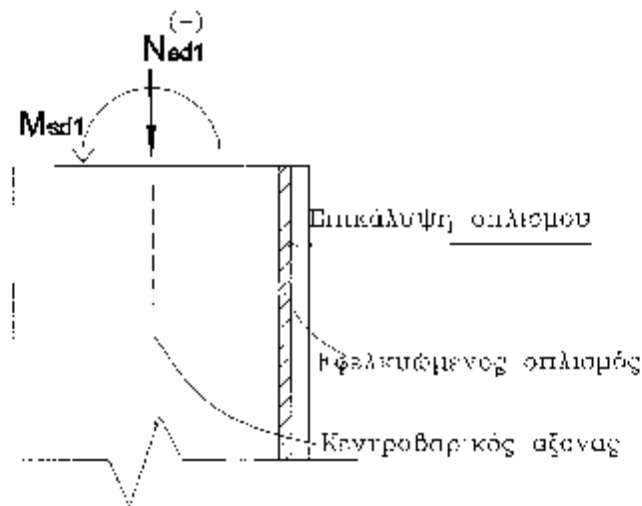
Συνήθως εργαζόμαστε ως εξής: βρίσκουμε τα εντατικά μεγέθη όχι σε κάθε σημείο του τοίχου αντιστήριξης, αλλά μόνο σε επιλεγμένες θέσεις. Στις θέσεις αυτές πρέπει να περιλαμβάνονται και οι δυσμενέστερες διατομές. Στο παρακάτω σχήμα 4.1 φαίνονται αυτές οι θέσεις για ένα τοίχο μορφής T με ενίσχυση.



Σχήμα 4.1 Διατομές ελέγχου τοίχου αντιστήριξης.

$$M_{sd1} = M_{1-1} \quad (4.1)$$

όπου M_{1-1} είναι η ροπή κάμψης στη διατομή 1-1. Λαμβάνεται πάντα θετική. Ανάλογα με το πρόσημο αλλάζει αιγλώς το εφελκυσμένο πέλμα.



Σχήμα 4.3. Συμβολισμοί και προσήμανση μεγεθών.

Κατόπιν υπολογίζουμε την ανηγμένη ροπή μ_{sd1} από την:

$$\mu_{sd1} = \frac{M_{sd1} - N_{sd} z_{s1}}{bd_1^2 f_{cd}} \quad (4.2)$$

Στην εξίσωση (4.2) είναι:

M_{sd1} : Η μέγιστη καμπτική ροπή σχεδιασμού κατακόρυφου προβόλου (βλ εξίσωση (4.1))

N_{sd1} : Η μέγιστη αξονική δύναμη σχεδιασμού κατακόρυφου προβόλου. η οποία είναι η αξονική δύναμη που δρα στη διατομή 1-1 και είναι θετική όταν είναι εφελκυστική και αρνητική όταν είναι θλιπτική.

z_{s1} : Η απόσταση της αξονικής δύναμης (συνήθως με σημείο εφαρμογής τον κεντροβαρικό άξονα) από τον εφελκυσμένο σπλισμό.

b : Το πλάτος της διατομής (εδώ παίρνουμε λωρίδα πλάτους 1m, οπότε είναι $b=1$).

d_1 : Το ωφέλιμο (στατικό) ύψος της διατομής (φυσικά το πάχος της επικάλυψης c_1 δεν συνυπολογίζεται) και

f_{cd} : Η αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος, ίση με την χαρακτηριστική αντοχή του δια του συντελεστή ασφάλειας γ_c του υλικού δηλαδή $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.

Το γ_c το παίρνουμε συνήθως 1.50, δηλαδή για σκυρόδεμα π.χ. C16/20 η αντοχή σχεδιασμού του θα είναι $f_{cd} = \frac{16}{1.5} = 10.7 \text{ MPa}$.

Κατόπιν είτε από πίνακες είτε από διαγράμματα υπολογίζουμε το συντελεστή ω_1 .

Σημειώνεται ότι για προγραμματισμό με Η/Υ προσφέρεται καλύτερα ο υπολογισμός του ω_1 από τον παρακάτω τύπο:

$$\omega_1 = \frac{1}{1.20} \left(1 - \sqrt{1 - 2.40\mu_{sdl}} \right) \quad (4.3)$$

Εύκολα πλέον μπορούμε να υπολογίσουμε τον απαιτούμενο για αντοχή σπλισμό από την:

$$A_{s1} = \frac{\omega_1 b d_c f_{yd} + N_{sd1}}{f_{yd}} \quad (4.4)$$

Η αντοχή σχεδιασμού του χάλυβα ορίζεται παρόμοια με αυτής του σκυροδέματος και δίνεται από την $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y}$. Τον συντελεστή ασφαλείας γ_y τον λαμβάνουμε συνήθως 1.15. Δηλαδή για π.χ. S500 η αντοχή σχεδιασμού του θα είναι $f_{yd} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$.

Ακολουθώς πρέπει να υπολογίζεται ο ελάχιστος απαιτούμενος κύριος σπλισμός (κατασκευαστικός σπλισμός):

Κύρια διεύθυνση .

$$- A_{s1min} = 0.0015 * d_1 b$$

Μέγιστη απόσταση ράβδων:

$$- s_{1max} = \min\{1.5d_1, 20\text{cm}\}$$

Οπλίζουμε τελικά με τον μέγιστο των A_{s1} και A_{s1min} .

Στη δευτερεύουσα διεύθυνση (2) οπλίζουμε ως εξής:

$$A_{s1(2)min} = 20\% \text{ του τοποθετούμενου στην κύρια διεύθυνση σπλισμού} \\ = 0.20 \max(A_{s1min}, A_{s1})$$

Μέγιστη απόσταση ράβδων:

$$s_{1(2)max} = 25\text{cm}.$$

Σε περίπτωση που ο τοίχος είναι ψηλός και κρίνεται πως γίνεται οικονομία, η διαδικασία επαναλαμβάνεται και για τις διατομές 4-4 και 5-5, ώστε εκεί να τοποθετηθεί λιγότερος σπλισμός. Καλό είναι να γίνεται έλεγχος και για τέμνουσα δύναμη, αλλά η εμπειρία έχει δείξει πως σπάνιες είναι οι περιπτώσεις που είναι αναγκαίος ο διατμητικός σπλισμός.

Ο έλεγχος για σπλισμό διάτμησης στον κατακόρυφο πρόβολο γίνεται ως εξής:

Υπολογίζεται η μέγιστη τέμνουσα του κατακόρυφου προβάλου Q_{sd1} .

Η διατμητική αντοχή του σκυροδέματος είναι:

$$V_{rd1,1} = \tau_{rd} * \min\{2, 1.2 + 40\rho_{1,1}\} d_1 - 0.15 \frac{N_{sd1} d_1}{d_1 + e_1}$$

Στον παραπάνω τύπο π.χ. για ποιότητα σκυροδέματος C20 $\tau_{rd} = 260 \text{ kPa}$

$$\rho_{1,1} = \frac{A_{s1}}{b * d_1}$$

Αν τελικά προκύψει $Q_{sd1} < V_{rd1,1}$, δεν απαιτείται σπλισμός διάτμησης.

Η διαδικασία διαστασιολόγησης συνεχίζεται με τη διατομή 2-2 με σκοπό τη διαστασιολόγηση του οριζόντιου προβόλου του τοίχου αντιστήριξης. Σε αυτή τη διατομή, εκτός από τις υπερκείμενες γαίες και το τυχόν κινητό φορτίο q , δρουν και οι τάσεις του εδάφους. Για αυτό πρώτο βήμα είναι ο υπολογισμός των τάσεων εδάφους για κάθε συνδυασμό φόρτισης. Κατόπιν επαλληλίζουμε τα μεγέθη και επαναλαμβάνουμε τη διαδικασία ανάλογα όπως και για τη διατομή 1-1. Όμως στην περίπτωση αυτή δε λαμβάνουμε υπόψη την αξονική δύναμη που δρα στη διατομή 2-2 για τη διαστασιολόγηση του οριζόντιου προβόλου.

Σε περίπτωση που ο τοίχος έχει ενισχύσεις (π.χ. τακούνι) πρέπει να ελέγξουμε και τη διατομή 3-3. Ο έλεγχος γίνεται βάσει της μέγιστης δύναμης που ασκείται στο τακούνι (πολλαπλασιασμένης βέβαια με τον κατάλληλο συντελεστή φόρτισης) ανάλογα όπως και στις άλλες διατομές.

Αν το ύψος του τοίχου είναι μεγάλο, τότε πιθανώς να συμφέρει η τοποθέτηση αντηρίδων στον τοίχο. Σε αυτή την περίπτωση και ο κατακόρυφος και ο οριζόντιος πρόβολος υπολογίζονται σαν τριέρειςτες πλάκες με ελεύθερη μια πλευρά και πακτωμένες τις άλλες. Το άνοιγμα των πλακών θα είναι όσο και οι αποστάσεις των αντηρίδων. Ο υπολογισμός των απαιτούμενων οπλισμών γίνεται βάσει πινάκων (π.χ. πίνακες Czerny) ή αναλυτικών μεθόδων (π.χ. μέθοδος Marcus). Οι αντηρίδες εξιδανικεύονται σαν δοκοί μεταβλητής διατομής που στηρίζουν τις πλάκες που αποτελούν τον τοίχο αντιστήριξης. Υπολογίζονται σύμφωνα με τη διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω. Συνήθως ελέγχουμε δύο ή τρεις διατομές κατά μήκος, ανάλογα με το ύψος του τοίχου.

4.2 Διάταξη οπλισμών

Η διαδικασία όπλισης του τοίχου αντιστήριξης δεν τελειώνει με την εύρεση του απαιτούμενου για αντοχή οπλισμού. Πρέπει να γίνουν και άλλοι έλεγχοι ή καλύτερα να ακολουθήσουμε τις λεγόμενες κατασκευαστικές διατάξεις που προτείνει ο ΕΚΩΣ, καθώς και άλλες διατάξεις που στοχεύουν στην καλύτερη κατασκευαστική διαμόρφωση και προέρχονται από τη συσσώρευση εμπειρίας από τα αντίστοιχα τεχνικά έργα που κατά καιρούς έχουν γίνει. Κάποιες από αυτές τις διατάξεις είναι:

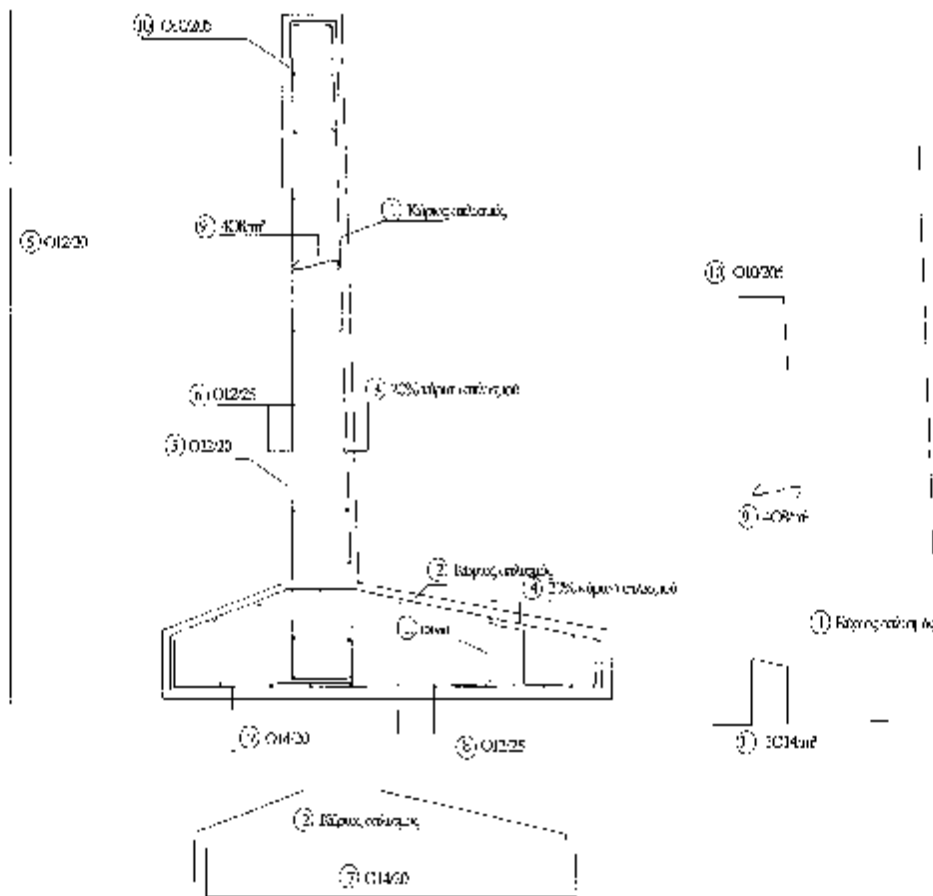
1. Όλες οι ράβδοι θα πρέπει να έχουν επαρκή επικάλυψη από σκυρόδεμα. Αυτό γίνεται κυρίως για προστασία του οπλισμού από τη διάβρωση αλλά και για εξασφάλιση της συνεργασίας οπλισμού και σκυροδέματος. Σύμφωνα με τον κανονισμό για έργα από σκυρόδεμα, η ελάχιστη επικάλυψη για έντονα διαβρωτικό περιβάλλον είναι τα 4cm. (Στην εξωτερική παρειά του τοίχου και όταν κρίνεται σωστό η επικάλυψη μπορεί να μειωθεί και στα 3cm). Η εξασφάλιση της επικάλυψης μπορεί να γίνει με διάφορους τρόπους. Προτεινόμενη μέθοδος είναι η τοποθέτηση υποθεμάτων στον οπλισμό. Τα υποθέματα είναι ειδικά πλαστικά κομμάτια διαμορφωμένα ώστε να διατηρούν τον οπλισμό σε σταθερή απόσταση από τον ξυλότυπο. Η τοποθέτησή τους είναι αρκετά απλή, ενώ μηδαμινό σχετικά είναι και το κόστος τους. Εναλλακτική λύση είναι η τοποθέτηση μαρμάρινων κομματιών όπου χρειάζεται.

Το πάχος της επικάλυψης πρέπει να αυξάνει γενικά με τη διαβρωτικότητα του περιβάλλοντος. Όσο πιο διαβρωτικό είναι το

περιβάλλον, τόσο μεγαλύτερη επικάλυψη χρειάζεται. Αυτό σημαίνει πως για υψηλό φρεάτιο ορίζοντα, οι επικαλύψεις των οπλισμών πρέπει να είναι αρκετά μεγάλες και αν είναι δυνατόν να τοποθετείται μια στρώση σκυροδέματος καθαριότητας στο κάτω μέρος του τοίχου αντιστήριξης.

2. Ελάχιστοι απαιτούμενοι οπλισμοί εφελκόμενων πελμάτων. Σύμφωνα με τον κανονισμό πρέπει σε κάθε εφελκόμενο πέγμα (κύρια διεύθυνση για πλάκες) να υπάρχει τουλάχιστον ποσοστό οπλισμού $\rho=0.0015$ (αντίστοιχα ποσότητα οπλισμού $A_s=0.0015bd$).
3. Οι μέγιστες αποστάσεις s των ράβδων για το εφελκόμενο πέγμα - κύρια διεύθυνση πρέπει να είναι: $s=\min\{20cm, 1.5d\}$. Η διάταξη αυτή είναι συνήθως καθοριστική για την ποσότητα του τελικού οπλισμού.
4. Αν και δεν υπάρχει σαφής διάταξη του κανονισμού για την ελάχιστη διάμετρο που πρέπει να χρησιμοποιηθεί για τον κύριο οπλισμό του κατακόρυφου και οριζώντιου προβόλου του τοίχου αντιστήριξης, το πνεύμα του ΕΚΩΣ (π.χ. διατάξεις θεμελιώσεων), αλλά και η καθημερινή εμπειρία μας οδηγεί στο να χρησιμοποιούμε γενικά χοντρές ράβδους. Μια διάμετρος τουλάχιστον $\Phi 14$ ή και $\Phi 16$ κρίνεται επαρκής. Επειδή αυτή η διάταξη μπορεί να οδηγήσει σε πολλές περιπτώσεις στην τοποθέτηση αρκετά μεγαλύτερης ποσότητας οπλισμού από ότι αρχικά υπολογίζεται, κρίνεται σκόπιμη η αραιή τοποθέτησή της σε απόσταση s . (Σε εξαιρετικές περιπτώσεις, μπορούν να τοποθετηθεί σε ελαφρώς μεγαλύτερες αποστάσεις από ότι η s .)
5. Οπλισμός θα τοποθετείται και στο θλιβόμενο πέγμα του κατακόρυφου και οριζώντιου προβόλου. Αυτό γίνεται όχι μόνο για λόγους ρηγμάτωσης και καλύτερης στατικής συμπεριφοράς, αλλά κυρίως για ανάληψη τυχουσών εφελκυστικών τάσεων. Αυτές μπορεί να προέρχονται π.χ. από θερμοκρασιακές μεταβολές, ή κυρίως από σεισμικές δυνάμεις ή ανεμοπιέσεις κατά τη διάρκεια της κατασκευής του τοίχου, όπου δεν έχει γίνει ακόμα επίχωση του τοίχου.
6. Οι οπλισμοί του θλιβόμενου πέγματος του κατακόρυφου προβόλου μπορεί να είναι ένα πλέγμα από ράβδους π.χ. $\Phi 12$ ανά αποστάσεις 20cm ($\Phi 12/20$) στην κύρια διεύθυνση και 25cm ($\Phi 12/25$) στη δευτερεύουσα. Οι οπλισμοί του θλιβόμενου πέγματος του οριζώντιου προβόλου μπορεί να είναι ένα πλέγμα από ράβδους π.χ. $\Phi 14$ ανά αποστάσεις 20cm ($\Phi 14/20$) στην κύρια διεύθυνση και $\Phi 12$ ανά αποστάσεις 25cm ($\Phi 12/25$) στη δευτερεύουσα διεύθυνση.
1. Κρίσιμο είναι το θέμα της αγκύρωσης των ράβδων. Ως γνωστό οι οπλισμοί πρέπει να προεκτείνονται πέρα της θέσης όπου απαιτούνται και για ικανό μήκος ώστε να μπορεί να αναπτυχθεί η απαιτούμενη τάση. Το μήκος αγκύρωσης εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων όπως το είδος της ράβδου (ποιότητα π.χ. S500 και αν έχει ραβδώσεις) από τη θέση της ράβδου (περιοχή συνάφειας I και II), από την ποιότητα του σκυροδέματος (π.χ. C20/25), από τη διάμετρο της ράβδου κλπ. Επειδή δε ακόμα και σήμερα ο μηχανισμός της αγκύρωσης δεν έχει περιγραφεί πλήρως οι διατάξεις πάνω στα θέματα αγκύρωσης είναι αρκετά συντηρητικές. Το μήκος αγκύρωσης δίνεται συνήθως από πίνακες βάσει της διαμέτρου της ράβδου. Αν τελικά το μήκος που έχουμε δεν επαρκεί (π.χ. ο κόμβος δεν έχει το απαιτούμενο μήκος) πρέπει οι ράβδοι να καμφθούν, οπότε το συνολικό μήκος αγκύρωσης μπορεί να μειωθεί κατά 30%.

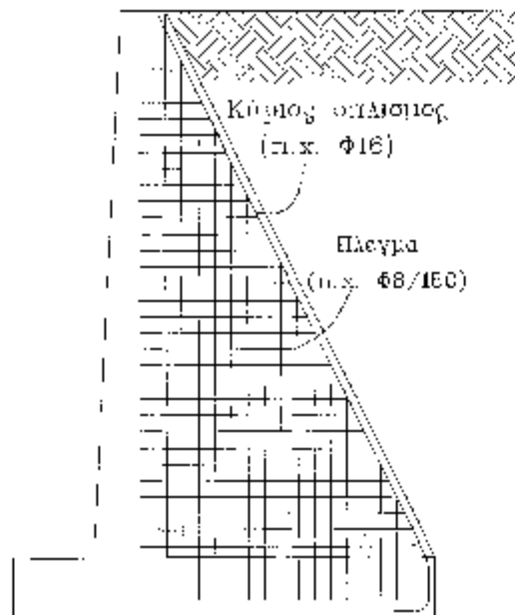
2. Οι κατακόρυφοι οπλισμοί πρέπει να αγκυρώνονται στον κόμβο καμπτόμενοι όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.
3. Ο κύριος οπλισμός του οριζώντιου προβόλου κάμπτεται στα άκρα του, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4.
4. Στη στέψη του κατακόρυφου προβόλου τοποθετούμε φουρκέτες Φ10/20, οι οποίες μάλιστα είναι απαραίτητες όταν υπάρχει συγκεντρωμένο φορτίο στέψης P_G .
5. Συνήθως τοποθετούνται και κάποιοι οπλισμοί που «δένουν» τους οπλισμούς των δύο παρειών στον κατακόρυφο πρόβολο. Οι οπλισμοί αυτοί μπορεί να είναι $4\Phi 8/m^2$ κατά τη σύσταση του ΝΚΟΣ για τα τοιχεία υπογείου. Οι οπλισμοί αυτοί πρέπει να διατάσσονται με άγκιστρα, ώστε να υπάρχει συνεργασία των οπλισμών. Τα άγκιστρα αυτά μπαίνουν ώστε να εξασφαλίσουν πως οι εσχάρες θα παραμείνουν στη θέση τους κατά τη διάρκεια της σκυροδέτησης. Οι σιγμοειδής οπλισμοί θα συγκρατούν και τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες ράβδους οπλισμού.



Σχήμα 4.4 Οπλισμοί τοιχων

12. Στις αντηρίδες, αν μιλάμε για αντηριδωτούς τοίχους, εκτός των κύριων οπλισμών, πρέπει να τοποθετείται στις δύο παρειές και πλέγμα κατά το παρακάτω σχήμα. Ο κύριος οπλισμός της αντηρίδας θα είναι από ράβδους π.χ. Φ16. Το πλέγμα είναι δυνατόν να αποτελείται και από ράβδους

μικρότερης διατομής, ακόμα και από Φ8 με την προϋπόθεση της σωστής επικάλυψης.



Σχήμα 4.5 Οπλισμοί αντηρίδας.

5. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ Η/Υ

5.1 Εισαγωγή

Τα τελευταία χρόνια η εξέλιξη και η εξάπλωση των ηλεκτρονικών υπολογιστών καθώς και η δυνατότητα ανάπτυξης που παρείχαν σε πολλούς τομείς, έκαναν τους υπολογιστές ένα απαραίτητο μέσο Τεχνολογικής ανόδου αλλά και επίλυσης προβλημάτων που από καιρό απασχολούσαν τον μηχανικό.

Ενας από τους τομείς της ειδικότητας του Πολιτικού Έργων Υποδομής όπου μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (Η/Υ) είναι ο υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης, έργου ιδιαίτερα σημαντικού. Η παρούσα πτυχιακή εργασία περιλαμβάνει τον υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και οπλισμένου σκυροδέματος με Η/Υ.

Ο μελετητής-μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί, με βάση την επιστημονική του εκτίμηση. Απαιτείται επομένως πολύ καλή γνώση του υπολογισμού (επίλυση και διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης που προϋποθέτει βαθιά γνώση της Στατικής, της Εδαφομηχανικής της διαστασιολόγησης φαρέων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, των Τεχνικών Έργων Υποδομής, καθώς και των ισχυόντων κανονισμών.

5.2 Κίνδυνοι σφαλμάτων στους Υπολογισμούς Τοίχων Αντιστήριξης με Η/Υ

Στο ευρύ κοινό επικρατεί η εντύπωση ότι ο «ηλεκτρονικός υπολογιστής δεν κάνει ποτέ ή σχεδόν ποτέ λάθη». Η ίδια εντύπωση επικρατεί και σε μια μεγάλη μερίδα Μηχανικών, με αποτέλεσμα να θεωρούνται οι υπολογισμοί τοίχων αντιστήριξης απαλλαγμένοι, σχεδόν εξ' ορισμού, από τον κίνδυνο λαθών.

Βέβαια τα σφάλματα δεν οφείλονται κατά κανόνα στα ηλεκτρονικά εξαρτήματα του υπολογιστή (hardware), τα οποία είναι σε θέση να εκτελέσουν αριθμητικές πράξεις με πολύ μεγάλη ταχύτητα και ιδιαίτερα μεγάλη αξιοπιστία. Τα σφάλματα οφείλονται στον ανθρώπινο παράγοντα, ο οποίος όμως υπεισέρχεται καθοριστικά στη διαδικασία υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης με Η/Υ, τόσο στο πρόσωπο του συντάκτη του προγράμματος, όσο και στο πρόσωπο του χρήστη του προγράμματος.

Επιγραμματικά, τα σφάλματα μπορούν να ταξινομηθούν ως προς την πηγή τους στις τρεις παρακάτω κατηγορίες:

α. Σε σφάλματα αλγορίθμου και κωδικοποίησης. Σχετίζονται άμεσα με τον συντάκτη του προγράμματος. Οφείλονται στο γεγονός ότι η σύνταξη ενός προγράμματος είναι, στην καλύτερη περίπτωση, μερικώς μόνο αυτοματοποιημένη διαδικασία και στηρίζεται καθοριστικά στον ανθρώπινο παράγοντα. Ο κίνδυνος είναι μεγαλύτερος στα σχετικά μεγάλα προγράμματα. Παρόλο που στα σωστά ελεγμένα προγράμματα τα σφάλματα αυτά δεν είναι συχνά, μπορεί να είναι ιδιαίτερα επώδυνα, γιατί είναι συστηματικά. Δηλαδή ενδέχεται να εμφανίζονται σε κάθε εφαρμογή του συγκεκριμένου

προγράμματος και να οδηγήσουν, όχι σε μια μεμονωμένη, αλλά σε μια ολόκληρη ομάδα ασφαλή υπολογισμένων τοίχων αντιστήριξης.

β. Σε σφάλματα αποκριτής και στρωγγύλευσης. Σχετίζονται άμεσα με το λειτουργικό περιβάλλον του προγράμματος. Οφείλονται στην παράσταση όλων των αριθμών στον Ηλεκτρονικό Υπολογιστή με ένα πεπερασμένο πλήθος σημαντικών ψηφίων.

γ. Σφάλματα χρήσης. Σχετίζονται άμεσα με τον χρήστη του προγράμματος. Στην κατηγορία αυτή υπάγονται:

γ1. Σφάλματα Εισαγωγής Δεδομένων. Η σημασία των σφαλμάτων εισαγωγής των δεδομένων είναι προφανής. Τυχόν σφάλματα κατά την εισαγωγή δεδομένων των προγραμμάτων υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης θα οδηγήσουν σε λάθος αποτελέσματα και απόρριψη μελέτης.

γ2. Σφάλματα Χειρισμού του Προγράμματος. Όπως και για τα σφάλματα εισαγωγής δεδομένων, η σημασία των σφαλμάτων χειρισμού ενός προγράμματος είναι προφανής. Ο μηχανικός πρέπει να έχει εμπεδώσει τις πληροφορίες που δίνονται από το εγχειρίδιο (manual) του προγράμματος και να είναι προσεκτικός κατά το χειρισμό των εντολών.

γ3. Σφάλματα Ερμηνείας Αποτελεσμάτων. Επειδή ο ηλεκτρονικός υπολογιστής μπορεί να εκτελέσει αριθμητικές πράξεις με σχετικά μεγάλη ακρίβεια και πολλά σημαντικά ψηφία, υπάρχει τάση να αποδίδεται υπερβολικά μεγάλη αξιοπιστία στα αποτελέσματα του ηλεκτρονικού υπολογιστή. Είναι απαραίτητο ο Μηχανικός να ερμηνεύει τα αριθμητικά αποτελέσματα του υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης με βάση τις παραδοχές, οι οποίες υπεισέρχονται στους υπολογισμούς και την επιστημονική του εκτίμηση για την πραγματική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης.

5.3 Προγράμματα Η/Υ για τον υπολογισμό Τοίχων Αντιστήριξης

Από μια πρόχειρη αναζήτηση προγραμμάτων Η/Υ για τον υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης από σπλισμένο σκυρόδεμα με Η/Υ, βρέθηκαν τα παρακάτω επαγγελματικά προγράμματα:

- **Space II - Othisis** της εταιρίας Comet.
- **VK.TOIXOS** της εταιρίας 4M-VK.
- **SCADA-Τοίχοι αντιστήριξης** της εταιρίας American Computers & Engineers Hellas A.E.
- **Τοίχος 98** της εταιρίας Multisoft.
- **Beton express** της εταιρίας Runet.

κλπ

Το Διαδίκτυο (Internet) είναι το μεγαλύτερο δίκτυο ηλεκτρονικών υπολογιστών στην ιστορία της Ανθρωπότητας και διασυνδέει εκατομμύρια ανθρώπους μέσω του Η/Υ τους. Ως το δίκτυο των δικτύων, το Διαδίκτυο (Internet) διασυνδέει υπολογιστές σε όλο τον κόσμο χρησιμοποιώντας ένα τυποποιημένο σύνολο πρωτοκόλλων και διαδικασιών και επιτρέπει στους υπολογιστές να ανταλλάσσουν πληροφορίες μεταξύ τους.

Η χρήση αυτή είναι ιδιαίτερα ενδιαφέρουσα για τους μηχανικούς που συχνά χρειάζεται να χρησιμοποιήσουν ένα εργαλείο ή κώδικα υπολογισμών που δεν βρίσκεται πάντα στον τόπο εργασίας τους.

Μετά από σχετική αναζήτηση στο Διαδίκτυο (Internet) βρέθηκαν αρκετά προγράμματα Η/Υ για τον υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης. Τα συγκεκριμένα προγράμματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν κατά την εκπόνηση μελετών. Μερικές διευθύνσεις (URL) όπου μπορεί κανείς να βρει πληροφορίες για τα παραπάνω προγράμματα Η/Υ δίνονται παρακάτω:

<http://www.4m.gr/products/toixos.html>
<http://www.ace-hellas.gr.htm>
<http://www.multisoft.gr>
<http://www.ejge.com/ejgesoft/prog-rw.htm>
<http://www.runet.gr/index.htm>
κλπ

Στα παραπάνω δεν περιελήφθησαν διευθύνσεις (URL) που αναφέρονται στην διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα με τους Αμερικάνικους κανονισμούς.

5.4 Χρησιμοποιηθέντα προγράμματα Η/Υ για τον υπολογισμό Τοίχων Αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα στην παρούσα πτυχιακή εργασία

Στο κεφάλαιο "Εφαρμογές: Υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυρόδεματος με Η/Υ", πραγματοποιείται ο υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυρόδεματος:

- χωρίς την χρήση Η/Υ για λόγους σύγκρισης,
- με τη χρήση επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ.

Το επαγγελματικό πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα πτυχιακή εργασία είναι το πρόγραμμα «beton express» της εταιρίας Kunet , το οποίο έχει αγοραστεί επίσημα από τον Δρ. Αλέξιο-Λουκά Σπαθή Πολιτικό Μηχανικό Επ. συνεργάτη και η χρήση του έγινε στον δικό του Η/Υ.

Σε κάθε περίπτωση, ο μελετητής-μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί, με βάση την επιστημονική του εκτίμηση. Απαιτείται επομένως πολύ καλή γνώση του υπολογισμού (επίλυση και διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης που προϋποθέτει βαθιά γνώση της Στατικής, της Εδαφομηχανικής της διαστασιολόγησης φορέων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, των Τεχνικών Έργων Υποδομής, καθώς και των ισχυόντων κανονισμών.

Στην παρούσα Πτυχιακή Εργασία, ο υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυρόδεματος με Η/Υ, πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ2000/2003).

6. ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟΥ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΜΕ Η/Υ.

Στο παρόν κεφάλαιο πραγματοποιείται ο πλήρης υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυροδέματος υπό στατική και σεισμική φόρτιση, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000/2003) και τον ελληνικό κανονισμό οπλισμένου σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000/2003).

Ο υπολογισμός (επίλυση-διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και Οπλισμένου Σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε:

- α) χωρίς την χρήση Η/Υ για λόγους σύγκρισης και
- β) με τη χρήση επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ.

Συγκεκριμένα στις εφαρμογές (τοίχων αντιστήριξης) δίνονται :

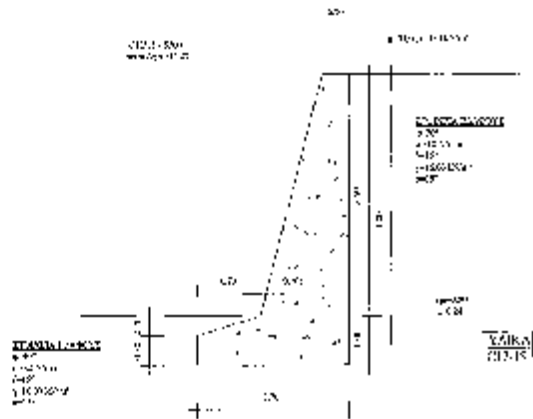
(α) Ο πλήρης υπολογισμός χωρίς τη χρήση Η/Υ («με το χέρι») για λόγους σύγκρισης.

(β) Ο πλήρης υπολογισμός με τη χρήση του επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ « BETONexpress της RUNET».

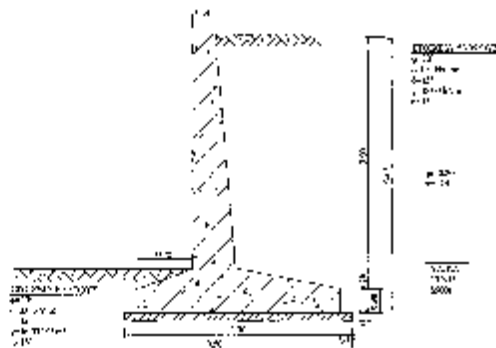
(γ) Ο σχεδιασμός με Η/Υ των ξυλοτύπων και των αναπτυγμάτων των οπλισμών.

(δ) Η αναλυτική επιμέτρηση του απαιτούμενου όγκου σκυροδέματος (ανά τρέχον μέτρο) και του απαιτούμενου χάλυβα (ανά τρέχον μέτρο).

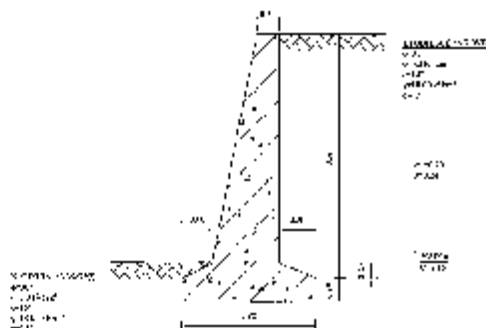
6.1. Πλήρης υπολογισμός χωρίς την χρήση Η/Υ («με το χέρι») τριών τοίχων αντιστήριξης (έναν βαρύτητας και δύο Οπλισμένου σκυροδέματος) για λόγους σύγκρισης.



6.1.1. (Σελίδα 53)



6.1.2. (Σελίδα 64)

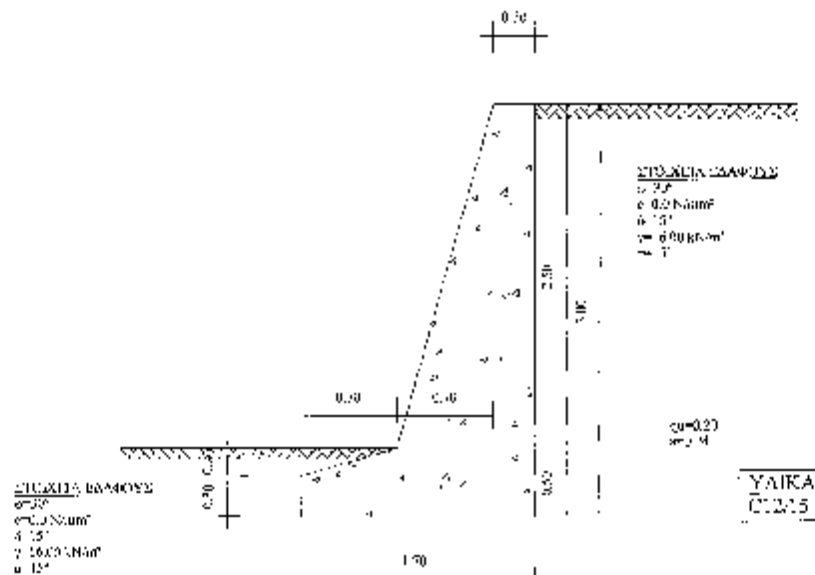


6.1.3. (Σελίδα 75)

6.1.1. Εφαρμογή

Υπολογισμός τοίχου αντιστήριξης βαρύτητας για συνδυασμούς στατικών και σεισμικών φορτίσεων.

Αντιμετωπίζεται η περίπτωση αντιστήριξης σε έδαφος με χαλίκι ειδικού βάρους $\gamma=16,00 \text{ kN/m}^3$, γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=30^\circ$, κλίση πρανούς $\beta=0^\circ$ και επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{ετ}}=300 \text{ kN/m}^2$. Προς την πλευρά του εδάφους ο τοίχος είναι κατακόρυφος. Τα υλικά κατασκευής του τοίχου είναι C12/15 για το σκυρόδεμα με ειδικό βάρος $\gamma_c=25,00 \text{ kN/m}^3$. Δεν υπάρχει φόρτιση στο έδαφος στην κορφή του τοίχου.



Σχήμα 6.1.1.α Τοίχος βαρύτητας

Παραδοχές:

- Θεωρούμε ότι ισχύει γραμμική κατανομή τάσεων.
- Το έδαφος θεωρείται ότι είναι ομογενές και ισότροπο.
- Η ανάλυση είναι γραμμική ελαστική.

6.1.1.1. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου αντιστήριξης

Θα γίνουν έλεγχοι ανατροπής, ολίσθησης και επιτρεπόμενων τάσεων για τους συνδυασμούς φορτίσεων:

- $1,35g_{\DeltaΥΣΜ}+1,00g_{ΕΥΜ}$,
- $1,35g_{\DeltaΥΣΜ}+1,00g_{ΕΥΜ} +1,50q$,
- $0,30g_{ΠΑΘ}+1,00 g_{ΕΥΥ} +E$

Όπου: g: μόνιμο φορτίο

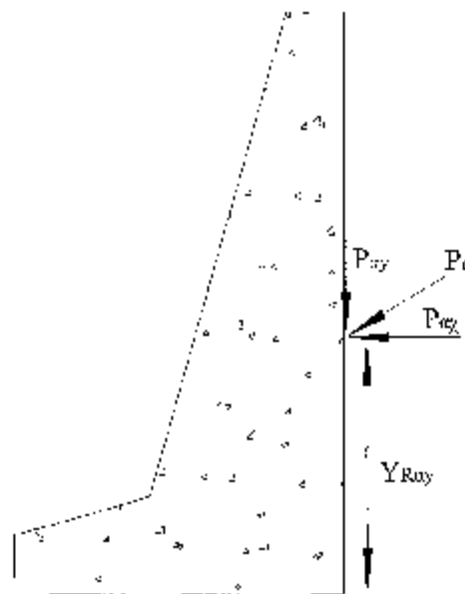
$g_{ΕΥΜ}$: μόνιμες ευμενείς φορτίσεις

$g_{\DeltaΥΣΜ}$: μόνιμες δυσμενείς φορτίσεις

$g_{ΠΑΘ}$: μόνιμες παθητικές φορτίσεις

E: σεισμικές φορτίσεις

- **Δυνάμεις λόγω ενεργητικών ωθήσεων**
Θεωρία Coulomb.



Σχήμα 6.1.1.β Ενεργητικές ωθήσεις

$$K_a = \left[\frac{\sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)}} + \frac{\sin(\alpha - \phi)}{\sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 = \left[\frac{\sin 90}{\sqrt{\sin(90 + 15)}} + \frac{\sin(90 - 30)}{\sqrt{\frac{\sin(30 - 15) \sin(30 - 0)}{\sin(90 - 0)}}} \right]^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow K_a = 0,301$$

$$q_A = K_\alpha \cdot \gamma_d \cdot h_A = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_B = K_\alpha \cdot \gamma_d \cdot h_B = 0,301 \cdot 16,00 \cdot 3,00 = 14,45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_\alpha = \frac{1}{2} \cdot (q_A + q_B) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (0 + 14,45) \cdot 3,00 = \frac{1}{2} \cdot 14,45 \cdot 3,00 = 21,67 \text{ kN}$$

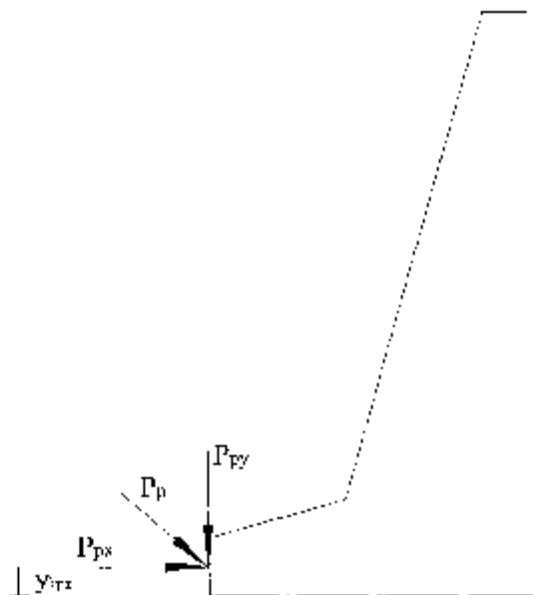
$$P_{\alpha x} = P_\alpha \cdot \cos \alpha = 21,67 \cdot \cos 15 = 20,93 \text{ kN}$$

$$P_{\alpha y} = P_\alpha \cdot \sin \alpha = 21,670 \cdot \sin 15 = 5,61 \text{ kN}$$

$$y_{\text{ρω}} = \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 3,00 = 1,00 \text{ m}$$

$$x_{\text{ρω}} = 1,70 \text{ m}$$

- **Δυνάμεις λόγω παθητικών ωθήσεων**
Θεωρία Coulomb



Σχήμα 6.1.1.γ Παθητικές ωθήσεις

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin \alpha}} \right]^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_p = \frac{\sin^2(90 + 30)}{\sin^2 90 \cdot \sin(90 - 15) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(30 + 15) \sin(30 - 0)}{\sin(90 - 15) \sin 90}} \right]^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_p = 4,977$$

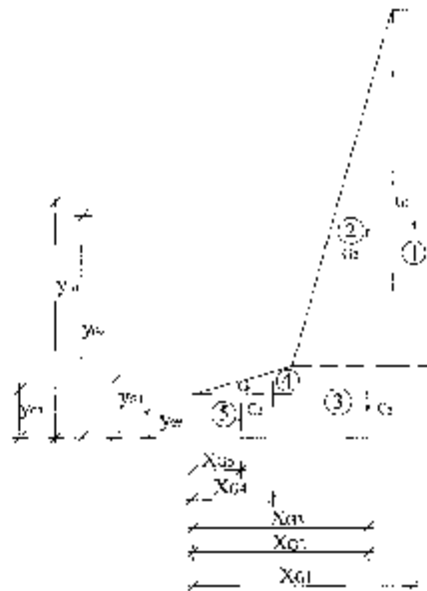
$$P_p = \frac{1}{2} (y_d \cdot \gamma \cdot K_p) \cdot H = \frac{1}{2} (16,00 \cdot 0,50 \cdot 4,977) \cdot 0,50 = 9,95 \text{ kN/m}$$

$$P_{p1} = P_p \cdot \cos \alpha = 9,95 \cdot \cos 15 = 9,61 \text{ kN/m}$$

$$P_{p2} = P_p \cdot \sin \alpha = 9,95 \cdot \sin 15 = 2,58 \text{ kN/m}$$

$$y_{p12} = \frac{1}{3} \cdot 0,50 = 0,17 \text{ m}$$

• Βάρη τοίχου-επιχώματος



Σχήμα 6.1.1.5 Βάρη τοίχου

$$G_1 = 2,50 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 18,75 \text{ kN/m}$$

$$x_{G1} = (1,70 - 0,30) + \frac{0,30}{2} = 1,55 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G1} = 0,50 + \frac{1}{2} \cdot 2,50 = 1,75 \text{ m}$$

$$G_2 = 2,50 \cdot \frac{(1,00 - 0,30)}{2} \cdot 25,00 = 21,875 \text{ kN/m}$$

$$x_{G2} = 0,72 + \frac{2}{3} \cdot 0,70 = 1,166 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G2} = 0,50 + \frac{1}{3} \cdot 2,50 = 1,33 \text{ m}$$

$$G_3 = 0,50 \cdot 1,00 \cdot 25,00 = 12,50 \text{ kN/m}$$

$$x_{G3} = 0,70 + \frac{1}{2} \cdot 1,00 = 1,20m$$

σε απόσταση

$$y_{G3} = \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 0,25m$$

$$G_4 = 0,20 \cdot \frac{0,70}{2} \cdot 25,00 = 1,75kN/m$$

$$x_{G4} = \frac{2}{3} \cdot 0,70 = 0,466m$$

σε απόσταση

$$y_{G4} = 0,30 \cdot \frac{1}{3} \cdot 0,20 = 0,366m$$

$$G_5 = 0,30 \cdot 0,70 \cdot 25,00 = 5,25kN/m$$

$$x_{G5} = \frac{1}{2} \cdot 0,70 = 0,35m$$

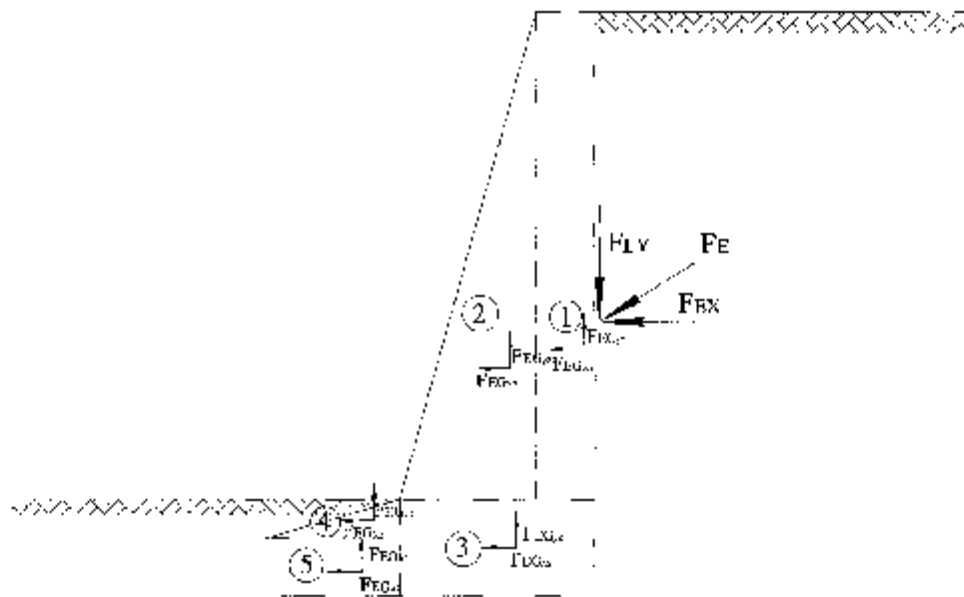
σε απόσταση

$$y_{G5} = \frac{1}{2} \cdot 0,30 = 0,15m$$

$$\text{Άρα } \Sigma G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 = 60,13 \text{ kN}$$

$$G_x = 60,13 \cdot 0,160 = 9,62kN/m \quad \text{και} \quad G_y = 60,13 \cdot (1 - 0,048) = 57,24kN/m$$

• Σεισμική Δράση



Σχήμα 6.1.1.8 Σεισμική δράση στον τοίχο

Σεισμικές δυνάμεις στον τοίχο

$$F_{EG1} = G_1 \cdot \frac{a}{g_B} = 3,00kN/m$$

$$F_{EG11} = G_1 \cdot \alpha_v = 0,90kN/m$$

$$F_{EG2} = G_2 \cdot \frac{a}{g_W} = 3,50kN/m$$

$$F_{EG22} = G_2 \cdot \alpha_v = 1,05kN/m$$

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού.

$$\xi = \frac{K_s}{K_v} - 1 = \frac{0,420}{0,301} - 1 = 0,395$$

Πρόσθετη δύναμη γαιών λόγω σεισμού.

$$F_{ax} = P_{ax} \cdot \xi = 20,93 \cdot 0,395 = 8,27 \text{ kN/m}$$

$$F_{ay} = P_{ay} \cdot \xi = 5,61 \cdot 0,395 = 2,21 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός προκαλούμενων ροπών :

- **Ροπές λόγω ενεργητικών ωθήσεων, P_a:**

$$M_{Pax} = P_{ax} \cdot y_{Pax} = 20,93 \cdot 1,00 = 20,93 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Pay} = P_{ay} \cdot y_{Pay} = 5,61 \cdot 1,70 = 9,537 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω παθητικών ωθήσεων, P_p:**

$$M_{Ppx} = P_{px} \cdot y_{Ppx} = 9,95 \cdot 0,17 = 1,69 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Ppy} = P_{py} \cdot y_{Ppy} = 2,58 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω βάρους του τοίχου:**

$$M_{G1} = G_1 \cdot x_{G1} = 18,75 \cdot 1,55 = 29,06 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G2} = G_2 \cdot x_{G2} = 21,875 \cdot 1,166 = 25,51 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G3} = G_3 \cdot x_{G3} = 12,50 \cdot 1,20 = 15,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G4} = G_4 \cdot x_{G4} = 1,75 \cdot 0,466 = 0,82 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G5} = G_5 \cdot x_{G5} = 5,25 \cdot 0,35 = 0,84 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\Sigma G} = 72,21 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω σεισμού:**

$$M_{Pax} = F_{ax} \cdot x_{Pax} = 8,25 \cdot 1,00 = 8,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Pax} = G_1 \cdot \alpha_v \cdot x_{G1} + G_2 \cdot \alpha_v \cdot x_{G2} + G_3 \cdot \alpha_v \cdot x_{G3} + G_4 \cdot \alpha_v \cdot x_{G4} +$$

$$+ G_5 \cdot \alpha_v \cdot x_{G5} = 18,75 \cdot 0,048 \cdot 1,55 + 21,875 \cdot 0,048 \cdot 1,166 +$$

$$+ 12,5 \cdot 0,048 \cdot 1,2 + 1,75 \cdot 0,048 \cdot 0,466 + 5,25 \cdot 0,048 \cdot 0,35 =$$

$$= 3,467 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Pax} = G_1 \cdot \left(\frac{\alpha}{q_w} \right) \cdot y_{G1} + G_2 \cdot \left(\frac{\alpha}{q_w} \right) \cdot y_{G2} + G_3 \cdot \left(\frac{\alpha}{q_w} \right) \cdot y_{G3} + G_4 \cdot \left(\frac{\alpha}{q_w} \right) \cdot y_{G4} +$$

$$+ G_5 \cdot \left(\frac{\alpha}{q_w} \right) \cdot y_{G5} = 18,75 \cdot 0,16 \cdot 1,75 + 21,875 \cdot 0,16 \cdot 1,33 + 12,5 \cdot 0,16 \cdot 0,25 +$$

$$+ 1,75 \cdot 0,16 \cdot 0,366 = 10,63 \text{ kNm/m}$$

**6.1.1.2. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων
1,35 αΔΥΣΜ + 1,00 αΕΥΜ**

• **Έλεγχος ανατροπής**

$$M_{ov} = M_{ovz} \cdot 1,35 = 20,93 \cdot 1,35 = 28,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{avst} = (M_{Fov} \cdot 1,00) + (M_{zv} \cdot 1,35) = (9,537 \cdot 1,35) + (72,21 \cdot 1,00) = 72,21 + 12,87 = 85,09 \text{ kNm/m}$$

$$n_{av} = \frac{M_{avst}}{M_{ov}} = \frac{85,09}{28,26} = 3,01 > n_{cr} = 2,00$$

• **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F_{ov} = P_{ov} \cdot 1,35 = 20,93 \cdot 1,35 = 28,26 \text{ kN}$$

$$F_{avst} = P_{zv} \cdot 1,00 = 9,61 \cdot 1,00 = 9,61 \text{ kN}$$

$$V = V_{zav} + V_{ov} = (P_{ov} \cdot 1,35) - (\Sigma G \cdot 1,00) = (5,61 \cdot 1,35) + (60,13 \cdot 1,00) = 7,57 + 60,13 = 67,70 \text{ kN}$$

$$F_r = V \cdot \tan \phi = 67,70 \cdot \tan 30 = 39,09 \text{ kN}$$

$$F_{av} = \frac{A \cdot c_u}{\gamma} = \frac{1,70 \cdot (0,01 \cdot 1000)}{1,00} = 17,00 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{oi} = 28,26 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{avst} = F_{avst} + F_r - F_{av} = 9,61 + 39,09 + 17,00 = 65,70 \text{ kNm/m}$$

$$n_{av} = \frac{\Sigma F_{avst}}{\Sigma F_{oi}} = \frac{65,70}{28,26} = 2,32 > n_{cr} = 2,00$$

• **Έλεγχος τάσεων εδάφους**

$$M_{oi} = M_{avst} - M_{ov} = 85,12 - 28,26 = 56,86 \text{ kNm/m}$$

$$N_{oi} = \Sigma G \cdot 1,00 + P_{ov} \cdot 1,35 = 60,13 \cdot 1,00 + 5,61 \cdot 1,35 = 60,13 + 7,57 = 67,70 \text{ kN/m}$$

$$\bar{x} = \frac{M_{oi}}{N_{oi}} = \frac{56,86}{67,70} = 0,84 \text{ m}$$

$$e = \frac{l}{2} - \bar{x} = \frac{1,70}{2} - 0,84 = 0,01$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{1,70}{6} = 0,283$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{oi}}{l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{67,70}{1,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,01}{1,70} \right) = 41,23 \text{ kPa} < \sigma_{\text{εξ}} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{67,70}{1,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,01}{1,70} \right) = 38,42 \text{ kPa} < \sigma_{\text{εξ}} = 300 \text{ kPa}$$

6.1.1.3. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού φορτίσεων 1,35 μΔΥΣΜ + 1,00 μΕΥΜ ± 1,50 α

- Έλεγχος ανατροπής

$$M_{\text{απ}} = M_{\text{πυλ}} \cdot 1,35 = 20,93 \cdot 1,35 = 28,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{αποτ}} = (M_{\text{πυλ}} \cdot 1,00) + (M_{\text{ΣG}} \cdot 1,35) = (9,537 \cdot 1,35) + (72,21 \cdot 1,00) = 72,21 + 12,87 = 85,09 \text{ kNm/m}$$

$$n_{\text{απ}} = \frac{M_{\text{απ}}}{M_{\text{αποτ}}} = \frac{28,26}{85,09} = 3,01 > n_{\text{εξ}} = 2,00$$

- Έλεγχος ολίσθησης

$$F_{\text{αδ}} = P_{\text{απ}} \cdot 1,35 = 20,93 \cdot 1,35 = 28,26 \text{ kN}$$

$$F_{\text{αποτ}} = P_{\text{αποτ}} \cdot 1,00 = 9,61 \cdot 1,00 = 9,61 \text{ kN}$$

$$V = V_{\text{πυλ}} + V_{\text{ΣG}} = (P_{\text{απ}} \cdot 1,35) + (\Sigma G \cdot 1,00) = (5,61 \cdot 1,35) + (60,13 \cdot 1,00) = 7,57 + 60,13 = 67,70 \text{ kN}$$

$$F_v = V \cdot \tan \phi = 67,70 \cdot \tan 30 = 39,09 \text{ kN}$$

$$F_{\text{αδ}}' = \frac{A \cdot c_u}{\gamma} = \frac{1,70 \cdot (0,01 \cdot 1000)}{1,00} = 17,00 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{\text{αδ}} = 28,26 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{\text{αποτ}} = F_{\text{αποτ}} + F_v + F_{\text{αδ}}' = 9,61 + 39,09 + 17,00 = 65,70 \text{ kNm/m}$$

$$n_{\text{απ}} = \frac{\Sigma F_{\text{αποτ}}}{\Sigma F_{\text{αδ}}} = \frac{65,70}{28,26} = 2,32 > n_{\text{εξ}} = 2,00$$

- Έλεγχος τάσεων εδάφους

$$M_{\text{αδ}} = M_{\text{αποτ}} - M_{\text{απ}} = 85,12 - 28,26 = 56,86 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\text{αδ}} = \Sigma G \cdot 1,00 + P_{\text{απ}} \cdot 1,35 = 60,13 \cdot 1,00 + 5,61 \cdot 1,35 = 60,13 - 7,57 = 67,70 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{M_{\text{αδ}}}{N_{\text{αδ}}} = \frac{56,86}{67,70} = 0,84 \text{ m}$$

$$e = \frac{l}{2} - x = \frac{1,70}{2} - 0,84 = 0,01$$

$$\frac{b}{6} - \frac{l}{6} = \frac{1,70}{6} = 0,283$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{oz}}{I} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{I} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{67,70}{1,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,01}{1,70} \right) = 41,23 \text{ kPa} < \sigma_{uz} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{67,70}{1,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,01}{1,70} \right) = 38,42 \text{ kPa} < \sigma_{uz} = 300 \text{ kPa}$$

6.1.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων q+0,30q_{ΠΔΘ}+1,00q_{ΕΥΜ}+E

- Έλεγχος ανατροπής

$$M_{ov} = (M_{P_{ov}} \cdot 1,00) - (M_{P_{ov}} \cdot 1,00) + \Sigma F_{EG} \cdot \gamma_i$$

$$= (20,93 \cdot 1,00) + (8,25 \cdot 1,00) + 14,12 = 43,32 \text{ kNm/m}$$

$$M_{susv} = (M_{P_{ov}} \cdot 1,00) + (M_{\Sigma G} \cdot 1,00) = (9,537 \cdot 1,00) + (72,25 \cdot 1,00) = 81,75 \text{ kNm/m}$$

$$n_{ov} = \frac{M_{susv}}{M_{ov}} = \frac{81,75}{43,32} = 1,89$$

- Έλεγχος ολίσθησης

$$F_{ov} = (P_{ov} \cdot 1,00) + (F_x \cdot 1,00) = (20,93 \cdot 1,00) + (8,25 \cdot 1,00) + F_{EG} = 38,82 \text{ kN}$$

$$F_{susv} = (P_{ov} \cdot 1,00) - (\Sigma G \cdot 1,00) - (P_{av} \cdot 0,30) = 5,61 + 60,13 - (9,61 \cdot 0,30) =$$

$$= 5,61 + 60,13 - 2,883 = 62,85 \text{ kN}$$

$$S_d = \frac{F_{susv} \cdot \tan \phi}{\gamma} = \frac{62,85 \cdot \tan 30}{1,00} = 36,28 \text{ kN/m} \leftarrow \text{τριβή εδάφους}$$

$$F_{uv} = \frac{A \cdot e_u}{\gamma} = \frac{1,70 \cdot (0,01 \cdot 1000)}{1,00} = 17,00 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{ov} = 29,18 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{susv} = S_d + 0,3 \cdot P_{av} = 36,28 + 0,30 \cdot 9,61 = 39,17 \text{ kNm/m}$$

$$n_{ol} = \frac{\Sigma F_{susv}}{\Sigma F_{ov}} = \frac{39,17}{29,18} = 1,34$$

- Έλεγχος τάσεων εδάφους

Ως προς το μέσο της βάσης:

$$M = (M_{P_{ov}} \cdot 1,35) + (M_G \cdot 1,00) = [(20,93 \cdot 0,85) - (5,61 \cdot 1,70)] +$$

$$+ [(60,13 \cdot 0,351) \cdot 1,00] = 13,50 - 28,49 = 14,99 \text{ kNm/m}$$

Ως προς το μπροστά σημείο:

$$M_{ov} = M_{susv} - M_{ov} = 81,75 - 43,32 = 38,43 \text{ kNm/m}$$

$$N_{ov} = (\Sigma G \cdot 1,00) - (P_{av} \cdot 1,00) + \Sigma F_x = (60,13 \cdot 1,00) + (5,61 \cdot 1,00) - 2,89 = 62,85 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{M_{ov}}{N_{ov}} = \frac{38,43}{62,85} = 0,61 \text{ m}$$

$$e - \frac{l}{2} - \bar{x} = \frac{1,70}{2} - 0,611 = 0,239$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{1,70}{6} = 0,283$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{uz}}{I} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

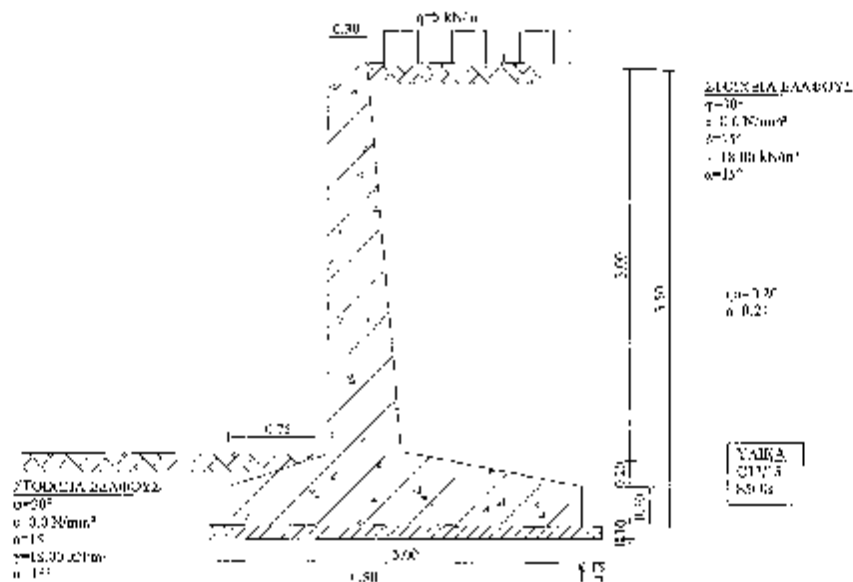
$$\sigma_1 = \frac{62,85}{1,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,238}{1,70} \right) = 68,03 \text{ kPa} < \sigma_{\text{στ}} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{62,85}{1,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,238}{1,70} \right) = 6,00 \text{ kPa} < \sigma_{\text{στ}} = 300 \text{ kPa}$$

6.1.2 Εφαρμογή

Υπολογισμός τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος για συνδυασμούς στατικών και σεισμικών φορτίσεων.

Αντιμετωπίζεται η περίπτωση αντιστήριξης σε έδαφος με χαλίκι ειδικού βάρους $\gamma=18,00 \text{ kN/m}^3$, γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=30^\circ$ κλίση πρανούς $\beta=0^\circ$ και επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{cr}=300 \text{ kN/m}^2$. Προς την πλευρά του εδάφους ο τοίχος δεν είναι κατακόρυφος. Τα υλικά κατασκευής του τοίχου είναι C12/15 για το σκυρόδεμα με ειδικό βάρος $\gamma_c=25,00 \text{ kN/m}^3$ και S500 για τον χάλυβα οπλισμού. Στο έδαφος στην κορυφή του τοίχου ασκείται ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q=5 \text{ kN/m}$.



Σχήμα 6.1.2.α Οπλισμένος τοίχος

Παραδοχές:

- Θεωρούμε ότι ισχύει γραμμική κατανομή τάσεων.
- Το έδαφος θεωρείται ότι είναι ομογενές και ισότροπο.
- Η ανάλυση είναι γραμμική ελαστική.

$$q_A = K_a \cdot g = 0,301 \cdot 5,00 = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_B = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_B = 0,301 \cdot 18,00 \cdot 3,00 = 20,46 \text{ kN/m}^2$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot (q_A + q_B) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (1,50 + 20,46) \cdot 3,00 = \frac{1}{2} \cdot 21,96 \cdot 3,00 = 38,43 \text{ kN}$$

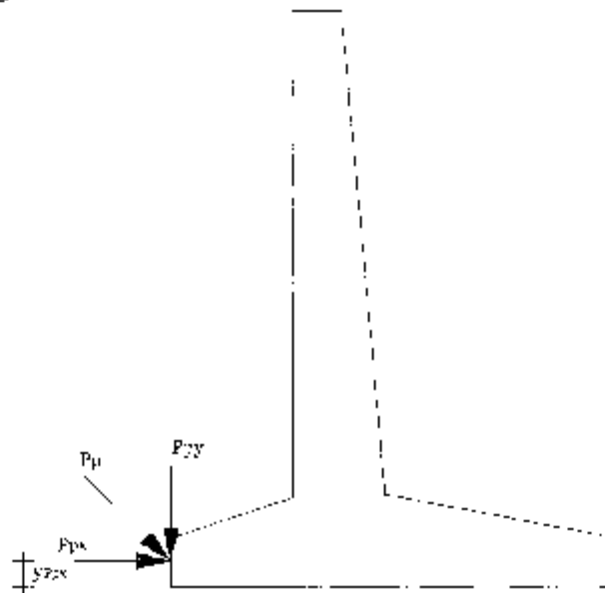
$$P_{ax} = P_a \cdot \cos \alpha = 38,43 \cdot \cos 15 = 37,12 \text{ kN}$$

$$P_{ay} = P_a \cdot \sin \alpha = 38,43 \cdot \sin 15 = 9,95 \text{ kN}$$

$$y_{Pax} = \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 3,50 = 1,25 \text{ m}$$

$$x_{Pax} = 2,70 \text{ m}$$

• **Δυνάμεις λόγω παθητικών ωθήσεων**
Θεωρία Coulomb



Σχήμα 6.1.2.γ Παθητικές ωθήσεις

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

$$\rightarrow K_p = \frac{\cos^2(30 + 0)}{\cos^2(0) \cdot \cos(0 + 0) \left[1 + \frac{\sin(30 + 0) \sin(30 - 0)}{\gamma \cos(0 + 0) \cos(0 - 0)} \right]^2} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_p = 3,00$$

$$q_A = K_p \cdot \gamma_A \cdot h_A = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_B = K_p \cdot \gamma_s \cdot h_B = 0,300 \cdot 18,00 \cdot 0,80 = 43,28 \text{ kN/m}^2$$

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot (q_A + q_B) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (0,00 + 43,20) \cdot 0,80 = \frac{1}{2} \cdot 43,20 \cdot 0,80 = 17,28 \text{ kN}$$

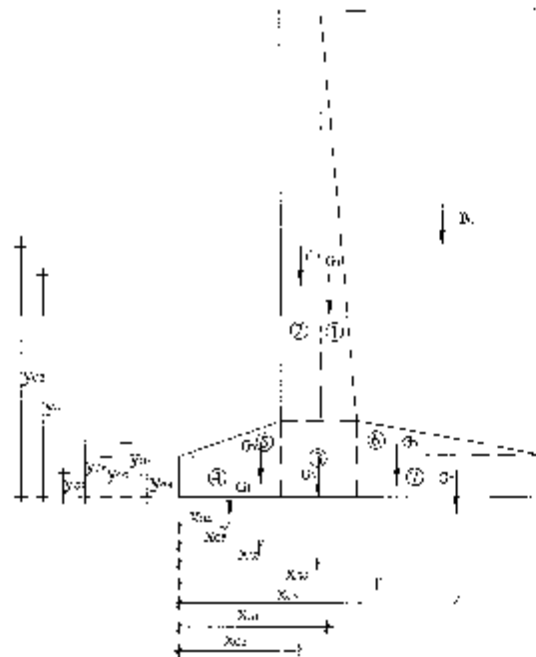
$$P_{cx} = P_c \cdot \cos \alpha = 17,28 \cdot \cos 0 = 17,28 \text{ kN/m}$$

$$P_{cy} = P_c \cdot \sin \alpha = 17,28 \cdot \sin 0 = 0,00 \text{ kN/m}$$

$$y_{P_c} = \frac{1}{3} \cdot 0,50 = 0,167 \text{ m}$$

$$x_{P_c} = 0,00 \text{ m}$$

- Βάρη τοίχου-επιχώματος



Σχήμα 6.1.2.6 Βάρη τοίχου

$$G_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,00 \cdot 0,20 \cdot 25,00 = 7,50 \text{ kN/m}$$

$$x_{G1} = 0,75 + 0,20 + \frac{1}{3} \cdot 0,30 = 2,45 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G1} = 0,50 + \frac{3}{2} \cdot 1,00 = 2,00 \text{ m}$$

$$G_2 = 0,30 \cdot 3,00 \cdot 25,00 = 22,50 \text{ kN/m}$$

$$x_{G1} = 0,75 - \frac{2}{3} \cdot 0,20 = 0,88m$$

σε απόσταση

$$y_{G1} = 0,50 + \frac{1}{3} \cdot 3,00 = 1,50m$$

$$G_3 = 0,50 \cdot 0,50 \cdot 25,00 = 6,25kN/m$$

$$x_{G3} = 0,75 + \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 1,00m$$

σε απόσταση

$$y_{G3} = \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 0,25m$$

$$G_4 = 0,30 \cdot 0,75 \cdot 25,00 = 5,63kN/m$$

$$x_{G4} = \frac{1}{2} \cdot 0,75 = 0,375m$$

σε απόσταση

$$y_{G4} = \frac{1}{2} \cdot 0,30 = 0,15m$$

$$G_5 = \frac{0,20 \cdot 0,75}{2} \cdot 25,00 = 1,875kN/m$$

$$x_{G5} = \frac{1}{3} \cdot 0,75 = 0,25m$$

σε απόσταση

$$y_{G5} = \frac{1}{3} \cdot 0,20 = 0,30 = 0,36m$$

$$G_6 = \frac{0,20 \cdot 1,45}{2} \cdot 25,00 = 3,625kN/m$$

$$x_{G6} = 0,75 + 0,50 + \frac{1}{2} \cdot 0,75 = 1,83m$$

σε απόσταση

$$y_{G6} = 0,30 - \frac{1}{3} \cdot 0,20 = 0,36m$$

$$G_7 = 1,45 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 10,875kN/m$$

$$x_{G7} = 0,75 + 0,50 + \frac{1}{2} \cdot 1,75 = 2,125m$$

σε απόσταση

$$y_{G7} = \frac{1}{2} \cdot 0,30 = 0,15m$$

$$B_1 = l_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_c = 1,45 \cdot 3,00 \cdot 18,00 = 76,50kN/m$$

$$x_{B1} = 0,75 + 0,50 + \frac{1}{2} \cdot 1,75 = 2,125m$$

σε απόσταση

$$y_{B1} = 0,50 + \frac{1}{3} \cdot 3,00 = 1,50m$$

$$\Sigma G = 58,25kN/m$$

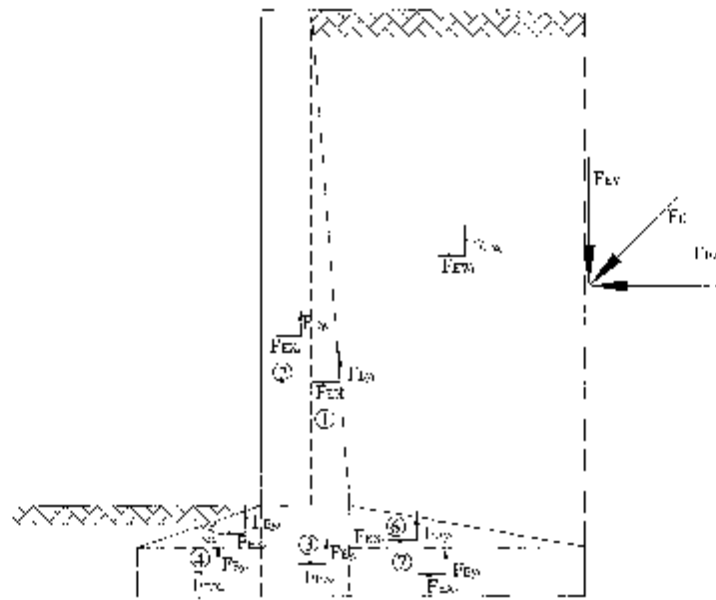
$$G_x = 58,25 \cdot 0,160 = 9,32kN/m \quad \text{και} \quad G_y = 58,25 \cdot (1 - 0,048) = 55,454kN/m$$

$$\Sigma B = 76,50kN/m$$

$$B_x = 76,50 \cdot 0,160 = 12,24kN/m \quad \text{και} \quad B_y = 76,50 \cdot (1 - 0,048) = 72,828kN/m$$

$$\text{Άρα } W = 58,25 + 76,50 = 134,75kN/m$$

• Σεισμική Δράση



Σχήμα 6.1.2.6 Σεισμική δράση στον τοίχο

Σεισμικές δυνάμεις στον τοίχο

$$F_{\text{εG}_1} = G_1 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,90 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_1} = G_1 \cdot \alpha_v = 0,45 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_2} = G_2 \cdot \frac{a}{q_w} = 2,70 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_2} = G_2 \cdot \alpha_v = 1,35 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_3} = G_3 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_3} = G_3 \cdot \alpha_v = 0,375 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_4} = G_4 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,67 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_4} = G_4 \cdot \alpha_v = 0,338 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_5} = G_5 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,225 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_5} = G_5 \cdot \alpha_v = 0,1125 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_6} = G_6 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,435 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_6} = G_6 \cdot \alpha_v = 0,2175 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_7} = G_7 \cdot \frac{a}{q_w} = 1,305 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εG}_7} = G_7 \cdot \alpha_v = 0,6525 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εB}} = B \cdot \frac{a}{q_w} = 9,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εB}} = B \cdot \alpha_v = 4,59 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εW}_x} = W \cdot \left(\frac{a}{q_w} \right) = 9,62 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{εW}_y} = W \cdot \alpha_v = 8,08 \text{ kN/m}$$

οριζόντια $\alpha_h = \frac{\alpha}{q_w} = \frac{0,24}{2,00} = 0,120$

κατακόρυφα $\alpha_v = 0,25 \cdot \alpha = 0,25 \cdot 0,24 = 0,06$

$$F_{wx} = 58,25 \cdot 0,120 = 6,99 \text{ kN/m}$$

$$F_{wy} = 58,25 \cdot 0,06 = 2,88 \text{ kN/m}$$

$$F_{dx} = 76,50 \cdot 0,120 = 9,18 \text{ kN/m}$$

$$F_{dy} = 76,50 \cdot 0,06 = 4,59 \text{ kN/m}$$

Ωθήσεις γαιών συμπεριλαμβανόμενης της σεισμικής δύναμης. (θεωρία Mononobe-Okabe).

$$\omega = \tan^{-1} \frac{\alpha}{1 - \alpha_r} = \tan^{-1} \frac{0,24}{1 - 0,06} = 7,28^\circ$$

$$K_c = \frac{\cos^2(\phi + \omega - \alpha)}{\cos \omega \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \omega) \cdot \left[1 + \frac{|\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega - \beta)|}{\sqrt{\cos(\delta + \alpha + \omega) \cos(\beta - \alpha)}} \right]} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_c = \frac{\cos^2(30 - 7,28 - 0)}{\cos 7,28 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0 + 7,28) \cdot \left[1 + \frac{|\sin(30 + 0,5) \sin(30 - 7,28 - 0)|}{\sqrt{\cos(0 + 0 + 7,28) \cos(0 - 0)}} \right]} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_c = 0,390$$

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού.

$$\xi = \frac{K_c}{K_{c0}} - 1 = \frac{0,390}{0,301} - 1 = 0,296$$

Πρόσθετη δύναμη γαιών λόγω σεισμού.

$$F_{wx} = P_{ax} \cdot \xi = 37,12 \cdot 0,296 = 10,99 \text{ kN/m}$$

$$F_{wy} = P_{ay} \cdot \xi = 9,95 \cdot 0,296 = 2,95 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός προκαλούμενων ροπών:

- **Ροπές λόγω ενεργητικών ωθήσεων, P_a:**

$$M_{P_{ax}} = P_{ax} \cdot y_{P_{ax}} = 37,12 \cdot 1,245 = 46,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_{P_{ay}} = P_{ay} \cdot y_{P_{ay}} = 9,95 \cdot 2,70 = 26,87 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω παθητικών ωθήσεων, P_p:**

$$M_{P_{px}} = P_{px} \cdot y_{P_{px}} = 17,28 \cdot 0,167 = 4,61 \text{ kNm/m}$$

$$M_{P_{py}} = P_{py} \cdot y_{P_{py}} = 0 \cdot 0 = 0 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω βάρους του τοίχου:**

$$M_{B1} = B \cdot x_{B1} = 76,50 \cdot 2,125 = 162,60 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned}
M_{G1} &= G_1 \cdot x_{G1} = 7,50 \cdot 2,45 = 18,375 \text{ kNm/m} \\
M_{G2} &= G_2 \cdot x_{G2} = 22,50 \cdot 0,88 = 19,80 \text{ kNm/m} \\
M_{G3} &= G_3 \cdot x_{G3} = 6,25 \cdot 1,00 = 6,25 \text{ kNm/m} \\
M_{G4} &= G_4 \cdot x_{G4} = 5,63 \cdot 0,375 = 2,11 \text{ kNm/m} \\
M_{G5} &= G_5 \cdot x_{G5} = 1,875 \cdot 0,25 = 0,47 \text{ kNm/m} \\
M_{G6} &= G_6 \cdot x_{G6} = 0,3625 \cdot 1,83 = 0,66 \text{ kNm/m} \\
M_{G7} &= G_7 \cdot x_{G7} = 10,875 \cdot 2,215 = 23,71 \text{ kNm/m} \\
\Sigma M_G &= 70,775 \text{ kNm/m} \\
\Sigma M_B &= 162,60 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

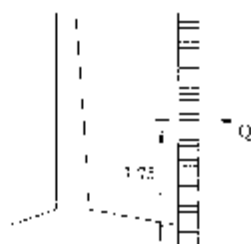
• **Ροπές λόγω σεισμού:**

$$M_{Ex} = F_{Ex} \cdot 1,30 = 10,99 \cdot 1,30 = 14,287 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned}
M_{Ev} &= G_1 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G1} + G_2 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G2} + G_3 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G3} + G_4 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G4} + G_5 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G5} + \\
&+ G_6 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G6} + G_7 \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_{G7} + B \cdot \left(\frac{\alpha}{g_w} \right) \cdot y_B = 7,50 \cdot 0,12 \cdot 1,12 + 22,50 \cdot 0,12 \cdot 1,50 \\
&+ 6,25 \cdot 0,12 \cdot 0,25 + 5,63 \cdot 0,12 \cdot 0,15 + 1,875 \cdot 0,12 \cdot 0,367 + 0,367 \cdot 0,12 \cdot 0,367 + 10,88 \cdot 0,12 \cdot 0,15 + \\
&76,50 \cdot 0,12 \cdot 1,50 = 20,79 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_{swv} &= G_1 \cdot \alpha_v \cdot x_{G1} + G_2 \cdot \alpha_v \cdot x_{G2} + G_3 \cdot \alpha_v \cdot x_{G3} + G_4 \cdot \alpha_v \cdot x_{G4} + G_5 \cdot \alpha_v \cdot x_{G5} + G_6 \cdot \alpha_v \cdot x_{G6} + \\
&+ G_7 \cdot \alpha_v \cdot x_{G7} + B \cdot \alpha_v \cdot x_B = 7,50 \cdot 0,06 \cdot 2,45 + 22,50 \cdot 0,06 \cdot 0,88 + 6,25 \cdot 0,06 \cdot 1,00 + \\
&+ 5,63 \cdot 0,06 \cdot 0,375 + 1,875 \cdot 0,06 \cdot 0,25 + 0,363 \cdot 0,06 \cdot 1,83 + 10,88 \cdot 0,06 \cdot 2,125 + \\
&76,50 \cdot 0,06 \cdot 2,125 = 14,00 \text{ kNm/m}
\end{aligned}$$

**6.1.2.2. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων
1,35g_{ΔΥΣΤ}+1,00g_{ΕΥΣΤ}**



• **Έλεγχος ανατροπής**

$$M_{av} = M_{Ev} \cdot 1,35 = 46,25 \cdot 1,35 = 62,44 \text{ kNm/m}$$

$$M_{svv} = M_{Ev} \cdot 1,00 + M_{Ex} \cdot 1,35 = 26,87 \cdot 1,00 + 70,775 \cdot 1,35 = 122,42 \text{ kNm/m}$$

$$n_{av} = \frac{M_{svv}}{M_{av}} = \frac{122,42}{62,44} = 1,96 > n_{av} = 2,00$$

- **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F'_{ολ} = P_{ov} \cdot 1,35 = 50,11 \text{ kN}$$

$$F_{ανστ} = P_{av} \cdot 1,00 = 17,28 \text{ kN}$$

$$V = V_{v_{av}} + V_{\Sigma G} = 9,95 + 58,25 = 68,20 \text{ kN}$$

$$F_v = V \cdot \tan \phi = 68,2 \cdot \tan 30 = 39,38 \text{ kN}$$

$$F_{αντ} = \frac{A \cdot c_u}{\gamma} = \frac{2,70 \cdot (0,001 \cdot 1000)}{1,00} = 2,70 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F'_{ολ} = 50,11 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{ανστ} = F_{ανστ} + F_v + F_{αντ} = 17,28 + 39,38 + 2,70 = 59,36 \text{ kNm/m}$$

$$n_{ολ} = \frac{\Sigma F_{ανστ}}{\Sigma F'_{ολ}} = \frac{59,36}{50,11} = 1,20 > n_{ερ} = 2,00$$

- **Έλεγχος τάσεων εδάφους**

$$M'_{ολ} = M_{ανστ} + M_{ov} = 206,245 + 49,20 = 255,445 \text{ kNm/m}$$

$$N_{ολ} = G + B - (P_{ov} \cdot 1,35) - W_{sp} = 58,25 + 76,50 + (9,95 \cdot 1,35) + 7,08 = 155,26 \text{ kN/m}$$

$$e = \frac{M}{N_{ολ}} = \frac{6,25}{155,26} = 0,040 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{2,70}{6} = 0,45$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ολ}}{l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{155,26}{2,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,04}{2,70} \right) = 62,62 \text{ kPa} < \sigma_{ετ} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{155,26}{2,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,04}{2,70} \right) = 52,39 \text{ kPa} < \sigma_{εε} = 300 \text{ kPa}$$

6.1.2.3. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων 1,35g_{ΔΥΣΜ}+1,00g_{ΕΥΜ}+1,50q

- **Έλεγχος ανατροπής**

$$M_{αντ} = M_{γ_{av}} \cdot 1,35 = 46,25 \cdot 1,35 = 62,44 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ανστ} = (M_G \cdot 1,35) + (M_D \cdot 1,00) + (M_{v_{ov}} \cdot 1,00) = (70,78 \cdot 1,35) + (162,60 \cdot 1,00) + (26,87 \cdot 1,00) = 265,79 \text{ kNm/m}$$

$$n_{αντ} = \frac{M_{ανστ}}{M_{αντ}} = \frac{265,79}{62,44} = 4,26 > n_{αντ} = 2,00$$

- **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F_{ω} = P_{av} \cdot 1,35 = 37,12 \cdot 1,35 = 50,112 \text{ kN}$$

$$F_{ωστ} = P_{στ} \cdot 1,00 = 77,28 \cdot 1,00 = 17,28 \text{ kN}$$

$$V = F_{Vav} + V_{στ} = (P_{av} \cdot 1,35) + (W \cdot 1,00) = (9,95 \cdot 1,35) + (134,75 \cdot 1,00) = 148,18 \text{ kN}$$

$$F_{γ} = V \cdot \tan \phi = 148,18 \cdot \tan 30 = 85,55 \text{ kN}$$

$$F_{ανν} = \frac{A \cdot c_u}{\gamma} = \frac{2,70 \cdot (0,01 \cdot 1000)}{1,00} = 27,00 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{ω} = 50,112 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{ωστ} = F_{ωστ} + F_{γ} - F_{ανν} + W_{ω} = 17,28 + 85,55 + 27,00 + 7,08 = 133,92 \text{ kNm/m}$$

- **Έλεγχος τάσεων εδάφους**

Ως προς το μέσο της βάσης:

$$M = (M_{Pav} \cdot 1,35) + (M_{Pστ} \cdot 1,35) + (M_G \cdot 1,00) + (M_B \cdot 1,35) = 8,00 \text{ kNm/m}$$

Ως προς το μπροστά σημείο:

$$M_{ω} = M_{ωστ} - M_{av} = 265,79 - 62,44 + 81,27 = 284,62 \text{ kNm/m}$$

$$N_{ω} = G \cdot 1,35 - B \cdot 1,35 - P_{av} \cdot 1,35 - 58,25 \cdot 1,35 + 76,50 \cdot 1,35 + 9,95 \cdot 1,35 = 204,90 \text{ kN/m}$$

$$\bar{x} = \frac{M}{N_{ω}} = \frac{8,00}{204,90} = 0,039 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{2,70}{6} = 0,45$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ω}}{l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{204,90}{2,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,039}{2,70} \right) = 82,46 \text{ kPa} < \sigma_{ss} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{204,90}{2,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,039}{2,70} \right) = 69,13 \text{ kPa} < \sigma_{ss} = 300 \text{ kPa}$$

6.1.2.4. Έλεγχοι τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων σ+0,30α_{ΠΔΘ}+E

- **Έλεγχος ανατροπής**

$$M_{av} = (M_{Pav} \cdot 1,00) + (M_{Pστ} \cdot 1,00) = 102,67 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ωστ} = (M_{Pστ} \cdot 1,00) + (M_G \cdot 1,00) + (M_B \cdot 1,00) = 257,08 \text{ kNm/m}$$

- **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F_{ω} = (P_{av} \cdot 1,00) + (F_E \cdot 1,00) + (F_{Gx} \cdot 1,00) + (F_B \cdot 1,00) =$$

$$= (37,12 \cdot 1,00) + (10,99 \cdot 1,00) + (6,99 \cdot 1,00) + (9,18 \cdot 1,00) = 65,13 \text{ kN}$$

$$F_{\sigma\sigma\sigma} = P_{\rho\sigma} \cdot 0,30 = 17,28 \cdot 0,30 = 8,64 \text{ kN}$$

$$V = V_{\rho\sigma} + V_{\sigma} = (P_{\rho\sigma} \cdot 1,00) + (G \cdot 1,00) + (B \cdot 1,00) =$$

$$= (9,95 \cdot 1,00) + (58,25 \cdot 1,00) + (76,50 \cdot 1,00) = 143,28 \text{ N}$$

$$F_{\nu} = V \cdot \tan \phi = 143,28 \tan 30 = 82,72 \text{ kN}$$

$$F_{\sigma\nu} = \frac{A \cdot c_u}{\gamma} = \frac{2,70 \cdot (0,001 \cdot 1000)}{1,00} = 2,70 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{\sigma\sigma} = 65,13 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{\sigma\nu} = F_{\sigma\sigma\sigma} + F_{\nu} = 8,64 + 82,72 = 91,36 \text{ kNm/m}$$

- **Έλεγχος τάσεων εδάφους**

Ως προς το μέσο της βάσης:

$$M = (M_{\rho\sigma} \cdot 1,00) + (M_{\rho\sigma} \cdot 1,00) + (M_G \cdot 1,00) + (M_B \cdot 1,00) + (M_{\nu\nu} \cdot 1,00) =$$

$$= 39,02 \text{ kNm/m}$$

Ως προς το μπροστά σημείο:

$$M_{\sigma\sigma} = M_{\sigma\sigma\sigma} - M_{\nu\nu} = 257,08 - 102,67 = 154,41 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\sigma\sigma} = (G_{\nu} \cdot 1,00) + (B_{\nu} \cdot 1,00) + (P_{\rho\sigma} \cdot 1,00) =$$

$$= (55,454 \cdot 1,00) + (72,828 \cdot 1,00) + (9,95 \cdot 1,00) = 143,28 \text{ N/m}$$

$$e = \frac{M}{N_{\sigma\sigma}} = \frac{39,02}{143,28} = 0,272 \text{ m}$$

$$\frac{b}{6} - \frac{l}{6} = \frac{2,70}{6} = 0,45$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{\sigma\sigma} = \frac{N_{\sigma\sigma}}{l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{143,28}{2,70} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,272}{2,70} \right) = 85,141 \text{ kPa} < \sigma_{\sigma\sigma} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{143,28}{2,70} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,272}{2,70} \right) = 20,99 \text{ kPa} < \sigma_{\sigma\sigma} = 300 \text{ kPa}$$

- **Έλεγχος φέρουσας ικανότητας**

Ενεργό πλάτος θεμελίου: $L = 2,70 - 2 \cdot 0,272 = 2,155 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης:

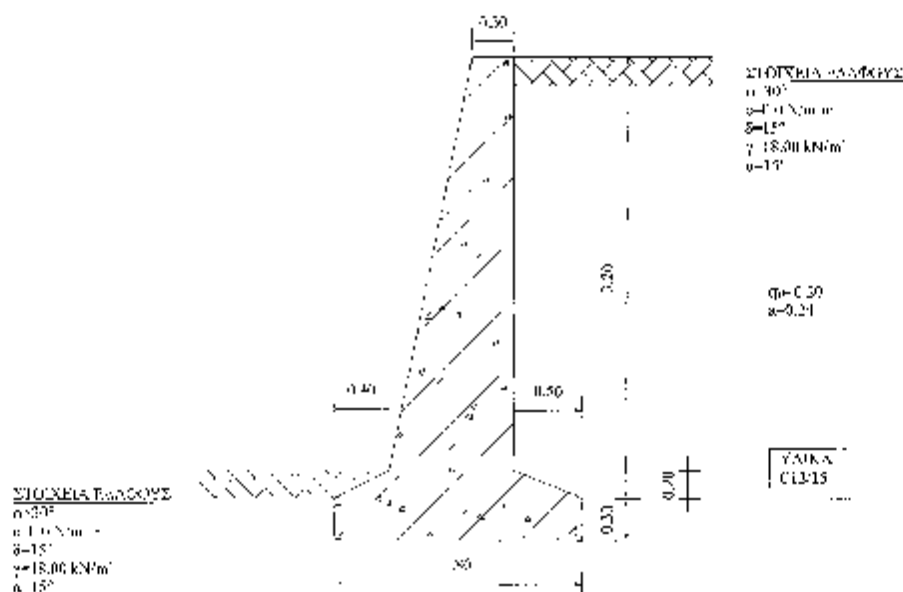
$$R_d = L \cdot \frac{q_u}{\gamma} = 2,155 \cdot \frac{(1000 \cdot 0,20)}{1,00} = 431,00 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 143,28 \text{ kN/m} < R_d = 431,00 \text{ kN/m}$$

6.1.3 Εφαρμογή

Υπολογισμός τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος για συνδυασμούς στατικών και σεισμικών φορτίσεων.

Αντιμετωπίζεται η περίπτωση αντιστήριξης σε έδαφος με χαλίκι ειδικού βάρους $\gamma=18,00 \text{ kN/m}^3$, γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi=30^\circ$ κλίση πρανού $\beta=0^\circ$ και επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{α}}=300 \text{ kN/m}^2$. Προς την πλευρά του εδάφους ο τοίχος είναι κατακόρυφος. Τα υλικά κατασκευής του τοίχου είναι C12/15 για το σκυρόδεμα με ειδικό βάρος $\gamma_c=25,00 \text{ kN/m}^3$ και S500 για τον χάλυβα οπλισμού.



Σχήμα 6.1.3.α Οπλισμένος τοίχος

Παραδοχές:

- Θεωρούμε ότι ισχύει γραμμική κατανομή τάσεων.
- Το έδαφος θεωρείται ότι είναι ομογενές και ισότροπο.
- Η ανάλυση είναι γραμμική ελαστική.

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (0 + 16,86) \cdot 3,50 = \frac{1}{2} \cdot 16,86 \cdot 3,50 = 29,51 \text{ kN}$$

$$P_{px} = P_p \cdot \cos \alpha = 29,51 \cdot \cos 15 = 28,50 \text{ kN}$$

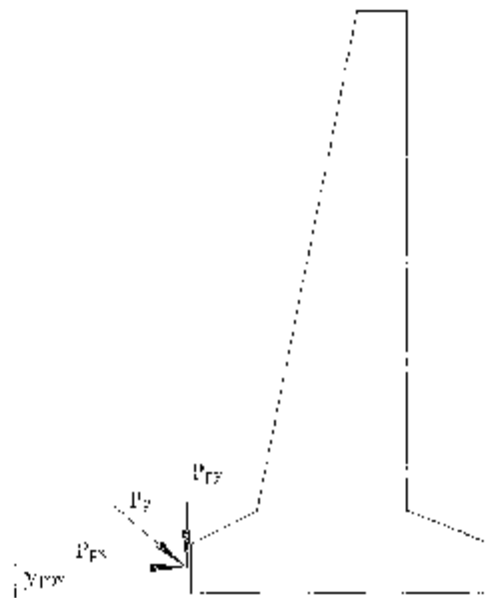
$$P_{py} = P_p \cdot \sin \alpha = 29,51 \cdot \sin 15 = 7,64 \text{ kN}$$

$$y_{px} = \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 3,50 = 1,167 \text{ m}$$

$$x_{py} = 1,80 \text{ m}$$

• Δυνάμεις λόγω παθητικών ωθήσεων

Θεωρία Coulomb



Σχήμα 6.1.3.γ Παθητικές ωθήσεις

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

$$\Rightarrow K_p = \frac{\cos^2(30 + (-11,03))}{\cos^2(-11,31) \cdot \cos(-11,31 + 15) \left[1 + \frac{\sin(30 + 15) \sin(30 - 0)}{\cos(-11,31 + 15) \cos(-11,31 - 0)} \right]}$$

$$\Rightarrow K_p = 3,695$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_s \cdot H \cdot K_p) \cdot H = \frac{1}{2} \cdot (16,00 \cdot 3,50 \cdot 3,695) \cdot 3,50 = 7,39 \text{ kN/m}$$

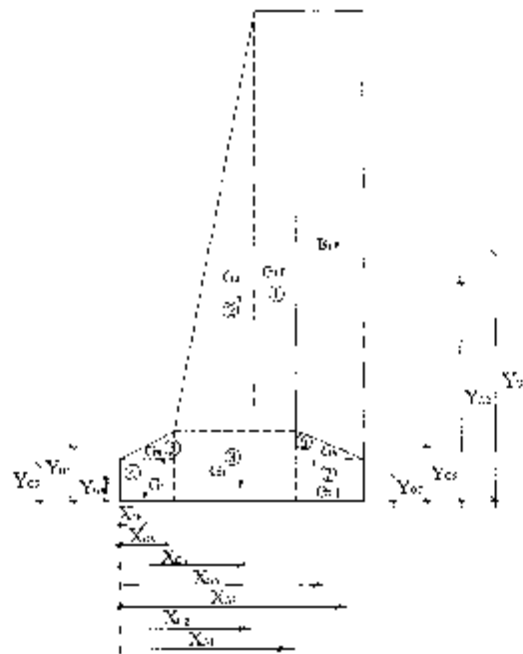
$$P_{px} = -(P_p \cdot \cos \alpha) = -(7,39 \cdot \cos 25,31) = -6,62 \text{ kN/m}$$

$$P_{px} = P_p \cdot \sin \alpha = 7,39 \cdot \sin 26,31 = 3,28 \text{ kN/m}$$

$$y_{px} = \frac{1}{3} \cdot 0,50 = 0,167 \text{ m}$$

$$x_{px} = 0,0 \text{ m}$$

• Βάρη τοίχου-επιχώματος



Σχήμα 6.1.3.6 Βάρη τοίχου

$$G_1 = 3,00 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 22,50 \text{ kN/m}$$

$$x_{G1} = (1,80 - 0,50) \cdot \frac{0,30}{2} = 1,15 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G1} = \frac{3,00}{2} + 0,50 = 2,00 \text{ m}$$

$$G_2 = \frac{(3,00 \cdot 0,60)}{2} \cdot 25,00 = 22,50 \text{ kN/m}$$

$$x_{G2} = 0,40 + \frac{2}{3} \cdot 0,60 = 0,80 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G2} = \frac{1}{3} \cdot 3,00 + 0,50 = 1,50 \text{ m}$$

$$G_3 = 0,90 \cdot 0,50 \cdot 25,00 = 11,25 \text{ kN/m}$$

$$x_{G3} = 0,40 + \frac{1}{2} \cdot 0,90 = 0,85 \text{ m}$$

σε απόσταση

$$y_{G3} = \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 0,25 \text{ m}$$

$$G_4 = 0,30 \cdot 0,40 \cdot 25,00 = 3,00 \text{ kN/m}$$

σε απόσταση $x_{G_4} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$

$$y_{G_4} = \frac{0,30}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$G_5 = \frac{0,20 \cdot 0,40}{2} \cdot 25,00 = 1,00 \text{ kN/m}$$

σε απόσταση $x_{G_5} = \frac{2}{3} \cdot 0,40 = 0,27 \text{ m}$

$$y_{G_5} = \frac{1}{3} \cdot 0,20 + 0,30 = 0,367 \text{ m}$$

$$G_6 = \frac{0,20 \cdot 0,50}{2} \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}$$

σε απόσταση $x_{G_6} = 1,30 + \frac{2}{3} \cdot 0,50 = 1,63 \text{ m}$

$$y_{G_6} = 0,30 + \frac{1}{3} \cdot 0,20 = 0,367 \text{ m}$$

$$G_7 = 0,50 \cdot 0,30 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}$$

σε απόσταση $x_{G_7} = 1,30 + \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 1,55 \text{ m}$

$$y_{G_7} = \frac{1}{2} \cdot 0,30 = 0,15 \text{ m}$$

$$B_1 = l_1 \cdot h_1 \cdot \gamma_c = 0,50 \cdot 3,00 \cdot 16,00 = 24,00 \text{ kN/m}$$

σε απόσταση $x_{B_1} = (1,80 + 0,50) + \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 1,55 \text{ m}$

$$y_{B_1} = 1,80 + \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 2,05 \text{ m}$$

$$\Sigma G = 65,25 \text{ kN/m}$$

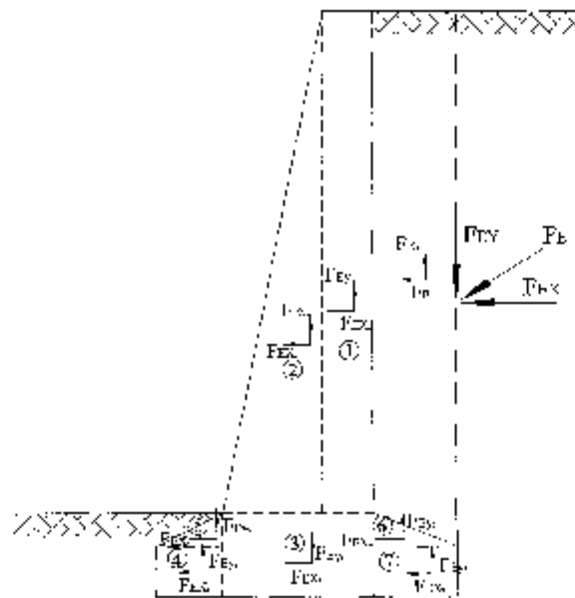
$$G_x = 65,25 \cdot 0,160 = 10,44 \text{ kN/m} \quad \text{και} \quad G_y = 65,25 \cdot (1 - 0,048) = 62,12 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma B = 24,00 \text{ kN/m}$$

$$B_x = 24,00 \cdot 0,160 = 3,84 \text{ kN/m} \quad \text{και} \quad B_y = 24,00 \cdot (1 - 0,048) = 22,85 \text{ kN/m}$$

$$\text{Άρα } W = 65,25 + 24,00 = 89,25 \text{ kN/m}$$

• Σεισμική Δράση



Σχήμα 6.1.3.8 Σεισμική δράση στον τοίχο

Σεισμικές δυνάμεις στον τοίχο

$$\begin{aligned}
 F_{EGx_1} &= G_1 \cdot \frac{a}{q_w} = 3,6kN/m & F_{EGy_1} &= G_1 \cdot \alpha_v = 1,08kN/m \\
 F_{EGx_2} &= G_2 \cdot \frac{a}{q_w} = 3,6kN/m & F_{EGy_2} &= G_2 \cdot \alpha_v = 1,08kN/m \\
 F_{EGx_3} &= G_3 \cdot \frac{a}{q_w} = 1,8kN/m & F_{EGy_3} &= G_3 \cdot \alpha_v = 0,54kN/m \\
 F_{EGx_4} &= G_4 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,48kN/m & F_{EGy_4} &= G_4 \cdot \alpha_v = 0,144kN/m \\
 F_{EGx_5} &= G_5 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,16kN/m & F_{EGy_5} &= G_5 \cdot \alpha_v = 0,048kN/m \\
 F_{EGx_6} &= G_6 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,20kN/m & F_{EGy_6} &= G_6 \cdot \alpha_v = 0,06kN/m \\
 F_{EGx_7} &= G_7 \cdot \frac{a}{q_w} = 0,60kN/m & F_{EGy_7} &= G_7 \cdot \alpha_v = 0,18kN/m \\
 F_{EB} &= B \cdot \frac{a}{q_w} = 3,84kN/m & F_{EB} &= B_1 \cdot \alpha_v = 1,15kN/m \\
 \Sigma F_{EWX} &= 14,28kN/m & \Sigma F_{EY} &= 4,28kN/m
 \end{aligned}$$

$$\text{οριζόντια } \alpha_h = \frac{\alpha}{\mu_w} = \frac{0,24}{1,50} = 0,160$$

$$\text{κατακόρυφα } \alpha_v = 0,2 \cdot \alpha = 0,2 \cdot 0,24 = 0,048$$

$$F_{w_x} = 65,25 \cdot 0,160 = 10,44 \text{ kN/m}$$

$$F_{w_y} = 65,25 \cdot 0,048 = 3,13 \text{ kN/m}$$

$$F_{s_x} = 24,00 \cdot 0,160 = 3,84 \text{ kN/m}$$

$$F_{s_y} = 24,00 \cdot 0,048 = 1,15 \text{ kN/m}$$

Ωθήσεις γαιών συμπιεραζομένων της σεισμικής δύναμης. (θεωρία Mononobe-Okabe).

$$\omega = \tan^{-1} \frac{\alpha}{1 - \alpha_v} = \tan^{-1} \frac{0,24}{1 - 0,048} = 9,54^\circ$$

$$K_s = \frac{\cos^2(\phi - \omega - \alpha)}{\cos \omega \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \omega)} \cdot \left[1 + \frac{|\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \omega - \beta)|}{\sqrt{\cos(\delta + \alpha + \omega) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \Rightarrow$$

$$\rightarrow K_s = \frac{\cos^2(30 - 9,54 - 0)}{\cos 9,54 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(15 + 0 + 9,54)} \cdot \left[1 + \frac{|\sin(30 + 15) \sin(30 - 9,54 - 0)|}{\sqrt{\cos(15 + 0 + 9,54) \cos(0 - 0)}} \right]^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K_s = 0,420$$

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού.

$$\xi = \frac{K_s}{K_a} = 1 - \frac{0,420}{0,301} = 1 - 0,395$$

Πρόσθετη δύναμη γαιών λόγω σεισμού.

$$F_{s_x} = P_{ax} \cdot \xi = 28,52 \cdot 0,395 = 11,26 \text{ kN/m}$$

$$F_{s_y} = P_{ay} \cdot \xi = 7,64 \cdot 0,395 = 3,02 \text{ kN/m}$$

Υπολογισμός προκαλούμενων ροπών:

- Ροπές λόγω ενεργητικών ωθήσεων, P_a :

$$M_{Pa} = P_{ax} \cdot x_{Pa} = 28,52 \cdot 1,167 = 33,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Py} = F_{ay} \cdot x_{Py} = 7,64 \cdot 3,0 = 9,93 \text{ kNm/m}$$

- Ροπές λόγω παθητικών ωθήσεων, P_p :

$$M_{P_{2x}} = P_{2x} \cdot y_{P_{2x}} = 6,62 \cdot 0,167 = 1,105 \text{ kNm/m}$$

$$M_{P_{2y}} = P_{2y} \cdot x_{P_{2y}} = 3,28 \cdot 0 = 0 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω βάρους του τοίχου:**

$$M_{B1} = B_1 \cdot x_{B1} = 24,00 \cdot 1,55 = 37,20 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G1} = G_1 \cdot x_{G1} = 22,50 \cdot 1,15 = 25,87 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G2} = G_2 \cdot x_{G2} = 22,50 \cdot 0,80 = 18,00 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G3} = G_3 \cdot x_{G3} = 11,25 \cdot 0,85 = 9,56 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G4} = G_4 \cdot x_{G4} = 3,00 \cdot 0,20 = 0,60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G5} = G_5 \cdot x_{G5} = 1,00 \cdot 0,27 = 0,27 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G6} = G_6 \cdot x_{G6} = 1,25 \cdot 1,47 = 1,84 \text{ kNm/m}$$

$$M_{G7} = G_7 \cdot x_{G7} = 3,75 \cdot 1,55 = 5,81 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_{G2} = -61,92 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M_B = 37,20 \text{ kNm/m}$$

- **Ροπές λόγω σεισμού:**

$$M_{P_{2x}} = F_{2x} \cdot 1,30 = 11,26 \cdot 1,30 = 14,638 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{σεισ}} = G_1 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G1} + G_2 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G2} - G_3 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G3} + G_4 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G4} + G_5 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G5} +$$

$$+ G_6 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G6} + G_7 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{G7} - B_1 \cdot \left(\frac{\alpha}{q}\right) \cdot y_{B1} = 22,50 \cdot 0,16 \cdot 2,00 + 22,50 \cdot 0,16 \cdot 2,50 +$$

$$+ 11,25 \cdot 0,16 \cdot 0,25 + 3,00 \cdot 0,16 \cdot 0,15 + 1,00 \cdot 0,16 \cdot 0,367 - 1,25 \cdot 0,16 \cdot 0,367 +$$

$$+ 3,75 \cdot 0,16 \cdot 0,15 + 24,00 \cdot 0,16 \cdot 2,20 = 3,467 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{σεισ}} = G_1 \cdot \alpha_v \cdot x_{G1} + G_2 \cdot \alpha_v \cdot x_{G2} + G_3 \cdot \alpha_v \cdot x_{G3} + G_4 \cdot \alpha_v \cdot x_{G4} + G_5 \cdot \alpha_v \cdot x_{G5} +$$

$$+ G_6 \cdot \alpha_v \cdot x_{G6} + G_7 \cdot \alpha_v \cdot x_{G7} + B_1 \cdot \alpha_v \cdot x_{B1} = 22,50 \cdot 0,048 \cdot 1,45 + 22,50 \cdot 0,048 \cdot 0,80 -$$

$$- 11,25 \cdot 0,048 \cdot 0,85 - 3,00 \cdot 0,048 \cdot 0,20 - 1,00 \cdot 0,048 \cdot 0,27 + 1,25 \cdot 0,048 \cdot 1,63 -$$

$$- 3,75 \cdot 0,048 \cdot 1,55 + 24,00 \cdot 0,048 \cdot 1,55 = 3,093 \text{ kNm/m}$$

6.1.3.2. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων

1,35α_{ΔΥΠ}+1,00α_{ΕΥΜ}

- Έλεγχος ανατροπής

$$M_{\alpha_v} = M_{P_{2x}} \cdot 1,35 = 33,26 \cdot 1,35 = 44,90 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{εστ}} = (M_{G2} \cdot 1,00) + (M_B \cdot 1,00) + (M_{P_{2x}} \cdot 1,35) =$$

$$= (61,92 \cdot 1,00) + 37,20 \cdot 1,00 + (13,752 \cdot 1,35) =$$

$$= 117,68 \text{ kNm/m}$$

$$n_{\alpha_v} = \frac{M_{\text{εστ}}}{M_{\alpha_v}} = \frac{152,37}{117,68} = 1,29 > n_{\text{εστ}} = 2,00$$

- **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F_{\omega} = P_{\omega} \cdot 1,35 = 28,53 \cdot 1,35 = 38,48 \text{ kN}$$

$$F_{\omega_{\text{max}}} = P_{\omega_{\text{max}}} \cdot 1,00 = 6,62 \cdot 1,00 = 6,62 \text{ kN}$$

$$V = V_{\omega_{\text{max}}} - V_{\omega} = (P_{\omega_{\text{max}}} \cdot 1,35) + (W \cdot 1,00) = (7,64 \cdot 1,35) + (89,25 \cdot 1,00) = -10,314 + 89,25 = 99,56 \text{ kN}$$

$$F_{\nu} = V \cdot \tan \phi = 99,56 \cdot \tan 30 = 57,48 \text{ kN}$$

$$F_{\text{μω}} = \frac{\lambda \cdot c_u}{\gamma} = \frac{1,30 \cdot (2,001 \cdot 1000)}{1,00} = 1,80 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{\omega} = 38,48 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{\omega_{\text{max}}} = F_{\omega_{\text{max}}} + F_{\nu} + F_{\text{μω}} = 6,62 + 57,48 + 1,80 = 65,90 \text{ kNm/m}$$

- **Έλεγχος τάσεων πλάτους**

Ως προς το μέσο της βάσης:

$$M = (M_{\rho_{\omega}} \cdot 1,35) + (M_{\rho_{\omega_{\text{max}}}} \cdot 1,00) + (M_{\rho_{\text{μω}}} \cdot 1,00) =$$

$$= [((28,5 \cdot 0,9) - (7,64 \cdot 1,3)) \cdot 1,35] - [(65,25 \cdot 0,049) \cdot 1,35] + [(24,00 \cdot 0,65) \cdot 1,35] -$$

$$= -35,63 - 4,32 + 21,06 = 10,25 \text{ kNm/m}$$

Ως προς το μπροστώ σημείο:

$$M_{\omega} = M_{\omega_{\text{max}}} + M_{\omega_{\text{μω}}} = 152,37 + 44,90 = 107,47 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\omega} = G \cdot 1,35 - B \cdot 1,35 - P_{\omega} \cdot 1,35 = 65,25 \cdot 1,35 + 24,00 \cdot 1,35 + 7,64 \cdot 1,35 -$$

$$= 88,09 - 32,40 + 10,31 = 130,80 \text{ kN/m}$$

$$\bar{x} = \frac{M_{\omega}}{N_{\omega}} = \frac{10,25}{130,89} = 0,078 \text{ m}$$

$$e = \frac{l}{2} - x = \frac{1,80}{2} - 0,078 = 0,822$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,30$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{3}$ άρα:

$$\sigma_{\omega} = \frac{N_{\omega}}{l} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{130,80}{1,80} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,822}{1,80} \right) = 91,56 \text{ kPa} < \sigma_{\text{ατ}} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\parallel} = \frac{130,80}{1,80} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,822}{1,80} \right) = 53,77 \text{ kPa} < \sigma_{\text{ατ}} = 300 \text{ kPa}$$

- **Έλεγχος φέρουσας ικανότητας**

Ενεργό πλάτος θεμελίωσης: $L = 1,80 - 2 \cdot 0,164 = 1,462 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης:

$$R_d = L \cdot \frac{q_d}{\gamma} = 1,462 \cdot \frac{(1000 \cdot 0,20)}{1,00} = 292,40 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 99,56 \text{ kN/m} < R_d = 292,40 \text{ kN/m} \text{ ισχύει}$$

**6.1.3.3. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου λόγω συνδυασμού δράσεων
1,35g_{ΔΥΣΤ}+1,00g_{ΕΥΜ}+1,50g**

• Έλεγχος ανατροπής

$$M_{av} = M_{o\alpha} \cdot 1,35 = 33,26 \cdot 1,35 = 44,90 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} M_{\alpha\alpha\tau} &= (M_G \cdot 1,35) + (M_D \cdot 1,35) + (M_{\nu\nu} \cdot 1,35) = \\ &= (61,92 \cdot 1,35) + (37,20 \cdot 1,35) + (13,752 \cdot 1,35) = \\ &= 83,59 + 50,22 + 18,56 = 152,37 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$n_{av} = \frac{M_{\alpha\alpha\tau}}{M_{av}} = \frac{152,37}{44,90} = 3,39 > n_{\alpha\alpha} = 2,00$$

• Έλεγχος ολίσθησης

$$F_{o\alpha} = P_{\alpha\alpha} \cdot 1,35 = 28,50 \cdot 1,35 = 38,48 \text{ kN}$$

$$F_{\alpha\alpha\tau} = P_{\alpha\alpha} \cdot 1,00 = 6,62 \cdot 1,00 = 6,62 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= V_{\nu\nu} + V_{\nu\nu} = (P_{\nu\nu} \cdot 1,35) + (W \cdot 1,00) = (7,64 \cdot 1,35) + (89,25 \cdot 1,00) = \\ &= 10,314 + 89,25 = 99,56 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_V = V \cdot \tan \phi = 99,56 \cdot \tan 30 = 57,48 \text{ kN}$$

$$F_{\alpha\nu\nu} = \frac{A \cdot c_v}{\gamma} = \frac{1,80 \cdot (0,001 \cdot 1000)}{1,00} = 1,80 \text{ kN}$$

Άρα :

$$\Sigma F_{o\alpha} = 38,48 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma F_{\alpha\alpha\tau} = F_{\alpha\alpha\tau} + F_V + F_{\alpha\nu\nu} = 6,62 + 57,48 + 1,80 = 65,90 \text{ kNm/m}$$

• Έλεγχος τάσεων εδάφους

Ως προς το μέσο της βάσης:

$$\begin{aligned} M &= (M_{\nu\nu} \cdot 1,35) - (M_G \cdot 1,00) + (M_D \cdot 1,00) = \\ &= [((28,5 \cdot 0,9) - (7,64 \cdot 1,8)) \cdot 1,35] + [(65,25 \cdot 0,049) \cdot 1,35] + [(24,00 \cdot 0,65) \cdot 1,35] = \\ &= 35,63 - 4,32 - 21,06 = 10,25 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Ως προς το μπροστά σημείο:

$$M_{o\alpha} - M_{\alpha\alpha\tau} = M_{av} = 152,37 - 44,90 = 107,47 \text{ kNm/m}$$

$$\begin{aligned} N_{o\alpha} &= G \cdot 1,35 - B \cdot 1,35 + P_{\nu\nu} \cdot 1,35 = 65,25 \cdot 1,35 - 24,00 \cdot 1,35 + 7,64 \cdot 1,35 = \\ &= 88,09 - 32,40 + 10,31 = 130,80 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\bar{x} = \frac{M_{o\alpha}}{N_{o\alpha}} = \frac{10,25}{130,80} = 0,078 \text{ m}$$

$$e = \frac{l}{2} - \bar{x} = \frac{1,80}{2} - 0,078 = 0,822$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,30$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{o\alpha}}{l} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{l} \right)$$

$$\sigma_t = \frac{130,80}{1,80} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,078}{1,80} \right) = 91,56 \text{ kPa} < \sigma_{cs} = 300 \text{ kPa}$$

$$\sigma_c = \frac{130,80}{1,80} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,078}{1,80} \right) = 53,77 \text{ kPa} < \sigma_{cs} = 300 \text{ kPa}$$

- **Έλεγχος φέρουσας ικανότητας**

Ενεργό πλάτος θεμελίωσης: $l = 1,80 - 2 \cdot 0,078 = 1,643 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης:

$$R_d = \frac{L \cdot \gamma_l}{\gamma} = 1,643 \cdot \frac{(1000 \cdot 0,20)}{1,00} = 328,60 \text{ kN/m}$$

$$V_d = 130,80 \text{ kN/m} < R_d = 328,60 \text{ kN/m} \text{ ισχύει}$$

6.3.4. Έλεγχοι τείχος λόγω συνδυασμού δράσεων θαλυσμ+0,30μπαθ'εξ

- **Έλεγχος ανατροπής**

$$M_{act} = (M_{P_{act}} \cdot 1,00) + (M_{G_1} \cdot 1,00) - (M_{G_2} \cdot 1,00) =$$

$$= (46,40 \cdot 1,00) + (16,31 \cdot 1,00) + (9,16 \cdot 1,00) = 72,17 \text{ kNm/m}$$

$$M_{resist} = (M_{P_{res}} \cdot 1,00) + (M_{G_3} \cdot 1,00) + (M_{G_4} \cdot 1,00) =$$

$$= (9,93 \cdot 1,00) + (61,92 \cdot 1,00) + (37,20 \cdot 1,00) = 112,87 \text{ kNm/m}$$

- **Έλεγχος ολίσθησης**

$$F_{act} = (P_{act} \cdot 1,00) + (F_{G_1} \cdot 1,00) + (F_{G_2} \cdot 1,00) + (F_{G_3} \cdot 1,00) =$$

$$= (28,51 \cdot 1,00) + (11,16 \cdot 1,00) + (10,44 \cdot 1,00) + (3,84 \cdot 1,00) = 54,04 \text{ kN}$$

$$P_{resist} = P_{act} \cdot 0,30 = 8,62 \cdot 0,30 = 1,99 \text{ kN}$$

$$V = F_{G_3} - F_{G_4} - (P_{act} \cdot 1,00) + (G_1 \cdot 1,00) + (G_2 \cdot 1,00) =$$

$$= (7,64 \cdot 1,00) + (62,12 \cdot 1,00) - (22,85 \cdot 1,00) = 7,64 + 84,975 = 92,61 \text{ kN}$$

$$P_v = V \cdot \tan \phi' = 92,61 \cdot \tan 30 = 53,47 \text{ kN}$$

$$F_{act} = \frac{A \cdot c_r}{\gamma} = \frac{1,86 \cdot (0,001 \cdot 1000)}{1,00} = 1,80 \text{ kN}$$

Άρα:

$$\Sigma F_{act} = 54,04 \text{ kN/m} < P_v$$

$$\Sigma F_{resist} = P_{resist} + P_v = 1,99 + 53,47 = 55,46 \text{ kN/m}$$

- **Έλεγχος τάσεων εδάφους**

$$M_{so} = M_{P_{act}} - M_{G_1} + M_{G_2} =$$

$$= [(39,76 \cdot 1,167) - (7,64 \cdot 0,9)] - [(10,44 \cdot 1,278) - (62,12 \cdot 0,049)] +$$

$$+ [(3,84 \cdot 0,00) - (11,16 \cdot 0,65)] = 39,52 + 10,32 - 7,17 = 42,65 \text{ kNm/m}$$

$$N_{\omega} = (G_p \cdot 1,00) + (B_p \cdot 1,00) + (P_{\omega} \cdot 1,00) =$$

$$= (61,12 \cdot 1,00) + (22,85 \cdot 1,00) + (7,64 \cdot 1,00) = 84,97 + 7,64 - 92,61 \text{ kN/m}$$

$$\bar{x} = \frac{M_{\omega}}{N_{\omega}} = \frac{42,65}{92,61} = 0,461 \text{ m}$$

$$e = \frac{l}{2} - x = \frac{1,80}{2} - 0,461 = 0,439$$

$$\frac{b}{6} = \frac{l}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,30$$

Προκύπτει $e < \frac{b}{6}$ άρα:

Αναπτύσσεται αδρανής περιοχή στο πέδιλο.

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot N_{\omega}}{3 \cdot e} = \frac{2 \cdot 92,61}{3 \cdot 0,439} = 140,60 \text{ kPa}$$

Αναπτύσσονται τάσεις στην περιοχή του πέδιλου ίση με:

$$B_y = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - x \right) = 3 \cdot \left(\frac{1,80}{2} - 0,461 \right) = 1,318 \text{ m}$$

- **Έλεγχος φέρουσας ικανότητας**

Ενεργό πλάτος θεμελίου: $L = 1,80 - 2 \cdot 0,461 = 0,879 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης:

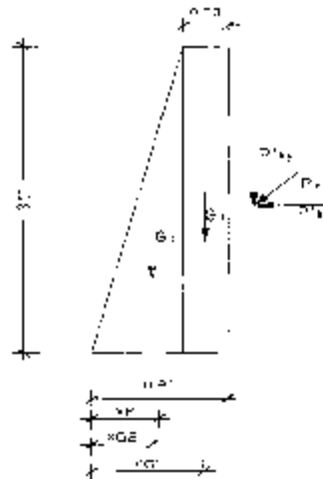
$$R_u = L \cdot \frac{q_u}{\gamma} = 0,879 \cdot \frac{(1000 \cdot 0,20)}{1,00} = 175,80 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 92,61 \text{ kN/m} < R_u = 175,80 \text{ kN/m} \text{ ισχύει}$$

6.1.4. Διαστασιολόγηση οπλισμένου τοίχου αντιστήριξης

6.1.4.1. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1,35x(μόνιμα δυσμενή)+1,00x(μόνιμα ευμενή)+1,50x(κινητά)



Σχήμα 6.1.4.1.α Κορμός τοίχου

$$q_A = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_A = 0,00 \text{ kN/m}^3$$

$$q_B = K_a \cdot \gamma_s \cdot h_B = 0,001 \cdot 15,00 \cdot 3,00 = 14,45 \text{ kN/m}^2$$

$$P'_{ax} = \frac{1}{2} \cdot (q_A + q_B) \cdot h = \frac{1}{2} \cdot (0,00 + 14,45) \cdot 3,00 = 21,67 \text{ kN}$$

$$P'_{ax} = P'_{ax} \cdot \cos \alpha = 21,67 \cdot \cos 15 = 20,93 \text{ kN}$$

$$P'_{ay} = P'_{ax} \cdot \sin \alpha = 21,67 \cdot \sin 15 = 5,61 \text{ kN}$$

$$x_{P'_{ax}} = 0,90 \text{ m}$$

$$y_{P'_{ax}} = \frac{1}{3} \cdot h = \frac{1}{3} \cdot 3,00 = 1,00 \text{ m}$$

$$x_{G_1} = 0,90 - \frac{0,30}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$x_{G_2} = 2 \cdot \frac{0,60}{3} = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Άρα } \frac{x_{G_1} + x_{G_2}}{2} = \frac{0,75 + 0,40}{2} = 0,575 \text{ m}$$

$$x_M = \frac{0,9}{2} = 0,45 \text{ m}$$

Επομένως:

$$\Sigma F_x = 0 \Leftrightarrow F_x - P'_{ax} \cdot 1,35 = 20,93 \cdot 1,35 = 28,26 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Leftrightarrow F_y + G - P'_{ay} \cdot 1,35 = 0 \Leftrightarrow F_y = -G + P'_{ay} \cdot 1,35 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow F_y = -45,00 + 7,57 \cdot 1,35 = F_y = -45,00 + 10,32 = -34,68 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M_M = 0 \Leftrightarrow M + G \cdot x_{G_1} - G_2 \cdot x_{G_2} - P'_{ax} \cdot y_{P'_{ax}} \cdot 1,35 - P'_{ay} \cdot x_{P'_{ax}} \cdot 1,35 = 0 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M - 22,50 \cdot 0,08 + 22,50 \cdot 0,30 - 20,93 \cdot 1,00 \cdot 1,35 + 5,61 \cdot 0,45 \cdot 1,35 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M = -19,22 \text{ kNm/m}$$

6.1.4.2. Έλεγχος καμπυλίου τοίχου σε κάμψη με ΕΚΩΣ 2000-2003

Σκυρόδεμα – Χαλύβας: C12/12 – S500s Επικάλυψη οπλισμού: 30mm

$$M_{ed} = -19,22 \text{ kNm/m}$$

$$N_{ed} = -34,68 \text{ kN/m}$$

$$d = 87,00 \text{ cm}$$

$$k_d = 13,54$$

$$\xi = 0,03$$

$$e_s / e_s = 0,60 / 20,00$$

$$k_s = 2,32$$

$$A_s = 0,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Από τις κατασκευαστικές διατάξεις πρέπει στην κύρια διεύθυνση να υπάρχει τουλάχιστον 1% ποσοστό οπλισμού $\rho = 0,0015$ αντιστοίχια ποσότητα οπλισμού $A_s = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

Άρα τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό: $9,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$

6.1.4.4. Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με ΕΚΩΣ 2000-2003(με σεισμό)

Σκυρόδεμα – Χάλυβας: C12/12 – S500s

Επικάλυψη οπλισμού: 35mm

$$M_{ed} = 36,08 \text{ kNm/m}$$

$$N_{ed} = -52,557 \text{ kN/m}$$

$$d = 87,00 \text{ cm}$$

$$k_s = 11,41$$

$$\xi = 0,04$$

$$\sigma_s / \sigma_{yk} = 0,70 / 205,0$$

$$k_s = 2,33$$

$$A_s = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Από τις κατασκευαστικές διατάξεις πρέπει στην κύρια διεύθυνση να υπάρχει τουλάχιστον πύκνιστο οπλισμό $\rho = 0,0015$ αντίστοιχα ποσότητα οπλισμού $A_s = 0,0015bd$

Αρα τοποθετούμε ελάχιστο οπλισμό: $9,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$

6.1.4.5. Οπλισμοί κορμού τοίχου

Οπλισμοί εσωτερικής περιφέρειας τοίχου ($y=0$ στην κορυφή του τοίχου)

- Στην κορυφή: $\emptyset 12 / 18,5$ ($6,11 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
- Στην βάση του κορμού $\emptyset 12 / 18,5 + \emptyset 12 / 39,0$ ($9,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Οπλισμός διανομής $\emptyset 8 / 20,0$ ($2,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Οπλισμοί εξωτερικής περιφέρειας τοίχου

- Στην κορυφή: $\emptyset 12 / 18,5$ ($6,11 \text{ cm}^2 / \text{m}$)
- Στην βάση του κορμού $\emptyset 12 / 18,5 + \emptyset 12 / 39,0$ ($9,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

Οπλισμός διανομής $\emptyset 8 / 20,0$ ($2,52 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

6.1.4.6. Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με ΕΚΩΣ 2000-2003

Σκυρόδεμα – Χάλυβας: C12/12 – S500s

Επικάλυψη οπλισμού: 35mm

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

$$V_{sd} = 28,26 \text{ kN/m}$$

$$V_{sd}^* = V_{sd} (+\sigma_{\text{σεισμο}}) = 40,24 \text{ kN/m}$$

$$N_{sd} = 52,57 \text{ kN/m}$$

$$t_{rd} = 0,18 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 1,00$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{9,01 \cdot 10^{-4}}{1,00 \cdot 0,87} = 0,0010 = 10^{-3}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = \frac{52,57 \cdot 10^{-3}}{1,00 \cdot 0,90} = 0,058 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Άρα } V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \Leftrightarrow$$

$$V_{rd1} = [0,18 \cdot 1,00 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0010) + 0,15 \cdot 0,058] \cdot 0,87 \cdot 1,00 \cdot 1000 = 201,81 \text{ kN/m}$$

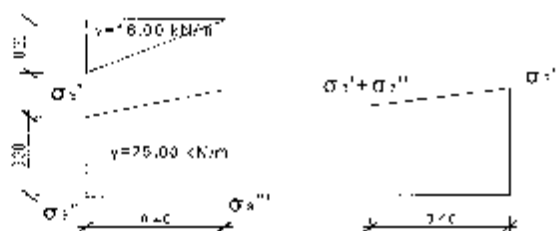
$$\text{Όμως } V_{rd} = 40,24 \text{ kN/m} < V_{rd1} = 201,81 \text{ kN/m} \text{ άρα ισχύει}$$

6.1.4.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πέλδου και σπλισμοί

- Έλεγχος μπροστινού τμήματος

$$F_x = 130,80 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = 10,25 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα 6.1.4.γ Τάσεις στο μπροστινό τμήμα του τοίχου

$$\sigma_3^I = 0,20 \cdot 16,00 = 3,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3^{II} = 0,30 \cdot 16,00 = 4,80 \text{ kPa}$$

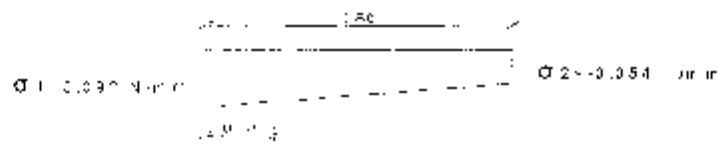
$$\sigma_3^{III} = 0,50 \cdot 16,00 = 8,00 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3^I + \sigma_3^{II} = 8,00 \text{ kPa}$$

Άρα

$$\sigma_3 = \frac{(\sigma_3^I + \sigma_3^{II}) + \sigma_3^{III}}{2} = \frac{8,00 + 8,00}{2} = 8,00 \text{ kPa} = 8,00 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_3 = 0,008 \text{ N/mm}^2$$



Σχήμα 6.1.4.δ Αναπτυσσόμενες τάσεις

$$\sigma_1 - \sigma_2 = 0,032 - 0,054 = 0,038 \text{ N/mm}^2$$

$$1,80 - 0,40 = 1,40 \text{ m}$$

$$\frac{1,80}{0,038} = \frac{1,40}{x} \Leftrightarrow x = \frac{1,40 \cdot 0,038}{1,80} = 0,029 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Άρα } \sigma_2 = \sigma_1 + 0,029 = 0,054 + 0,029 \Leftrightarrow \sigma_2 = 0,083 \text{ N/mm}^2$$



Σχήμα 6.1.4.ε Τάσεις στο μπροστά τμήμα του πεδίου

$$P_3 = \sigma_3 \cdot 0,40 = 0,033 \cdot 10^3 \cdot 0,40 = 5,20 \text{ kN/m}$$

$$P_{1,2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot 0,40 \cdot 10^3 = \frac{0,083 - 0,092}{2} \cdot 0,40 \cdot 10^3 = 35,00 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Leftrightarrow P_3 + P_1 + P_2 = 0 \Leftrightarrow P_3 = -P_1 + P_{1,2} \Leftrightarrow F_y = -5,20 + 35 = 29,80 \text{ kN/m}$$

$$x_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,40 = 0,20 \text{ m}$$

$$x_1 = \frac{1}{2} \cdot 0,40 = 0,20 \text{ m} \text{ και } x_2 = \frac{2}{3} \cdot 0,40 = 0,262 \text{ m}$$

$$x_{1,2} = x_{a,p} = \frac{0,180}{3} = 0,231 \text{ m}$$

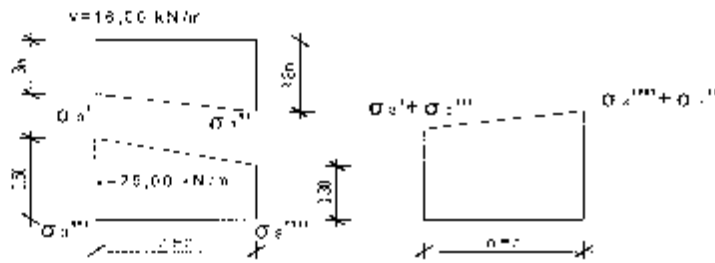
$$\Sigma M = 0 \Leftrightarrow M - P_3 \cdot x_3 + P_{1,2} \cdot x_{1,2} = 0 \Leftrightarrow M = P_3 \cdot x_3 - P_{1,2} \cdot x_{1,2} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M = 5,20 \cdot 0,20 - 35,00 \cdot 0,231 \Leftrightarrow M = 1,04 - 7,15 = 6,11 \text{ kN/m}$$

- Έλεγχος του πλάσιου τμήματος

$$F_y = 10,80 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = 10,25 \text{ kN/m}$$



Σχήμα 6.1.4.στ Τάσεις στο πίσω τμήμα του τοίχου

$$\sigma'_{s_1} = 3,00 \cdot 16,00 = 48,00 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_{s_3} = 3,20 \cdot 16,00 = 51,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma'''_{s_2} = 0,50 \cdot 25,00 = 13,50 \text{ kPa}$$

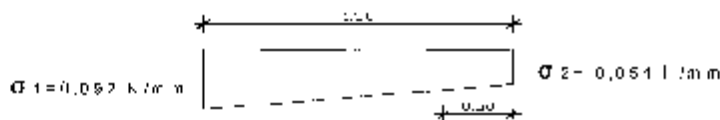
$$\sigma''_{s_3} = 0,30 \cdot 25,00 = 7,50 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_{s_3} + \sigma'''_{s_3} = 18,00 + 13,50 = 60,50 \text{ kPa}$$

$$\sigma''_{s_3} - \sigma'''_{s_3} = 51,20 + 7,50 = 58,70 \text{ kPa}$$

$$\sigma_s = \frac{(\sigma'_{s_3} + \sigma'''_{s_3}) + (\sigma''_{s_3} - \sigma'''_{s_3})}{2} = \frac{60,50 + 58,70}{2} = 59,60 \text{ kPa} \hookrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \sigma_s = 59,60 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2 = 0,060 \text{ N/mm}^2$$

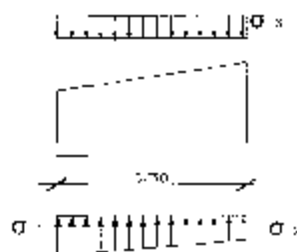


Σχήμα 6.1.4.ζ Αναπτυσσόμενες τάσεις

$$\sigma_1 - \sigma'_2 = 0,092 - 0,054 = 0,038 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{1,80}{0,038} = \frac{0,50}{x} \Leftrightarrow x = \frac{0,50 \cdot 0,038}{1,80} = 0,010 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_2 - \sigma'_2 - 0,010 = 0,054 + 0,010 = 0,064 \text{ N/mm}^2$$



Σχήμα 6.1.4.η Τάσεις στο πίσω τμήμα του πεδίου

$$P_1 = \sigma_1 \cdot 0,50 = 0,050 \cdot 10^3 \cdot 0,50 = 30,00 \text{ kN/m}$$

$$P_{1,2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot 0,50 = \frac{0,064 + 0,054}{2} \cdot 10^3 \cdot 0,50 = 29,50 \text{ kN/m}$$

$$x_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 0,25 \text{ m}$$

$$x_a = \frac{1}{2} \cdot 0,50 = 0,25 \text{ m} \text{ και } x_b = \frac{2}{3} \cdot 0,50 = 0,33 \text{ m}$$

$$x_{1,2} = x_{a,b} = \frac{0,25 + 0,33}{2} = 0,29 \text{ m}$$

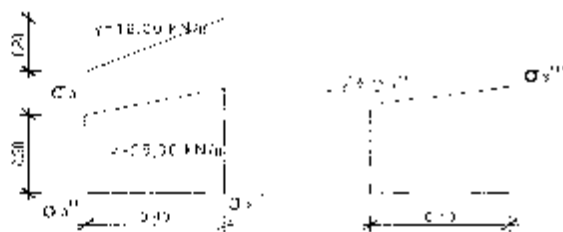
$$\Sigma M = 0 \Leftrightarrow M - P_1 \cdot x_3 + P_{1,2} \cdot x_{1,2} = 0 \Leftrightarrow M = P_1 \cdot x_3 - P_{1,2} \cdot x_{1,2} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow M = 30,00 \cdot 0,25 - 29,50 \cdot 0,24 = 7,50 - 7,09 = 0,41 \text{ kNm/m}$$

- Έλεγχος μετασχηματισμένου τμήματος (με σεισμό)

$$F_x = 92,61 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = 43,65 \text{ kNm/m}$$



Σχήμα 6.8.6 Ομογενή στο μετασχηματισμένο τμήμα του τοίχου με σεισμό

$$\sigma'_3 = 0,26 \cdot 18,00 = 46,90 \text{ kPa}$$

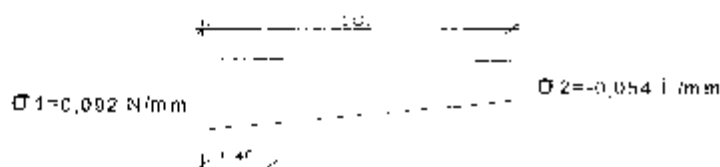
$$\sigma''_3 = 0,20 \cdot 26,00 = 51,20 \text{ kPa}$$

$$\sigma'''_3 = 0,50 \cdot 25,00 = 13,50 \text{ kPa}$$

$$\sigma'_3 + \sigma'''_3 = 46,90 + 13,50 = 11,70 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = \frac{(\sigma'_3 + \sigma'''_3) + \sigma''_3}{2} = \frac{11,70 + 51,20}{2} = 12,60 \text{ kPa} \Leftrightarrow$$

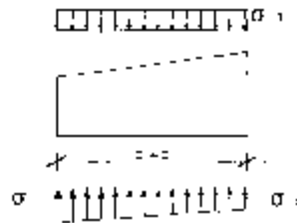
$$\Leftrightarrow \sigma_3 = 12,60 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2 = 0,013 \text{ N/mm}^2$$



Σχήμα 6.8.7 Αναπτυχσόμενες τάσεις

$$1,318 - 0,40 = 0,918m$$

$$\frac{1,318}{0,140} = \frac{0,918}{x} \Leftrightarrow x = \frac{0,918 \cdot 0,140}{1,318} = 0,098N/mm^2$$



Σχήμα 6.1.4.α Τάσεις στο μπροστά τμήμα του πεδίου με σεισμό

$$P_3 = \sigma_3 \cdot 0,40 = 0,013 \cdot 10^3 \cdot 0,40 = 5,20kN/m$$

$$P_{1,2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot 0,40 = \frac{0,140 + 0,098}{2} \cdot 10^3 \cdot 0,40 = 47,60kN/m$$

$$x_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,40 = 0,20m$$

$$x_{\alpha} = \frac{1}{2} \cdot 0,40 = 0,20m \quad \text{και} \quad x_{\beta} = \frac{2}{3} \cdot 0,40 = 0,26m$$

$$x_{1,2} = x_{\alpha\beta} = \frac{0,20 + 0,26}{2} = 0,23m$$

$$\Sigma M = 0 \Leftrightarrow M - P_3 \cdot x_3 + P_{1,2} \cdot x_{1,2} = 0 \Leftrightarrow M = P_3 \cdot x_3 - P_{1,2} \cdot x_{1,2} \Leftrightarrow$$

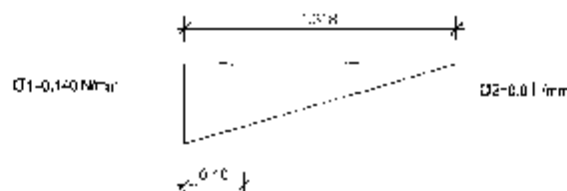
$$\Leftrightarrow M = 5,20 \cdot 0,20 - 47,60 \cdot 0,213 = 1,04 - 10,15 = 9,11kNm/m$$

- Έλεγχος του πίσω τμήματος (με σεισμό)

$$F_x = 92,61kN/m$$

$$\Sigma M = 42,65kNm/m$$

$$w = B_y - 1,30 = 1,318 - 1,30 = 0,018m$$



Σχήμα 6.1.4.β Τάσεις στο πίσω μέρος του τοίχου με σεισμό

$$1,318 - 0,018 = 1,30m$$

$$\frac{1,318}{0,140} = \frac{1,30}{x} \Rightarrow x = \frac{1,30 \cdot 0,140}{1,318} = 0,138N/mm^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - 0,138 = 0,002N/mm^2$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad \Sigma M = 0$$

- Έλεγχος πεδύλου έναντι κάμψης

Σκυρόδεμα - Χαλύβιδας: Ø12/15 – S500s

Επικόλληση σπασίμου: 75mm

$$M_{sd} = 9,10kNm/m \quad d = 42,5cm, \quad k_s = 14,09, \quad \xi = 0,03,$$

$$\varepsilon_c / \varepsilon_{yk} = 0,59 / 20,00, \quad k_x = 2,32, \quad A_s = 0,50cm^2/m$$

$$M_{sd} = -0,41kNm/m, \quad d = 42,5cm, \quad k_s = 66,18, \quad \xi = 0,01,$$

$$\varepsilon_c / \varepsilon_{yk} = 0,10 / 20,00, \quad k_x = 2,30, \quad A_s = 0,02cm^2/m$$

Από τις κατασκευαστικές διατάξεις πρέπει στην κύρια διεύθυνση να υπάρχει τουλάχιστον ποσοστό σπλισμού $\rho=0,0015$ αντίστοιχα ποσότητα σπλισμού $A_s=0,0015bd$

Άρα τοποθετούμε ελάχιστο σπλισμό: Ø12/15,0 (7,53cm²/m)

6.1.4.8. Οπλισμοί πεδύλου τοίχου

Οπλισμός πεδύλου κάτω Ø12/15,0 (7,53cm²/m)

Οπλισμός πεδύλου άνω Ø12/15,0 (7,53cm²/m)

Οπλισμός διατομής Ø12/15,0 (7,53cm²/m)

6.1.4.9. Έλεγχος πεδύλου σε διάτρηση -- διάτρηση με ΕΚΩΣ 2000-2003

Σκυρόδεμα – Χαλύβιδας: Ø12/12 – S500s

Τέμνουσα αντοχής χωρίς σπλισμό διάτρησης

$$t_{sd} = 0,18N/mm^2$$

$$k = 1,00$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_x \cdot a} = \frac{7,53 \cdot 10^{-4}}{100 \cdot 0,43} = 0,0018$$

$$\text{Άρα } F_{td} = F_{t,d} \cdot k \cdot \left[1 + 40 \cdot \left(\frac{\rho}{\rho_{lim}} \right) \right] \cdot b_x \cdot d \Leftrightarrow$$

$$V_{td} = [0,0018 \cdot 1,00 \cdot (1,00 + 40 \cdot 0,0018)] \cdot 0,425 \cdot 1,00 \cdot 1000 = 97,31kN/m \text{ Όμως}$$


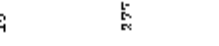
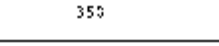
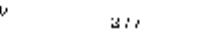
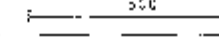
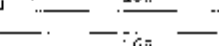

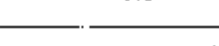
$$V_{sd} = 0,72kN/m < V_{td} = 97,31kN/m$$

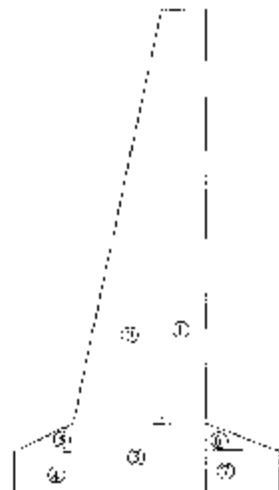
Άρα ισχύει και για διάτρηση και για διάτρηση

6.1.4.10. Προμέτρηση υλικών

Μπετόν ανά μέτρο μήκους 2,610m³/m

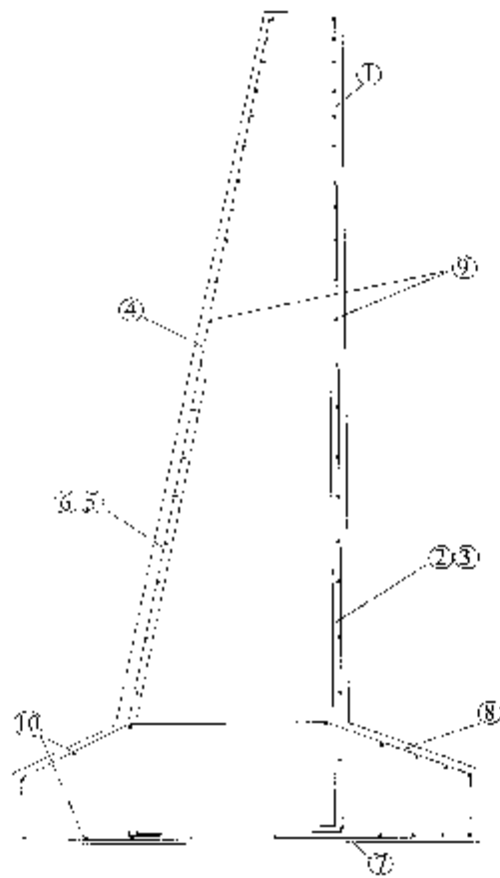
Κατάλογος οπλισμού

ΑΝΑΠΤΥΞΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ						
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	Τμήμ	δ (cm)	μήτ (cm)	Μήκος (cm)	Μήκος (kg)
Ⓐ		25	12	0,839	3,58	37,75
Ⓑ		10	12	0,839	2,87	37,12
Ⓒ		27	12	0,839	3,48	37,71
Ⓓ		10	12	0,839	2,87	37,12
Ⓔ		30	8	1,335	5,77	59,25
Ⓕ		50	12	0,839	2,75	60,18
Ⓖ		50	12	0,839	2,25	55,93
Ⓗ		22	12	0,839	3,77	77,59
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΥΚΟ ΛΙΣΣΟΥ ΑΝΑ ΣΕΛΗΡΟ ΟΠΛΙΣΜΟΥ (kg/m)						630,55



	G_1	G_2	G_3	G_4	G_5	G_6	G_7
Υπολογισμένος όγκος σκυροδέματος	0,9	0,9	0,45	0,12	0,04	0,65	0,15
Συνολο							2,610

Αρίθμηση σπλισμών τοίχων αντιστήριξης



6.2. Πλήρης υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης με χρήση Η/Υ

- Έντεκα (11) Βαρύτητας και
- Δεκαπέντε (15) Οπλισμένου σκυροδέματος

Εκτύπωση Υπολογισμού Τοίχων Αντιστήριξης
με τη χρήση του προγράμματος H/Y
«BETONexpress της RUNET »

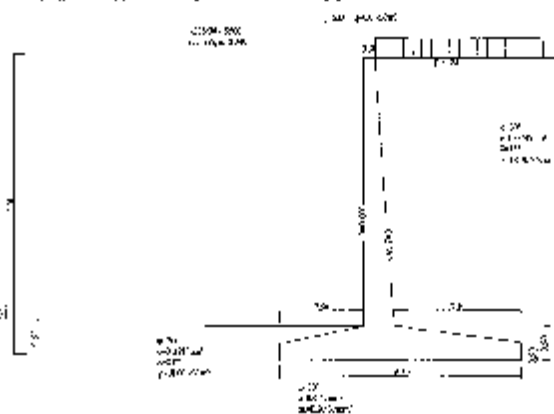
Δίνονται οι εκτυπώσεις των εξής αποτελεσμάτων:

- Επίλυση για στατική φόρτιση.
- Επίλυση για σεισμική φόρτιση.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

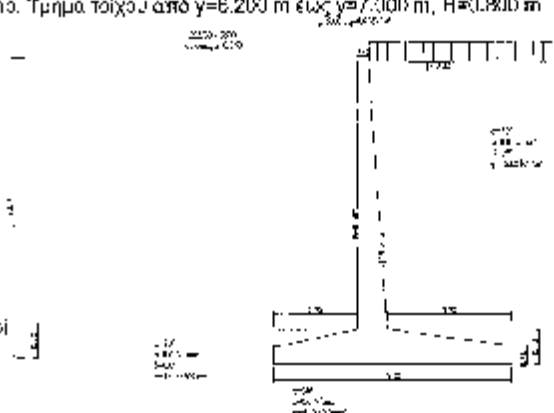
6.2.1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T7.5

- 6.2.1.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=7.500$ m, $H=7.500$ m
- 6.2.1.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=6.600$ m έως $y=7.500$ m, $H=0.900$ m
- 6.2.1.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.1.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.1.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.1.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.1.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.1.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου
- 6.2.1.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί
- 6.2.1.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου
- 6.2.1.11. Προμέτρηση υλικών



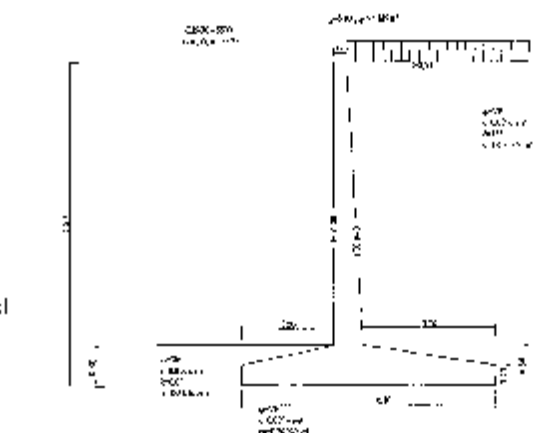
6.2.2. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T7

- 6.2.2.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=7.000$ m, $H=7.000$ m
- 6.2.2.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=6.200$ m έως $y=7.000$ m, $H=0.800$ m
- 6.2.2.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.2.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.2.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.2.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.2.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.2.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου
- 6.2.2.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί
- 6.2.2.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου
- 6.2.2.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.3. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T6.5

- 6.2.3.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=6.500$ m, $H=6.500$ m
- 6.2.3.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=5.700$ m έως $y=6.500$ m, $H=0.800$ m
- 6.2.3.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.3.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.3.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου
- 6.2.3.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.3.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.3.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου
- 6.2.3.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί
- 6.2.3.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου
- 6.2.3.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.4. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T6

6.2.4.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=6.000$ m, $H=6.000$ m

6.2.4.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=5.200$ m έως $y=6.000$ m, $H=0.800$ m

6.2.4.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.4.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.4.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.4.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

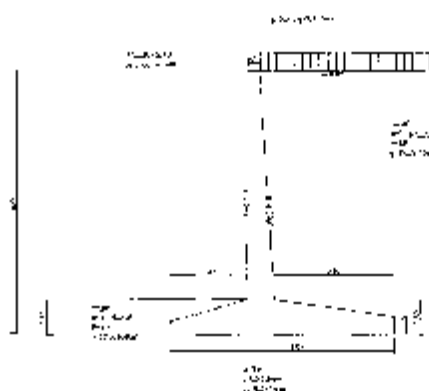
6.2.4.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.4.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.4.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.4.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.4.11. Προμέτρηση υλικών

**6.2.5. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T5.5**

6.2.5.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=5.500$ m, $H=5.500$ m

6.2.5.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=4.700$ m έως $y=5.500$ m, $H=0.800$ m

6.2.5.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.5.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.5.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.5.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

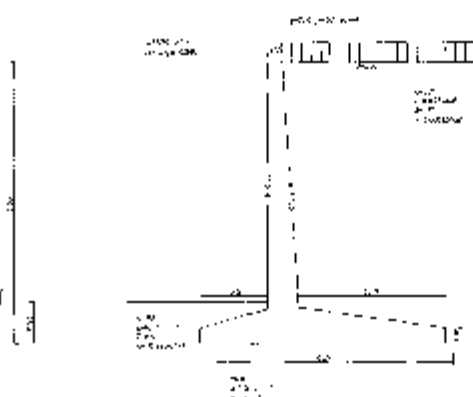
6.2.5.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.5.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.5.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.5.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.5.11. Προμέτρηση υλικών

**6.2.6. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T5**

6.2.6.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=5.000$ m, $H=5.000$ m

6.2.6.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=4.200$ m έως $y=5.000$ m, $H=0.800$ m

6.2.6.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.6.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.6.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.6.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

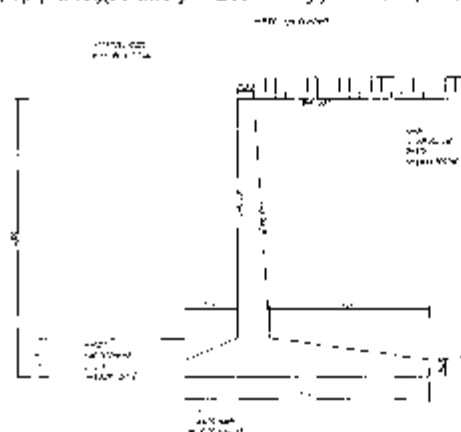
6.2.6.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.6.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.6.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.6.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.6.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.7. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T4.5

6.2.7.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=4.500$ m, $H=4.500$ m

6.2.7.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=3.700$ m έως $y=4.500$ m, $H=0.800$ m

6.2.7.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.7.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.7.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.7.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

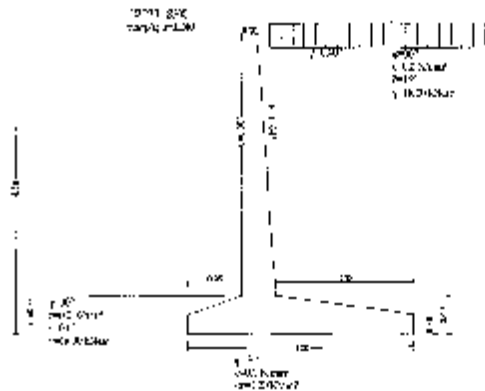
6.2.7.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.7.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.7.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.7.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.7.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.8. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T4

6.2.8.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=4.000$ m, $H=4.000$ m

6.2.8.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=3.200$ m έως $y=4.000$ m, $H=0.800$ m

6.2.8.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.8.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.8.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.8.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

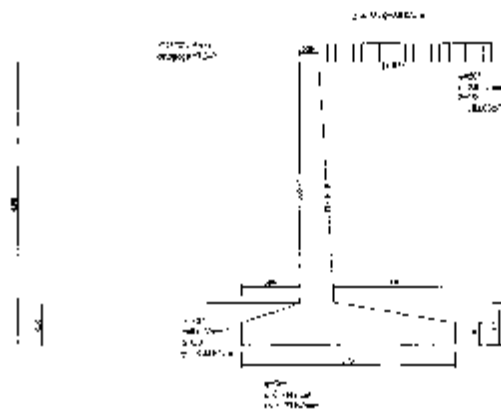
6.2.8.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.8.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.8.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.8.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.8.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.9. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T3.5

6.2.9.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=3.500$ m, $H=3.500$ m

6.2.9.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=2.700$ m έως $y=3.500$ m, $H=0.800$ m

6.2.9.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.9.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.9.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.9.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

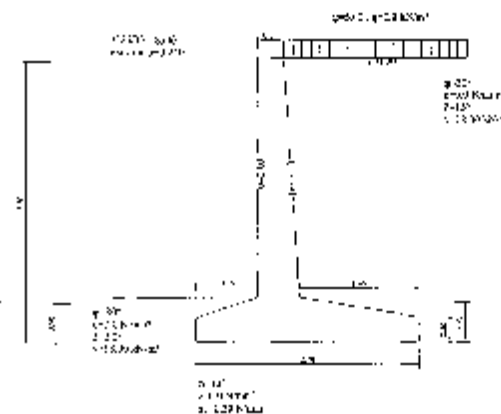
6.2.9.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.9.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.9.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.9.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.9.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.10. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T3

6.2.10.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=3.000$ m, $H=3.000$ m

6.2.10.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=2.200$ m έως $y=3.000$ m, $H=0.800$ m

6.2.10.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.10.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.10.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.10.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

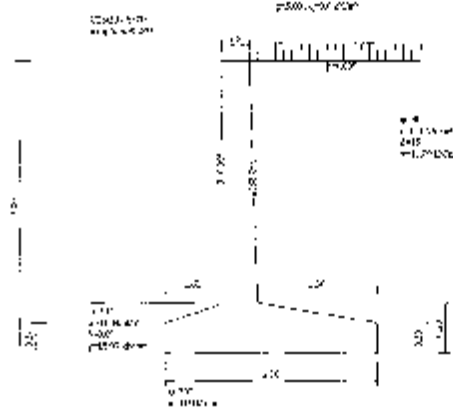
6.2.10.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.10.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.10.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.10.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.10.11. Προμέτρηση υλικών

**6.2.11. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T2.5**

6.2.11.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=2.500$ m

6.2.11.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=1.700$ m έως $y=2.500$ m, $H=0.800$ m

6.2.11.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.11.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.11.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.11.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

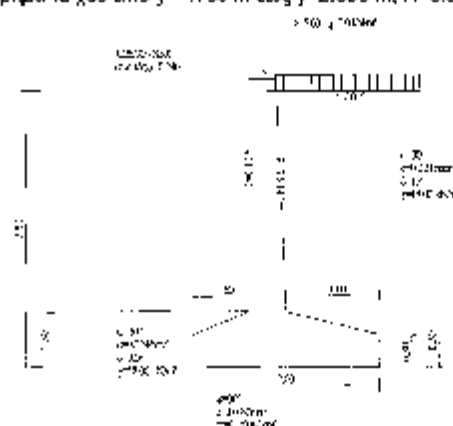
6.2.11.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.11.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.11.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.11.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.11.11. Προμέτρηση υλικών

**6.2.12. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T2**

6.2.12.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.000$ m, $H=2.000$ m

6.2.12.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb. Τμήμα τοίχου από $y=1.200$ m έως $y=2.000$ m, $H=0.800$ m

6.2.12.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.12.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.12.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.12.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

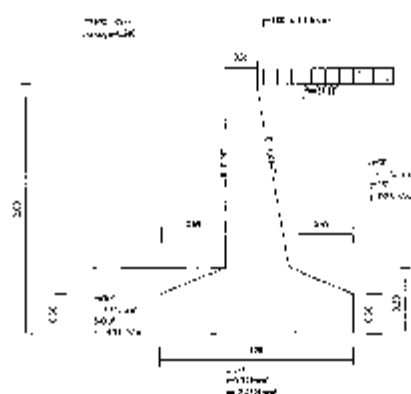
6.2.12.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.12.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.12.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.12.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.12.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.13. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T1.5

6.2.13.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

6.2.13.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.900$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.600$ m

6.2.13.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.13.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.13.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.13.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

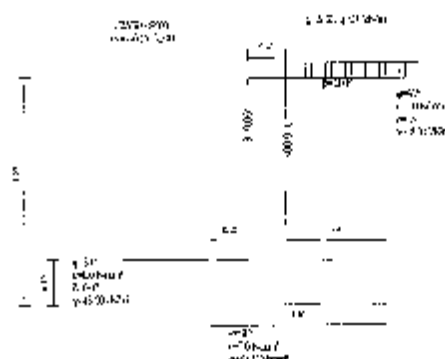
6.2.13.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.13.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.13.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.13.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.13.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.14. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος T1

6.2.14.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.000$ m, $H=1.000$ m

6.2.14.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.400$ m έως $y=1.000$ m, $H=0.600$ m

6.2.14.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.14.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.14.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.14.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

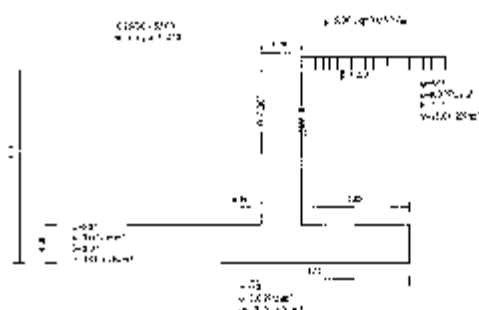
6.2.14.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

6.2.14.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

6.2.14.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

6.2.14.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

6.2.14.11. Προμέτρηση υλικών



6.2.15. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T1

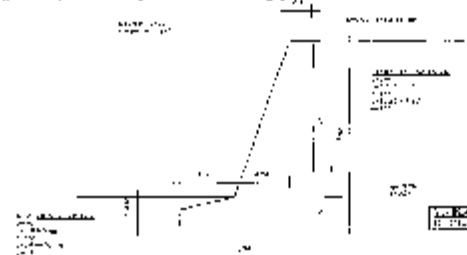
6.2.15.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=3.000$ m, $H=3.000$ m

6.2.15.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=2.500$ m έως $y=3.000$ m, $H=0.500$ m

6.2.15.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.15.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.15.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχος ευστάθειας τοίχου



6.2.16. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T2

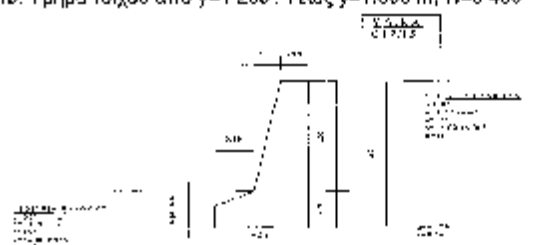
6.2.16.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.600$ m, $H=1.600$ m

6.2.16.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.200$ m έως $y=1.600$ m, $H=0.400$ m

6.2.16.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.16.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.16.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

**6.2.17. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T3**

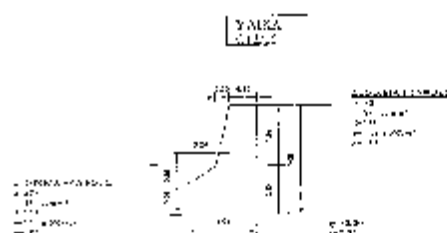
6.2.17.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=0.900$ m, $H=0.900$ m

6.2.17.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.500$ m έως $y=0.900$ m, $H=0.400$ m

6.2.17.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.17.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.17.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

**6.2.18. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T4**

6.2.18.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

6.2.18.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.200$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.300$ m

6.2.18.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.18.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.18.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

**6.2.19. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T5**

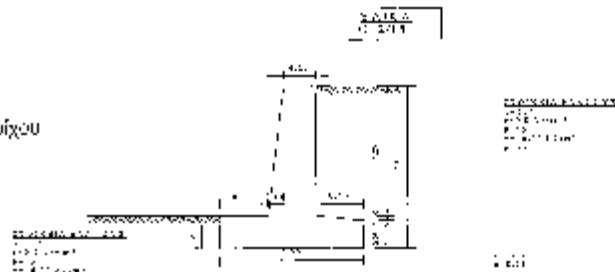
6.2.19.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

6.2.19.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.200$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.300$ m

6.2.19.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.19.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

6.2.19.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχος ευστάθειας τοίχου



6.2.20. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης βαρύτητας TB

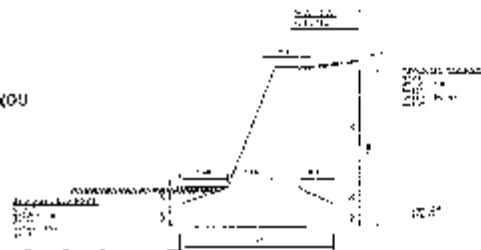
6.2.20.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.000$ m, $H=2.000$ m

6.2.20.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.500$ m έως $y=2.000$ m, $H=0.500$ m

6.2.20.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.20.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.20.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

**6.2.21. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης βαρύτητας T7**

6.2.21.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

6.2.21.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.500$ m

6.2.21.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.21.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.21.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

**6.2.22. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης βαρύτητας TB**

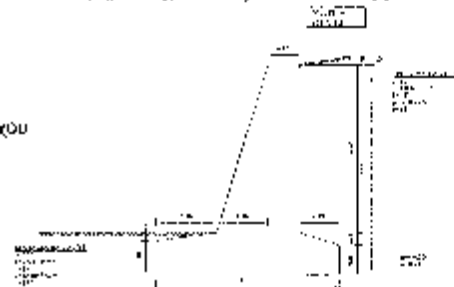
6.2.22.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=2.500$ m

6.2.22.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=2.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=0.500$ m

6.2.22.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

6.2.22.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.22.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

**6.2.23. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τείχος αντιστήριξης βαρύτητας TB**

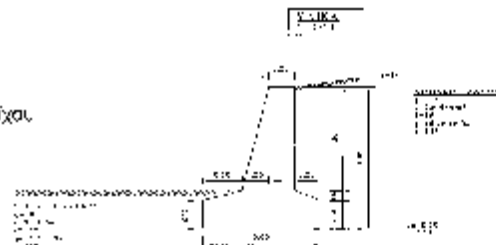
6.2.23.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

6.2.23.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.100$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.400$ m

6.2.23.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

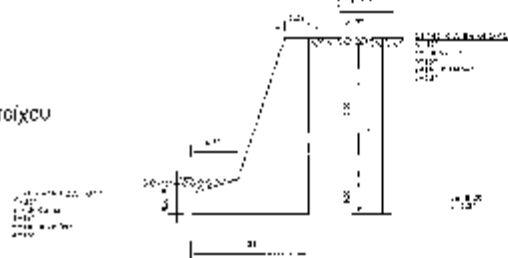
6.2.23.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

6.2.23.5. Αντισεισμικός έλεγχος , Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου



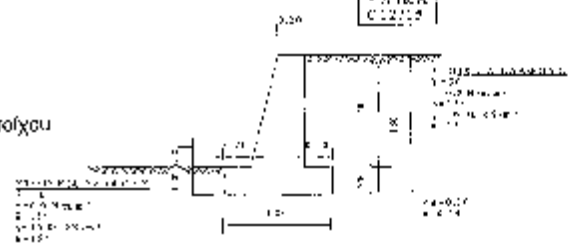
6.2.24. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας K1

- 6.2.24.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=2.500$ m
- 6.2.24.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=2.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=0.500$ m
- 6.2.24.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.24.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου
- 6.2.24.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου



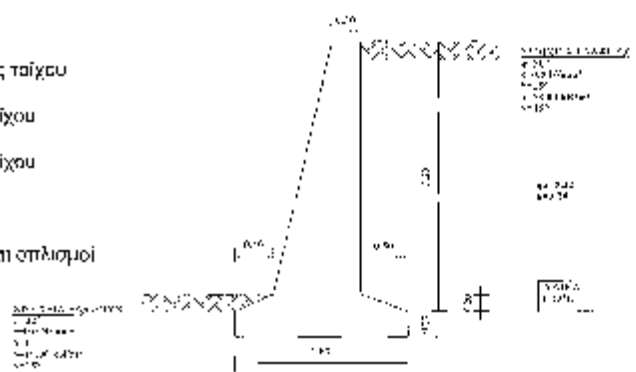
6.2.25. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης βαρύτητας T2-1

- 6.2.25.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m
- 6.2.25.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=1.200$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.300$ m
- 6.2.25.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.25.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου
- 6.2.25.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου



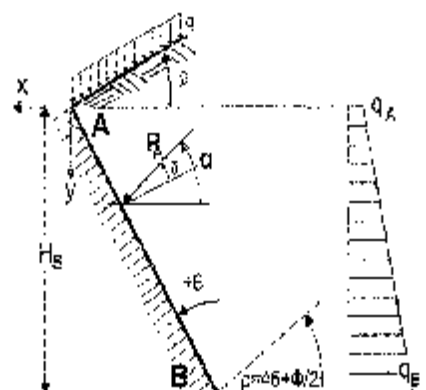
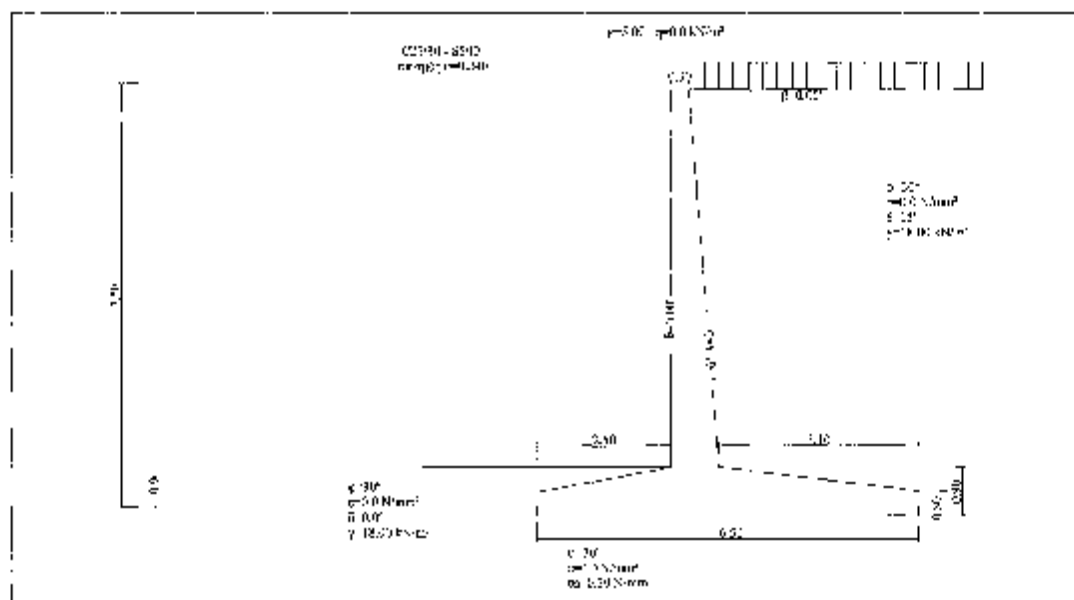
6.2.26. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τοίχος αντιστήριξης ωπλισμένου σκυροδέματος A1

- 6.2.26.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=3.500$ m, $H=3.500$ m
- 6.2.26.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb, Τμήμα τοίχου από $y=3.000$ m έως $y=3.500$ m, $H=0.500$ m
- 6.2.26.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί
- 6.2.26.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου
- 6.2.26.5. Αντισεισμικός έλεγχος, Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου
- 6.2.26.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.26.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου
- 6.2.26.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου
- 6.2.26.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί
- 6.2.26.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου
- 6.2.26.11. Προσέτρηση υλικών



Τείχος σπλισμένου σκυροδέματος ύψους 7.5m**6.2.1. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής :**

Τείχος αντιστήριξης σπλισμένου σκυροδέματος

**6.2.1.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=7.500$ m, $H=7.500$ mΆνω Σημείο A $x=-3.100$ m $y= 0.000$ mΚάτω Σημείο B $x=-3.100$ m $y= 7.500$ m**Ιδιότητες εδάφους**

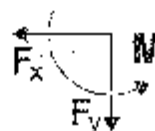
Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=23.00$ kN/m³Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$ Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.000$ N/mm²Γωνία κλίσης εδάφους με οριζόντιο $\beta=0.00^\circ$ Γωνία κλίσης τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$ Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q1= 5.00$ kN/m²Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q2= 0.00$ kN/m²**Οθήκη σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $Ka= 0.301$ Οθήκη γαιών καθ' ύψος $q(y)=q1+y \cdot \gamma \cdot Ka$

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

Μόνιμες δράσεις

Βέρος (πλάκη) στην κορυφή (γ-γΑ=0 m) qA= 1.50 kN/m²
 Βέρος (πλάκη) στην βάση (γ-γΑ= 7.500 m) qB= 42.13 kN/m²
 βέρος (δύναμη) γαιών q0=k(qA+qB)h= 163.61 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Βέρος (δύναμη) γαιών εν κατά x και y. Fxk= 158.04 kN/m, Fyk= 42.35 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=-3.100 m, γ=4.914 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, γ=0), K= -907.89 kNm/m

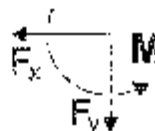


Ευνοϊκα δυνάμειων και ροπών

Ανάλυση-Ροπές στο κάτω σημείο Β (x=-3.100 m, γ=7.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια ώθηση γαιών Fxk= 158.04 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyk= 42.35 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών Ms = 408.69 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια ώθηση γαιών Fxk= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyk= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών Ms = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοϊκή οριζόντια υδροστατική δύναμη Fxk= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Fyk= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή υδροστατικής δύναμης Ms = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Ε)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/2.00=0.120 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αν=0.25x0.24=0.060 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Monopole-Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. Ε)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού

Τείχος με ανεκτή ολίσθηση (EN1998-5, Παράρτ. Ε)

α=arctan(ah/(1-an))=arctan(0.120/(1-0.060))= 7.28°

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Monopole Okabe), ke= 0.350

Προσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.350/0.301-1)= 0.236

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού Fx=158.04x0.236=46.78 kN/m

6.2.1.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=6.600 m έως γ=7.500 m, h=0.900 m

Ανω Σημείο Α x= 0.300 m γ= 6.600 m

Κάτω Σημείο Β x= 0.300 m γ= 7.500 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Βιδικό βάρος ξηρό εδάφους γ=18.00 kN/m³

Βιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γk=23.00 kN/m³

Βιδικό βάρος νερού γw=10.00 kN/m³

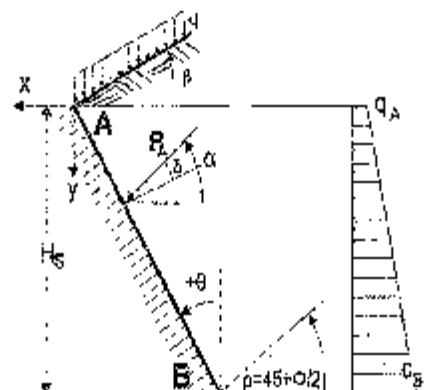
Γων α εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°

Συντελεστής συνοχτικότητας εδάφους c=0.000 N/mm²

Γωνία επιφάνειας εδάφους με ορ.ζόντια β= 0.00°

Γωνια παρεπείθε τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°

Γων.α τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

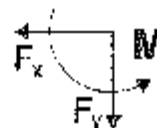
Πθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία εκκλίσεως ολίσθησης $\rho = 15^\circ$ $\phi/\lambda = 30.00^\circ$
 Συντελεστής ταθρητικής ώθησης $K_p = 3.000$
 Εμβαδόν γαιών καθ ύψος $z(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot E_p$

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

Μόνιμες δράσεις

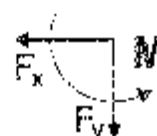
Πθήση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Πθήση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.900 \text{ m}$) $q_B = -48.60 \text{ kN/m}^2$
 Όψηση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 21.87 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 Όψηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{ax} = -21.87 \text{ kN/m}$, $P_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 7.200 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 157.46 \text{ kNm/m}$

**Επίπεδα δυνάμειων και ροπών**

Δυνάμεις (ορμές) στο κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 7.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = -21.87 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = -6.56 \text{ kNm/m}$

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wk} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.1.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί**Διαστάσεις**

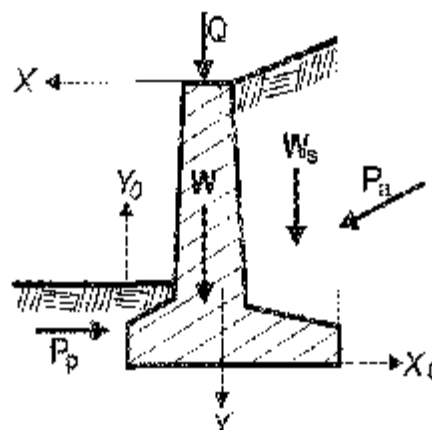
Ολικό ύψος τοίχου 7.500 m
 Χήκος τοίχου $L = 10.000 \text{ m}$
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορυφής τοίχου στην βάση 0.900 m
 Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 6.500 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 2.500 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 3.100 m
 Ύψος κορυφής τοίχου 6.600 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.900 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.500 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.500 m
 Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση παρειάς τοίχου πίσω $\theta = 5.194^\circ$

Φορτία

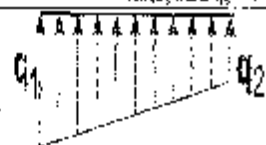
Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_v = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

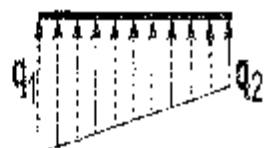
Ειδικό βάρος ολικού τοίχου 25.000 kN/m^3
 Εμβαδόν διατομής τοίχου 8.690 m^2
 Όλο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 8.590 \times 25.000 = 214.75 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x = -0.237 \text{ m}$, $y = 5.633 \text{ m}$ ($x_0 = 3.037 \text{ m}$, $y_0 = 1.867 \text{ m}$)



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 648.07 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μπροστά σημείο = -2310.25 kNm/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσεως = 204.01 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 204.01/648.07 = -0.315 m $= 6.500/6 = 1.083m$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.071 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.129 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό κλάτος θεμελίου (BC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.500 - 2 \times 0.315 = 5.070 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \times q_u / \gamma = 5.870 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1174.00 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 648.07 <= R_d = 1174.00 \text{ kN/m}$ εντάξει

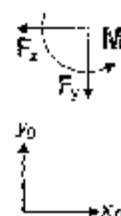


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 854.89 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μπροστά σημείο = -3193.88 kNm/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσεως = -415.50 kNm/m
 Εκκεντρότητα = -415.50/854.89 = -0.486 m $= 6.500/6 = 1.083m$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.073 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.191 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό κλάτος θεμελίου (BC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.500 - 2 \times 0.486 = 5.528 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \times q_u / \gamma = 5.528 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1105.60 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 854.89 <= R_d = 1105.60 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (BC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x=0, y=0) (x=2.800, y=7.500 m)

Όμιλος	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mx0 [kNm/m]	My0 [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00- 7.50	213.35	57.17	5.900	2.586	551.73	337.31
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	217.25	3.037	1.867	0.00	659.79
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	358.56	4.931	4.200	0.00	1789.57
Μόνιμο φορτίο επίχ. κερκx1.00			0.00	15.09	4.931	7.500	0.00	75.21
							Σύνολο =	2861.98

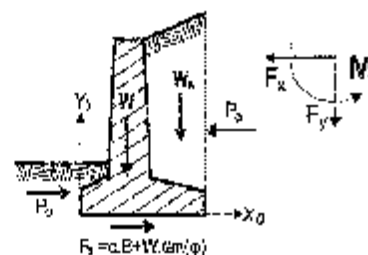


Σύνολο ρομών ανατροπής = 551.73 kNm/m
 Σύνολο ρομών ευστάθειας = 2861.98 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{a1} = 551.73 <= M_{e1} = 2861.98 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (BC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Όμιλος	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fz [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 7.50	213.35	0.00	57.17
Σταθμική ώθηση γαιών	Pp x1.00	6.60- 7.50	0.00	21.87	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	217.25
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	0.00	358.56
Μόνιμο φορτίο επίχωσης κερκx1.00			0.00	0.00	15.09
			Σύνολο =	21.87	648.07

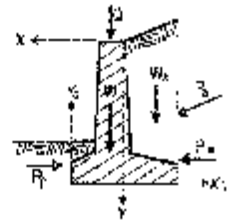
Τριβή εδάφους $S_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 648.07 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 374.16 \text{ kN/m}$
 Συνεκτικότητα $S_d = \alpha \cdot c_u / \gamma = 6.50 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 65.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 213.35 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 461.03 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 213.35 <= S_d + S_p = 461.03 \text{ kN/m}$ εντάξει



6.2.1.5. ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ Έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)
 Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00- 7.50	158.04	42.35	3.100	4.914
Παθητική ώθηση γαιών	Pp κ2.50	6.65- 7.50	-10.94	0.00	0.300	7.200
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	217.25	-0.237	5.633
Βάρος επίχωσης	Wε κ1.00		0.00	358.55	2.191	3.300
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wερκ1.00		0.00	15.09	-2.191	0.000

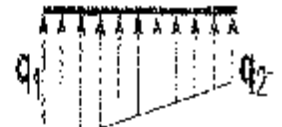


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ανεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00- 7.50	46.78		5.900	2.586	120.97
Βάρος τοίχου	W κ1.00		26.07	-13.03	3.037	1.867	86.24
Βάρος επίχωσης	Wε κ1.00		43.03	-21.51	4.991	4.200	288.08
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wερκ1.00		1.81	-0.91	4.991	7.500	18.12
		Σύνολο=	115.69	-34.54			497.23

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	N [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00- 7.50	204.82	42.35	5.900	2.586	279.80
Βάρος τοίχου	W κ1.00		26.07	204.23	3.037	1.867	-57.55
Βάρος επίχωσης	Wε κ1.00		43.03	337.05	4.991	4.200	-1501.49
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wερκ1.00		1.81	14.18	4.991	7.500	-57.19
		Σύνολο=		597.80			-1850.49



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 597.80 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 1850.43 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 52.42 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, EN1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα = $22.42/597.80 = 0.155$ $\alpha = 6.500/6 = 1.083$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.105$ N/mm² $\sigma_2 = 0.079$ N/mm²
 Ενεργό κλάστρο θεμελίωσης (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $l = 6.500 - 2 \times 0.155 = 6.191$ m
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \times q_{\text{adm}} / \gamma = 6.191 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1238.20$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 597.80 < R_d = 1238.20$ kN/κ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=2.800, y=7.500 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa κ1.00	0.00- 7.50	204.82	42.35	5.900	2.586	529.66	245.86
Βάρος τοίχου	W κ1.00		26.07	204.23	3.037	1.867	88.24	659.79+
Βάρος επίχωσης	Wε κ1.00		43.03	337.05	4.991	4.200	288.08	1789.57+
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wερκ1.00		1.81	14.18	4.991	7.500	18.12	75.31+
					Σύνολο =		924.10	2774.53

(*σ. ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, EN1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=2.800, y=7.500 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 924.10 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάθμισης = 2774.53 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{d0} = 924.10 < M_{r0} = 2774.53$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστεχίας λόγω ολισθήσεως (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, 48.6.3, 56.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{k+} [kN/m]	F_{k-} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	F_a κ1.00	0.00- 7.50	304.82	0.00	42.35
Παθητική ώθηση γαιών	F_p κ0.50	0.00- 7.50	0.00	10.94	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00		26.07	0.00	204.22
Βάρος επίχωσης	W_s κ1.00		43.03	0.00	337.05
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{ρκ1.00}$		1.81	0.00	14.18
		Σύνολο=	275.73	10.94	597.80

Έλεγχος αστεχίας λόγω ολισθήσεως (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, 48.6.3, 56.5.3) (EC8, ΕΝ1998-5:1994)

Τριβή εδάφους $\sigma_d \cdot \tan \phi / \gamma = 597.80 \times \tan 30^\circ / 1.00 = 305.14$ kN/m

Σύνολο δυνάμεων ολισθήσεως = 275.73 kN/m

Συνολο δυνάμεων αντίστασης = 305.07 kN/m (DAX 5.2.0)

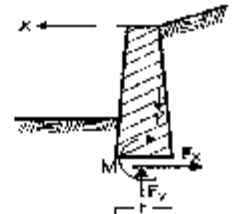
Έλεγχος σε ολισθήση $ec = 275.73 <= \sigma_d \cdot \tan \phi = 305.07$ kN/m αντίθετα.

6.2.1.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.35 \times (\mu \text{όνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\mu \text{όνιμα κομηνή}) + 1.50 \times (\mu \text{ικνητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y [m]	z [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.345	1.88	4.53	0.37
1.00	0.891	5.49	10.11	2.19
1.50	0.438	10.89	16.72	6.39
2.00	0.482	18.06	24.38	13.89
2.50	0.529	26.99	33.07	25.60
3.00	0.573	37.69	42.82	42.50
3.50	0.618	50.14	53.60	63.47
4.00	0.664	64.37	65.43	89.46
4.50	0.709	80.37	78.29	120.34
5.00	0.755	98.13	92.20	156.18
5.50	0.800	117.66	107.14	206.72
6.00	0.845	138.94	123.14	274.12
6.60	0.900	166.83	143.69	460.20



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ΕΝ1992-1-1:1992

Μικροδοσά κάλυψας: C25/30-Ε500 επ. κάλυψη σκλήσησού: 30 mm (ΕΝ1992, 84...3.3)

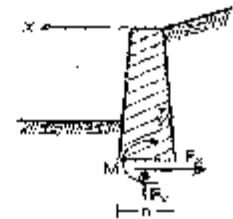
y [m]	M_{ed} [kN/m]	N_{ed} [kN]	d [cm]	K_{rel}	ξ	ω / ω_{ex}	K_{ex}	λ_{ex} [cm ² /m]	ελάτθ. Οπλ. [cm ² /m]
0.50	0.37	-4.53	31.5	31.24	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.45)
1.00	2.19	-10.11	30.0	18.36	0.01	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.91)
1.50	6.39	-16.72	40.6	13.16	0.02	0.4/20.0	2.33	0.16	(4.36)
2.00	13.89	-24.38	45.2	10.36	0.03	0.5/20.0	2.32	0.42	(4.82)
2.50	25.60	-33.07	43.7	8.61	0.03	0.7/20.0	2.32	0.80	(5.27)
3.00	42.50	-42.82	54.3	7.42	0.04	0.8/20.0	2.33	1.31	(5.73)
3.50	63.47	-53.60	58.8	6.56	0.04	0.9/20.0	2.33	1.96	(6.18)
4.00	89.46	-65.43	63.4	5.90	0.05	1.0/20.0	2.34	2.73	(6.64)
4.50	120.34	-78.29	67.9	5.35	0.05	1.1/20.0	2.34	3.68	(7.09)
5.00	156.18	-92.20	72.5	4.97	0.06	1.3/20.0	2.35	4.76	(7.55)
5.50	206.72	-107.14	77.0	4.63	0.06	1.4/20.0	2.35	5.98	(8.00)
6.00	274.12	-123.14	81.5	4.34	0.07	1.5/20.0	2.36	7.36	(8.45)
6.60	460.20	-143.69	87.0	4.05	0.07	1.6/20.0	2.36	9.21	(9.00)

6.2.1.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση $1.00 \times (\mu \text{όνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\mu \text{όνιμα ευμενή}) + 0.30 \times (\mu \text{ικνητά}) + 1.00 \times (\mu \text{ικνητός})$

Αντίρροια (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y [m]	h [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	N [kN/m]
0.50	0.347	7.34	6.53	2.22
1.00	0.391	14.64	13.11	7.72
1.50	0.435	21.94	19.72	17.44
2.00	0.479	29.24	26.38	32.30
2.50	0.527	36.54	33.07	51.19
3.00	0.573	43.84	39.82	81.07
3.50	0.618	51.14	46.60	116.83
4.00	0.664	58.44	53.43	161.41
4.50	0.709	65.74	60.29	215.86
5.00	0.755	73.04	67.20	280.64
5.50	0.800	80.34	74.14	357.10
6.00	0.845	87.64	81.14	446.17
6.60	0.900	116.88	143.69	570.66



Έλεγχος κορμού τείχους σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό)

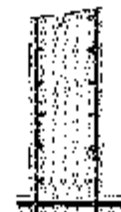
εκυρόδεμα κάλυψη: C25/30 δ=00 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN.992, §4.1.3.3)

y [m]	M_{ed} [kN/m]	N_{ed} [kN]	e [cm]	K_d	ξ	ϵ_c/ϵ_{sc}	ξ_s	A_s [cm ² /m]	ελάχισ. Οπλ. [cm ² /m]
0.50	2.22	-4.53	31.5	18.65	0.01	0.3/20.0	2.31	0.11	(3.45)
1.00	7.72	-10.11	36.1	17.77	0.02	0.5/20.0	2.32	0.37	(3.91)
1.50	17.44	-16.72	40.6	8.95	0.03	0.6/20.0	2.32	0.79	(4.36)
2.00	27.20	-24.38	45.2	7.38	0.04	0.8/20.0	2.33	1.37	(4.83)
2.50	37.07	-33.07	49.7	6.37	0.04	0.9/20.0	2.34	2.10	(5.27)
3.00	46.82	-42.82	54.3	5.66	0.05	1.1/20.0	2.34	2.99	(5.73)
3.50	56.57	-53.60	58.8	5.12	0.05	1.2/20.0	2.35	4.03	(6.20)
4.00	66.32	-65.43	63.4	4.71	0.06	1.3/20.0	2.35	5.22	(6.64)
4.50	76.07	-78.29	67.9	4.37	0.07	1.5/20.0	2.36	6.57	(7.09)
5.00	85.82	-92.20	72.5	4.10	0.07	1.6/20.0	2.36	8.07	(7.55)
5.50	95.57	-107.14	77.0	3.87	0.08	1.7/20.0	2.37	9.74	(8.00)
6.00	105.32	-123.14	81.5	3.67	0.08	1.9/20.0	2.37	11.56	(8.46)
6.60	143.69	-143.69	87.0	3.46	0.09	2.0/20.0	2.38	13.96	(9.00)

6.2.1.6. Οπλισμοί Κορμού τείχους

οπλισμοί εσωτερικής παρειάς τείχους ($y=0$ κορυφή τείχους)
 από $y=0.000m$ έως $y=3.300m$ $\phi 14/9.0$ (17.10cm²/m)
 από $y=3.300m$ έως $y=6.600m$ $\phi 20/9.0$ (34.91cm²/m)
 οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρειάς τείχους $\phi 14/18.0$ (8.55cm²/m)
 οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)



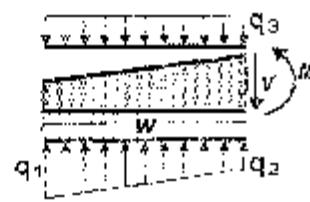
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

εκυρόδεμα-κάλυψη: C25/30-δ500 Επ. κάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του φορτίου οδήγησε είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διαμετρικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η διαμετρική δύναμη για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

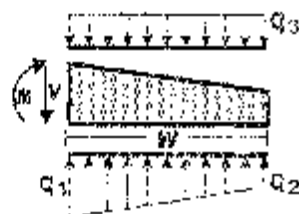
$V_{ed1}=266.85$ kN/m, V_{ed} (+σεισμό)=-216.88 kN/m, $N_{ed}=143.69$ kN/m
 $V_{ed1}=[\gamma_{d1} \cdot k \cdot (1.2+40p1)+0.15 \cdot \sigma_{p1}] \cdot b \cdot w \cdot d$, $\gamma_{d1}=0.30$ N/mm², $\kappa=1.0$
 $\rho_1=\sigma_{p1}/(b \cdot w \cdot d)=0.3001 \times 13.99/(1.50 \times 0.87)=0.0016$
 $\sigma_{cp}=K_{ed}/d \cdot c=0.301 \times 143.69/(1.00 \times 0.90)=-0.160$ N/mm²
 $v_{ed1}=[0.30 \times 1.0 \cdot (1.2+40 \times 0.0016)+0.15 \times 0.160] \times 0.87 \times 1.00 \times 1000=350.74$ kN/m
 $V_{ed}=-216.88$ kN/m < $V_{ed1}=350.74$ kN/m Διάτμηση OK

6.2.1.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τείχους με EC2, EN1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμημάτων μήκους $x=2.800$ m. έως $x=0.300$ m
 εύντολο κατακόρυφων ενομοίων = 854.89 kN/m
 εύντολο οριζόντιων ως προς μέσον βάσεως = -418.50 kN/m
 $\sigma_1=0.191$ N/mm², $\sigma_2=0.145$ N/mm², $\kappa=2.500$ m
 πείλος άνω από επίκλιση και ύψος βάσης $\sigma_3=0.022$ N/mm²
 $N=477.40$ kN/m, $V=163.33$ kN/m
 V σε απόσταση $h=82$ cm από παρειά= 255.59 kN/m
 $M_{ed}=477.40$ kNm/m, $V_{ed}=255.59$ kN/m



Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1992
 Έλεγχος τμήματος πίσω $x=3.700$ m έως $x=0.600$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 597.89 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -415.50 kNm/m
 $\sigma_1=0.129$ N/mm², $\sigma_2=0.073$ N/mm², $w=3.100$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.138$ N/mm²
 $M=225.32$ k Nm/m, $V=116.27$ kN/m
 V σε απόσταση $h=82$ cm από ταρτιά= 102.70 kN/m
 $M_{ed}=-225.32$ k Nm/m, $V_{ed}=102.70$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=2.800$ m έως $x=0.300$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 597.89 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 92.42 kNm/m
 $\sigma_1=0.105$ N/mm², $\sigma_2=0.095$ N/mm², $w=2.500$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.022$ N/mm²
 $M=247.59$ k Nm/m, $V=192.86$ kN/m
 V σε απόσταση $h=82$ cm από ταρτιά= 132.27 kN/m
 $M_{ed}=247.59$ k Nm/m, $V_{ed}=132.27$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=3.700$ m έως $x=0.600$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 597.89 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 92.42 kNm/m
 $\sigma_1=0.091$ N/mm², $\sigma_2=0.079$ N/mm², $w=3.100$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.138$ N/mm²
 $M=-264.98$ k Nm/m, $V=164.49$ kN/m
 V σε απόσταση $h=82$ cm από ταρτιά= 124.40 kN/m
 $M_{ed}=-264.98$ k Nm/m, $V_{ed}=124.40$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κόμης

Χυροδέμα-Κάλυβας: C25/30-S500 Επίκλιση οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed}=277.89$ kNm/m, $d=82.5$ cm, $K_d=3.77$, $\xi=0.58$, $e_c/e_s=1.8/30.0$, $K_{\sigma}=3.37$, $A_s=13.73$ cm²/m
 $M_{ed}=-264.98$ kNm/m, $d=82.5$ cm, $K_d=3.07$, $\xi=0.66$, $e_c/e_s=1.2/20.0$, $K_{\sigma}=2.33$, $A_s=7.54$ cm²/m
 Ελάχιστος οπλισμός $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

6.2.1.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλ.σμός πεδίου κάτω $\phi 16/12.5$ (16.08cm²/m)
 οπλ.σμός πεδίου άνω $\phi 20/18.0$ (17.45cm²/m)
 οπλ.σμός διανομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτρηση-διάτρηση με EC2, EN1992-1-1:1992

Χυροδέμα-Κάλυβας: C25/30-S500 Επίκλιση οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Τέρμωση ενταχής χωρίς οπλισμό διάτρησης (EC2, EN1992-1-1:1992, §4.3.2.3)
 $v_{rd1-trd,k}(1.2+40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$, $\sigma_{rd}=0.33$ N/mm², $k=1.0$
 $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d)=0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.82)=0.0009$
 $v_{rd1}=0.30 \times 1.0 (1.2+40 \times 0.0009) \times 1.00 \times 0.825 \times 1000=305.91$ kN/m
 $v_{ed}=255.59$ kN/m < $v_{rd1}=305.91$ kN/m **διάτρηση και διάτρηση OK**

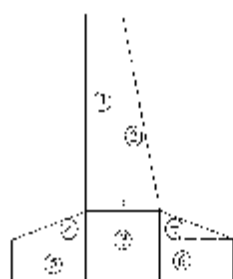
6.2.1.11. Προμέτρηση υλικών

Μπετόν ανά μέτρο μήκους 8.690 m³/m

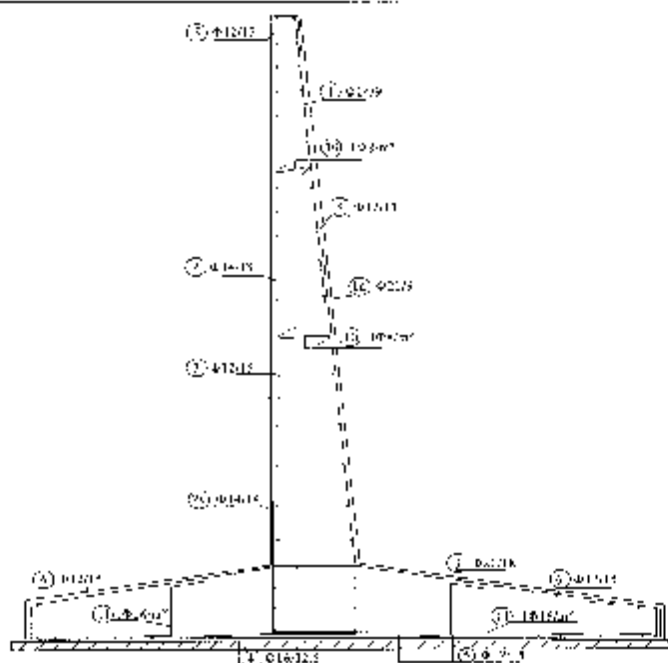
Κατάλογος σπλισμού

ΑΝΑΛΗΨΗ ΜΑΤΙΑ ΟΛΟΚΛΗΡΟΥ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΠΡΟΣΩΠ	ΟΠΙΣΘΙΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΕΜΑΧ	ΜΗΚΟΣ ΤΕΜ (m)	ΠΛΑΤΟΣ ΜΗΚΥΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
1		Φ14mm	11.11	3.25	36.11	1.208	43.63
1a		Φ20mm	11.11	6.05	67.22	2.466	155.78
2		Φ14mm	5.56	6.55	36.39	1.208	43.97
2a		Φ14mm	5.56	2.20	13.22	1.208	14.77
3		Φ20mm	5.56	7.25	40.27	2.466	59.32
4		Φ16mm	8.00	7.20	57.60	1.578	50.91
5		Φ12mm	43.33	1.00	43.33	0.888	38.47
6		Φ12mm	43.33	1.00	43.33	0.888	38.47
7		Φ12mm	47.00	1.00	47.00	0.888	41.73
8		Φ12mm	47.00	1.00	47.00	0.888	41.73
9		Φ14mm	5.56	1.25	6.94	0.888	6.17
10		Φ16mm	6.60	0.72	4.75	0.395	1.08
11		Φ16mm	6.50	2.10	13.65	1.578	31.54
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΛΟΚΛΗΡΟΥ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΥΣ (kg/m)							648.37

Αριθμηση
σπλισμένων τοίχων
αντιστήριξης

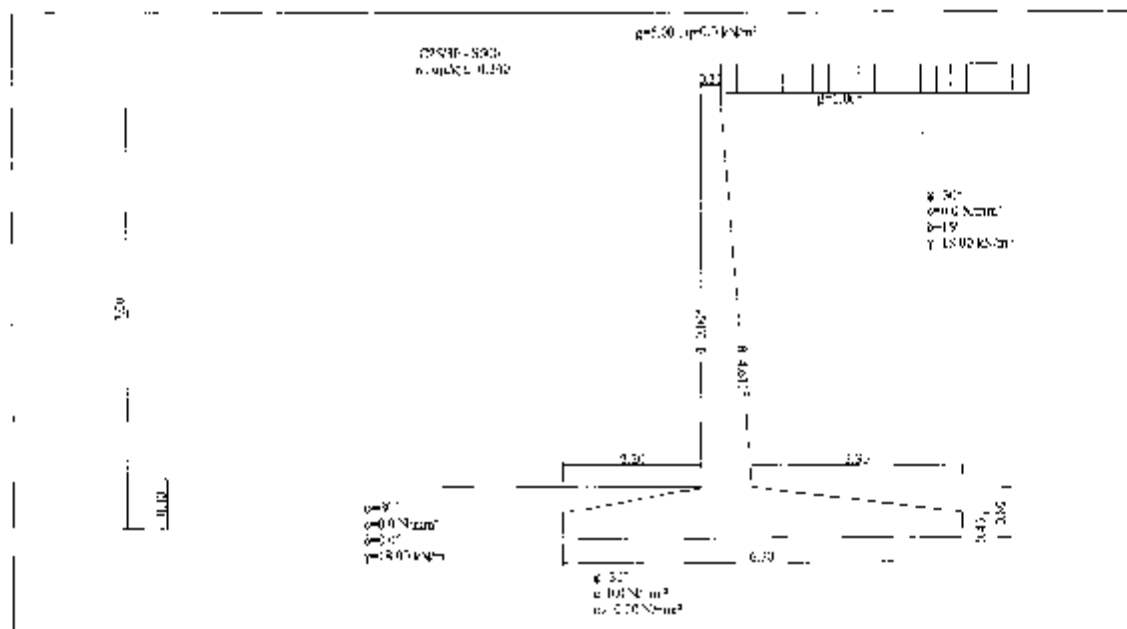


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	1.98	1.98	0.81	0.5	1.25	1.55	0.62
Σύνολο							8.69

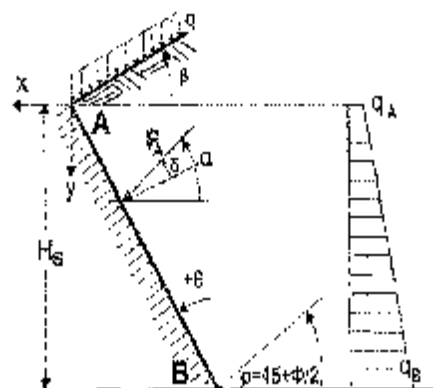


Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 7.0m6.2.2. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T7.9

Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

6.2.2.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά CoulombΤμήμα τείχους από $y=0.000$ m έως $y=7.000$ m, $H=7.000$ mΑνω Σημείο A $x=3.300$ m $y=0.000$ mΚάτω Σημείο B $x=-3.300$ m $y=7.000$ m**Ιδιότητες εδάφους**

Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_k=23.00$ kN/m³Ειδικό βάρος νερού $\gamma_e=10.00$ kN/m³Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$ Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.000$ kN/m²Γωνία επιφανειακής τριβής με οριζόντιο $\beta=0.00^\circ$ Γωνία παρειάς τείχους με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$ Γωνία τριβής μεταξύ τείχους & εδάφους $\delta=10.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q1=5.00$ kN/m²Ομοιόμορφο κινετό φορτίο στην κορυφή $q2=0.00$ kN/m²**Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολισθήσεως $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_A=0.301$ Ωθηση γαιών καθ ύψος $E(y)=-\eta \cdot \gamma \cdot y \cdot K_A$ 

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

Μόνιμες δράσεις

Ψήθη (πίεση) στην κορυφή (γ-γ₂=0 m) q_A= 1.50 kN/m²
 Ψήθη (πίεση) στην βάση (γ-γ₁= 7.000 m) q_B= 39.43 kN/m²
 Ψήθη (δυνάμη) γαιών P₂=K(q_A+q_B)H= 143.26 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Ψήθη (δυνάμη) γαιών κατά x κα. γ, P_{2x}= 138.38 kN/m, P_{2y}= 37.00 kN/m
 Σημείο κέντρου μάζας άθησης γαιών x=3.300 m, γ=4.581 m
 Μοπή άθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, γ=0), M= 755.28 kNm/m

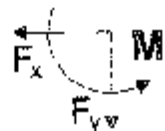


Ενομοια δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις P₀ από στο κάτω σημείο B (x=-2.300 m, γ=7.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Ενομοιακή οριζόντια άθηση γαιών P_{0x}= 138.35 kN/m
 Ενομοιακή κατακόρυφη άθηση γαιών P_{0y}= 37.06 kN/m
 Ενομοιακή ροπή άθησης γαιών M₀= 334.74 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Ενομοιακή οριζόντια άθηση γαιών γ_{0x}= 0.00 kN/m
 Ενομοιακή κατακόρυφη άθησης γαιών γ_{0y}= 0.00 kN/m
 Ενομοιακή ροπή άθησης γαιών γ₀= 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Ενομοιακή οριζόντια υδροστατική δύναμη P_{0x}= 0.00 kN/m
 Ενομοιακή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη P_{0y}= 0.00 kN/m
 Ενομοιακή ροπή υδροστατικής δύναμης M₀= 0.00 kNm/m

Εξωτερικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής a_h=0.24/2.00=0.120 (EC8, EN1998 5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής a_v=0.2x=0.24=0.050 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Μοριασθε-Okabe (EC8, EN1998 5:1994, Παράρτ. Β), για άθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού:

(τοίχος με ανεκτή ολίσθηση) (EN1998 5, Παράρτ. Κ)
 $\alpha = \arctan(a_h / (1 - a_v)) = \arctan(0.120 / (1 - 0.050)) = 7.28^\circ$

Πυντελεστής ενεργητικής άθησης (Μοριασθε-Okabe), K₀= 0.390
 Πρόσθετη άθησης γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.390/0.301-1)= 0.356

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη άθησης γαιών λόγω σεισμού P₂=138.38x0.296=40.96 kN/m

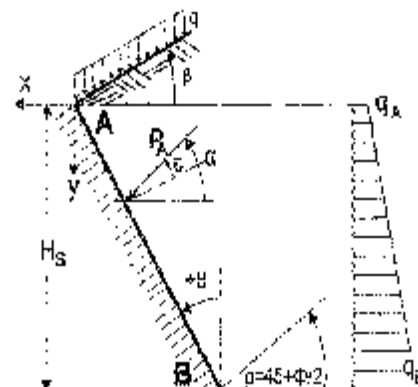
6.2.2.2. Υπολογισμός παθητικής άθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=6.200 m έως γ=7.000 m, K=0.800 m

Ανω Σημείο A x= 0.300 m γ= 6.200 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.300 m γ= 7.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Βιζ.κό βάρος ξηρού εδάφους γ=18.00 kN/m³
 Βιζ.κό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_{sat}=23.00 kN/m³
 Βιζ.κό βάρος νερού γ_w=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.000 N/cm²
 Πυκν. επιφανείας εδάφους ως οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία παρεπείσεως τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Πυκν. τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



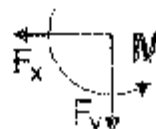
Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
 Ομο. έμφανο μονίμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομο. έμφανο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου κλίσεως $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 3.000$
 Ωθήση γαιών καθ ύψος $q(y) = qA + \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσεις

Ωθήση (πίεση) στην κορυφή ($y - \gamma A = 0 \text{ m}$) $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ωθήση (πίεση) στην βάση ($y - \gamma A = 0.800 \text{ m}$) $q_2 = -43.20 \text{ kN/m}^2$
 Ωθήση (δύναμη) γαιών $P_a = \frac{1}{2}(qA + qB)H = 17.28 \text{ kN/m}$ με γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y, $P_{ax} = -17.28 \text{ kN/m}$, $P_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 6.733 \text{ m}$
 Βατή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 116.35 \text{ kNm/m}$



Ευνοϊκα δυνάμεις κα. ροπών

Απόδοσης $-P_{act}$ στο κέντρο ομίχης B ($x = 0.305 \text{ m}$, $y = 7.000 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = -17.28 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών $M_s = -4.61 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Κινητική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοϊκή οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοϊκή ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.2.3. Στοιχεία τείχους-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

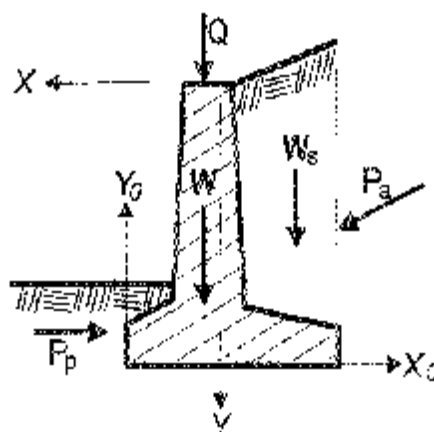
Ολικό ύψος τοίχου 7.000 m
 Μήκος τοίχου L= 10.000 m
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση 0.500 m
 Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 6.300 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 2.200 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 3.300 m
 Ύψος κορμού τοίχου 6.200 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.800 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.400 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.400 m
 Κλίση παραστάς τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση παραστάς τοίχου πίσω $\theta = 4.611^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $Q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $Q_m = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος ολικού τοίχου 25.000 kN/m^3
 Εμβέλων διατομής τοίχου 7.350 m^3
 Όλο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 7.350 \times 25.000 = 183.75 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x = -0.305 \text{ m}$, $y = 5.234 \text{ m}$ ($x_0 = 2.806 \text{ m}$, $y_0 = 1.766 \text{ m}$)



Βάρος επίχωσηςΌλο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_a=251.08 \text{ kN/m}$ Κέντρο βάρους επίχωσης $x=-2.182 \text{ m}$, $y=3.100 \text{ m}$ **Υλικά τοίχου**

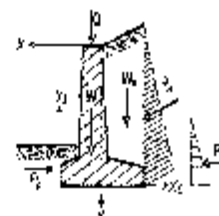
Ανοδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη σπλιτμού: 10 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Θεμελίωση Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη σπλιτμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

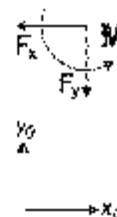
Σεισμικοί συντελεστέςΑνηγμένα σεισμικά επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)Μικροσεισμικός συντελεστής συμπεριφοράς $\mu=2.00$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.35*0.24=0.084$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)**Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)**Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wx}=186.75*0.120=22.41 \text{ kN/m}$ Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wy}=186.75*0.084=15.69 \text{ kN/m}$ Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wax}=361.08*0.120=43.33 \text{ kN/m}$ Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{way}=361.08*0.084=30.33 \text{ kN/m}$ **Σεισμικές συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, πίν. 2.1)**Δράση Μόνιμη, Διόρθωση -1.35 , Σχεμής -1.00 Δράση μεταβλητή, Διόρθωση -1.50 Εδαφικές ιδιότητες, $\omega_{dph}=1.00$, $c=1.00$, $c_1=1.00$, $c_2=1.00$ Δυναμικές καταστάσεις $\gamma=1.00$ **Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης**Ολ.πτική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=3.20 \text{ N/mm}^2$ Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\varphi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\varphi)=0.577$ Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $c=0.015 \text{ N/mm}^2$ **6.2.2.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου**

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

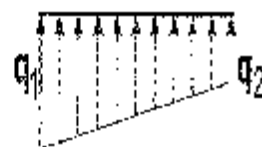
Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Κινηματική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00	7.00	186.81	50.06	-3.300	4.531
Ισαηθική ώθηση γαιών	E_p κ1.00	0.20	7.00	17.28	5.00	0.300	5.733
Βάρος τοίχου	W κ1.00			0.00	153.75	-0.306	3.234
Βάρος επίχωσης	W_a κ1.00			0.00	361.08	-2.182	3.100
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{apr} κ1.00			0.00	16.18	-2.102	0.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)**

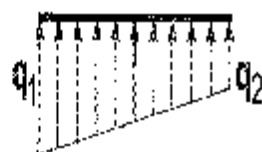
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00 - 7.00	186.81	50.06	3.300	2.410	181.57
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	153.75	2.806	1.766	-319.40
Βάρος επίχωσης	W_a κ1.00		0.00	361.08	4.682	3.900	1693.58
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{apr} κ1.00		0.00	16.18	4.682	7.000	-75.75
			Σύνολο:	521.97			-2120.36



Ένταση κατακόρυφων δυνάμεων = 611.07 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -2170.26 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -195.50 kNm/m
 Εκκεντρότητα = -195.50/611.07 = -0.320 m $e = 6.300/6 = 1.050\text{ m}$
 Τόσις εδάφους $\sigma_1 = 0.067\text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.127\text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.300 - 2 \times 0.320 = 5.660\text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 5.660 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1132.00\text{ kN/m}$
 Πάγκκος φέρουσας ικανότητας $N_d = 0.107 \cdot e = 46 - 1132.00\text{ kN/m}$ εντάξει

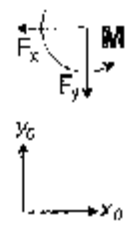


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 907.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -2319.04 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -375.66 kNm/m
 Εκκεντρότητα = -375.66/907.42 = -0.415 m $e = 6.300/6 = 1.050\text{ m}$
 Τόσις εδάφους $\sigma_1 = 0.071\text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.185\text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.300 - 2 \times 0.465 = 5.369\text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 5.369 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1073.80\text{ kN/m}$
 Πάγκκος φέρουσας ικανότητας $N_d = 807.42 \cdot e = 56 - 1073.80\text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=2.500, y=7.000\text{ m}$)

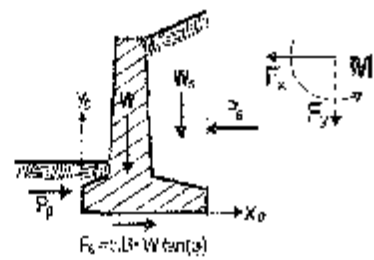
Ένταση	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	M01	M0
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00	7.00	186.81	55.06	5.800	2.478	451.90	280.33
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	152.75	2.806	1.768	0.00	515.60
Βάρος επίχωσης	Wb x1.00			0.00	351.08	4.682	3.900	0.00	1630.58
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wbpx1.00			0.00	15.16	4.682	7.000	0.00	75.74
							Σύνολο	451.90	2572.26



Σύνολο ροπών ανατροπής = 451.90 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 2572.26 kNm/m
 Πάγκκος σε ανατροπή $M_{sd} = 451.90 \cdot e = N_{sd} - 2572.26\text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Ένταση	(γ)	y1	y2	Fx+	Fx-	Fy
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00	7.00	186.81	0.00	55.06
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	6.20	7.00	0.00	17.28	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	0.00	152.75
Βάρος επίχωσης	Wb x1.00			0.00	0.00	351.08
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wbpx1.00			0.00	0.00	15.18
			Σύνολο	186.81	17.28	611.07



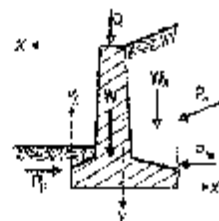
Τρ.βή εδάφους $S_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 611.07 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 352.80\text{ kN/m}$
 Πάγκκος κλίσης $S_d = A \cdot \sigma_{adm} / \gamma = 6.30 \times (0.210 \times 1000) / 1.00 = 63.00\text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 186.81 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 433.08 kN/m
 Πάγκκος σε ολίσθηση $N_d = 186.81 \cdot e = S_d + E_{pd} = 433.08\text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.2.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy kN/m]	x	y
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 7.00	138.38	37.05	-3.300	4.587
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.50	6.20- 7.00	-0.64	0.00	0.300	6.713
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	183.75	-0.396	5.234
Βάρος επίχωσης	Wp	x1.00		0.00	361.08	2.182	3.100
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκ1.00			0.00	16.18	-2.182	0.000

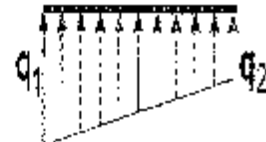


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0	y0	M0+
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	40.96		3.300	2.419	99.08
Βάρος τοίχου	W	x1.00	22.05	-11.02	2.506	1.766	69.86
Βάρος επίχωσης	Wp	x1.00	43.33	21.66	4.682	3.900	270.40
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκ1.00		1.94	-0.97	4.682	7.000	18.12
		Σύνολο-	-06.34	-32.68			439.34

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0	y0	K
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 7.00	138.34	37.08	5.800	2.419	278.76
Βάρος τοίχου	W	x1.00		22.05	172.73	2.806	1.766	445.74
Βάρος επίχωσης	Wp	x1.00		43.33	339.42	4.682	3.900	-1420.18
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκ1.00			1.94	15.21	4.682	7.000	-57.63
				Σύνολο=	564.44			1704.75



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 564.44 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μεριστό σημείο = -1704.75 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέση βάσεως = 73.20 kNm/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (κC9, ENV1998-5:1994)

σκιενογράφια $\gamma_3 = 20/564.44 = 0.139$ $\rho_{cs} = 5.300/6 = 0.883$
 Τύπος εδάφους $\sigma_1 = 0.101$ K/mm² $\sigma_2 = 0.079$ K/mm²
 ανεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.300 \times 0.139 = 0.84$ m
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot \rho_{cs} \cdot \gamma_3 = 6.041 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 1208.20$ KN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 564.44 \leq R_d = 1208.20$ KN/m **επιτάξι.**

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=C) (x=2.500,y=7.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0	y0	M0	M0+
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00- 7.00	179.34	37.08	5.800	2.419	433.82	215.06
Βάρος τοίχου	W	x1.00		22.05	172.73	2.806	1.766	69.86	518.60*
Βάρος επίχωσης	Wp	x1.00		43.33	339.42	4.682	3.900	270.40	1650.58*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wpκ1.00			1.94	15.21	4.682	7.000	18.12	73.75*
						Σύνολο		792.20	2498.99

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

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (κC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=C) (x=2.500,y=7.000 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 792.20 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 2498.99 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd} = 792.20 \leq M_{rd} = 2498.99$ kNm/m **επιτάξι.**

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{kx} [kN/m]	s_x [kN/m]	F_{ky} [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	F_a κ1.00	0.00- 7.00	179.34	0.00	37.00
Παθητική ώθηση γαιών	F_p κ0.50	6.20- 7.00	0.00	8.54	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00		22.05	0.00	172.73
Βάρος επίχωσης	W_s κ1.00		43.33	0.00	339.13
Κίνηση φορτίο επίχωσης	W_{krc} κ1.00		1.94	0.00	15.21
		Σύνολο=	246.66	8.54	564.44

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

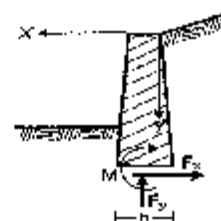
Τρ.βή εδάφους $S_d-V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 564.44 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 325.88 \text{ kN/m}$
 Σύνολο συνόλων ολίσθησης = 246.66 kN/m
 Σύνολο συνόλων αντιστοίχησης = 334.52 kN/m (ENR 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $S_d = 246.66 < S_d + E_{tr} = 334.52 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.2.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

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

συνάρτηε ίσο κέντρο βάρους διατομής στον κορμό του τοίχου

y	h	F_k	F_v	X
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.340	1.86	4.50	0.37
1.00	0.383	5.49	9.98	3.16
1.50	0.421	10.85	15.43	6.31
2.00	0.451	18.06	23.97	13.73
2.50	0.502	26.99	32.27	25.33
3.00	0.542	37.69	41.67	42.07
3.50	0.582	50.14	52.01	64.83
4.00	0.623	64.37	63.18	94.57
4.50	0.663	80.37	75.70	132.12
5.00	0.703	98.13	89.00	178.57
5.50	0.744	117.65	103.27	234.64
6.20	0.800	147.95	124.90	331.30



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1992

συνεπεία κάλυψης: C25/30 $f_{ctd} = 0.9$ επικάλυψη στατισμού: 30 mm (ENV1992, 4.4.1-3.3)

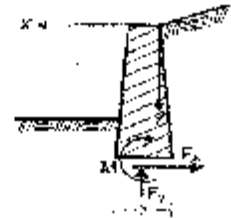
y	M_{ed}	N_{ed}	σ	F_{td}	ξ	σ_s / σ_{sk}	F_{sk}	A_{sk}	ελάχισ. στλ.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]	[cm]				[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.37	-4.50	31.0	31.08	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(1.40)
1.00	2.16	-9.98	35.1	38.98	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.81)
1.50	6.31	-16.43	39.1	42.84	0.02	0.4/20.0	2.32	0.17	(4.21)
2.00	13.73	-23.97	43.1	46.02	0.03	0.6/20.0	2.32	0.45	(4.61)
2.50	25.33	-32.27	47.2	48.28	0.03	0.7/20.0	2.33	0.80	(5.02)
3.00	42.07	-41.67	51.2	49.99	0.04	0.8/20.0	2.33	1.41	(5.42)
3.50	64.83	-52.03	55.2	51.24	0.05	1.0/20.0	2.34	2.12	(5.82)
4.00	94.57	-63.18	59.3	51.99	0.05	1.1/20.0	2.34	2.98	(6.23)
4.50	132.12	-75.70	63.3	52.08	0.05	1.2/20.0	2.35	4.00	(6.63)
5.00	178.57	-89.00	67.3	4.68	0.06	1.3/20.0	2.35	5.15	(7.03)
5.50	234.64	-103.27	71.4	4.34	0.07	1.5/20.0	2.36	6.54	(7.44)
6.20	331.30	-124.90	77.0	3.96	0.08	1.7/20.0	2.37	8.73	(8.00)

6.2.2.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.30x(κινητά)+1.00x(σε σεισμό)

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

y [m]	K [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.340	7.70	4.50	2.33
1.00	0.381	15.23	9.98	8.99
1.50	0.421	24.51	16.43	18.95
2.00	0.461	35.54	23.87	33.91
2.50	0.502	48.33	32.27	54.65
3.00	0.542	62.88	41.67	81.93
3.50	0.582	79.17	52.03	119.35
4.00	0.623	97.23	63.38	169.53
4.50	0.663	117.04	75.70	219.45
5.00	0.703	138.62	89.00	285.93
5.50	0.744	161.94	103.27	362.14
6.20	0.800	197.53	124.90	491.44



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κόμηση με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό)

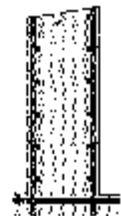
Εκπορώση-Κάλυψη: C25/30-B500 Ηλεκάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

y [m]	Ned [kN/m]	Ned [kN]	d [cm]	Kd [cm]	ξ	εc/εsk	χa [cm ² /m]	As [cm ² /m]	ελάχ. Οπλ. [cm ² /m]
0.50	2.33	-4.50	31.0	18.03	0.02	0.3/20.0	2.31	0.12	(3.10)
1.00	8.95	-9.98	35.1	13.29	0.02	0.4/20.0	2.32	0.41	(3.81)
1.50	18.95	-16.43	39.1	8.52	0.03	0.7/20.0	2.33	0.87	(4.21)
2.00	33.91	-23.87	43.1	6.99	0.04	0.8/20.0	2.33	1.51	(4.61)
2.50	54.65	-32.27	47.2	6.00	0.05	1.0/20.0	2.34	2.32	(5.02)
3.00	81.93	-41.67	51.2	5.31	0.05	1.2/20.0	2.34	3.10	(5.42)
3.50	119.35	-52.03	55.3	4.79	0.06	1.3/20.0	2.35	4.45	(5.82)
4.00	169.53	-63.38	59.3	4.39	0.07	1.5/20.0	2.36	5.74	(6.23)
4.50	219.45	-75.70	63.3	4.07	0.07	1.6/20.0	2.36	7.30	(6.63)
5.00	285.93	-89.00	67.3	3.80	0.08	1.8/20.0	2.37	9.99	(7.03)
5.50	362.14	-103.27	71.4	3.58	0.09	1.9/20.0	2.38	10.86	(7.44)
6.20	491.44	-124.90	77.0	3.32	0.10	2.1/20.0	2.39	13.79	(8.00)

6.2.2.8. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

οπλισμοί εσωτερικής καρείας τοίχου (y=0 κορυφή τοίχου)
 (από y=0.000m έως y=3.100m) $\phi 14/9.00$ (17.10cm²/m)
 (από y=3.100m έως y=6.200m) $\phi 20/9.00$ (34.91cm²/m)
 οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής καρείας τοίχου $\phi 14/18.0$ (8.55cm²/m)
 οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)



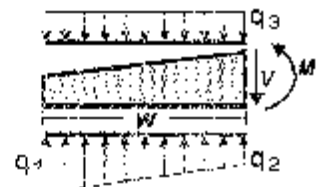
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Εκπορώση-Κάλυψη: C25/30-B500 Ηλεκάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του φορτίου άθροισμα είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

$N_{ed} = -47.95$ kN/m, N_{ed} (+σεισμό) $= -197.53$ kN/m, $N_{sd} = 124.90$ kN/m
 $V_{rd1} = (1.2+4\phi 1) + 0.15\phi 1 \cdot b_w \cdot d$, $t_{rd} = 0.30$ kN/cm², $\lambda = 1.0$
 $\rho 1 = A_{s1} / (b_w \cdot c) = 0.001 \times 3.53 / (1.00 \times 0.77) = 0.0018$
 $\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c = 0.001 \times 124.90 / (1.00 \times 0.80) = 0.156$ K/cm²
 $V_{rd1} = [0.30 \times 1.0 (1.2 + 4 \times 0.0018) + 0.15 \times 0.156] \times 0.77 \times 1.00 \times 1000 = 311.56$ kN/m
 $N_{sd} = 197.53$ kN/m < $V_{rd1} = 311.56$ kN/m **Διατμηση OK**

6.2.2.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1993
Έλεγχος τμήματος μπροστά x=2.500 m έως x=0.300 m
 Εξωτερικό κατακόρυφο δύναμεις = 807.42 kN/m
 Δύναμη ροπών ως προς μέσον βάσεως = -374.66 kNm/m
 $\sigma 1 = 0.185$ K/cm², $\sigma 2 = 0.145$ K/cm², $w = 2.200$ m
 πίσω άνω από επίκλιση και ίδιο πάχος $\sigma 3 = 0.020$ K/cm²
 $\gamma = 367.19$ kN/m, $V = 319.26$ kN/m
 V σε απόσταση s=73cm από παρειά= 223.35 kN/m
 $K_{ed} = 367.19$ kN/m, $N_{ed} = 223.35$ kN/m



Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992 1-1:1993

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-3.800$ π. έως $x=-0.500$ π

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 807.42 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 375.66 kNm/m

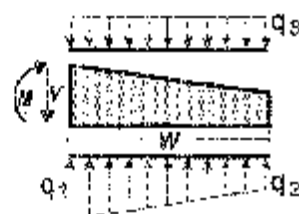
$\sigma_1= 0.141$ N/mm², $\sigma_2= 0.071$ N/mm², $w= 3.300$ m

πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0.123$ N/mm²

$M= -208.08$ kNm/m, $V= 93.38$ kN/m

V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 90.05 kN/m

$M_{sd}= -208.08$ kNm/m, $V_{sd}= 90.05$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=2.500$ π. έως $x=0.300$ π (με σεισμό)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 564.44 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 73.20 kNm/m

$\sigma_1= 0.101$ N/mm², $\sigma_2= 0.023$ N/mm², $w= 2.200$ m

πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0.020$ N/mm²

$M= 188.96$ kNm/m, $V= 168.95$ kN/m

V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 115.07 kN/m

$M_{sd}= 188.96$ kNm/m, $V_{sd}= 115.07$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-3.800$ π. έως $x=-0.500$ π (με σεισμό)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 564.44 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 73.20 kNm/m

$\sigma_1= 0.090$ N/mm², $\sigma_2= 0.073$ N/mm², $w= 3.300$ m

πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0.123$ N/mm²

$M= -256.06$ kNm/m, $V= 148.81$ kN/m

V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 119.66 kN/m

$M_{sd}= -256.06$ kNm/m, $V_{sd}= 119.66$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κάμψης

κυρτόδεμα-χαλύβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)

$\eta_{sd}=0.67$, $\lambda_{sd}=1.9$ kNm/m, $\delta=72.5$ cm, $E_d=3.48$, $\xi=0.08$, $e_c/e_s=1.8/20.0$, $K_s=2.37$, $A_s=12.55$ cm²/m

$M_{sd}= -256.06$ kNm/m, $d=72.5$ cm, $K_d=4.53$, $\xi=0.07$, $e_c/e_s=1.4/20.0$, $K_s=2.35$, $A_s= 8.11$ cm²/m

Ελάχιστος οπλισμός: $\phi 12/15.0$ (7.53 cm²/m)

6.2.2.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 16/15.0$ (13.40 cm²/m)

οπλισμός πεδίου άνω $\phi 20/18.0$ (17.45 cm²/m)

οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53 cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτρηση-διάτρηση με EC2, EN1992-1-1:1993

κυρτόδεμα-χαλύβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)

Τέμνουσα αναρροή χωρίς οπλισμό διάτρησης (EC2, EN1992-1-1:1993, §4.3.2.3)

σ_{td1} -τιμ.κ. (1.2+4 σ_{r1}), kN/d, $\sigma_{td}=0.30$ N/mm², $\kappa=1.0$

ρ_2 - $A_{s1}/(b_w \cdot d)=0.0501 \times 8.37 / (1.00 \times 0.73)=0.0612$

$v_{rd1}=0.30 \times 1.0 (1.2+4 \times 0.0012) \times 1.00 \times 0.725 \times 10^3 \times 0.271=44$ kN/m

$v_{sd}=223.86$ kN/m, $v_{rd1}=271.44$ kN/m διάτρηση και ε. διάτρηση OK

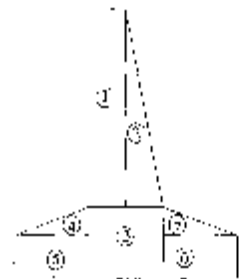
6.2.2.11. Προμέτρηση υλικών

Καπτόν ανά μέτρο μήκους 7.350 m³/m

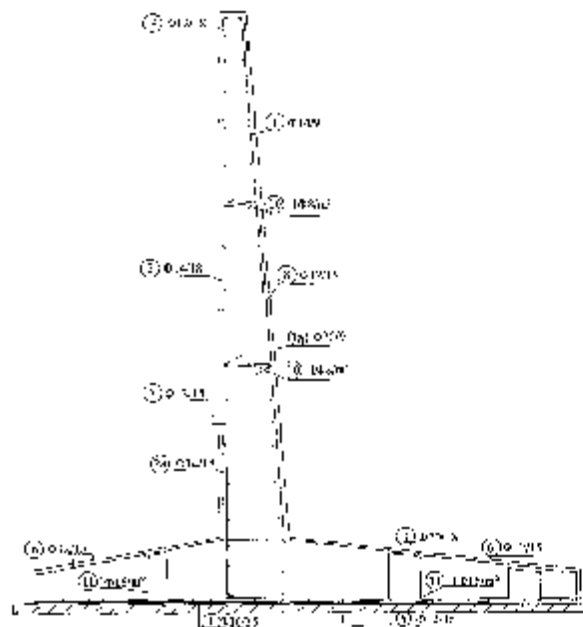
Κατάλογος σπλισιμού

ΣΥΣΤΗΜΑ ΓΑΛΑΚΤΟΣ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΩΤΩΝ	ΟΠΙΣΜΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΓΕΜΑΧ	ΜΗΚΟΣ ΤΕΥ (m)	ΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΒΑΡΟΣ ΒΑΡΟΣ (kg)
1		Φ149	22.11	3.26	33.92	1.208	40.39
2		Φ149	22.11	5.75	65.89	2.466	137.56
3		Φ149	5.58	6.75	34.17	1.208	41.29
4		Φ149	5.58	2.13	11.67	1.208	14.10
5		Φ149	5.58	6.86	38.05	2.466	93.84
6		Φ149	6.57	6.89	16.23	1.578	21.55
7	1.00 ΛΑΓΑΚΩΜΗ	Φ1215	42.00	1.00	43.00	0.888	37.29
8	1.00 ΛΑΓΑΚΩΜΗ	Φ1215	42.00	1.00	43.00	0.888	37.29
9	1.00 ΛΑΓΑΚΩΜΗ	Φ1215	44.33	1.00	44.33	0.888	39.36
10	1.00 ΛΑΓΑΚΩΜΗ	Φ1215	44.33	1.00	44.33	0.888	39.36
11		Φ1215	5.50	1.25	6.94	0.888	6.17
12		1083	0.20	0.97	3.13	0.325	1.04
13		1045m	6.10	1.30	11.57	1.578	18.89
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΙΣΜΟΣ ΑΝΑ ΚΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ (kg)							599.32

Αρξίωση
σπλισιών τήχων
αντιστηρίξης

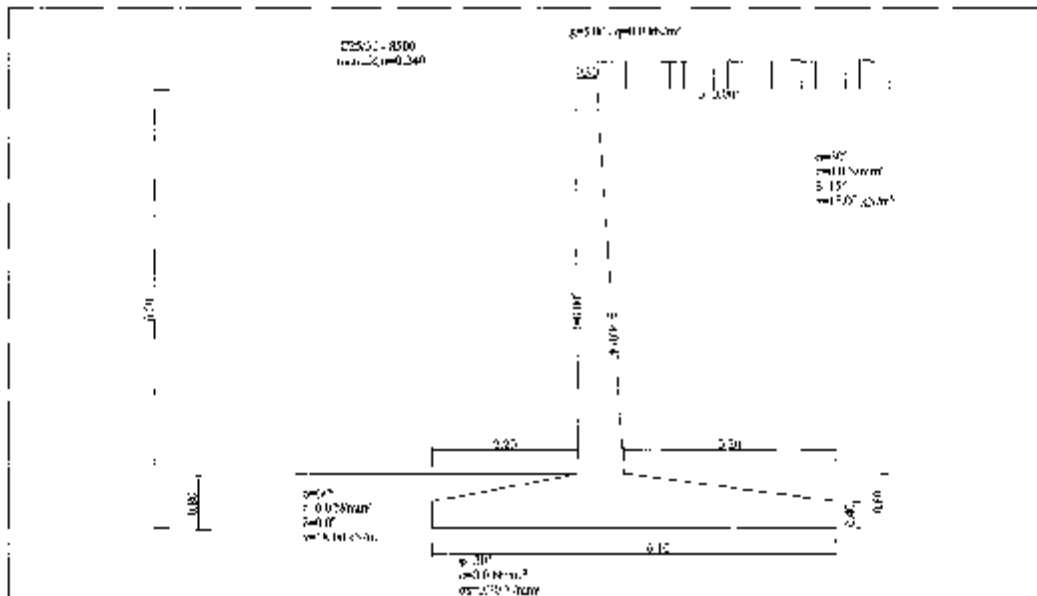


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	1.86	1.55	0.64	0.44	0.88	1.325	0.66
Συνολο							7.355



Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 6.5m**6.2.3. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T6.5**

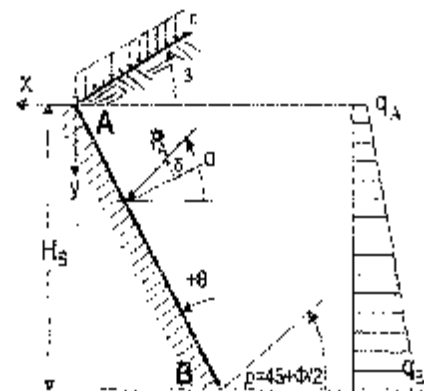
Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

**6.2.3.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=6.500$ m. $H=6.500$ mΑνω Σημείο A $x=3.200$ m $y=0.000$ mΚάτω Σημείο B $x=-3.200$ m $y=6.500$ m**Ιδιότητες εδάφους**

Τύπος εδάφους :

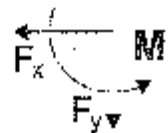
Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=10.00$ kN/m³Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=25.00$ kN/m³Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$ Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.000$ N/mm²Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντιο $\beta=0.00^\circ$ Γωνία πορείας τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$ Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=5.00$ kN/m²Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²**Θέση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ+\varphi/2=60.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.361$ Πέρος γαιών από ύψος $q_1 \cdot y_1 - q_2 \cdot y_2 \cdot y_3 \cdot K_a$

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



Μόνιμες δράσεις

Ψέρας (πίεση) στην κορυφή ($\gamma \cdot \gamma_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 1.55 \text{ kN/m}^2$
 Ψέρας (πίεση) στην βάση ($\gamma \cdot \gamma_A = 6.500 \text{ m}$) $q_B = 56.72 \text{ kN/m}^2$
 Ψέρας (δύναμη) γαιών $E_a = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 124.22 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$
 Ψέρας (δύναμη) γαιών κατά x και y, $E_{ax} = 119.99 \text{ kN/m}$, $E_{ay} = 32.15 \text{ kN/m}$
 Μηδίο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 3.200 \text{ m}$, $y = 4.248 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M = -612.60 \text{ kNm/m}$

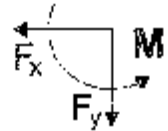


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x = -3.200 \text{ m}$, $y = 6.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 119.99 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 32.15 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 270.22 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

Πεισματικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. B)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = 0.24/2.00 = 0.120$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v = 0.25 \times 0.24 = 0.060$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Mononobe-Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. B)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοίχος με συνεχή ολισθήση) (EN1998-5, Παράρτ. B)
 $\omega = \arctan(a_h / (1 - a_v)) = \arctan(0.120 / (1 - 0.060)) = 7.32^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Mononobe-Okabe), $\chi_e = 0.350$
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi = (0.350 / 0.301)^2 = 0.296$

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού $E_x = 119.99 \times 0.296 = 35.52 \text{ kN/m}$

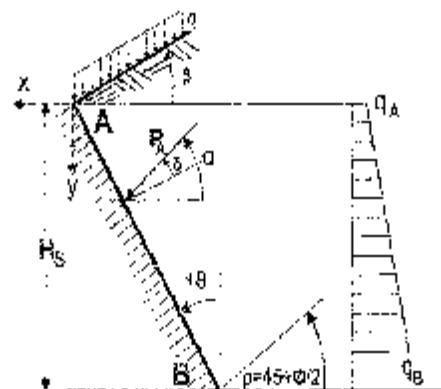
6.2.5.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $\gamma = 5.700 \text{ m}$ έως $\gamma = 6.500 \text{ m}$, $H = 0.800 \text{ m}$

Άνω Σημείο A $x = 5.300 \text{ m}$, $y = 5.700 \text{ m}$
 Κάτω Σημείο B $x = 6.100 \text{ m}$, $y = 6.500 \text{ m}$

Ιδιότητες εδάφους

Όρος εδάφους : $\gamma = 8.00 \text{ kN/m}^3$
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma_k = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 Γωνία κορυφαίας τριβής του εδάφους $\varphi = 30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000 \text{ kN/mm}^2$
 Γωνία επιφανειακής εδάφους με οριζόντιο $\beta = 0.00^\circ$
 Γωνία παθητικής τοίχου με κατακόρυφο $\delta = 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\alpha = 0.00^\circ$

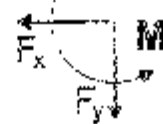


Φορτία επί του πλάτους στην κορυφή
 Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή q1= 0.00 kN/m²
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή q2= 0.00 kN/m²

όθση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ$ $\varphi/2=30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p= 3.000$
 ύψος γαιών καθ ύψος $q(\gamma)=-\alpha\delta+\gamma\cdot\gamma\cdot\beta$

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

Μόνιμες δράσεις
 πίεση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) qA= 0.00 kN/m²
 ώθηση (πίεση) στην βάση ($\gamma-\gamma_A= 0.800$ m) qB= -12.30 kN/m²
 ώθηση (δύναμη) γαιών $q_A-\beta(q_A+q_B)=- 17.28$ kN/m επί γωνία $\alpha= 0.00^\circ$
 ώθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y, Fax= -17.28 kN/m, Fay= 0.00 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.300$ m, $y=6.233$ m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), M= 107.71 kNm/m

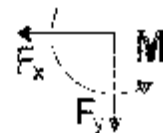


Σύνολο δυνάμεων και ροπών

Αντίμετρος-Ροπές στο κόμβο σημείο B ($x=0.300$ m, $y=6.500$ m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική ορ.ζώνη για ώθηση γαιών Fax= -17.28 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fgy= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Ms = -4.61 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική ορ.ζώνη για ώθηση γαιών Fax= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fgy= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Ms = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική ορ.ζώνη για υδροστατική δύναμη Fwx= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Fwy= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης Mw = 0.00 kNm/m

6.2.3.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

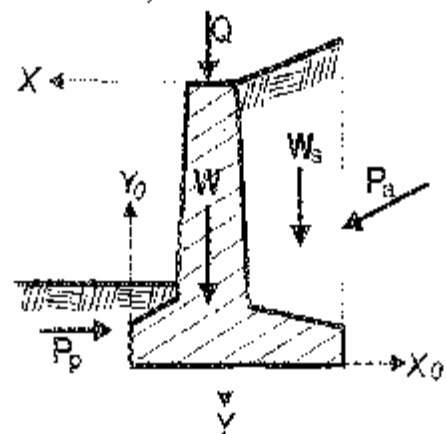
Ολικό ύψος τοίχου 6.500 m
 μήκος τοίχου L= 10.000 m
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορυφής τοίχου στην βάση 0.700 m
 Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 6.100 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 2.200 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 3.200 m
 Ύψος κορυφής τοίχου 5.700 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.800 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.400 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.400 m
 Κλίση εμπροστίου τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση οπισθίου τοίχου πίσω $\theta= 4.014^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή qB= 0.00 kN/m
 Κινητό φορτίο στην κορυφή qV= 0.00 kN/m

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος μαρμαρινού τοίχου 25.000 kN/m³
 Εμβαδόν διατομής τοίχου 6.650 m²
 Όλο βάρος τοίχου ανά μέτρο W= 6.650x25.000= 166.25 kN/m
 Κέντρο βάρους τοίχου $x=0.261$ m, $y=4.213$ m ($x_0=2.761$ m, $y_0=1.587$ m)



Βάρος επίχωσης

Ίδιο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_e=322.56 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης $x=-2.028 \text{ m}$, $y=2.850 \text{ m}$

Υλικά τοίχου

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, 54.1.3.3)
 Σιμάλτο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, 54.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ENV1998 5:1994, 54.2.2)
 Μετακινικός συντελεστής οριζόπεριφοράς $\mu_x=2.00$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25*0.24=0.060$ (EC8, ENV1998 5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	F_{wk}	166.25×0.120	19.95 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	F_{wkv}	166.25×0.060	9.97 kN/m
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	F_{wsk}	322.56×0.120	38.71 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	F_{wskv}	322.56×0.060	19.35 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόσπ. Μόνιμη, Δυσμενής -1.35 , Ευμενής -1.00
 Απόσπ. Μεταβλητή, Αυσμενής -1.50
 Εδάφους ιδιότητες, $\alpha_{top}=1.00$, $\alpha=1.00$, $\alpha_{bu}=1.00$, $\alpha_{br}=1.00$
 Συμμετακινικές καταστάσεις -1.00

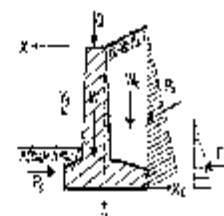
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ολιστική αντοχή εδάφους στη βάση $c_u=0.20 \text{ N/m}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\phi)=0.577$
 Συντελεστής πυκνευσιμότητας στη βάση $\rho=0.010 \text{ N/m}^2$

6.2.3.4. Έλεγχοι σταθερότητας τοίχου

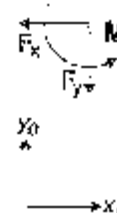
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) παρούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	$\times 1.35$	0.00 - 6.50	161.99	43.40	-3.300	4.246
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	$\times 1.00$	3.75 - 6.50	-17.28	0.00	0.300	6.233
Βάρος τοίχου	W	$\times 1.00$		0.00	166.25	-0.261	4.913
Βάρος επίχωσης	W_e	$\times 1.00$		0.00	322.56	-3.028	2.850
Κόιμο φορτίο επίχωσης	W_{ep}	$\times 1.00$		0.00	15.72	-2.028	0.000

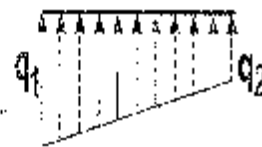


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

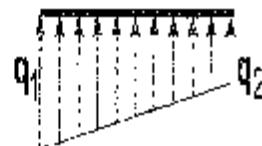
Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	$\times 1.35$	0.00 - 6.50	161.99	43.40	5.700	2.253	117.40
Βάρος τοίχου	W	$\times 1.00$		0.00	166.25	2.751	1.987	450.02
Βάρος επίχωσης	W_e	$\times 1.00$		0.00	322.56	4.528	3.650	-1480.55
Κόιμο φορτίο επίχωσης	W_{ep}	$\times 1.00$		0.00	15.72	4.528	6.600	-71.18
				Σύνολο	517.97			1871.35



σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 547.93 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1879.95 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -202.16 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $302.16/547.93 = 0.55$ εκ = $6.100/6 = 1.017$ m
 Τύποις εδάφους $\alpha_1 = 0.057$ N/mm² $\alpha_2 = 0.122$ N/mm²
 ενεργό πλάτος θεμελίου (BC7, ΕΝ1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.100 \cdot 2 \cdot 0.269 = 5.362$ m
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 5.362 \cdot (10000 \cdot 0.20) / 1.00 = 1072.40$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 547.93 < R_d = 1072.40$ kN/m εντάξει.

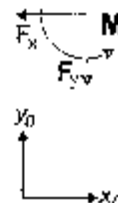


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 724.52 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -2579.12 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -360.34 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $360.34/724.52 = 0.497$ εκ = $6.100/6 = 1.017$ m
 Τύποις εδάφους $\alpha_1 = 0.061$ N/mm² $\alpha_2 = 0.177$ N/mm²
 ενεργό πλάτος θεμελίου (BC7, ΕΝ1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.100 \cdot 2 \cdot 0.497 = 5.105$ m
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 5.105 \cdot (10000 \cdot 0.20) / 1.00 = 1021.00$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 724.52 < R_d = 1021.00$ kN/m εντάξει.



Έλεγχος σταθιότητας λόγω ανατροπής (BC7, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 2.500, y = 6.500$ m)

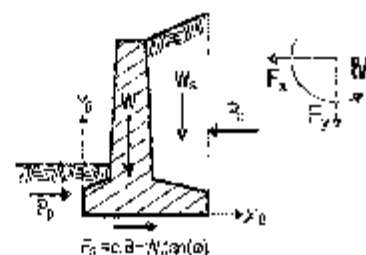
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0- [kNm/m]	M0 [kNm/m]		
Ανεστρεφτική ώθηση	Pa	x1.35	0.00	6.50	161.99	43.40	2.700	2.272	364.80	247.40
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	166.25	2.761	1.587	0.00	459.02		
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00	0.00	322.56	4.528	3.650	0.00	1450.56		
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wep	x1.00	0.00	15.72	4.528	6.500	0.00	71.18		
Σύνολο									364.80	2238.15



Σύνολο ροπών ανατροπής = 354.80 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 2238.15 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 354.80 < M_{ed} = 2238.15$ kNm/m εντάξει.

Έλεγχος σταθιότητας λόγω ολίσθησης (BC7, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx- [kN/m]	Fx+ [kN/m]	Fy [kN/m]
Ανεστρεφτική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00	6.50	161.99
Επθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	5.70	6.50	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	0.00	166.25
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00	0.00	0.00	322.56
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wep	x1.00	0.00	0.00	15.72
Σύνολο			161.99	17.28	547.93



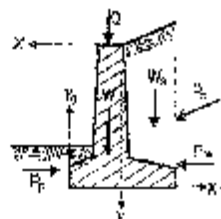
Τριβή εδάφους $R_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 547.93 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 316.35$ kN/m
 Συνεκτ. κόστητα $R_d = A \cdot c_u / \gamma = 6.10 \cdot (0.019 \cdot 1000) / 1.00 = 61.00$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 161.99 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 394.63 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $M_d = 161.99 < R_d = 394.63$ kN/m εντάξει.

6.2.3.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, ΕΝ1998-5:1994)

Έλεγχος, ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποδιδόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δυναμική Εκ	Δύναμη Fy	x	y
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00-	6.50	119.95	32.15	-3.200	4.249
Παθητική ώθηση γαιών	Po κ0.50	5.50-	6.50	-8.64	0.00	0.300	6.233
Εύρος τοίχου	W κ1.00			0.00	166.25	-0.261	4.913
Πάρος επίχωσης	Wa κ1.00			0.00	322.50	2.028	2.850
Κόνημο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00			0.00	15.72	-2.028	0.900

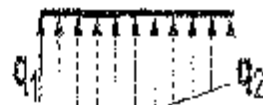


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Εκ	Fy	x0	y0	Μο-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/g]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00-	6.50	35.52	5.700	2.252	79.98
Εύρος τοίχου	W κ1.00			19.95	-9.97	2.761	69.19
Εύρος επίχωσης	Wa κ1.00			38.71	19.35	4.528	228.91
Κόνημο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00			1.89	-0.94	4.528	16.54
		Σύνολο=		94.18	29.32		368.08

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Εκ	Fy	x0	y0	Μο-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00-	6.50	155.51	32.15	5.700	2.252
Εύρος τοίχου	W κ1.00			19.95	136.28	2.761	1.587
Εύρος επίχωσης	Wa κ1.00			38.71	303.21	4.528	3.650
Κόνημο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00			1.89	14.78	4.528	6.300
		Σύνολο=		506.42			-1519.16



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 506.42 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1519.16 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 35.43 kNm/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, EN1998-5:1994)

Ακαντιρότητα = $25.42/506.42 = 0.050$ με $5.100/6 = 1.017$ m

Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.087$ N/mm² $\sigma_2 = 0.079$ N/mm²

Εναργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 6.100 - 2 \times 0.050 = 6.000$ m

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \times \alpha \times \gamma = 6.000 \times (1.00 \times 0.20) / 1.00 = 1200.00$ kN/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 506.42 \leq R_d = 1200.00$ kN/m εντάξει

Έλεγχος στοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 2.500, y = 6.500$ m)

Τμήμα	(γ)	y' - y2	Px	Fy	x0	y0	Μο-	Μο-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa κ1.00	0.00-	6.50	155.51	32.15	5.700	2.252	350.21
Εύρος τοίχου	W κ1.00			19.95	136.28	2.761	1.587	79.19
Εύρος επίχωσης	Wa κ1.00			38.71	303.21	4.528	3.650	228.91
Κόνημο φορτίο επίχ.	Wapκ1.00			1.89	14.78	4.528	6.300	16.64
		Σύνολο=						654.85
								2174.01

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

Έλεγχος στοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, EN1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 2.500, y = 6.500$ m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 654.85 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 2174.01 kNm/m

Έλεγχος σε ανατροπή $M_{rd} = 654.85 \leq M_{rd} = 2174.01$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	γ1 - γ2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
εντροπητική όθηση γαιών Ia κ1.00		0.00- 6.50	155.51	0.00	32.15
Παθητική όθηση γαιών Pp κ0.50		5.70- 6.50	0.00	8.64	0.00
Βάρος τοίχου W κ1.00			19.95	0.00	156.28
Βάρος επίχωσης Ws κ1.00			38.71	0.00	303.21
μόνιμο φορτίο επίχωσης Wsprκ1.00			1.89	0.00	14.78
		Σύνολο=	216.06	8.64	506.42

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

Τριβή κόλλουσης $\delta d = \delta d_{\text{καρφ/γρ}} = 506.42 \tan(30^\circ) / 1.00 = 292.38 \text{ kN/m}$

Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 216.06 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 302.02 kN/m (ΣΑΚ 5.2.3)

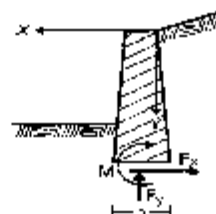
Έλεγχος σε ολίσθηση $\delta d = 216.06 < \delta d + E_{\text{trd}} = 302.02 \text{ kN/m}$ εντάξει.

6.2.3.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35κ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00κ (μόνιμα ευμενή) + 1.50κ (κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y [m]	h [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.335	1.86	4.47	0.36
1.00	0.370	5.43	9.55	2.13
1.50	0.405	10.89	16.14	6.23
2.00	0.440	18.06	23.34	13.57
2.50	0.475	26.99	31.45	25.06
3.00	0.511	37.69	40.49	41.64
3.50	0.546	50.14	50.43	64.20
4.00	0.581	64.37	61.29	93.68
4.50	0.616	80.37	73.04	130.91
5.00	0.651	98.13	85.73	176.97
5.70	0.700	128.96	105.00	257.76



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα χυλόμενος: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1993, §4.1.3.3)

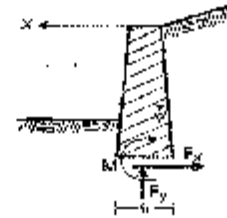
y [m]	Msd [kNm]	Nsd [kN]	d [cm]	Kd	ξ	εc/εsc	Ks	As [cm ² /m]	ελάχισ. σιδ.
0.50	0.36	-4.47	30.5	30.91	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.35)
1.00	2.13	-9.85	34.0	27.78	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.70)
1.50	6.23	-16.14	37.5	12.50	0.02	0.4/20.0	2.32	0.19	(4.05)
2.00	13.57	-23.34	41.0	9.67	0.03	0.6/20.0	2.32	0.48	(4.40)
2.50	25.06	-31.45	44.5	7.92	0.04	0.7/20.0	2.33	0.93	(4.75)
3.00	41.64	-40.49	48.1	6.74	0.04	0.9/20.0	2.33	1.53	(5.11)
3.50	64.20	-50.43	51.6	5.90	0.05	1.0/20.0	2.33	2.31	(5.46)
4.00	93.68	-61.29	55.1	5.26	0.06	1.2/20.0	2.34	3.26	(5.81)
4.50	130.91	-73.04	58.6	4.76	0.06	1.3/20.0	2.35	4.39	(6.16)
5.00	176.97	-85.73	62.1	4.37	0.07	1.5/20.0	2.36	5.71	(6.51)
5.70	257.76	-105.00	67.0	3.33	0.08	1.7/20.0	2.37	7.88	(7.00)

6.2.3.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00κ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00κ (μόνιμα ευμενή) + 0.30κ (κινητά) + 1.00κ (σεισμός)

Αντίρσεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y [m]	h [ε]	Fx [kN/m]	Fy [kN/α]	M [kNm/m]
0.50	0.395	7.95	4.47	2.27
1.00	0.370	14.96	9.85	7.87
1.50	0.406	24.12	16.14	17.68
2.00	0.440	35.03	23.34	32.61
2.50	0.475	47.68	31.45	53.55
3.00	0.511	62.09	40.49	81.44
3.50	0.546	78.23	50.43	117.14
4.00	0.581	96.13	61.29	161.56
4.50	0.616	115.78	73.94	219.56
5.00	0.651	137.18	88.73	289.16
5.70	0.700	170.06	106.00	389.88



Έλεγχος κορμού τείχους σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

y [m]	M _{ed} [kNm/m]	N _{ed} [kN]	d [cm]	K _d	ξ	ε _s /ε _{s2}	κ _s	λ _s [cm ² /m]	ελάχισ. οπλ. [cm ² /m]
0.50	2.27	-4.47	30.5	17.96	0.02	0.3/20.0	2.31	0.12	(3.35)
1.00	7.87	-9.85	31.0	11.10	0.02	0.5/20.0	2.32	0.41	(3.70)
1.50	17.68	-16.14	37.5	8.30	0.03	0.7/20.0	2.33	0.91	(4.06)
2.00	32.61	-23.34	41.0	6.74	0.04	0.9/20.0	2.33	1.37	(4.40)
2.50	53.55	-31.45	44.5	5.76	0.04	1.1/20.0	2.34	2.43	(4.75)
3.00	81.44	-40.49	48.1	5.05	0.06	1.3/20.0	2.35	3.49	(5.11)
3.50	117.14	-50.43	51.6	4.53	0.07	1.4/20.0	2.35	4.75	(5.46)
4.00	161.56	-61.29	55.1	4.13	0.07	1.6/20.0	2.36	6.20	(5.81)
4.50	219.56	-73.94	58.6	3.81	0.08	1.8/20.0	2.37	7.86	(6.16)
5.00	289.16	-88.73	63.1	3.55	0.09	1.9/20.0	2.38	9.73	(6.51)
5.70	389.88	-106.00	67.0	3.26	0.10	2.2/20.0	2.39	12.69	(7.00)

6.2.3.8. Οπλισμοί Κορμού τείχους

οπλισμοί εσωτερικής καρείας τείχους (y=0 κορυφή τείχους)
 (από y=0.000m έως y=2.850m) #14/10.0 (15.4cm²/m)
 (από y=2.850m έως y=5.700m) #20/10.0 (31.42cm²/m)
 Οπλισμός διανομής #12/15.0 (7.53cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής καρείας τείχους #14/20.0 (7.70cm²/m)
 Οπλισμός διανομής #12/15.0 (7.53cm²/m)

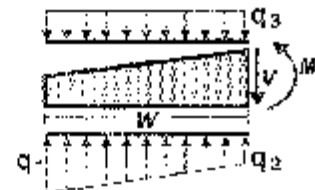
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, ENV1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)
 Η μεταβολή του φορτίου άθροισμα είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

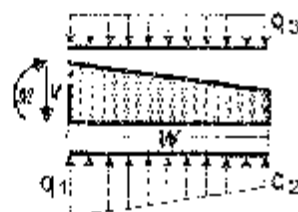
V_{ed}=125.96 kN/α, V_{sd} (+σεισμό)=-170.06 kN/m, N_{ed}=-105.00 kN/α
 V_{rd1}=[α_{rd}·k·(1.2+40ρ_l)+0.15α_{cp}]·b·w·d, α_{rd}=0.30 N/mm², k=1.0
 ρ_l=A_{sl}/(b·w·d)=0.000·π(3.35)/(1.00·0.67)=0.0020
 α_{cp}=N_{sd}/λ_c=0.001·π(05.00)/(1.00·0.70)=0.150 N/mm²
 V_{rd1}=[0.30·π(1.0)·(1.2+40·0.0020)+0.15·π(0.150)]·π(0.67)·π(1.00)·π(1000)=272.35 kN/m
 V_{sd}=-170.06 kN/α < V_{rd1}=272.35 kN/α, Διάτμηση OK

6.2.3.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τείχους με EC2, ENV1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πηκροστά x=2.500 m έως x=5.300 m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 724.52 kN/m
 Σύνολο οριζώντων ως προς μέσον βάσεως = -360.34 kN/m/m
 α₁= 0.177 N/mm², α₂= 0.135 N/mm², w= 2.200 m
 πίεση άνω από επίθεση και ό.ε. βάρος α₃= 0.020 N/mm²
 M= 345.83k Nm/α, V= 299.09 kN/α
 V σε απόσταση h=73cm από παρ.ό.ε= 210.64 kN/m
 M_{sd}= 345.83k Nm/α, V_{sd}= 210.64 kN/α



Οπλισμένοι πεδίοι του τοίχου με RC2, ΕΝV1992 1-1:1993
 Έλεγχος μήκματος πίσω $x=2.600$ m έως $x=0.400$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 724.32 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 369.34 kNm/m
 $\sigma_1=0.122$ N/mm², $\sigma_2=0.061$ N/mm², $w=3.200$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.121$ N/mm²
 $N=203.83$ kN/m, $V=94.88$ kN/m
 V σε απόσταση $h=73$ cm από παρειά= 90.60 kN/m
 $M_{ed}=-203.83$ kNm/m, $V_{ed}=90.60$ kN/m



Έλεγχος τμήματος προσατά $x=2.500$ m έως $x=0.300$ m (με σε.ομό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 505.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 25.42 kNm/m
 $\sigma_1=0.087$ N/mm², $\sigma_2=0.044$ N/mm², $w=2.200$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.120$ N/mm²
 $N=160.04$ kN/m, $V=144.41$ kN/m
 V σε απόσταση $h=73$ cm από παρειά= 97.65 kN/m
 $M_{ed}=160.04$ kNm/m, $V_{ed}=97.65$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=2.600$ m έως $x=0.400$ m (με σε.ομό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 505.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 25.42 kNm/m
 $\sigma_1=0.083$ N/mm², $\sigma_2=0.079$ N/mm², $w=3.200$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.121$ N/mm²
 $N=207.08$ kN/m, $V=127.11$ kN/m
 V σε απόσταση $h=73$ cm από παρειά= 99.25 kN/m
 $M_{ed}=207.08$ kNm/m, $V_{ed}=99.25$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι, κάμψης

Εκπρόθερο-κάλυψης: C25/30-S500 Επιτάλιση οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed}=267.08$ kNm/m, $d=73.5$ cm, $K_d=5.04$, $\xi=0.06$, $e_c/e_s=1.2/20.0$, $K_s=3.37$, $A_s=11.29$ cm²/m
 $M_{ed}=267.08$ kNm/m, $d=73.5$ cm, $K_d=5.04$, $\xi=0.06$, $e_c/e_s=1.2/20.0$, $K_s=3.35$, $A_s=6.70$ cm²/m
 Κάλυψη οπλισμού $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

6.2.3.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 16/15.0$ (19.40cm²/m)
 οπλισμός πεδίου άνω $\phi 20/20.0$ (15.71cm²/m)
 οπλισμός διατομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διάτρηση με RC2, ΕΝV1992-1-1:1993

Εκπρόθερο-κάλυψης: C25/30-S500 Επιτάλιση οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, §4.1.3.3)
 Πέρνισμα αντοχής χωρίς οπλισμό διάτμησης (RC2, ΕΝV1992-1-1:1993, §4.3.2.3)
 $V_{rd1}=\tau_{rd,k} \cdot (1.2+4.5\rho_1) \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{rd,k}=0.30$ N/mm², $\alpha=1.0$
 $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d)=0.0201$ < $\rho_{1,lim}=0.0047$ < 0.0047
 $\tau_{rd1}=0.30 \times 1.0 (1.2+4.5 \times 0.0201) \times 1.0 \times 0.725 \times 1000=269.70$ kN/m
 $V_{ed}=216.64$ kN/m < $V_{rd1}=269.70$ kN/m διάτμηση και διάτρηση OK

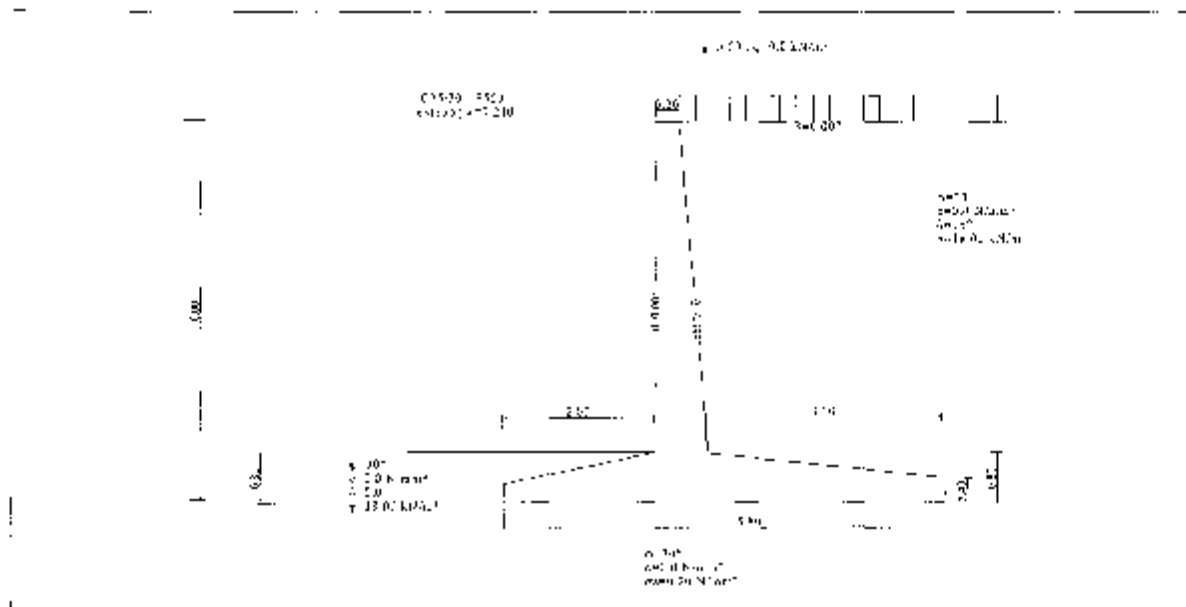
6.2.3.11. Προσέτρηση γλυκών

Νεπίον ανά μέτρο μήκους 6.650 m²/m

Τοίχος σπλιωμένου σκυροδέματος ύψους 6.0m

6.2.4. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Τ6.0

Τοίχος αντιστήριξης σπλιωμένου σκυροδέματος



6.2.4.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb
 Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=6.000$ m, $H=6.000$ m

Ανω σημείο A $x=2.100$ m $y=0.000$ m
 Κάτω σημείο B $x=2.400$ m $y=6.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

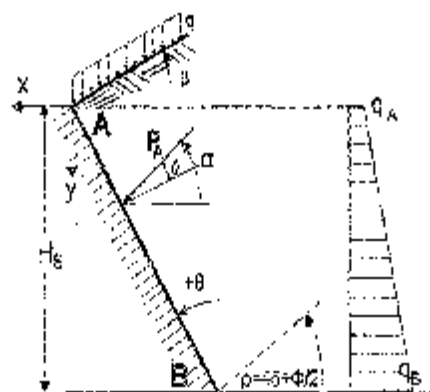
- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=23.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
- Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
- Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.000$ N/mm²
- Γωνία επιπέδου ολισθησης με οριζόντια $\beta=0.00^\circ$
- Γωνία παρεπείθεσης τοίχου με κατακλίση $\theta=0.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=5.00$ kN/m²
- Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=5.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

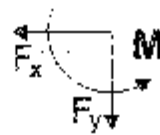
- Γωνία επιπέδου ολισθησης $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$
- Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: $K_a=0.301$
- Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y)=q_A+\gamma \cdot y \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

Ψήραση (πίεση) στην κορυφή (y-y_A=0 m) q_A= 1.50 kN/m²
 Ψήραση (πίεση) στην βάση (y-y_A= 6.000 m) q_B= 34.01 kN/m²
 Ψήραση (δύναμη) γαιών F_A=½(q_A+q_B)C= 106.53 kN/m σε γωνία α=1>.00°
 Ψήραση (δύναμη) γαιών κατά x και y, F_{Ax}= 102.90 kN/m, F_{Ay}= 27.57 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=3.100 m, y=3.916 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -488.43 kNm/m

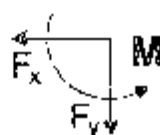


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο B (x=3.100 m, y=6.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών F_{ακ}= 102.90 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{αγ}= 27.57 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_α= 214.44 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών F_{ακ}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{αγ}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_α= 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη F_{ακ}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη F_{αγ}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης M_α= 0.00 kNm/m

Εισαμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, 57.3 και Παράρτ. B)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής α_h=0.24/2.00=0.120 (EC8, EN1998 5:1994, 57.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α_v=0.25x0.24=0.060 (EC8, EN1998-5:1994, 57.3.2.2)

Μέθοδος παραμόρφωσης-Οκταε (EC8, EN1998 5:1994, Παράρτ. B)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοιχος με ανεκτή ολισθήση) (EN1998-5, Παράρτ. B)
 ω=α_vα_h/(1-α_v)=α_vα<sub>h}/(1-0.060)= 7.28°
 Συντελεστής ανελαστικής ώθησης (Παραμόρφωση-Οκταε), K_E= 0.390
 πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.390/1.301 1)= 0.296</sub>

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού F_{ακ}=102.90x0.296=30.46 kN/m

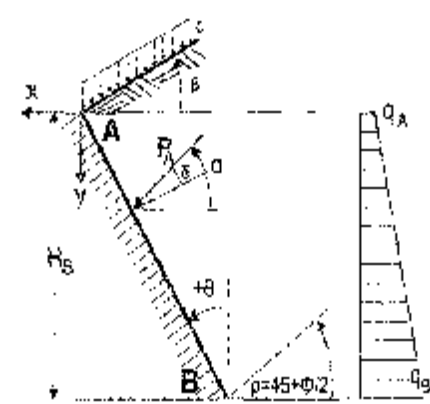
6.2.4.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=5.200 m έως γ=6.000 m, H=3.800 m

Ανω Σημείο A x= 0.300 m y= 5.200 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.300 m y= 6.000 m

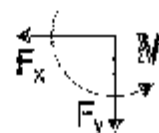
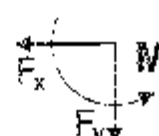
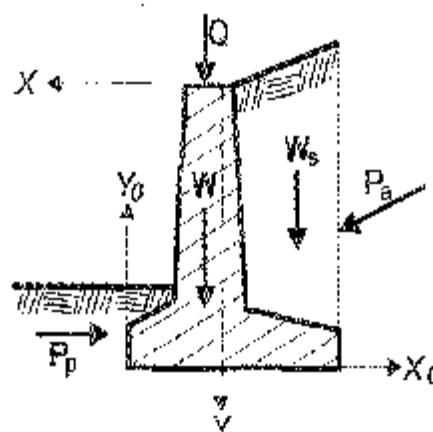
Ιδιότητες εδάφους

Υψος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ_s=18.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_κ=23.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γ_ν=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνολικής κόλλησης εδάφους c=0.000 N/mm²
 Γωνία οπισθέκδοσης εδάφους με οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία παθητός τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία εκτίθεσης ολισθήσεως $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$ Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 3.000$ Ωθήση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma) = \gamma \cdot \gamma \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΩθήση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma - \gamma_0 = 0 \text{ m}$) $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ωθήση (πίεση) στην βάση ($\gamma - \gamma_0 = 0.800 \text{ m}$) $q_5 = -43.20 \text{ kN/m}^2$ Ωθήση (δύναμη) γαιών $P_0 = 41.94 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$ Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y, $P_{ax} = -17.28 \text{ kN/m}$, $P_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Σημείο κεντρομάχης ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 5.733 \text{ m}$ Κατή ώθηση γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 99.0$, kNm/m **Ενοσολα δυνάμειων κα. ροπών**Κεντρώμενη ροπή επί κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 6.000 \text{ m}$)**Μόνιμες δράσεις**Ενοσολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = -17.28 \text{ kN/m}$ Ενοσολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενοσολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = -4.61 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Ενοσολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενοσολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενοσολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Ενοσολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενοσολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενοσολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$ **6.2.4.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί****Διαστάσεις**Ολικό ύψος τοίχου 6.500 m Μήκος τοίχου $= 10.000 \text{ m}$ Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m Πλάτος κορυφής τοίχου στην βάση 0.700 m Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 5.800 m Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 2.000 m Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 3.100 m Υψος κορυφής τοίχου 5.200 m Υψος βάσης τοίχου 0.800 m Υψος βάσης τοίχου μπροστά 0.400 m Υψος βάσης τοίχου πίσω 0.400 m Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά 0.000° Κλίση παρειάς τοίχου πίσω $\rho = 4.399^\circ$ **Φορτία**Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}$ Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}$ **Βάρος τοίχου**Ειδικό βάρος ολικού τοίχου 25.000 kN/m^3 Εμβαδόν διατομής τοίχου 6.220 m^2 Όλο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 6.220 \times 25.000 = 155.50 \text{ kN/m}$ Κέντρο βάρους τοίχου $x = -0.201 \text{ m}$, $y = 1.535 \text{ m}$ ($x_0 = -2.591 \text{ m}$, $y_0 = 1.465 \text{ m}$)

Βάρος επίχωσης

Τύπο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_b=284.40 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης $x=-1.981 \text{ m}$, $y=2.600 \text{ m}$

Υλικά τοίχου

Ανωδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, επικάλυψη σκυροδέματος: 30 mm (ΕΝΝ1992, §4.1.3.3)
 Αριθμίο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, Επικάλυψη σκυροδέματος: 30 mm (ΕΝΝ1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηχημένη σεισμική επιτάχυνση κόρφους $a=0.24$ (EC8, ΕΝΝ1998-5:1994, §4.2.2)
 Πρωτοκός συντελεστής συμπεριφοράς $q_w=2.00$ (EC8, ΕΝΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, ΕΝΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.25 \cdot 0.24=0.060$ (EC8, ΕΝΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wk} = 155.50 \times 0.120 = 18.66 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wkv} = 155.50 \times 0.060 = 9.32 \text{ kN/m}$
 Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wsk} = 284.40 \times 0.120 = 34.12 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wskv} = 284.40 \times 0.060 = 17.06 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ΕΝΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Αρμόη Μόνιμη, Δυσμενής -1.35 , Ευμενής -1.00
 Αρμόη Καταβλήσε, Δυσμενής -1.00
 Εδαφικές ιδιότητες, $\tan\phi=1.00$, $c=1.00$, $c_u=1.00$, $c_u=1.00$
 Δυσχηματικές απαιτήσεις -1.00

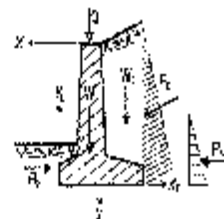
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=10.00^\circ$, συντελεστής τρ.βής $\tan(\phi): -0.577$
 Συντελεστής συνεκτικοδότησης στη βάση $c=0.010 \text{ N/mm}^2$

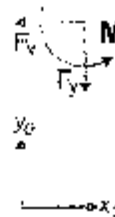
6.2.4.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

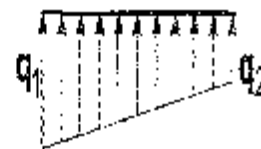
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	F_a	$x1.35$	0.00- 6.00	138.92	37.22	-3.100	3.916
Παθητική ώθηση γαιών	F_p	$x1.00$	3.20- 6.00	-17.28	0.00	0.300	5.733
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$		0.00	155.50	-0.291	4.535
Βάρος επίχωσης	W_b	$x1.00$		0.00	284.40	1.981	2.600
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{wpk1.00}$			0.00	15.19	-1.981	5.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ΕΝΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)**

Τμήμα	(γ)	y1	y2	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	V [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	F_a	$x1.35$	0.00- 6.00	138.92	37.22	3.400	2.084	89.51
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$		0.00	155.50	2.591	1.465	-402.90
Βάρος επίχωσης	W_b	$x1.00$		0.00	284.40	1.281	3.400	-1217.52
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{wpk1.00}$			0.00	15.19	4.281	6.000	-65.03
				Σύνολο	492.31			1506.04



Ένταση κατακόρυφων δυνάμεων = 492.31 kN/m
 Ένταση ροπών ως προς μαρμαρό σημείο = -1596.94 kNm/m
 Ένταση ροπών ως προς μέσον βάσεως = 169.25 kNm/m
 Εκκεντρότητα = -169.25/492.31 = -0.344 m < 5.800/6 = 0.967m
 Τύποις εδάφους σ1=0.055 N/mm² σ2=0.115 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L=5.800 2x-0.344= 5.112 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lxqα/γ=5.112x(1500x0.25)/1.00= 1022.40 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=492,31 < Rd=1022.40 kN/m εντάξει

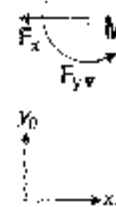


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Ένταση κατακόρυφων δυνάμεων = 651.59 kN/m
 Ένταση ροπών ως προς μαρμαρό σημείο = -2186.88 kNm/m
 Ένταση ροπών ως προς μέσον βάσεως = -297.24 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 297.24/651.59 = -0.456 m < 5.800/6 = 0.967m
 Τύποις εδάφους σ1=0.059 N/mm² σ2=0.115 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L=5.800 2x-0.456 = 4.888 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lxqα/γ=4.888x(1000x0.20)/1.00= 977.60 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=651,59 < Rd=977.60 kN/m εντάξει



Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, S8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μαρμαρό κάτω σημείο (xα=0, γα=0) (x=2.300, γ=4.000 m)

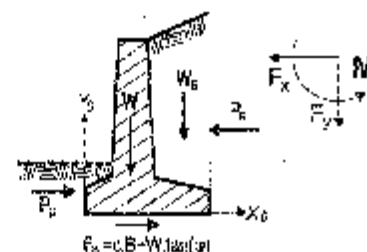
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	xα	γα	Mα+	Mα-
			(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m)	(kNm/m)	(kNm/m)
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00 - 4.00	138.92	37.22	5.400	0.384	289.49	200.99
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	355.50	2.591	1.465	0.00	492.90
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	284.40	4.281	3.400	0.00	1217.52
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wsp x1.00		0.00	19.19	4.281	5.000	0.00	65.03
						Σύνολο	289.49	1886.44



Ένταση ροπών ανατροπής = 289.49 kNm/m
 Ένταση ροπών ευστάθειας = 1886.44 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή Msd=289.49 < Msd=1886.44 kNm/m εντάξει

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, S9.6.3, S6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy	
			(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00 - 6.00	138.92	0.00	37.22	
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	5.20 - 6.00	0.00	17.28	0.00	
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	355.50	
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	0.00	284.40	
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsp x1.00		0.00	0.00	19.19	
			Σύνολο	138.92	17.28	692.31

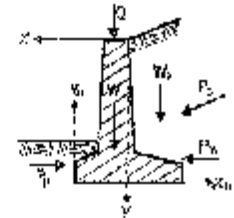


Τρ. βή εδάφους δd=vd.tanφ/γ= 492.31xtan(30°)/1.00= 284.34 kN/m
 Συνεπτικότητα Sd=A.cu/γ = 5.80x(0.215x1000)/1.00= 58.00 kN/m
 Ένταση δυνάμεων ολίσθησης = 138.92 kN/m
 Ένταση δυνάμεων αντίστασης = 359.52 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση Pd=138.92 < Sd+Sd=359.52 kN/m εντάξει

6.2.4.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)
 Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00-	6.00	102.55	27.57	-3.100	1.916
Παθητική ώθηση γαιών Pp	x0.50	5.20-	6.00	-8.64	0.00	0.300	5.733
Βάρος τοίχου W	x1.00			0.00	155.50	-0.291	4.435
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00			0.00	284.40	1.981	2.600
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Wερκ1.00				0.00	15.19	-1.981	0.000

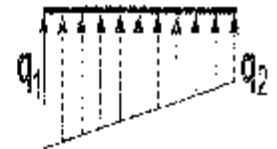


Πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00-	30.46	27.57	5.400	2.084	63.47
Βάρος τοίχου W	x1.00		18.66	-9.33	2.591	1.465	51.51
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00		34.13	-17.06	4.281	3.400	189.00
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Wερκ1.00			1.82	0.91	4.281	6.000	14.82
		Σύνολο=	83.25	-26.33			304.06

Ελεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00-	133.36	27.57	5.400	2.084	129.03
Βάρος τοίχου W	x1.00		18.66	146.17	2.591	1.465	-351.19
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00		34.13	267.34	4.281	3.400	1026.44
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Wερκ1.00			1.82	14.28	4.281	6.000	-50.21
		Σύνολο=	455.36				-1301.01



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 455.36 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1301.01 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέση βάση = 19.53 kNm/m

Ελεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)

Εκκεντρότητα = 13.53/455.36 = 0.043 m < 5.800/6 = 0.967m
 Πάχος εδάφους σ1 = 0.082 N/mm², σ2 = 0.075 N/mm²
 ενεργό κλάτος θερμότητας (ΚΤ), ENV1997-1-1:1997, B.1 Δεφ.800-3x0.042 = 5.714 m
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd = Raqa/γ = 5.714x(1000x0.20)/1.00 = 1142.80 kN/m
 Ελεγχος φέρουσας ικανότητας Wd = 455.36 < Rd = 1142.80 kN/m εντάξει

Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=2.300, y=6.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mc+ [kNm/m]	Ms- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση Pa	x1.00	0.00-	133.36	27.57	5.400	2.084	277.91	146.88
Βάρος τοίχου W	x1.00		18.66	146.17	2.591	1.465	51.51	402.30*
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00		34.13	267.34	4.281	3.400	189.08	1217.32*
Μόνιμο φορτίο επίχ. Wερκ1.00			1.82	14.28	4.281	6.000	14.82	65.03*
		Σύνολο					533.32	1834.33

*Για κατά τις αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής

Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=2.300, y=6.000 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 533.32 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 1834.33 kNm/m
 Ελεγχος σε ανατροπή Msd = 533.32 < Ms = 1834.33 kNm/m εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Όχημα	(γ)	γ1 - γ2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Κυβερνητική άθροισή γαιών	Pa κ1.00	0.00- 6.00	133.36	0.00	27.57
Μαθητικά άθροισή γαιών	Pr κ0.50	5.20- 6.00	0.00	8.54	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00		18.66	0.00	146.17
Βάρος επίχωσης	Wa κ1.00		34.17	0.00	267.54
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Warkl-00		1.82	0.00	14.28
		Σύνολο-	187.97	8.54	455.56

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

Τριβή εδάφους $\delta d-vd.tan\phi/v= 455.56 \tan(30^\circ)/1.00= 262.90 \text{ kN/m}$

Συνολο δυνάμεων ολίσθησης = 187.97 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 271.54 kN/m (ΕΑΚ 5.3.3)

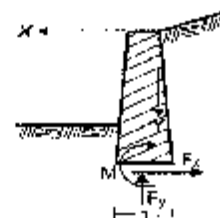
Έλεγχος σε ολίσθηση $Hd- 187.97 <= \delta d+Rrd= 271.54 \text{ kN/m}$ εν.άξει

6.2.4.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35κ(μόνιμα δυσμενή)+1.00κ(μόνιμα ευμενή)+1.50κ(κινητά δυσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

γ	z	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.338	7.86	4.49	0.36
1.00	0.377	5.45	9.93	2.15
1.50	0.425	10.89	16.33	6.20
2.00	0.454	18.06	23.68	13.67
2.50	0.454	26.95	31.98	25.83
3.00	0.531	37.69	41.25	41.92
3.50	0.563	50.14	51.46	64.61
4.00	0.508	64.37	62.64	94.25
4.50	0.545	80.37	74.75	131.68
5.20	0.700	105.72	93.34	193.17



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1993

Εκπορόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.1)

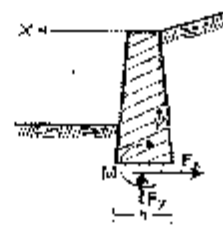
γ	Msd	Nsd	d	κd	ξ	ec/es	κs	Es	ελεγχ. Ωπλ.
[m]	[kNm/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.36	-4.49	30.8	31.02	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.38)
1.00	2.15	-9.93	34.7	17.97	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.77)
1.50	6.20	16.33	38.5	13.72	0.02	0.4/20.0	2.22	0.18	(4.15)
2.00	13.67	-23.68	42.4	9.90	0.03	0.6/20.0	2.12	0.46	(4.54)
2.50	25.23	-31.98	46.2	8.15	0.03	0.7/20.0	2.33	0.88	(4.92)
3.00	41.92	41.25	50.1	6.97	0.04	0.8/20.0	2.13	1.46	(5.31)
3.50	64.61	-51.46	53.9	6.12	0.05	1.0/20.0	2.34	2.18	(5.69)
4.00	94.25	-62.64	57.8	5.47	0.05	1.1/20.0	2.34	3.08	(6.08)
4.50	131.68	-74.75	61.6	4.97	0.06	1.3/20.0	2.35	4.13	(6.45)
5.20	193.17	-93.34	67.0	4.43	0.07	1.5/20.0	2.36	5.51	(7.00)

6.2.4.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00κ(μόνιμα δυσμενή)+1.00κ(μόνιμα ευμενή)+0.30κ(κινητά)+1.00κ(σεισμός)

Αντίρσεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y	h	Fx	Fy	X
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
3.30	0.335	7.37	4.49	2.22
4.00	0.377	14.68	5.93	7.71
4.50	0.415	23.74	16.33	17.39
5.00	0.474	34.55	23.68	32.15
5.50	0.492	47.11	31.98	52.90
6.00	0.521	61.43	41.25	80.57
6.50	0.559	77.49	51.46	116.04
7.00	0.608	95.31	62.64	160.33
7.50	0.666	114.89	74.75	213.98
8.20	0.720	145.25	93.34	307.24



Έλεγχος κορμού τείχους σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

y	M _{ed}	K _{ed}	d	K _d	ξ	ec/es	K _e	A _s	ελάχ. Οπλ.
[m]	[kNm/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
2.50	2.22	-4.40	33.8	16.30	0.01	0.3/20.0	2.31	0.11	(3.38)
4.00	7.71	9.93	34.7	11.39	0.02	0.5/20.0	2.32	0.39	(1.77)
4.50	17.39	-16.33	35.5	8.56	0.03	0.7/20.0	2.32	0.85	(4.16)
5.00	32.15	-23.68	42.4	6.99	0.04	0.8/20.0	2.33	1.40	(4.54)
5.50	52.90	-31.98	45.2	5.98	0.05	1.0/20.0	2.34	2.29	(4.92)
6.00	80.57	-41.25	50.1	5.27	0.06	1.2/20.0	2.34	3.28	(5.31)
6.50	116.04	-51.46	53.9	4.75	0.06	1.3/20.0	2.35	4.45	(5.69)
7.00	160.33	-62.64	57.8	4.34	0.07	1.5/20.0	2.36	5.80	(6.08)
7.50	213.98	-74.75	61.6	4.01	0.08	1.6/20.0	2.36	7.33	(6.46)
8.20	307.24	-93.34	67.0	3.65	0.09	1.9/20.0	2.37	9.80	(7.00)

6.2.4.8. Οπλισμοί Κορμού τείχους

οπλισμοί κομπερικής παρειάς τείχους (y=0 κορυφή τείχους)
 (από y=0.000m έως y=2.600m) #14/10.0 (15.4cm²/m)
 (από y=2.600m έως y=5.200m) #20/10.0 (31.42cm²/m)
 Οπλισμός διατομής #12/15.0 (7.53cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρειάς τείχους #14/20.0 (7.70cm²/m)
 Οπλισμός διατομής #12/15.0 (7.53cm²/m)



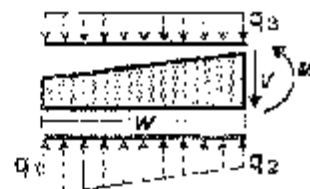
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 επ. κάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του φορτίου οδήγηση είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

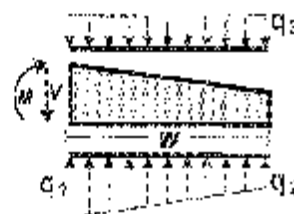
$v_{ed} = 105.73 \text{ kN/m}$, $v_{ed} (-\text{σεισμό}) = 145.25 \text{ kN/m}$, $K_{ed} = 93.34 \text{ kN/m}$
 $v_{rd1} = [\tau_{rd,k} \cdot (1.2 + 0.001) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{rd,k} = 0.30 \text{ N/mm}^2$, $k = 1.0$
 $\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 0.0001 \times 9.84 / (1.00 \times 0.67) = 0.0015$
 $\sigma_{cp} = K_{ed} / A_c = 0.001 \times 93.34 / (1.00 \times 0.70) = 0.133 \text{ N/mm}^2$
 $v_{rd1} = [0.30 \times 1.0 (1.2 + 0.0015) + 0.15 \times 0.133] \times 0.67 \times 1.00 \times 1000 = 266.66 \text{ kN/m}$
 $v_{ed} = 145.25 \text{ kN/m} < v_{rd1} = 266.66 \text{ kN/m}$ **Διάτμηση OK**

6.2.4.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τείχους με EC2, EN1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος μήκους $x = 2.300 \text{ m}$ έως $x = 0.300 \text{ m}$
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 251.59 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 257.24 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.165 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.129 \text{ N/mm}^2$, $w = 2.000 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.020 \text{ N/mm}^2$
 $N = 266.34 \text{ kN/m}$, $V = 251.16 \text{ kN/m}$
 v σε απόσταση $z = 73 \text{ cm}$ στο ταρτάρι = 170.40 kN/m
 $M_{ed} = 266.34 \text{ kNm/m}$, $v_{ed} = 170.40 \text{ kN/m}$



Οπλισμοί πεδύλου τείχου με ΕC2, ΕΝV1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πάνω κ=-3.500 κ έως κ=-0.100 κ
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 57.59 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 207.24 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.116 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.059 \text{ N/mm}^2$, $\kappa = 3.100 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.112 \text{ N/mm}^2$
 $M = -151.08 \text{ kNm/m}$, $V = 74.64 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 72.71 kN/m
 $M_{ed} = -151.08 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 72.71 \text{ kN/m}$



Έλεγχος τμήματος μπροστά κ=2.300 κ έως κ=0.300 κ (με παρειά)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 455.36 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 19.53 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.082 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.080 \text{ N/mm}^2$, $\kappa = 2.000 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.030 \text{ N/mm}^2$
 $M = 122.39 \text{ kNm/m}$, $V = 121.59 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 77.63 kN/m
 $M_{ed} = 122.39 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 77.63 \text{ kN/m}$

Έλεγχος τμήματος πίσω κ=-3.500 κ έως κ=-0.400 κ (με παρειά)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 455.36 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 19.53 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.079 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.075 \text{ N/mm}^2$, $\kappa = 3.100 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.112 \text{ N/mm}^2$
 $M = -170.45 \text{ kNm/m}$, $V = 108.04 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση h=73cm από παρειά= 83.78 kN/m
 $M_{ed} = -170.45 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 83.78 \text{ kN/m}$

Έλεγχος πεδύλου έναντ. κάμψης

ακροδέγμα-χάλυβας: C25/30-9500 επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, 94.1.3.3)
 $M_{ed} = 266.34 \text{ kNm/m}$, $\xi = 72.5 \text{ cm}$, $k_d = 4.44$, $\xi = 0.07$, $\sigma_s / \sigma_{sk} = 1.4 / 20.0$, $\kappa = 2.36$, $A_{sp} = 8.55 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $M_{ed} = -170.45 \text{ kNm/m}$, $\xi = 72.5 \text{ cm}$, $k_d = 5.55$, $\xi = 0.05$, $\sigma_s / \sigma_{sk} = 1.1 / 20.0$, $\kappa = 8.34$, $A_{sp} = 5.51 \text{ cm}^2/\text{m}$
 μέγιστος οπλισμός $\phi 12 / 15.0 \text{ } 17.53 \text{ cm}^2/\text{m}$

6.2.4.10. Οπλισμοί πεδύλου τείχου

οπλισμός πεδύλου κάτω $\phi 14 / 15.0 \text{ } (10.26 \text{ cm}^2/\text{m})$
 οπλισμός πεδύλου άνω $\phi 20 / 20.0 \text{ } (15.71 \text{ cm}^2/\text{m})$
 οπλισμός διανομής $\phi 12 / 15.0 \text{ } 17.53 \text{ cm}^2/\text{m}$



Έλεγχος πεδύλου σε διάτμηση-διάτμηση με ΕC2, ΕΝV1992-1-1:1993

ακροδέγμα-χάλυβας: C25/30-9500 επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, 94.1.3.3)
 Τέμνοισι αντοχής χωρίς οπλισμό διάτμησης (ΕC2, ΕΝV1992 1-1:1993, 94.3.2.3)
 $v_{rd1} = k \cdot \sigma_{ctk} \cdot (1.2 + 40 \cdot \xi) \cdot b_w \cdot d \cdot \xi \cdot \sigma_{ctk} = 0.30 \text{ N/mm}^2$, $k = 1.0$
 $\rho_1 = A_{sp1} / (b_w \cdot d) = 0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.73) = 0.0010$
 $v_{rd1} = 0.30 \times 1.0 \cdot (1.2 + 40 \times 0.0010) \times 1.00 \times 0.725 \times 1000 = 269.70 \text{ kN/m}$
 $v_{sd} = 170.49 \text{ kN/m} < v_{rd1} = 269.70 \text{ kN/m}$ διάτμηση και διάτμηση ΟΚ

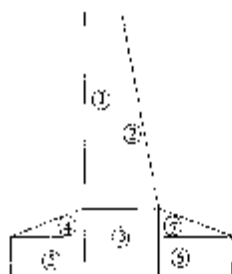
6.2.4.11. Προσέτρηση υλικών

Μπετόν ανά μέτρο μήκους 6.220 m³/m

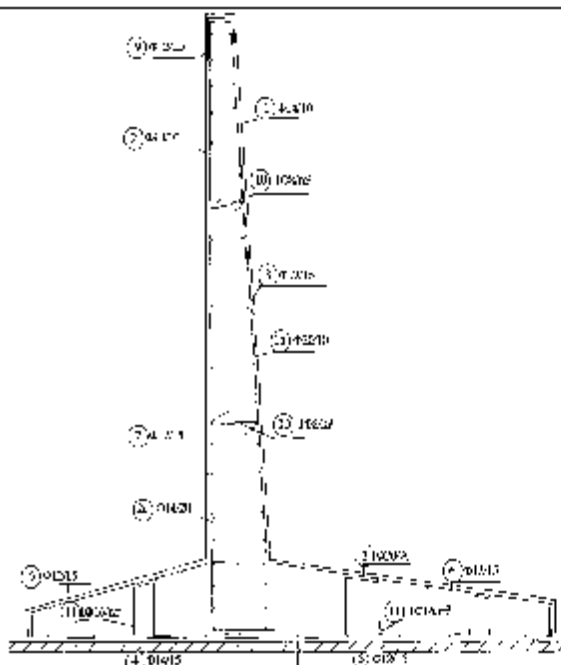
Κατάλογος οπλισμού

ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ							
Α/Α	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΕΜΑΧ	ΜΗΚΟΣ ΤΗΜ (m)	ΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΜΑΚΡΙΑ ΑΝΑΜ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
1		Φ 400	13,00	2,95	25,55	1,208	30,81
2		Φ 200	10,00	5,25	52,50	2,466	129,47
3		Φ 400	5,00	5,15	25,75	1,208	31,12
4		Φ 1600	5,00	2,10	10,50	1,208	12,63
5		Φ 200	5,00	6,35	31,75	2,466	78,25
6		Φ 1600	6,67	6,30	42,00	1,208	59,70
7		Φ 1000	39,67	1,00	39,67	3,868	34,34
8		Φ 1000	39,67	1,00	39,67	3,868	34,33
9		Φ 1000	37,67	1,00	37,67	3,868	33,94
10		Φ 1000	5,00	1,50	6,25	3,868	5,55
11		Φ 200	5,20	6,60	3,22	3,395	1,27
12		Φ 1600	5,00	1,90	11,90	1,208	17,39
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΑΝΑ ΜΠΡΟΣΟΜΙΤΟΣ (kg/m)							492,85

Αριθμηση
οπλισμών τοίχων
αντιστήριξης

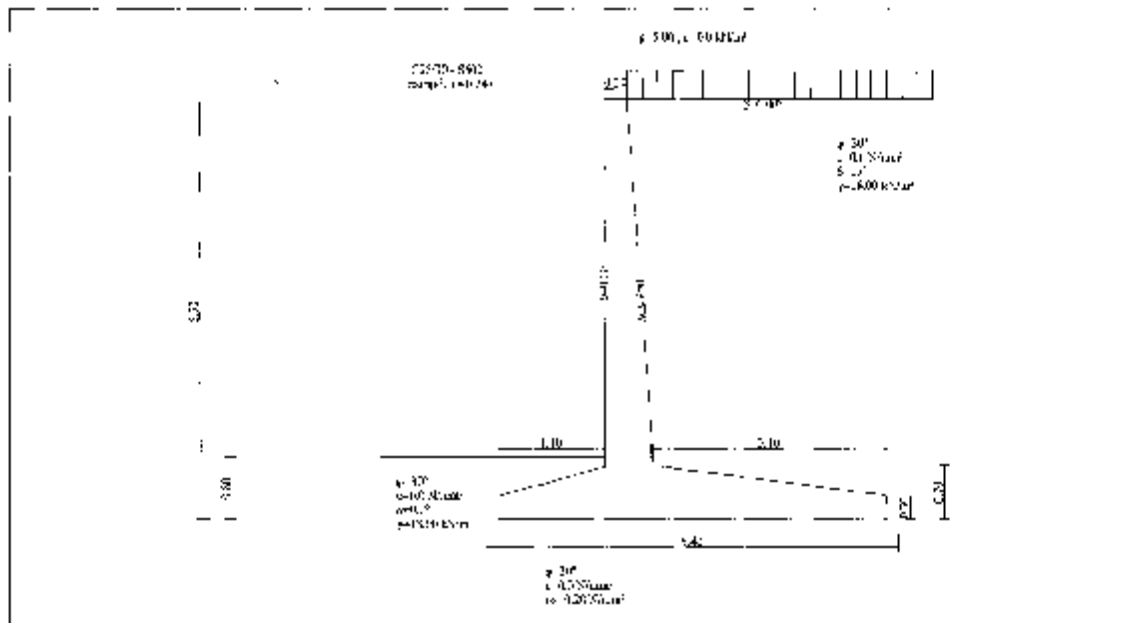


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	0,75	1,04	0,56	0,32	0,8	1,24	0,62
Σύνολο							5,33



Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 5.5m**6.2.5. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T5.5**

Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

**6.2.5.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**
Τμήμα τείχους από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=5.500$ m, $B=5.500$ m

Ανω Σημεία A $x=-1.100$ m $y= 0.000$ m
 Κάτω Σημεία B $x=-1.100$ m $y= 5.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

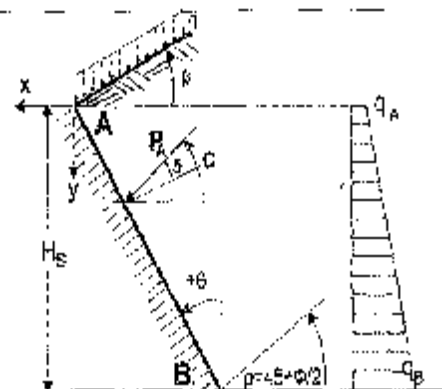
Ειδικό βάρος (ξηρού εδάφους)	$\gamma=18.00$ kN/m ³
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους	$\gamma_{\text{sat}}=23.00$ kN/m ³
Ειδικό βάρος νερού	$\gamma_w=10.00$ kN/m ³
Γωνία κοιτερόκκης τριβής του εδάφους	$\phi=30.00^\circ$
Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους	$c=0.000$ N/mm ²
Γωνία επιφανειακού εδάφους με οριζόντιο	$\beta= 0.00^\circ$
Γωνία παρειάς τοίχου με κατακόρυφο	$\theta= 0.00^\circ$
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους	$\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1= 5.00$ kN/m²
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2= 0.50$ kN/m²

Θέση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

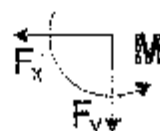
Γωνία επιπέδου αλίσθησης: $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a= 0.301$
 Θέση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma)=q_1+\gamma \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

Ύψος (πίεση) στην κορυφή (y-yA=0 m) qA= 1.50 kN/m²
 Ύψος (πίεση) στην βάση (y-yB= 5.500 m) qB= 31.50 kN/m²
 Βάρος (δύναμη) γαιών γA=γ(ρA+ρB)H= 90.20 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Βάρος (δύναμη) γαιών κατά x και y, Fxk= 87.13 kN/m, Fyk= 23.35 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=3.100 m, y=3.985 m
 Σημείο ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -324.57 kNm/m



Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Συνολικές δυνάμεις στο κάτω σημείο B (x=3.100 m, y=5.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών Fxk= 87.13 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyk= 23.35 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Mb = 107.93 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών Fxvk= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyvk= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Mb = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη Fxwk= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Fywk= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης Mw = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. E)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/2.00=0.120 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής av=0.25x0.24=0.060 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.3)

Μεθοδος Μονοπλάσιου Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. E)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τείχος με ογκωτή ολισθήση) (EN1998-5, Παράρτ. E) $K_E = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\phi \cos(\delta+\alpha)}$
 $\omega = \arctan(\frac{ah}{1-av}) = \arctan(\frac{0.120}{1-0.060}) = 7.15^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Μονοπλάσιου-Okabe), $K_a = 0.390$
 Πρώιμη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $X = (0.390/0.301-1) = 0.256$

$$K_E = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\phi \cos(\delta+\alpha)} \frac{1 + \frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi+\delta)\cos(\phi-\beta)}}{1 + \frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi+\delta)\cos(\phi-\beta)}}$$

Μόνιμες δράσεις

Πρώιμη δυναμική ώθηση γαιών λόγω σεισμού Fx=87.13x0.256=22.30 kN/m

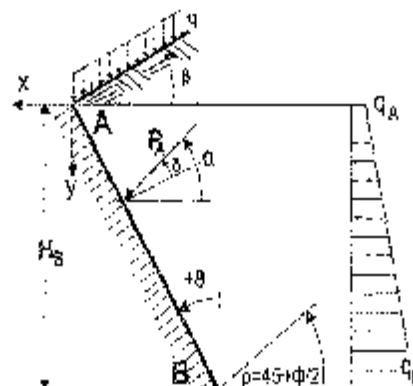
6.2.3.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχους από y=4.700 m έως y=5.500 m, H=0.800 m

Άνω Σημείο A x= 0.500 m y= 4.700 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.500 m y= 5.500 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γk=18.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γsat=23.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γw=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.000 N/m²
 Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντιο β= 0.00°
 Γωνία παρεπείσ τείχους με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τείχους & εδάφους δ= 0.00°

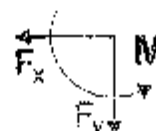


Φορτία επί του αδόχου στην κορυφή
 Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q1=$ 0.00 kN/m²
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q2=$ 0.00 kN/m²

Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ$, $\phi/2=30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K\phi=$ 3.000
 Ωθήση γαιών καθ ύψος $q(\gamma)=qA+\gamma \cdot \gamma \cdot K\phi$

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

Μόνιμες δράσεις
 Ωθήση (πίσημη) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) $qA=$ 0.00 kN/m²
 Ωθήση (πίσημη) στην βάση ($\gamma-\gamma_B=$ 0.800 m) $qB=$ -43.20 kN/m²
 Ωθήση (δύναμη) γαιών $Fa=1/2(qA+qB)H=$ 17.28 kN/m σε γωνία $\alpha=$ 0.00°
 Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά κ και γ, $Fax=$ 17.28 kN/m, $Fay=$ 0.00 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.300$ m, $y=5.333$ m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M=$ 90.43 kNm/m



Σύνολα δυνάμεων και ροπών
 Σημεία: Ροπές στο κάτω σημείο Β ($x=0.300$ m, $y=5.500$ m)

Μόνιμες δράσεις
 Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $Fax=$ -17.28 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $Fay=$ 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M\phi=$ -4.61 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις
 Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $Fax=$ 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $Fay=$ 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M\phi=$ 0.00 kNm/m

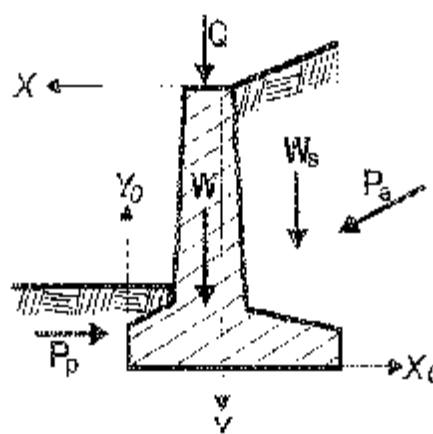
Υδροστατικές δυνάμεις
 Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $Fwx=$ 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $Fwy=$ 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $Mw=$ 0.00 kNm/m

6.2.5.3. Στοιχεία τείχους-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις
 Ολικό ύψος τείχους 5.500 m
 Μήκος τείχους $L=$ 10.000 m
 Πλάτος τείχους στην κορυφή 0.350 m
 Πλάτος κορυφού τείχους στην βάση 0.500 m
 Ολικό πλάτος βάσης τείχους 5.100 m
 Πλάτος βάσης τείχους μπροστά 1.400 m
 Πλάτος βάσης τείχους πίσω 3.100 m
 Ύψος κορυφού τείχους 0.500 m
 Ύψος βάσης τείχους 0.700 m
 Ύψος βάσης τείχους μπροστά 0.100 m
 Ύψος βάσης τείχους πίσω 0.300 m
 Κλίση παρακάτω τείχους μπροστά 0.000°
 Κλίση παρακάτω τείχους πίσω $\theta=$ 1.576°

Φορτία
 Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $Qp=$ 0.00 kN/m
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $Qv=$ 0.00 kN/m

Βάρος τείχους
 Ειδικό βάρος ολικού τείχους 25.000 kN/m³
 Εμβαδόν διατομής τείχους 4.850 m²
 Τόσο βάρος τείχους ανά μέτρο $W=$ 4.810x25.000= 120.75 kN/m
 Κέντρο βάρους τείχους $x=$ 0.256 m, $y=$ 4.080 m ($x_B=2.066$ m, $y_B=1.120$ m)



Βάρος επίχωσης

Όμοιο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_0=264.06 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης: $x=-1.872 \text{ m}$, $y=2.400 \text{ m}$

Στατικά τείχου

Ανοδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/B25-S500, Εκικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.2)
 Ομοίωμα Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/B25-S500, Εκικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηχημένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)
 Μεταστροφικός συντελεστής συμπεριφοράς $q_w=2.00$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $s_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $s_v=0.25*0.24=0.060$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wkx} = 120.75 \times 0.120 =$	14.49 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wky} = 120.75 \times 0.060 =$	7.24 kN/m
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{w0kx} = 264.06 \times 0.120 =$	31.69 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{w0ky} = 264.06 \times 0.060 =$	15.84 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Αράση κόνιμα, Δυσμενής $=-1.35$, Ευμενής $=-1.00$
 Αράση μεταβλητή, Δυσμενής $=-1.50$
 Εδαφικές ιδιότητες, $\lambda_{top}=-1.00$, $\alpha=-1.50$, $\alpha_{in}=-1.00$, $\alpha_{in}=-1.00$
 Δυναμική κατάσταση $=-1.00$

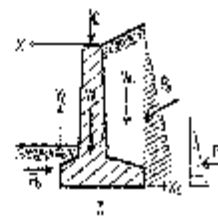
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση $q_{ult}=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\varphi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής ταύρις $\alpha=0.577$
 Συντελεστής συνολικότητας στη βάση $\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$

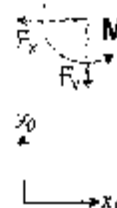
6.2.5.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

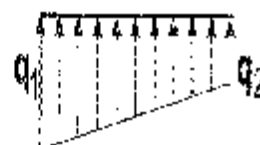
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	Δύναμη E_x [kN/m]	Δύναμη E_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00- 5.50	117.63	31.52	-3.100	3.583
Παθητική ώθηση γαιών	E_p κ1.00	4.70- 5.50	-17.28	0.00	0.300	5.233
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	120.75	-0.366	4.080
Βάρος επίχωσης	W_0 κ1.00		0.00	264.06	-1.872	2.400
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{0p} κ1.00		0.00	15.28	-1.872	0.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)**

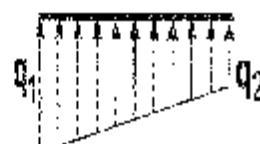
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	E_x [kN/m]	E_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	V [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00- 5.50	117.63	31.52	1.800	1.917	71.18
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	120.75	2.066	1.420	-248.19
Βάρος επίχωσης	W_0 κ1.00		0.00	264.06	3.572	3.200	-543.23
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{0p} κ1.00		0.00	15.28	3.572	5.500	-54.58
			Σύνολο:	437.61			-1173.09



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 431.61 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1173.39 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -72.48 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $72.48/431.61 = 0.168 \text{ m} = 5.100/6 = 0.850 \text{ m}$
 Τύποις εδάφους $\sigma_1 = 0.088 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.101 \text{ N/mm}^2$
 -καργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 8.1) $L = 5.100 - 2 \times 0.168 = 4.764 \text{ m}$
 Θάρος ορα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{ult} / \gamma = 4.764 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 952.80 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος μέγιστης ικανότητας $V_d = 431.61 < R_d = 952.80 \text{ kN/m}$ εντάξει

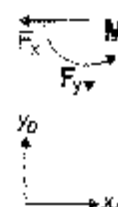


Έλεγχος περιπτώσεως με 1.35x(ιδια βάρος+ρόνισμα)+1.50x(κινητά φορτία)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 571.64 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1639.63 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -151.94 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-151.94/571.64 = -0.266 \text{ m} = 5.100/6 = 0.850 \text{ m}$
 Τύποις εδάφους $\sigma_1 = 0.077 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.147 \text{ N/mm}^2$
 -καργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 8.1) $L = 5.100 - 2 \times 0.266 = 4.568 \text{ m}$
 Θάρος ορα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{ult} / \gamma = 4.568 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 913.60 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος μέγιστης ικανότητας $V_d = 571.64 < R_d = 913.60 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_a = 0, y_a = 0$) ($x = 1.700, y = 5.500 \text{ m}$)

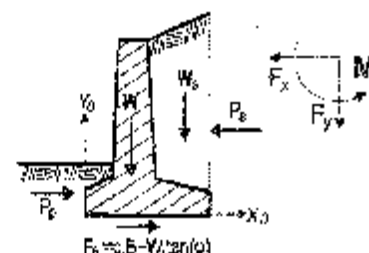
Τμήμα	(y)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0- [kNm/m]	M0 [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	0.00	31.52	4.800	1.917	225.49	151.91
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	120.75	2.066	1.420	0.00	240.47
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00	0.00	264.06	3.572	3.100	0.00	943.22
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wep	x1.00	0.00	15.28	3.572	5.500	0.00	84.58
Σύνολοι =							225.49	1398.58



Σύνολο ροπών ανατροπής = 225.49 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθης $M_d = 1398.58 \text{ kNm/m}$
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_d = 225.49 < M_{rd} = 1398.58 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(y)	y1 - y2	Fx1 [kN/m]	Fx2 [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	0.00 - 5.50	117.63	0.00	31.52
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	4.70 - 6.50	0.00	17.28	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	0.00	120.75
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00	0.00	0.00	264.06
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wep	x1.00	0.00	0.00	15.28
Σύνολοι =			117.63	17.28	451.61



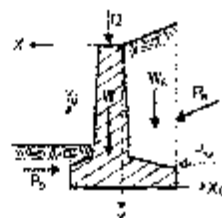
Τριμή εδάφους $\delta_0 = V_d \cdot L \cdot \tan(\phi) = 431.61 \times L \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 249.19 \text{ kN/m}$
 Συνολική ικανότητα $\delta_0 = A \cdot q_{ult} / \gamma = 5.100 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 51.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 117.63 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 317.47 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $M_d = 117.63 < \delta_0 = 317.47 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.5.5. Αντίστοιχικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Ανάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	δύναμη Fx [kN/r]	δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00- 5.50	57.13	23.35	-1.100	3.583
Παθητική ώθηση γαιών Pp	x0.50	4.70- 5.50	-8.64	0.00	0.300	5.233
Βάρος τοίχου W	x1.00		0.00	320.75	0.355	4.080
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00		0.00	264.06	-1.872	2.420
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Waprkl.00			0.00	15.28	1.872	0.000



πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/r]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mo+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00- 5.50	25.79	1.800	1.917		29.44
Βάρος τοίχου W	x1.00		14.49	1.24	2.066	1.420	30.63
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00		31.69	-15.84	3.572	3.100	154.62
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Waprkl.00			1.83	-0.92	3.572	5.500	13.35
		Σύνολο	71.97	-23.68			239.79

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/r]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών Pa	x1.00	0.00	5.50	112.92	23.35	0.800	1.917	154.39
Βάρος τοίχου W	x1.00			14.49	13.51	2.066	1.420	-213.94
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00			31.69	248.22	3.572	3.100	768.40
Μόνιμο φορτίο επίχωσης Waprkl.00				1.83	14.36	3.572	5.500	-41.23
				Σύνολο	399.44			-319.18



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 399.44 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 939.18 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 79.29 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Κακεντρότητα = $79.29/399.44 = 0.199$ $m = 5.100/6 = 0.850$ m
 Τόσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.097$ N/mm² $\sigma_2 = 0.060$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θερμίδου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.11) $l = 5.100 \cdot 2 \cdot 0.199 = 4.700$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot k_{sv} / \gamma = 4.700 \cdot 20000 / 1.35 = 940.40$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 333.44 < R_d = 940.40$ kN/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.700, y=5.500 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/r]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mo+ [kNm/m]	Mo- [kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση Pa	x1.00	0.00	5.50	112.92	23.35	4.800	1.917	216.47	112.08
Βάρος τοίχου W	x1.00			14.49	-13.51	2.066	1.420	35.53	219.47*
Βάρος επίχωσης Ws	x1.00			31.69	248.22	3.572	3.100	154.92	943.22*
Μόνιμο φορτίο επίχ. Waprkl.00				1.83	14.36	3.572	5.500	13.35	54.50*
				Σύνολο				420.17	1359.35

(*Οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.700, y=5.500 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 420.17 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 1359.35 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 420.17 < M_{rd} = 1359.35$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §9.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	γ1 - γ2	Fx+ [kN/m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]		
Κινηματική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 5.50	113.92	0.00	22.35	
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.50	4.70	5.30	0.00	8.64	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00	14.29	0.00	113.51		
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00	31.69	0.00	245.22		
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wperx1.00		1.83	0.00	14.36		
		Σύνολο=	160.93	8.64	399.44		

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §9.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

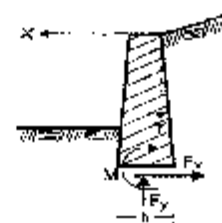
Τριβή εδάφους $E_{δεδν.ταρφ/γ} = 355.44 \text{ kPa} (\cdot 30^\circ) / 1.00 = 230.62 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 160.93 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 339.26 kN/m (ΜΑΧ 3.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 160.93 <= E_{δδ} + E_{pδ} = 239.26 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.5.6. Έλεγχος απάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

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

Αυτάς τις (στα κέντρα βάρους διατομής) στην κορυφή του τοίχου

y [m]	h [m]	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.331	1.86	4.44	0.35
1.00	0.362	5.49	9.75	2.11
1.50	0.394	10.89	15.92	6.17
2.00	0.425	18.06	22.36	13.46
2.50	0.456	26.99	30.85	24.87
3.00	0.487	37.69	39.63	41.34
3.50	0.519	50.14	49.25	63.76
4.00	0.550	64.37	59.75	93.05
4.80	0.600	90.81	78.33	156.45



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1993

Υποκείμενα άξονες: C25/20-8500 επικάλυψη οπλισμού: 20 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

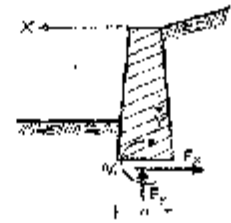
y [m]	ηed [kN/m]	ηed [kN]	d [cm]	kd	ξ	εs/εsk	Ks	As [cm²/m]	ελάχ. Οπλ. [cm²/m]
0.50	0.35	-4.44	50.1	0.79	0.51	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.31)
1.00	2.11	-9.75	33.2	17.56	0.52	0.3/20.0	2.31	0.03	(3.62)
1.50	6.17	-15.92	36.4	12.24	0.52	0.5/20.0	2.32	0.20	(3.94)
2.00	13.46	-22.96	39.5	9.40	0.53	0.6/20.0	2.32	0.51	(4.25)
2.50	24.87	-30.85	42.6	7.66	0.54	0.8/20.0	2.33	0.98	(4.56)
3.00	41.34	-39.63	45.7	6.48	0.54	0.9/20.0	2.33	1.63	(4.87)
3.50	63.76	-49.25	48.9	5.64	0.55	1.1/20.0	2.34	2.46	(5.19)
4.00	93.05	-59.75	52.0	5.01	0.56	1.2/20.0	2.35	3.49	(5.50)
4.80	156.45	-78.33	57.0	4.38	0.57	1.5/20.0	2.36	5.55	(6.00)

6.2.5.7. Έλεγχος απάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

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

Δυνάμεις (από κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y	h	Fx	Fy	N
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0.50	0.231	7.40	4.44	2.32
1.00	0.362	14.70	9.75	7.69
1.50	0.494	23.76	15.92	17.52
2.00	0.425	34.55	22.96	31.99
2.50	0.455	47.08	30.85	52.59
3.00	0.457	61.37	39.63	80.04
3.50	0.519	77.37	49.25	115.21
4.00	0.550	95.03	59.75	159.01
4.80	0.600	127.18	78.33	245.22



Έλεγχος κορμού τείχους σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό).

Εκπρόδεμα χάλυβα: C25/30-S500 επικάλυψη οπλισμού: 20 mm (EN1992, §4.1.3.3)

y	Ned	Ned	d	Kd	ξ	ec/ea	Ke	As	ελάχ. Οπλ.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	2.32	-4.44	30.1	17.94	0.02	0.3/20.0	2.31	0.11	(3.30)
1.00	7.69	-9.75	31.2	10.90	0.03	0.5/20.0	2.32	0.42	(3.62)
1.50	17.52	-15.92	35.4	8.14	0.03	0.7/20.0	2.33	0.91	(3.94)
2.00	31.99	-22.96	39.5	6.97	0.04	0.9/20.0	2.33	1.61	(4.25)
2.50	52.59	-30.85	42.6	5.56	0.07	1.1/20.0	2.34	2.52	(4.56)
3.00	80.04	-39.63	45.7	4.86	0.06	1.3/20.0	2.35	3.53	(4.87)
3.50	115.21	-49.25	48.9	4.35	0.07	1.5/20.0	2.36	4.97	(5.18)
4.00	159.01	-59.75	52.0	3.95	0.07	1.7/20.0	2.37	6.79	(5.50)
4.80	245.22	-78.33	57.0	3.47	0.09	2.0/20.0	2.38	9.49	(6.00)

6.2.5.8. Οπλισμοί Κορμού τείχους

οπλισμοί εσωτερικής παρειάς τείχους (y=0 κορυφή τείχους)
 (από y=0.000m έως y=1.800m) #14/10.0 (13.4cm²/m)
 (από y=1.800m έως y=4.800m) #14/10.0 + #20/10.0 (46.62cm²/m)
 οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρειάς τείχους #14/20.0 (7.70cm²/m)
 οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)



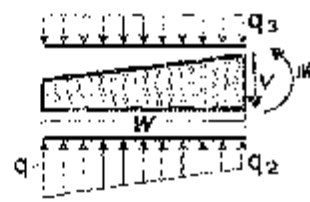
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

εκπρόδεμα χάλυβα: C25/30 S500 επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του φορτίου θήρασης είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατομικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διατμήσης είναι, στο κάτω μέρος του κορμού.

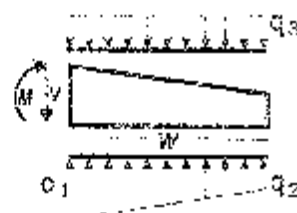
Ved=90.81 kN/m, Vea (ισοσερό) =127.18 kN/m, Ned=78.33 kN/m
 $vrd1 = [(\alpha \cdot k \cdot (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b \cdot w \cdot d]$, $trd = 0.30 \text{ N/mm}^2$, $k = 1.0$
 $\rho_1 = \rho_{el} / (b \cdot w \cdot d) = 0.001 \times 9.52 / (1.00 \times 0.57) = 0.017$
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 0.001 \times 78.33 / (1.00 \times 0.60) = 0.131 \text{ N/mm}^2$
 $vrd1 = [0.30 \times 1.0 \times (1.2 + 40 \times 0.017) + 0.15 \times 0.131] \times 0.57 \times 1.00 \times 1000 = 227.95 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 127.16 \text{ kN/m} < vrd1 = 227.95 \text{ kN/m}$ Διάτμηση OK

6.2.3.9. Έλεγχος εφάρκειας διαστάσεων κεδίλου και οπλισμοί

Οπλισμοί κεδίλου τείχους με EC2, EN1992-1-1:1993
 Ελάχιστος τμήματος μαρμαί $\alpha = 1.700$ m έως $\alpha = 0.300$ m
 Εύνοια κατακόρυφων δυνάμεων = 571.64 kN/m
 Εύνοια ρομών ως προς μέσον βάσεως = -151.94 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.147 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.128 \text{ N/mm}^2$, $w = 1.400$ m
 πίεση άνω από ετήχωση και ίδιο βάρος $\sigma_2 = 0.020 \text{ N/mm}^2$
 $M = 120.76 \text{ kNm/m}$, $V = 168.02 \text{ kN/m}$
 v σε απόσταση $h = 62$ cm από παρειά = 96.62 kN/m
 $K_{ed} = 120.76 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 56.62 \text{ kN/m}$



Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πίσω $x=3.100$ π. έως $x=0.300$ π.
 Ενοσώλο κατακόρυφων δυνάμεων = 577.64 kN/m
 Ενοσώλο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 151.94 kNm/m
 $\sigma_1=0.120$ N/mm², $\sigma_2=0.077$ N/mm², $\kappa=3.100$ π.
 Πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.103$ N/mm²
 $H=54.97$ kNm/m, $V=11.15$ kN/m
 V με απόσβεση $\delta=62$ cm από παρειά= 5.53 kN/m
 $H_{sd}=54.97$ kNm/m, $V_{sd}=5.53$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=1.700$ π. έως $x=0.500$ π. (με σεισμό)
 Ενοσώλο κατακόρυφων δυνάμεων = 399.44 kN/m
 Ενοσώλο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 79.39 kNm/m
 $\sigma_1=0.092$ N/mm², $\sigma_2=0.060$ N/mm², $\kappa=1.500$ π.
 Πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.018$ N/mm²
 $H=74.27$ kNm/m, $V=103.75$ kN/m
 V με απόσβεση $\delta=62$ cm από παρειά= 59.23 kN/m
 $H_{sd}=74.27$ kNm/m, $V_{sd}=59.23$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=3.400$ π. έως $x=0.300$ π. (με σεισμό)
 Ενοσώλο κατακόρυφων δυνάμεων = 399.44 kN/m
 Ενοσώλο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 79.39 kNm/m
 $\sigma_1=0.082$ N/mm², $\sigma_2=0.060$ N/mm², $\kappa=3.100$ π.
 Πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.103$ N/mm²
 $H=-169.19$ kNm/m, $V=97.78$ kN/m
 V με απόσβεση $\delta=62$ cm από παρειά= 83.27 kN/m
 $H_{sd}=-169.19$ kNm/m, $V_{sd}=83.27$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κόμης

Στοιχείο: Χάλυβας: C25/30 B500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, 94.1.3.3)
 $H_{sd}=120.16$ kNm/m, $d=62.5$ cm, $\kappa_2=5.69$, $\xi=0.03$, $e_c/e_s=1.1/20.0$, $\kappa_s=2.34$, $\lambda_s=6.52$ cm²/m
 $H_{sd}=-169.19$ kNm/m, $d=62.5$ cm, $\kappa_2=4.10$, $\xi=0.03$, $e_c/e_s=1.5/20.0$, $\kappa_s=2.35$, $\lambda_s=6.37$ cm²/m
 Πλάτος οπλισμού $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

6.2.5.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 οπλισμός πεδίου άνω $\phi 20/20.0$ (15.20cm²/m)
 Οπλισμός διανομής $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτρητη-δ.άτρητη με EC2, EN1992-1-1:1993

Στοιχείο: Χάλυβας: C25/30 B500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, 94.1.3.3)
 Τμήματα χωρίς ολισμό διάτρησης (EC2, EN1992-1-1:1993, 94.2.2.3)
 $V_{sd}=112.7$ (1.2+40%) \cdot H_{sd} , $f_{td}=0.18$ N/mm², $f=1.0$
 $\sigma_1=H_{sd}/(H_{sd} \cdot d)=0.0001 \cdot 7.53/(1.00 \cdot 0.63)=0.0012$
 $V_{sd1}=0.30 \cdot 1.5(1.2+40\% \cdot 0.3012) \cdot 1.00 \cdot 0.625 \cdot 1000=234.00$ kN/m
 $V_{sd}=26.67$ kN/m & $V_{sd1}=234.00$ kN/m διάτρηση και διάτρηση OK

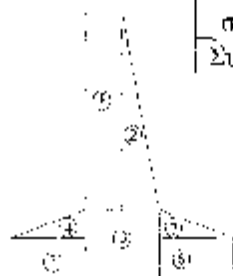
6.2.5.11. Προσέγγιση υλικών

Μετά από ανά μέτρο μήκους 4.830 m²/m

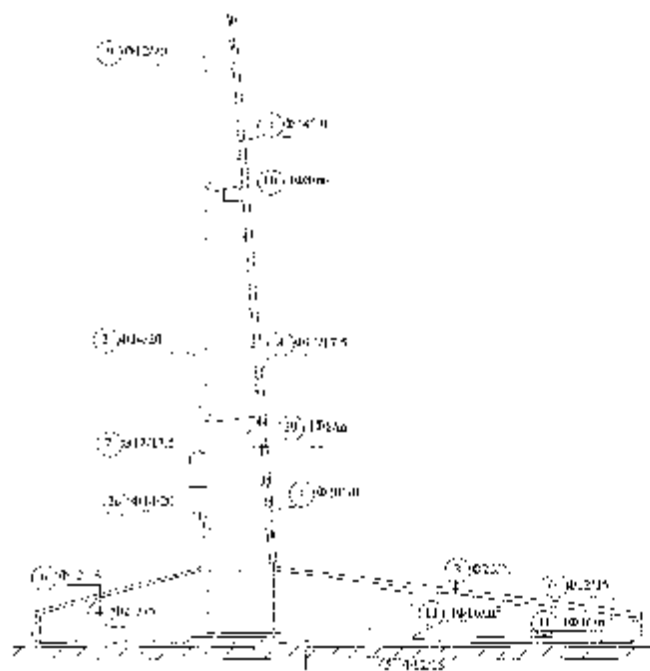
Κατάλογος οπλισμού

ΔΙΑΜΕΤΡΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ							
Α.Α	ΣΥΜΒΑΛΕΥΣΗ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΑΡΘΡΩΣΕΙΣ ΤΕΜΑΧ.	ΜΗΚΟΣ (m)	ΦΑΝΕΡ ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ ΜΕΤΡ	ΟΛΙΚΟ ΜΑΡΜΕ
11	4.80	Φ14-0	20.00	4.80	48.00	1.200	24.00
12	0.80	Φ12-0	10.00	0.15	41.00	0.480	02.88
13	4.80	Φ14-20	1.00	1.80	21.00	1.200	21.60
14	1.50	Φ8-20	5.00	0.80	11.00	1.200	12.00
15	0.50	Φ12-5	0.00	5.50	5.50	0.400	00.00
16	0.50	Φ12-5	0.00	5.10	5.10	0.360	00.00
17	1.00	Φ12-15	4.00	1.00	34.00	0.480	19.20
18	1.00	Φ12-15	24.00	1.00	34.00	0.480	10.08
19	1.00	Φ12-15	10.00	1.00	10.00	0.480	4.80
20	1.00	Φ12-15	0.00	0.40	5.40	0.480	2.70
21	0.50	Φ12-5	5.00	1.40	6.20	0.480	3.00
22	0.50	Φ12-5	4.00	0.57	2.71	0.360	1.44
23	0.20	Φ10-5	0.00	0.70	9.00	0.570	5.10
ΣΥΝΟΛΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΥΠΗΡΕΣΙΑ							4.610

Αριθμηση οπλισμών τήγων υστερήσεως

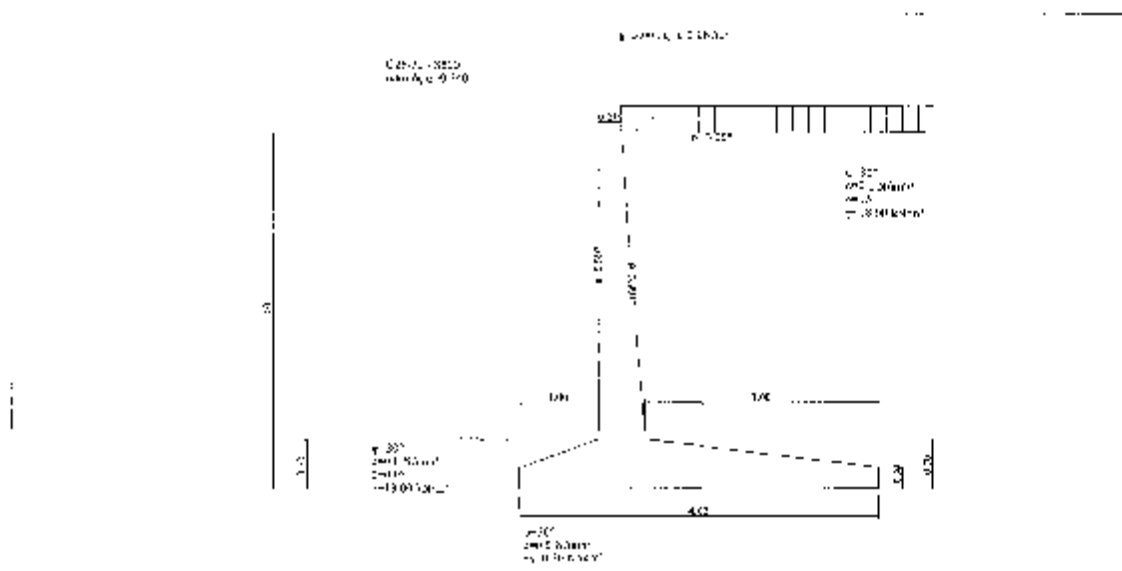


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	1.44	0.72	0.42	0.28	0.42	0.93	0.62
Σύνολο							4.83



Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 5.0m**6.2.6. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T5.0**

Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

**6.2.6.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=5.000$ m, $H=5.000$ mΑνω σημείο A $x=3.000$ m $y=0.000$ mΚάτω σημείο B $x=-3.000$ m $y=5.000$ m**Ιδιότητες εδάφους**

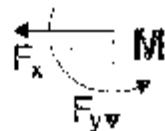
Τύπος εδάφους :

Ε.Σ.κό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³Ε.Σ.κό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\text{κ}}=23.00$ kN/m³Ε.Σ.κό βάρος νερού $\gamma_{\text{ν}}=10.00$ kN/m³Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$ Ενταλμοστέγη ελαστικότητας εδάφους $\sigma=0.000$ N/mm²Γωνία σφικτήρισης εδάφους με οριζόντιο $\beta=0.00^\circ$ Γωνία παρείας τοίχου με κατακέρυφο $\theta=0.00^\circ$ Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομο. έμφερο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=5.00$ kN/m²Ομο. έμφερο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²**Δθση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γων.α εσωέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ$ $\rho/2=22.50^\circ$ Ενταλμοστέγη ενεργητικής ώθησης $K_A=0.301$ Οθση γαιών καθ' ύψος $q(y)=q_A+\gamma \cdot y \cdot K_A$

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

Μόνιμες δράσεις

Όληση (πίεση) στην κορυφή (y-yA=0 m) qA= 1.50 kN/m²
 Όληση (πίεση) στην βάση (y-yB= 5.000 m) qB= 28.59 kN/m²
 Όληση (δύναμη) γαιών Pa=½(qA+qB)H= 75.32 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Ψήση (δύναμη) γαιών κατά x κα. y, PaX= 72.55 kN/m, PaY= 19.47 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=-3.000 m, y=3.250 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= 244.56 kNm/m

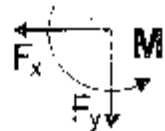


Ευνοια δυνάμεων και ροπών

Ανάμειξη-Εοπέε στα κάτω σημείο B (x=-3.000 m, y=5.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια ώθηση γαιών PaX= 72.66 kN/m
 Ευνοιακή κατακόρυφη ώθηση γαιών PaY= 19.47 kN/m
 Ευνοιακή ροπή ώθησης γαιών Mb = 127.15 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια ώθηση γαιών PaX= 0.00 kN/m
 Ευνοιακή κατακόρυφη ώθηση γαιών PaY= 0.00 kN/m
 Ευνοιακή ροπή ώθησης γαιών Mb = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοιακή οριζόντια υδροστατική δύναμη PaX= 0.00 kN/m
 Ευνοιακή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη PaY= 0.00 kN/m
 Ευνοιακή ροπή υδροστατικής δύναμης Mw = 0.00 kNm/m

Εισοδικές δυνάμεις (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, 87.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/2.00=0.120 (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, 87.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής av=0.25x0.24=0.060 (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, 87.3.2.2)

Μέθοδος Μομπονιέ-Οκλαβε (ΜΟ), ΕΝ1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού
 (τοίχος με ανεκκή ολισθήση) (ΕΝ1998-5, Παράρτ. Β) $K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega) \left[1 - \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\theta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)} \right]}$
 $\omega = \arctan(\tan\alpha / (1 - av)) = \arctan(0.120 / (1 - 0.060)) = 7.28^\circ$
 Συντελεστής ανέρχησης ώθησης (Μομπονιέ-Οκλαβε), $K_e = 0.390$
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi = (0.390/0.301) = 0.256$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού Pa=72.66x0.296=21.51 kN/m

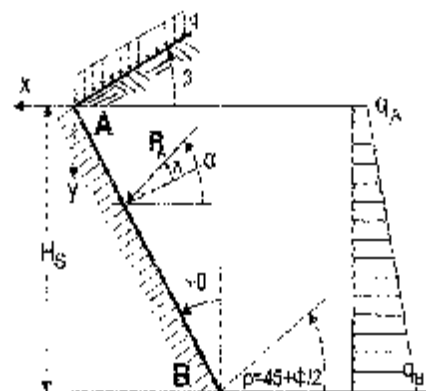
6.2.5.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από y=4.200 m έως y=5.000 m, H=0.800 m

Ανω Σημείο A x= 0.300 m y= 4.200 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.300 m y= 5.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Βιδικό βάρος ξηρού εδάφους γs=18.00 kN/m³
 Κιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γs=23.00 kN/m³
 Βιδικό βάρος νερού γw=10.00 kN/m³
 Γωνία κοιταντικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.000 N/mm²
 Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία παρεπείας τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

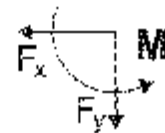
όθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολισθήσεως $\alpha = 45^\circ + \phi/3 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 3.000$
 όθηση γαιών καθ' ύψος $q(y) = q_2 + \gamma \cdot K_p$

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

Κίνιμες δράσεις

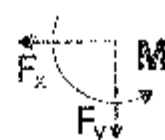
όθηση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 όθηση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.800 \text{ m}$) $q_B = -43.20 \text{ kN/m}^2$
 ώθηση (δύναμη) γαιών $P_A = \text{είδη} \cdot q_B \cdot E = 17.28 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 ώθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{Ax} = -17.28 \text{ kN/m}$, $P_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Έμφαση εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 4.733 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 81.79 \text{ kNm/m}$

**Ενώμα δυνάμεων και ροπών**

Ενώματες-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 5.000 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Ενσωματωμένη οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -17.28 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη ροπή ώθησης γαιών $M_B = -4.61 \text{ kNm/m}$

**Καταβλητές δράσεις**

Ενσωματωμένη οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Ενσωματωμένη οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ενσωματωμένη ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.6.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κονιτισμοί**Διαστάσεις**

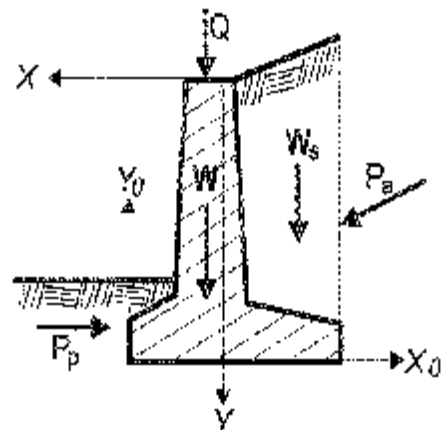
Όλικό ύψος τοίχου $H = 5.000 \text{ m}$
 Μήκος τοίχου $L = 10.000 \text{ m}$
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση 0.600 m
 Όλικό πλάτος βάσης τοίχου 4.600 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 1.000 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 3.000 m
 Ύψος κορμού τοίχου 4.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.700 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.300 m
 Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση παρειάς τοίχου πίσω $\theta = 3.991^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος υλ.κοβ. τοίχου 25.000 kN/m^3
 Επιβαρόν διατομής τοίχου 4.355 m^2
 Ίδιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 4.355 \times 25.000 = 108.88 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x = -0.437 \text{ m}$, $y = 3.685 \text{ m}$ ($x_0 = -1.737 \text{ m}$, $y_0 = 1.315 \text{ m}$)



Βάρος επίχωσης

15το βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_0=228.42 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης: $x=-1.824 \text{ m}$, $y=2.150 \text{ m}$

Ταικά τείχου

Ανοδομή Εκρηθίδερα-Χίλιβαρι: C25/30-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Θερμάτο Εκρηθόδερα κάλυψη: C25/30 S500, επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Αναγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, EN1998-5:1994, §4.2.2)
 Κρισιμικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta_w=2.00$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25 \times 0.24=0.060$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω εδάφους $F_{wx}=108.88 \times 0.120=13.06 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω εδάφους $F_{wy}=108.88 \times 0.060=6.53 \text{ kN/m}$
 Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wx}=228.42 \times 0.120=27.41 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wy}=228.42 \times 0.060=13.71 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (EC7, EN1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

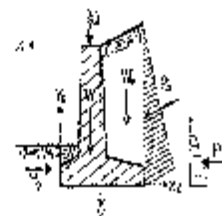
Απόψη Νότιος: Δυσμενής =1.35, Ευμενής =1.00
 Απόψη Μεταβλητή: Δυσμενής =1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, $\gamma_{\text{sat}}=1.00$, $\alpha=1.00$, $\alpha_u=1.00$, $\alpha_{\text{av}}=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις =1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

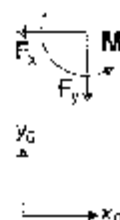
Θλιπτική αντοχή εδάφους στη βάση $\sigma_{\text{a}}=0.20 \text{ N/cm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\psi=30.00^\circ$, συντελεστές τριβής $\tan(\phi)=0.577$
 Συντελεστής συνκεκκοσιότητας στη βάση $\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$

6.2.6.4. Έλεγχοι ευστάθειας τείχου**Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τείχος**

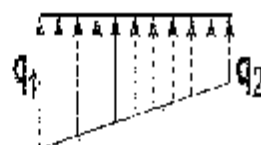
Μήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	δύναμη F_x [kN/m]	δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00- 5.00	98.09	26.28	3.000	3.250
Παθητική ώθηση γαιών	E_p κ1.00	4.20- 5.00	17.28	0.00	0.300	4.733
Βάρος τείχου	W κ1.00		0.00	108.88	-0.437	3.685
Βάρος επίχωσης	W_0 κ1.00		0.00	228.42	1.824	2.150
Κόνημο φορτίο επίχωσης	$W_{\text{ερκ}}$ κ1.00		0.00	14.76	-1.824	0.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2)**

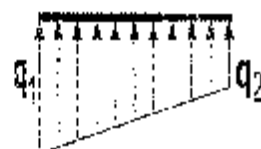
Μήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	R_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a κ1.35	0.00- 5.00	98.09	26.28	4.300	1.750	59.64
Βάρος τείχου	W κ1.00		0.00	108.88	1.737	1.315	-189.12
Βάρος επίχωσης	W_0 κ1.00		0.00	228.42	3.124	2.850	-713.58
Κόνημο φορτίο επίχωσης	$W_{\text{ερκ}}$ κ1.00		0.00	14.76	3.124	3.000	46.11
			Συνολός	378.34			-850.17



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 378.34 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 890.17 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -19.98 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-19.98/378.34 = -0.053 \text{ m} = 4.600/4 = 0.767 \text{ m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 2.077 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.088 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 4.600 - 2x = 0.053 = 4.494 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = \Sigma k_{sp} / \gamma = 4.494 * (1000 * 0.20) / 1.00 = 898.80 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 370.34 < R_d = 898.80 \text{ kN/m}$ εντάξει

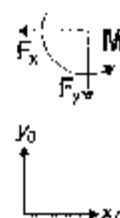


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 501.56 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1222.25 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -68.55 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-68.55/501.56 = -0.137 \text{ m} = 4.600/5 = 0.767 \text{ m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.000 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.129 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 4.600 - 2x = 0.137 = 4.326 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = \Sigma k_{sp} / \gamma = 4.326 * (1000 * 0.20) / 1.00 = 865.20 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 501.56 < R_d = 865.20 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 1.300, y = 5.000 \text{ m}$)

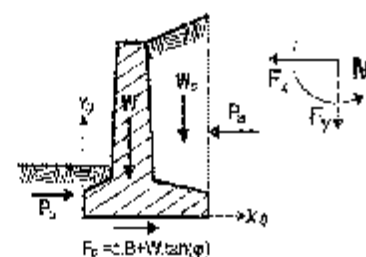
Τμήμα	(γ)	y1	y2	E _x	E _y	x ₀	y ₀	M ₀₊	M ₀₋
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	0.00	58.09	26.28	4.300	1.950	171.67	113.02
Βάρος τοίχου	w	x1.00		0.00	108.88	1.737	1.315	0.00	189.12
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	228.42	3.124	2.850	0.00	713.58
Μόνιμο φορτίο επίχ.	W _{sp}	x1.00		0.00	14.76	3.124	5.000	0.00	46.11
Σύνολο								= 171.67	1067.83



Σύνολο ροπών ανατροπής = -171.67 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 1061.83 kNm/m
 Έλεγχος ως ανατροπή $M_{0+} = 171.67 < M_{0-} = 1061.83 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §8.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	k _{x+}	k _{x-}	E _y
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00	58.09	0.00	26.28
Ανεβητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	4.30	0.00	17.28	0.00
Βάρος τοίχου	w	x1.00		0.00	0.00	108.88
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	0.00	228.42
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W _{sp}	x1.00		0.00	0.00	14.76
Σύνολο				= 58.09	17.28	378.34



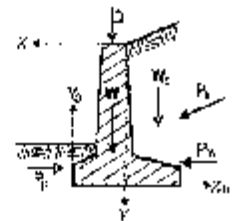
Τριβή εδάφους $\sigma_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 378.34 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 218.43 \text{ kN/m}$
 Συντελεστής $\sigma_d = A \cdot \sigma_u / \gamma = 1.60 * 0.010 * (1000) / 1.00 = 16.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 58.09 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 281.71 kN/m
 Έλεγχος ως ολίσθηση $H_d = 58.09 < \sigma_d \cdot A = 281.71 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.6.5. Αντιστοιχικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)

Έλεγχος αντοχής τοίχου (με ολιστό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δυνάμει Fx [kN/m]	Δυνάμει Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 5.00	72.68	19.47	-3.300	1.750
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x0.50	4.20- 5.00	8.64	0.00	0.300	4.750
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.30	108.88	-0.437	3.685
Βάρος επίχωσης	Wp x1.00		0.30	228.42	-1.824	2.150
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκx1.00		0.30	14.76	-1.824	0.000



πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 5.00	21.91		4.300	1.750	37.64
Βάρος τοίχου	W x1.00		13.06	-6.53	1.737	1.315	28.52
Βάρος επίχωσης	Wp x1.00		27.41	13.71	3.124	2.850	20.95
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκx1.00		1.77	-0.89	3.124	5.000	11.63
		Σύνολο=	61.95	-20.24			187.11

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αδόφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 5.00	94.17	19.47	4.300	1.750	81.08
Βάρος τοίχου	W x1.00		13.06	102.34	1.737	1.315	-60.60
Βάρος επίχωσης	Wp x1.00		27.41	214.71	3.124	2.850	-592.63
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wpκx1.00		1.77	13.87	3.124	5.000	-34.18
		Σύνολο=	350.39				-706.63

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 350.39 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -706.63 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 59.28 kNm/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας αδόφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)

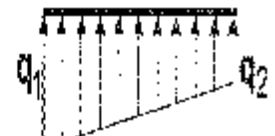
Εκκεντρότητα = $99.38/350.39 = 0.283$ $e < 9.600/6 = 0.767$ m

Τύσεις αδόφους $\sigma_1 = 0.104$ N/mm² $\sigma_2 = 0.048$ N/mm²

Ανεργό πλάτος θεμελίωσης (EC7, ENV.997-1 1:1997, B.1) $b = 4.600 - 2 \times 0.283 = 4.033$ m

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd-Lkpm/γ = $4.033 \times (1000 \times 0.2) / 1.00 = 806.60$ kN/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd = $350.39 < Rd = 806.60$ kN/m αντίκει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.300, y=5.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0- [kNm/m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.00	0.00- 5.00	54.27	19.47	4.300	1.750	164.80	83.72
Βάρος τοίχου	W x1.00		13.06	102.34	1.737	1.315	28.52	199.12*
Βάρος επίχωσης	Wp x1.00		27.41	214.71	3.124	2.850	120.95	513.58*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wpκx1.00		1.77	13.87	3.124	5.000	11.63	45.11*
		Σύνολο =					325.90	1032.53

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

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.300, y=5.000 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 325.90 kNm/m

Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 1032.53 kNm/m

Έλεγχος ως ανατροπή Msd = $325.90 < Mrd = 1032.53$ kNm/m αντίκει

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §§.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Μέτρο	(γ)	γ1	γ2	Ex+	Ex	ey
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Es x1.00	0.00	5.00	92.17	0.00	19.17
Παθητική ώθηση γαιών	Ep x0.50	1.20	5.00	3.30	8.64	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00			13.56	0.00	102.34
Βάρος επίχρωσης	Ws x1.00			27.41	0.00	214.71
Μόνιμο φορτίο επίχρωσης	Wsp x1.00			1.77	0.00	13.87
			Σύνολο	136.41	8.64	350.39

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §§.6.3, §6.5.3) (EC8, EN1998-5:1999)

Τριβή εδάφους $Sd=vd.taφ/γ= 350.39kN/m(30°)/1.00= 202.30 kN/m$

Ρύπανση συντήσεων ολίσθησης = 136.41 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 210.94 kN/m (ΕΑΚ 5.3.3)

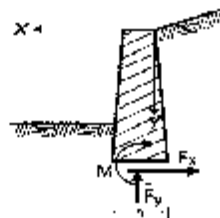
Έλεγχος σε ολίσθηση $Hd= 136.41 < Sd+Ep= 210.94 kN/m$ εντάξει

6.2.6.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

φόρτιση 1.35x(μόνιμα θωρακισμένη)+1.00x(μόνιμα ευμενής)+1.50x(κινητά δυσμενής)

δυνάμεις στο κέντρο βάρους 8.ατομής) στον κορμό του τοίχου

γ	h	Ex	Fy	N
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
0.50	0.335	1.86	1.47	0.36
1.00	0.370	5.49	9.84	2.16
1.50	0.405	10.89	16.13	6.29
2.00	0.440	18.06	23.32	13.57
2.50	0.474	26.99	31.42	25.05
3.00	0.509	37.69	40.45	41.66
3.50	0.544	50.14	50.37	64.18
4.00	0.600	73.79	66.14	114.95



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993

Εκπρόσωπο-Χάλυβας: C25/30-9500 Επικάλυψη οπλισμού: 35 mm (EN1992, §4.1.3.3)

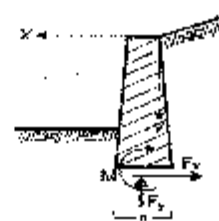
γ	Med	Ned	d	κd	ξ	ec/es	Ks	As	ελάχ. Οπλ.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.36	4.47	30.5	39.90	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.35)
1.00	2.16	-9.84	34.0	17.77	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.70)
1.50	6.29	-16.13	37.5	12.48	0.02	0.4/20.0	2.32	0.19	(4.05)
2.00	13.57	-23.32	41.0	9.65	0.03	0.6/20.0	2.32	0.48	(4.40)
2.50	25.05	-31.42	44.1	7.91	0.04	0.7/20.0	2.33	0.93	(4.74)
3.00	41.66	-40.45	47.3	6.73	0.04	0.9/20.0	2.33	1.54	(5.09)
3.50	64.18	-50.37	51.4	5.88	0.05	1.0/20.0	2.34	2.33	(5.44)
4.00	114.95	-66.14	57.0	4.94	0.06	1.3/20.0	2.35	3.93	(6.00)

6.2.6.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενής)+1.00x(μόνιμα ευμενής)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

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

y	h	Kx	Ey	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.335	7.22	4.47	2.16
1.00	0.370	14.43	9.84	7.54
1.50	0.405	21.65	16.13	17.03
2.00	0.440	28.86	23.32	31.54
2.50	0.474	36.08	31.43	51.95
3.00	0.509	43.29	40.45	79.20
3.50	0.544	50.51	50.37	114.15
4.30	0.600	105.79	68.14	188.32



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κόρη με EC2, ΕΝΝ1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝΝ1992, 54.1.3.3)

y	M _{ed}	N _{ed}	d	K _l	ξ	ε _c /ε _s	K _s	A _s	ελάχισ. Οπλ.
[m]	[kNm]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	2.16	-4.47	30.5	18.50	0.01	0.3/20.0	2.32	0.11	(3.35)
1.00	7.54	-9.84	34.0	11.20	0.02	0.5/20.0	2.32	0.59	(3.70)
1.50	17.03	-16.13	37.5	8.42	0.03	0.7/20.0	2.33	0.86	(4.05)
2.00	31.54	-23.32	41.0	6.83	0.04	0.9/20.0	2.33	1.51	(4.40)
2.50	51.95	-31.47	44.4	5.81	0.05	1.0/20.0	2.34	2.36	(4.74)
3.00	79.20	-40.45	47.9	5.10	0.06	1.2/20.0	2.35	3.39	(5.09)
3.50	114.15	-50.37	51.4	4.57	0.06	1.4/20.0	2.35	4.63	(5.44)
4.30	188.32	-68.14	57.0	3.96	0.08	1.7/20.0	2.37	7.01	(6.00)

6.2.6.8. Οπλισμοί κορμού τοίχου

οπλισμοί εσωτερικής παρειάς τοίχου (y=0 κορυφή τοίχου)
(από y=0.000m έως y=2.15m) #12/10.0 (11.31cm²/m)
(από y=2.15m έως y=4.30m) #12/10.0 + #15/10.0 (31.32cm²/m)
οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρειάς τοίχου #14/20.0 (7.70cm²/m)
οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)



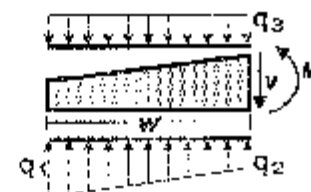
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, ΕΝΝ1992-1-1:1993

σκυρόδεμα-χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝΝ1992, 54.1.3.3)
Η κατανομή του φορτίου ώθησης είναι γραμμική. Άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική.
Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

V_{ed}=75.75 kN/m, V_{sd} (+σεισμό)=-105.79 kN/m, N_{ed}=68.14 kN/m
V_{ed1}=[(α₁·k₁·(1.2+40ρ₁)+0.15α₂ρ₁)]·k₂·V_{ed}, τ_{rd}=0.30 N/mm², k=1.0
ρ₁=A_{s1}/(b_w·d)=0.0001x7.06/(11.00x0.57)=0.0012
α₂ρ₁=K_{ed}/Δα=0.001x68.14/(1.00x0.60)=0.114 N/mm²
V_{ed1}=(0.30x1.0(1.2+40x 0.0012)+0.15x0.114)x0.57x1.00x1000=223.12 kN/m
V_{ed}=105.79 kN/m < V_{ed1}=223.12 kN/m διάτμηση OK

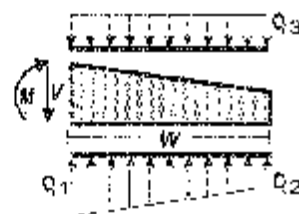
6.2.6.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, ΕΝΝ1992-1-1:1993
Έλεγχος ημίστοιβης μεμονωτά κ=1.300, π έως κ=0.300 π
Εύνοιο κατακόρυφων δυνάμεων - 501.56 kN/m
Εύνοιο ροών ως προς μέσον βάσεως - -68.66 kNm/m
α₁= 0.129 N/mm², α₂= 0.120 N/mm², w= 1.000 π
πίεση ανα από επίθεση και ίδια βάρους α₃= 0.018 N/mm²
M= 51.09k Nm/m, V= 106.77 kN/m
V σε σπύστιαση α=52cm από παρειά= 41.26 kN/m



$M_{ed} = 51.09 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 11.26 \text{ kN/m}$

Οπλισμοί πεδίου τοίχου με ΕC2, ΕΝ1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πίσω $x = -3.300 \text{ m}$ έως $x = -6.300 \text{ m}$
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 501.56 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -65.65 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.115 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.090 \text{ N/mm}^2$, $w = 3.000 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.094 \text{ N/mm}^2$
 $M = 19.76 \text{ kNm/m}$, $V = 25.07 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση $h = 62 \text{ cm}$ από παρειά = 14.37 kN/m
 $M_{ed} = 19.76 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 14.37 \text{ kN/m}$



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x = 1.300 \text{ m}$ έως $x = 0.300 \text{ m}$ (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 250.39 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 99.28 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.104 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.092 \text{ N/mm}^2$, $w = 1.000 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.014 \text{ N/mm}^2$
 $M = 11.37 \text{ kNm/m}$, $V = 50.70 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση $h = 62 \text{ cm}$ από παρειά = 32.11 kN/m
 $M_{ed} = 11.37 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 32.11 \text{ kN/m}$

Έλεγχος τμήματος πίσω $x = 3.300 \text{ m}$ έως $x = 0.300 \text{ m}$ (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 250.39 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 99.28 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.055 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_2 = 0.048 \text{ N/mm}^2$, $w = 1.000 \text{ m}$
 πίεση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.094 \text{ N/mm}^2$
 $M = -150.20 \text{ kNm/m}$, $V = 81.78 \text{ kN/m}$
 V σε απόσταση $h = 62 \text{ cm}$ από παρειά = 71.75 kN/m
 $M_{ed} = -150.20 \text{ kNm/m}$, $V_{ed} = 71.75 \text{ kN/m}$

Έλεγχος πεδίου έναντι κόμης

Ευροδοξο-κόλλιβα: C25/30-S500 επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed} = 51.09 \text{ kNm/m}$, $d = 62.5 \text{ cm}$, $K_d = 0.50$, $\xi = 0.03$, $e_c/e_s = 0.7/20.0$, $K_s = 2.33$, $A_s = 3.01 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $M_{ed} = -150.20 \text{ kNm/m}$, $d = 62.5 \text{ cm}$, $K_d = 0.50$, $\xi = 0.06$, $e_c/e_s = 1.2/20.0$, $K_s = 2.35$, $A_s = 5.64 \text{ cm}^2/\text{m}$
 Ελάχιστος οπλισμός $\#12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

6.2.6.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\#12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 οπλισμός πεδίου άνω $\#14/10.0$ ($15.4 \text{ cm}^2/\text{m}$)
 Οπλισμός διατομής $\#12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)



Έλεγχος πεδίου σε διάτρηση-διάτρηση με ΕC2, ΕΝ1992-1-1:1993

Ευροδοξο-κόλλιβα: C25/30-S500 επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Ίερντουσα αντοχής χωρίς οπλισμό διάτρησης (ΕC2, ΕΝ1992 1 1:1993, §4.3.2.3)
 $V_{rd1} = \alpha_{sd} \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho) \cdot b_w \cdot d \cdot \tau_{rd} = 0.30 \text{ N/cm}^2$, $k = 1.10$
 $\rho = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.53) = 0.0012$
 $V_{rd1} = 0.10 \times 1.0 (1.2 + 40 \times 0.0012) \times 1.00 \times 0.625 \times 1000 = 234.00 \text{ kN/m}$
 $V_{ed} = 71.75 \text{ kN/m} < V_{rd1} = 234.00 \text{ kN/m}$ διάτρηση και διάτρηση ΟΚ

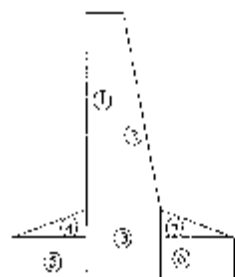
6.2.6.11. Προμέτρηση υλικών

Μπετόν ανά μέτρο μήκους $4.355 \text{ m}^3/\text{m}$

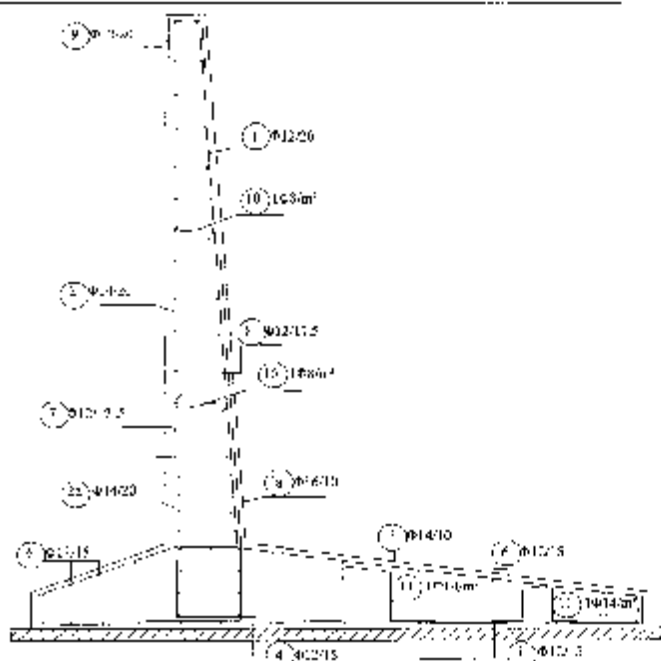
Κατάλογος οπλισμού

ΑΡΧΙΤΕΚΤΟΝΙΚΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΤΑΞΙΔΙΟΥ	ΟΠΛΙΣΜΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΓΥΦ	ΜΗΚΟΣ (m)	ΣΑΦΕΣ ΜΕΤΡΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΣΑΦΕΣ ΒΑΡΟΣ (kg)
Ⓐ	0.30	Φ12/3	10.00	1.20	9.80	0.998	9.98
Ⓑ	0.65 2.40	Φ12/3	10.00	2.55	25.20	1.578	25.78
Ⓒ	4.20	Φ12/3	5.00	4.30	21.50	1.208	25.98
Ⓓ	1.50	Φ12/3	5.00	2.00	10.00	1.208	12.08
Ⓔ	0.20 0.60 2.58 0.20	Φ12/3	10.00	3.58	50.00	1.208	60.32
Ⓕ	0.20 4.20 0.20	Φ12/5	5.00	4.50	22.50	0.889	25.00
Ⓖ	1.00 (ΔΙΑΝΟΜΗΣ)	Φ12/5	30.00	1.00	30.00	0.889	27.20
Ⓗ	1.00 (ΔΙΑΝΟΜΗΣ)	Φ12/5	30.00	1.00	30.00	0.889	27.20
Ⓙ	1.00 (ΔΙΑΝΟΜΗΣ)	Φ12/5	27.00	1.00	27.00	0.889	24.49
Ⓚ	1.00 (ΔΙΑΝΟΜΗΣ)	Φ12/5	27.00	1.00	27.00	0.889	24.49
Ⓛ	0.10 0.10 0.41	Φ12/3	5.00	1.25	5.25	0.998	5.55
Ⓜ	0.10 0.22 0.40 1.0	Φ12/3	4.30	5.57	2.45	0.355	0.97
Ⓝ	0.20 1.50 0.20 0.20 0.50	Φ12/3	1.00	1.50	9.80	1.208	9.48
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΣΑΔΜΕΤΡΗΣΕΩΝ: (kg/m)							241.07

Αριθμητική οπλισμένη ισόζων αντιστήριξης

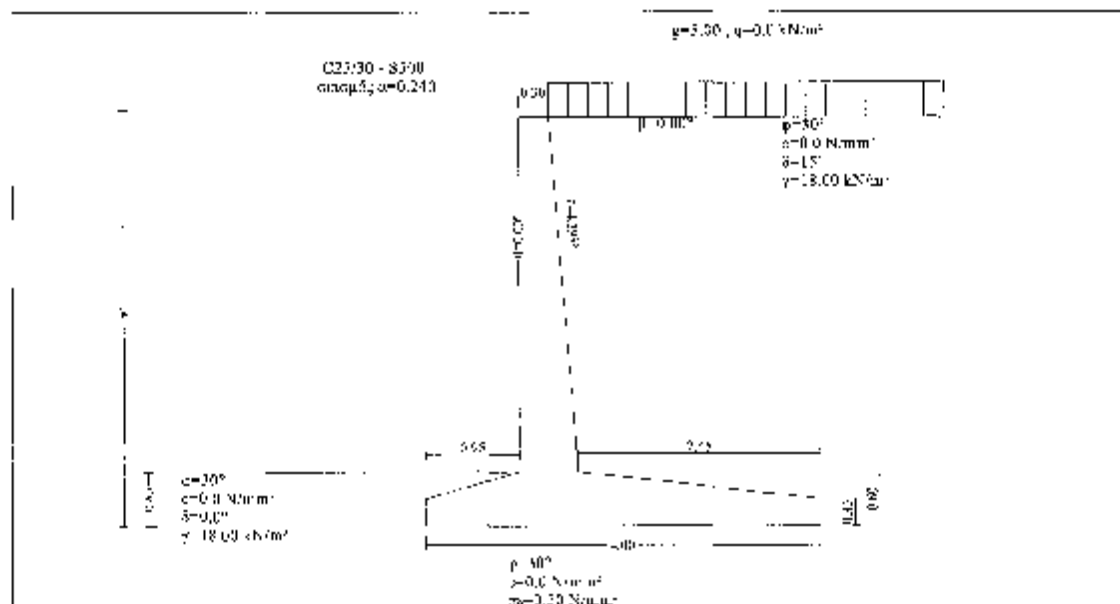


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	1.29	0.645	0.42	0.2	0.3	0.9	0.6
Συνολο							4.355



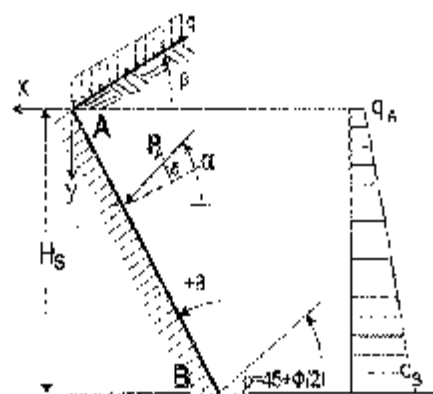
Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 4.5m**6.2.7. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T4.5**

Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

**6.2.7.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τείχους από $\gamma=0.000$ π έως $\gamma=4.500$ m, $H=4.500$ mΑνω Σημείο A $x=-2.450$ π, $\gamma=0.000$ mΚάτω Σημείο B $x=-2.450$ m, $\gamma=4.500$ m**Ιδιότητες εδάφους**

Τύπος εδάφους :

Βιδικό βάρος ξηρού εδάφους	$\gamma=18.00$ kN/m ³
Βιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους	$\gamma_k=23.00$ kN/m ³
Βιδικό βάρος νερού	$\gamma_n=10.00$ kN/m ³
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους	$\phi=30.00^\circ$
Διατλεσιμότητα συνεκτικότητας εδάφους	$\alpha=0.000$ N/επ. ²
Γωνία επιφανειακής εδάφους με οριζόντια	$\beta=0.00^\circ$
Γωνία πασιτιάς τείχους με κατακόρυφο	$\theta=0.00^\circ$
Γωνία τριβής μεταξύ τείχους & εδάφους	$\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μέγιστο φορτίο στην κορυφή $q_1=$ 5.00 kN/m²Ομοιόμορφο κλιμακωτό φορτίο στην κορυφή $q_2=$ 0.00 kN/m²**όθση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολισθησης $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=$ 0.301όθση γαιών καθ ύψος $q(\gamma)=q_1\gamma+q_2\gamma \cdot K_a$ 

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

Μόνιμες δράσεις

Όθηση (πίεση) στην κορυφή (y-y₀=0 m) q_A= 1.50 kN/m²
 Όθηση (πίεση) στην βάση (y-y₀= 4.500 m) q_B= 25.88 kN/m²
 Όθηση (δύναμη) γαιών Pa=½(q_A+q_B)H= 61.60 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Όθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y, Pa_x= 59.50 kN/m, Pa_y= 15.94 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=-2.450 m, y=2.918 m
 Κατά ώθηση γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -212.67 kNm/m

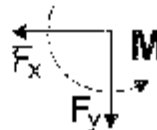


Συνολικά δυνάμεις και ροπών

Δυνάμεις τοίχου στο κάτω σημείο B (x=-2.450 m, y=4.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών F_{αx}= 59.50 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{αy}= 15.94 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_α = 94.13 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική ώθηση F_{βx}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική ώθηση F_{βy}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_β = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη F_{βx}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη F_{βy}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης M_β = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (ΕΚ8, ΕΠΝ1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής s₀=0.24/2.00=0.120 (ΕΚ8, ΕΠΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής s_v=0.25x0.24=0.060 (ΕΚ8, ΕΠΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Μουσοπου-Οκασε (ΕΚ8, ΕΠΝ1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοίχος με ανεκτή ολίσθηση) (ΕΠΝ1998-5, Παράρτ. Β)
 $\omega = \arctan(\tan(\alpha) / (1 - \nu)) = \arctan(0.120 / (1 - 0.060)) = 7.28^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Μουσοπου-Οκασε), E_a= 0.390
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.390/0.301 1) = 0.256

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού F_α=59.50x0.256=15.41 kN/m

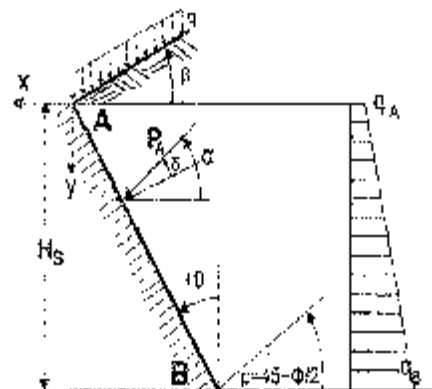
6.2.7.2. Τελελογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=3.700 m έως γ=4.500 m, H=0.600 m

Ανω Σημείο A x= 0.300 m, γ= 3.700 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.300 m, γ= 4.500 m

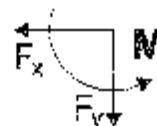
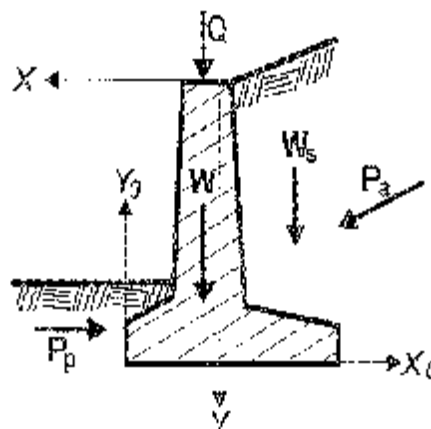
Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ=18.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_κ=23.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γ_ν=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.000 N/mm²
 Γωνία επιφανειακής εδάφους με οριζόντιο β= 0.00°
 Γωνία παρείας τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο κόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου αλιόθρασης $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$ Κοινοβλαστική παθητική ώθηση $K_p = 3.000$ Ωθηση γαιών καθ' ύψος $e(y) = q_1 \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΩθήση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ωθήση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.600 \text{ m}$) $q_B = -43.20 \text{ kN/m}^2$ Ωθήση (δύναμη) γαιών $P_A = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 17.28 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$ Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{Ax} = 17.28 \text{ kN/m}$, $P_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Κεντρία εφαρμωγής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 4.233 \text{ m}$ Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο $(x=0, y=0)$, $M = 73.15 \text{ kNm/m}$ **Σύνολα δυνάμεων και ρομών**Αιχμεία-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.300 \text{ m}$, $y=4.500 \text{ m}$)**Μόνιμες δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = -17.28 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = -4.61 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{sx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{sy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$ **6.2.7.3. Στοιχεία τείχους-Παράμετροι-Ξανονισμοί****Διαστάσεις**Ολικό ύψος τείχους $H = 4.500 \text{ m}$ Μήκος τείχους $L = 0.600 \text{ m}$ Πλάτος τείχους στην κορυφή $b_1 = 0.100 \text{ m}$ Πλάτος κορυφής τείχους στην βάση $b_2 = 0.600 \text{ m}$ Ολικό πλάτος βάσης τείχους $B = 4.000 \text{ m}$ Πλάτος βάσης τείχους μπροστά $b_3 = 0.950 \text{ m}$ Πλάτος βάσης τείχους πίσω $b_4 = 2.440 \text{ m}$ Υψος κορυφής τείχους $h_1 = 1.900 \text{ m}$ Υψος βάσης τείχους $h_2 = 0.600 \text{ m}$ Υψος βάσης τείχους μπροστά $h_3 = 0.300 \text{ m}$ Υψος βάσης τείχους πίσω $h_4 = 0.300 \text{ m}$ Κλίση καρείτας τείχους μπροστά $\theta_1 = 0.000^\circ$ Κλίση καρείτας τείχους πίσω $\theta_2 = 4.393^\circ$ **Φορτία**Κόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Βάρος τείχους**Ειδικό βάρος αλεικνού τείχους $\gamma = 25.000 \text{ kN/m}^3$ Εμβαδόν διατομής τείχους $A = 3.645 \text{ m}^2$ Συνολικό βάρος τείχους ανά μέτρο $W = 3.645 \times 25.000 = 91.13 \text{ kN/m}$ Κέντρο βάρους τείχους $x = 0.303 \text{ m}$, $y = 3.243 \text{ m}$ ($x_0 = 1.553 \text{ m}$, $y_0 = 1.251 \text{ m}$)

Βάρος επίχωσης

Ιδιο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_0=168.75 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης $x_c=-1.548 \text{ m}$, $y_c=1.950 \text{ m}$

Υλικά τοίχου

Ανάδοχη εκυρόδεμα Χάλυβας: C25/30 S500, επικάλυψη οπλ.σμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Οεφάλιο εκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500, επικάλυψη οπλ.σμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανεγρήμνη σεισμική επικάλυψη εδάφους $\alpha=0.24$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §4.2.2)
 Μετωπικός συντελεστής συμπεριφοράς $q_w=2.00$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $\alpha_h=0.24/2.00=0.120$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $\alpha_v=0.25 \times 0.24=0.060$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wkx} = 91.13 \times 0.120 = 10.93 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους $F_{wky} = 91.13 \times 0.060 = 5.47 \text{ kN/m}$
 Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wskx} = 168.75 \times 0.120 = 20.25 \text{ kN/m}$
 Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης $F_{wsky} = 168.75 \times 0.060 = 10.12 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (ΕΟ7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόψη Μόνιμη, Ανεμενής $=-1.35$, Κυρυνής $=-1.00$
 Απόψη Μεταβλητή, Ανεμενής $=1.50$
 Εξαιρετικές ιδιότητες, Λαμπ $=1.00$, $\alpha=-1.00$, $\alpha_v=1.00$, $\mu=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις $=-1.00$

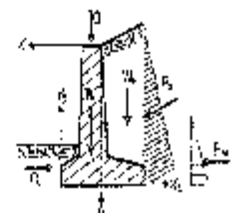
Ιδιότητες εδάφους θερμκλίωσης

Ολικτική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής ταπειο: $-0.3/7$
 συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$

6.2.7.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

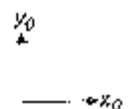
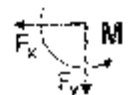
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	Δύναμη F_x	Δύναμη F_y	x_0	y_0
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Γα κ1.35	0.00- 4.50	80.33	21.52	-2.450	2.978
Παθητική ώθηση γαιών	Γβ κ1.00	0.75- 4.50	-17.20	0.30	0.300	4.211
Βάρος τοίχου	Γ κ1.00		0.00	91.13	-0.303	3.249
Βάρος επίχωσης	Γκ κ1.00		0.00	168.75	-1.548	1.950
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Γδ κ1.00		0.00	12.02	1.548	0.000

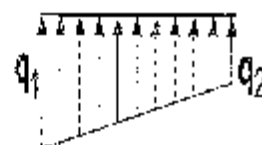


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (ΕΟ7, ΕΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)

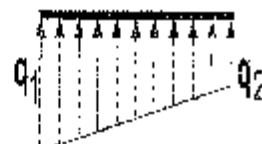
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
ενεργητική ώθηση γαιών	Γα κ1.35	0.00- 4.50	80.33	21.52	3.700	1.582	47.45
Βάρος τοίχου	Γ κ1.00		0.00	91.13	1.553	1.251	141.52
Βάρος επίχωσης	Γκ κ1.00		0.00	168.75	2.798	2.550	-277.16
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Γδ κ1.00		0.00	12.02	2.798	4.500	33.23
			Σύνολο=	293.11			-559.86



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 293.41 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μπροστά σημείο = 599.86 kNm/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσεως = 13.03 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e = 13.03/293.41 = 0.044$ m $\leq 4.000/6 = 0.667$ m
 Τύπος κλάσης $\sigma_1 = 0.068$ N/mm² $\sigma_2 = 0.078$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίων (CCT, ΕΝ1997 1-1:1997, B.1) $b = 4.000 \times 0.044 = 3.911$ m
 Πέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = I_{kqm}/\gamma = 7.911 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 782.20$ kN/m
 Βλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 293.41 \leq R_d = 782.20$ kN/m αντίξει.



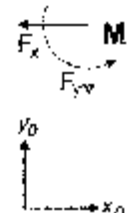
Έλεγχος κερπίτωσης με 1.35π(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50π(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 388.58 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μπροστά σημείο = 826.42 kNm/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσεως = 49.26 kNm/m
 Εκκεντρότητα $e = 49.26/388.58 = 0.127$ m $\leq 4.000/6 = 0.667$ m
 Τύπος κλάσης $\sigma_1 = 0.079$ N/mm² $\sigma_2 = 0.116$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίων (CCT, ΕΝ1997 1-1:1997, B.1) $b = 4.000 \times 0.127 = 3.746$ m
 Πέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = I_{kqm}/\gamma = 3.746 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 749.20$ kN/m
 Βλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 388.58 \leq R_d = 749.20$ kN/m αντίξει.



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (CCT, ΕΝ1997-1-1:1997, 58.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.250, y=4.500 m)

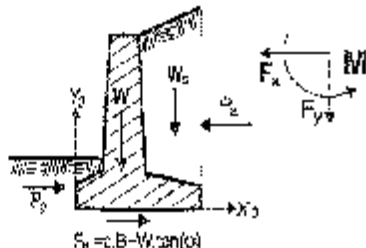
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	Mo-	Mo+
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	0.00 - 4.50	60.33	21.52	3.700	1.583	127.08	79.63
Βάρος τείχους	W	x1.00		0.00	91.13	1.553	1.251	0.00	141.52
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	168.75	2.738	2.550	0.00	472.16
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wapr	x1.00		0.00	12.02	2.758	4.500	0.00	33.63
						Σύνολο		127.08	726.91



Σύνολο ρομών ανατροπής = 127.08 kNm/m
 Σύνολο ρομών ευστάθειας = 726.93 kNm/m
 Βλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 127.08 \leq M_{rd} = 726.93$ kNm/m αντίξει.

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (CCT, ΕΝ1997-1-1:1997, 58.6.3, 56.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fxi	Fxi-	Fy	
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γα.ών	Pa	x1.35	0.00 - 4.50	60.33	0.00	21.52	
Πάθη. κή ώθηση γα.ών	Pp	x1.00	3.70 - 4.50	0.00	17.28	0.00	
Βάρος τείχους	W	x1.00		0.00	0.00	91.13	
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	0.00	168.75	
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapr	x1.00		0.00	0.00	12.02	
				Σύνολο	80.33	17.28	293.41

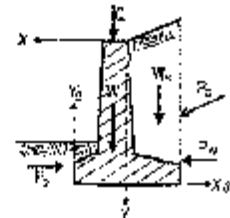


Γραβή εδάρους $S_d = N_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 293.41 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 169.40$ kN/m
 Συνεπτικότητα $S_d = A \cdot c_u / \gamma = 4.00 \times (0.010 \times 1500) / 1.00 = 40.00$ kN/m
 Γίνονται δυνάμεις ολίσθησης = 80.33 kN/m
 Σύνολο δυνάμεις αντίστασης = 226.68 kN/m
 Βλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 80.33 \leq R_d = 226.68$ kN/m αντίξει.

6.2.7.5. Αντισεισμικός έλεγχος (CCT, ΕΝ1998-5:1994)
 έλεγχος ευστάθειας τείχους (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποδιδόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	50.50	15.94	-2.450	2.912
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.50	-8.64	0.00	0.300	4.233
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	91.13	-0.303	3.249
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00	0.00	168.73	-1.548	1.930
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Waprkl.00		0.00	12.02	1.548	0.000

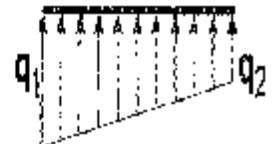


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mc+
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	17.61		3.700	1.582	27.86
Βάρος τοίχου	W	x1.00	10.93	-5.47	1.553	1.251	22.17
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00	20.25	-0.12	2.798	2.550	73.95
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Waprkl.00		1.44	-0.72	2.798	4.500	8.49
		Σύνολο=	49.79	-5.59			123.98

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, 86.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	4.50	77.11	15.94	3.700	1.582	63.01
Βάρος τοίχου	W	x1.00		10.93	85.66	1.553	1.251	119.35
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		20.25	158.63	2.798	2.550	-392.21
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Waprkl.00			1.44	11.30	2.798	4.500	20.16
				Σύνολο=	271.52			-473.59



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 271.52 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -473.59 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 69.16 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, 86.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 κκεντροβρότητα = $69.16 / 271.52 = 0.254$ m < $m = 4.000 / 6 = 0.667$ m
 Τάσεις εδάφους σ1 = 0.594 N/cm² σ2 = 0.342 N/cm²
 Ευκρινές πλαίσιο θεμελίωσης (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.11) L=4.000-2x0.255= 3.489 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd = $5kcu / \gamma = 3.489 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 697.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας γd = 271.52 <= Rd = 697.80 kN/m αντίξει.

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, 89.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.250, y=4.500 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mc+	Mc-	
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00- 4.50	77.11	15.94	3.700	1.582	121.99	58.98
Βάρος τοίχου	W	x1.00		10.93	85.66	1.553	1.251	22.17	141.52*
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		20.25	158.63	2.798	2.550	79.95	472.16*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Waprkl.00			1.44	11.30	2.798	4.500	8.49	33.61*
							Σύνολο =	232.60	706.29

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

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, 89.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.250, y=4.500 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 232.60 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 706.29 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή Md = 232.60 <= Mrd = 706.29 kNm/m αντίξει.

Έλεγχος σκοτοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y' - y_2$	F_{k+} [kN/m]	F_{k-} [kN/m]	F_y [kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	$x_1.00$	$0.00 - 4.57$	77.11	0.00	5.94
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	$x_0.50$	$3.70 - 4.57$	0.00	5.64	0.00
Βάρος τοίχου	W	$x_1.00$		10.93	0.00	85.66
Βάρος επίστρωσης	W_e	$x_1.00$		20.25	0.00	58.63
Μόνιμο φορτίο επίχρυσης	$W_{epk1.00}$			1.44	0.00	11.30
		Σύνολο		109.73	6.64	271.52

Έλεγχος σκοτοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, EN1998-5:1994)

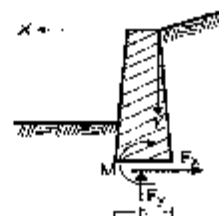
Τριβή εδάφους $\delta \sigma_{\text{εδ.τοίχο}}/\gamma = 271.52 \text{ kPa} \cdot \tan(30^\circ)/1.00 = 156.77 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 109.73 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 156.41 kN/m (ΕΑΚ 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 109.73 <= \delta \sigma_{\text{εδ.τοίχο}} = 156.41 \text{ kN/m εντάξει.}$

6.2.7.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y [m]	h [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.338	1.86	4.49	0.36
1.00	0.377	5.45	9.93	2.15
1.50	0.415	10.03	16.33	6.20
2.00	0.454	18.06	23.68	13.67
2.50	0.492	26.55	31.98	25.23
3.00	0.531	37.69	41.25	41.92
3.90	0.600	61.38	60.32	87.69



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1995

Σκυρόδεμα-κάλυβας: C25/30 Ε500 επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

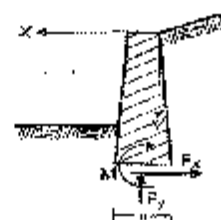
y [m]	M_{ed} [kN/m]	N_{ed} [kN]	d [cm]	λd	ξ	σ_{s1}/σ_{sk}	σ_{s2}	A_{s1} [cm ² /m]	ελάχισ. Cτλ. [cm ² /m]
0.50	0.36	-1.49	30.0	31.02	0.01	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.38)
1.00	2.15	-9.93	34.7	17.97	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	(3.77)
1.50	6.20	-16.33	38.6	12.72	0.02	0.4/20.0	2.33	0.18	(4.15)
2.00	13.67	-23.68	42.4	9.30	0.03	0.5/20.0	2.32	0.46	(4.51)
2.50	25.23	-31.98	46.2	6.15	0.03	0.7/20.0	2.35	0.88	(4.92)
3.00	41.92	-41.25	50.1	4.97	0.04	0.8/20.0	3.33	1.46	(5.31)
3.90	87.69	-60.32	57.0	5.50	0.05	1.1/20.0	2.34	2.88	(6.06)

6.2.7.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση $1.00 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 0.30 \times (\text{κινητά}) + 1.00 \times (\text{σεισμός})$

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

y [m]	h [m]	E_x [kN/m]	F_y [kN/m]	X [kNm/m]
0.50	0.338	6.31	4.49	1.86
1.00	0.377	12.02	9.93	6.64
1.50	0.415	21.30	16.33	15.37
2.00	0.454	31.43	23.68	28.65
2.50	0.492	43.50	31.98	47.07
3.00	0.531	56.94	41.25	73.36
3.90	0.600	85.83	60.22	138.72



Έλεγχος κορμού τείχους σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Σκυροδέμα-χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

y [m]	mid [kN/m]	Ned [kN]	d [cm]	Ed [cm]	ξ	αε/εε	κσ	κσ	αδ [cm ² /m]	ελάχ. Οπλ. [cm ² /m]
0.50	1.86	-4.49	30.8	19.58	0.01	0.9/20.0	2.31	0.08	(3.38)	
1.00	6.64	-9.93	34.7	22.10	0.02	0.9/20.0	2.32	0.33	(3.77)	
1.50	15.27	-16.33	38.5	9.04	0.03	0.6/20.0	2.32	0.72	(4.15)	
2.00	28.65	-23.68	42.4	7.34	0.04	0.8/20.0	2.33	1.29	(4.54)	
2.50	47.07	-31.98	46.2	6.26	0.05	1.0/20.0	2.34	2.02	(4.92)	
3.00	73.36	-41.25	50.1	5.50	0.08	1.1/20.0	2.34	3.93	(5.31)	
3.90	138.72	-60.22	57.0	4.58	0.06	1.4/20.0	2.35	5.01	(6.00)	

6.2.7.8. Οπλισμοί Κορμού τείχους

οπλισμοί εσωτερικής παρατιάς τείχους (y=0 κορυφή τείχους)

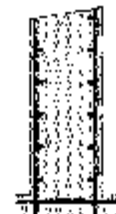
(από y=0.000m έως y=1.95m) #12/10.0 (11.31cm²/m)

(από y=1.95m έως y=3.90m) #12/10.0 + #14/10.0 (26.71cm²/m)

Οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρατιάς τείχους #14/20.0 (7.70cm²/m)

Οπλισμός διατομής #12/17.5 (6.46cm²/m)



Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Σκυροδέμα-χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
Η κατανομή του φορτίου έθρησης είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση, για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

$V_{ed}=61.38$ kN/m, V_{ed} (4σε.ορμό)=85.89 kN/m, $N_{ed}=60.22$ kN/m

$V_{rd} = [kN/m \cdot (1.2+40\rho^1)+0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $\rho_{\text{med}}=0.30$ N/mm², $k=1.0$

$\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 0.000186 \cdot 11 / (1.00 \times 0.57) = 0.0011$

$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c = 0.001 \times 60.22 / (1.00 \times 0.60) = 0.101$ N/mm²

$V_{rd1} = [0.30 \times 1.0 (1.2+40 \times 0.0011) + 0.15 \times 0.101] \times 0.57 \times 1.00 \times 1000 = 221.32$ kN/m

$V_{ed} = 85.89$ kN/m < $V_{rd1} = 221.32$ kN/m Διάτμηση OK

6.2.7.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίων και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίων τείχους με EC2, EN1992-1-1:1993

Έλεγχος τμήματος μπροστά x=1.250 m έως x=0.300 m

Συνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 388.53 kN/m

Συνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -49.25 kNm/m

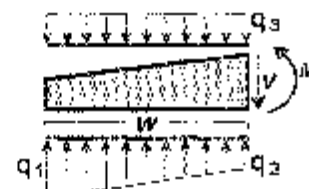
$\sigma_1 = 0.115$ N/mm², $\sigma_2 = 0.107$ N/mm², $\omega = 0.950$ m

πίεση ένα στο επίκεντρο και δύο βάρους $\omega_3 = 0.015$ N/mm²

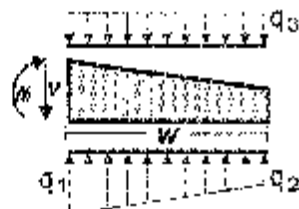
M= 44.06k N/m, V= 51.42 kN/m

V σε απόσταση h=53cm από παρνιά= 41.61 kN/m

Med= 44.06k N/m, Vmed= 41.61 kN/m



Οπλισμοί πεδίου τοίχου με RC2, ΕΝV1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πίσω $x=2.750$ m έως $x=0.300$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 388.58 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 49.36 kNm/m
 $\sigma_1=0.071$ N/mm², $\sigma_2=0.079$ N/mm², $\omega=2.450$ m
 πίεση άνω από επίχρωσ. κα. ίδιο βάρος $\sigma_3=0.084$ N/mm²
 $M=7.01k$ kNm/m, $V=14.97$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από ταπειά= 7.28 kN/m
 $M_{ed}=7.01k$ kNm/m, $V_{ed}=14.97$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=1.250$ m έως $x=0.300$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 271.52 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 69.36 kNm/m
 $\sigma_1=0.094$ N/mm², $\sigma_2=0.082$ N/mm², $\omega=0.950$ m
 πίεση άνω από επίχρωσ. κα. ίδιο βάρος $\sigma_3=0.015$ N/mm²
 $M=35.74k$ kNm/m, $V=69.36$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από ταπειά= 32.16 kN/m
 $M_{ed}=35.74k$ kNm/m, $V_{ed}=32.16$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-3.750$ m έως $x=0.300$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 271.52 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 69.36 kNm/m
 $\sigma_1=0.071$ N/mm², $\sigma_2=0.042$ N/mm², $\omega=2.450$ m
 πίεση άνω από επίχρωσ. και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.084$ N/mm²
 $M=-94.25k$ kNm/m, $V=51.88$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από ταπειά= 56.83 kN/m
 $M_{ed}=-94.25k$ kNm/m, $V_{ed}=56.83$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κόμης

Εκυρωθεμε-Χάλυβας: C25/30-S500 Επι. κάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed}=44.58k$ kNm/m, $d=52.5$ cm, $\chi d=7.91$, $\xi=0.04$, $e_1/e_s=0.7/20.0$, $K_s=2.33$, $\lambda_s=1.95$ cm²/m
 $M_{ed}=94.25k$ kNm/m, $d=52.5$ cm, $\chi d=8.41$, $\xi=0.05$, $e_1/e_s=1.1/20.0$, $K_s=2.34$, $\lambda_s=4.20$ cm²/m
 Ελάχιστος οπλ. σμός $\Phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)

5.2.7.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\Phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 οπλισμός πεδίου άνω $\Phi 14/10.0$ (15.4cm²/m)
 οπλισμός διανομή $\Phi 12/17.5$ (6.46cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διάτμηση με RC2, ΕΝV1992-1-1:1993

Εκυρωθεμε-Χάλυβας: C25/30-S500 Επι. κάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝV1992, §4.1.3.3)
 Τέμνουσα αντοχή χωρίς οπλισμό δ . ά. τ. μ. σ. (RC2, ΕΝV1992-1-1:1992, §4.3.2.5)
 $V_{rd1}=v_{rd1} \cdot k \cdot (1.2+40\rho_1) \cdot b_w \cdot d$, $v_{rd1}=0.35$ N/mm², $k=1.0$
 $\rho_1=\lambda_s l / (2w \cdot d)=0.0001 \times 7.53 / (1.66 \times 0.53)=0.0014$
 $v_{rd1}=0.35 \times 1.0 (1.2+40 \times 0.0014) \times 0.53 \times 0.53 \times 1000=197.82$ kN/m
 $V_{ed}=56.83$ kN/m < $v_{rd1}=197.82$ kN/m διάτμηση και διάτμηση OK

5.2.7.11. Προμέτρηση υλικών

Μπατόν ανά μέτρο μήκους 3.645 m³/m

Μόνιμες δράσεις

Ωθηση (πίεση) στην κορυφή (γ-γΑ=0 m) qA= 1.50 kN/m²
 Ωθηση (πίεση) στην βάση (γ γΑ= 4.000 m) qB= 21.17 kN/m²
 Ωθηση (δύναμη) γαιών Pa=κ'(qA:qB)H= 49.34 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Ωθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y, PaX= 47.66 kN/m, PaY= 12.77 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών κ=-1.900 m, γ=2.586 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (κ=0, γ=0), M= -147.51 kNm/m

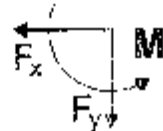


Σύνολα δυνάμεων και ρομών

Συνολικά-Ροπής στο κάτω σημείο Β (κ=-1.900 m, γ=4.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών FαX= 47.66 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών FαY= 12.77 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Ms = 67.19 kNm/m



Καταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών FαX= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών FαY= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Ms = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη FαX= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη FαY= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης Ms = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/2.00=0.120 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Ευτακτοφώνος σεισμικός συντελεστής av=0.25x0.24=0.060 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)

Κάθοδος Μονοπλευρ-Οκλαβε (EC8, ENV1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού

(τοίχος με ανεκτή αλτοθραση) (ENV1998-5, Παράρτ. Β)

ω=arctan(ah/(1-av))-arctan(0.120/(1-0.060))= 7.28°

Συντελεστής ανεργητικής ώθησης (Μονοπλευρ-Οκλαβε), Ka= 0.390

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.390/0.301 1)= 0.296

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

Μόνιμες δράσεις

ρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού Fα=47.66x0.296=14.11 kN/m

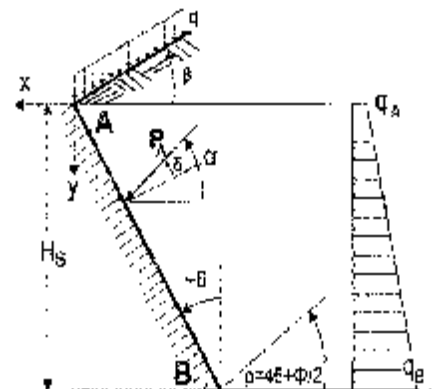
6.2.3.2. Υπολογισμός καθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=3.200 m έως γ=4.000 m, H=0.800 m

Ανω Σημείο Α κ= 0.300 m γ= 3.200 m
 Κάτω Σημείο Β κ= 0.300 m γ= 4.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Βιδικό βάρος ξηρού εδάφους γ=12.00 kN/m³
 Βιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γκ=23.00 kN/m³
 Βιδικό βάρος νερού γν=10.00 kN/m³
 Γωνία κοιλιερτικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνοκτικότητας εδάφους c=0.000 N/mm²
 Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία κρημνός τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Χροτομορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Χροτομορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

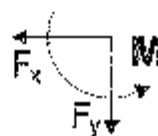
Ψήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\theta = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_0 = 3.000$
 Εξήρα γαιών καθ ύψος $q(\gamma) = q_A + \gamma \cdot K_0$

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

Μόνιμες δράσεις

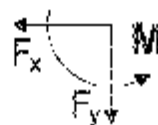
Ψήση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma - \gamma_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ψήση (πίεση) στην βάση ($\gamma - \gamma_A = 0.800 \text{ m}$) $q_B = 43.23 \text{ kN/m}^2$
 Ψήση (δύναμη) γαιών $F_A = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 17.28 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 Ψήση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{Ax} = -17.28 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 3.733 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M = 64.51 \text{ kNm/m}$

**Ενόπλα δυνάμεων και ροπών**

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.300 \text{ m}$, $y=4.300 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -17.28 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_A = -4.61 \text{ kNm/m}$

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.8.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί**Διαστάσεις**

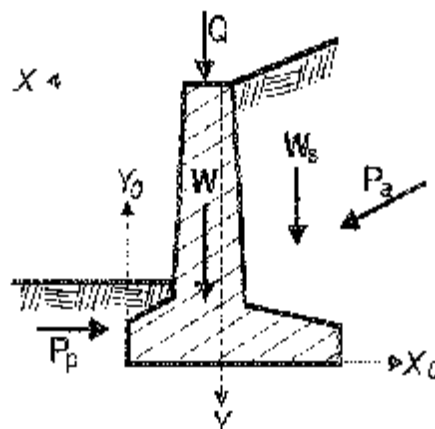
Ολικό υψος τοίχου 4.000 m
 Μήκος τοίχου $L = 10.000 \text{ m}$
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση 0.500 m
 Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 3.300 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 0.900 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 1.900 m
 Ύψος κορμού τοίχου 3.400 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.600 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.300 m
 Κλίση παρατάς τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση παρατάς τοίχου πίσω $\theta = 3.266^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_v = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

R & ko βάρος ολικού τοίχου 25.000 kN/m^3
 Μυβαδών διατομής τοίχου 2.920 m^2
 Σ.ε. βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 2.920 \times 25.000 = 73.00 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x_c = 0.159 \text{ m}$, $y_c = 2.863 \text{ m}$ ($x_{c0} = 1.309 \text{ m}$, $y_{c0} = 1.137 \text{ m}$)



Βάρος επίχωσης

Ισόβ βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_s=114.12 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης $x=-1.168 \text{ m}$, $y=1.700 \text{ m}$

Υλικό τοίχου

Αναδομή Έκυρφόδεμα-Καλύβας: C25/30-S500, Σπικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΚΝ1992, §4.1.3.3)
 Βερέλιο Έκυρφόδεμα-Καλύβας: C25/30-S500, Σπικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΚΝ1992, §4.1.3.3)

Εισοδικά συντελεστές

Ανηλεής σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (ΕΚ8, ΕΚΝ1998-5:1994, §4.2.2)
 Μεταβλητός συντελεστής συμπρ. φορτός $\sigma_w=2.00$ (ΕΚ8, ΕΚΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (ΕΚ8, ΕΚΝ1998 5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25*0.24=0.060$ (ΕΚ8, ΕΚΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Εισοδικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wx} = 73.00 \times 0.060 =$	4.38 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wy} = 114.12 \times 0.060 =$	6.85 kN/m
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wxk} = 114.12 \times 0.120 =$	13.69 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wys} = 114.12 \times 0.060 =$	6.85 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (ΕΚ7, ΕΚΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόκλ. Μονοκρ. Δυσμενής $=1.35$, Ευαιετής $=1.00$
 Άραση μεταβλητή, δυσμενής $=1.50$
 εδαφικές ιδιότητες, $\tau_{inf}=1.00$, $\sigma=1.00$, $\sigma_v=1.00$, $\sigma_w=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις $=1.00$

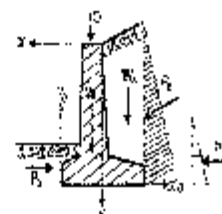
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ολιστική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\varphi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\varphi)=0.577$
 Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $c=0.010 \text{ N/mm}^2$

6.2.3.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

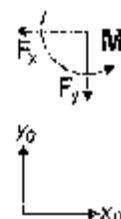
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	$x1.35$	0.00- 4.00	64.34	17.24	-1.500	2.586
Ποθητική ώθηση γαιών	E_p	$x1.00$	3.20- 4.00	-17.24	0.00	2.300	3.733
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$		0.00	73.00	-0.153	2.863
Βάρος επίχωσης	W_s	$x1.00$		0.00	114.12	-1.168	1.700
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{ark1.00}$			0.00	9.32	-1.168	0.000

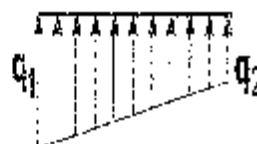


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (ΕΚ7, ΕΚΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	θ [kPa/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	$x1.35$	0.00- 4.00	64.34	17.24	1.100	1.414	17.53
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$		0.00	73.00	1.359	1.137	-99.21
Βάρος επίχωσης	W_s	$x1.00$		0.00	114.12	2.368	2.300	-270.24
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{ark1.00}$			0.00	9.32	2.355	1.000	-22.07
				Σύνολο=	213.68			-351.99



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 213.68 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -353.99 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 1.42 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-1.42/213.68 = -0.007$ m = 3.300/6 = 0.550m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.064$ N/mm² $\sigma_2 = 0.066$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 5.1) $L = 3.300 \cdot 2 \cdot 0.007 = 3.267$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = C_{\alpha} \cdot q_{\alpha} / \gamma = 3.287 \cdot (10000 \cdot 0.20) / 1.00 = 657.40$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $\gamma_d = 213.68 < R_d = 657.40$ kN/m εντάξει



Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 282.43 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -491.02 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -25.01 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-25.01/282.43 = -0.089$ m = 3.300/6 = 0.550m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.072$ N/mm² $\sigma_2 = 0.059$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 5.1) $L = 3.300 \cdot 2 \cdot 0.089 = 3.123$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = C_{\alpha} \cdot q_{\alpha} / \gamma = 3.123 \cdot (10000 \cdot 0.20) / 1.00 = 624.60$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $\gamma_d = 282.43 < R_d = 624.60$ kN/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, 5B.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 200, y = 4.000$ m)

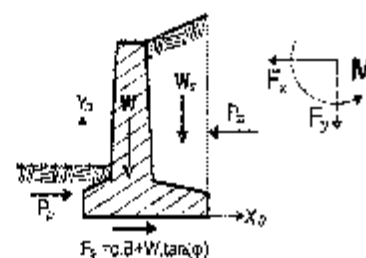
Μέγεθος	(y)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	Moi	Moi-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Κινητή κορυφή	Pa x1.35	0.00- 4.00	64.34	17.24	3.100	1.414	90.98	53.43
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	73.00	1.349	1.177	0.00	99.21
Βάρος επίχωσης	W0 x1.00		0.00	114.12	2.368	2.300	0.00	270.24
Μόνιμα φορτία επίχ.	Wwp x1.00		0.00	9.32	2.368	4.000	0.00	22.07
						Σύνολο	90.98	444.97



Σύνολο ροπών ανατροπής = 90.98 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 444.97 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_d = 90.98 < M_{rd} = 444.97$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, 5B.6.3, 5B.5.3)

Μέγεθος	(y)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 4.00	64.34	0.00	17.24
Παθητική ώθηση γαιών	P0 x1.00	3.20- 4.00	0.00	17.28	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	73.00
Βάρος επίχωσης	W0 x1.00		0.00	0.00	114.12
Μόνιμα φορτία επίχωσης	Wwp x1.00		0.00	0.00	9.32
		Σύνολο	64.34	17.28	213.68

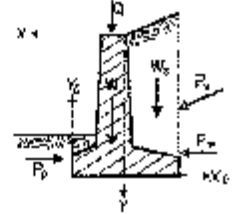


Τριβή εδάφους $S_d = \gamma_d \cdot \tan(\phi) = 213.68 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 123.17$ kN/m
 Συνεπτικότητα $S_d = A_c \cdot c_u / \gamma = 3.30 \cdot 0.010 \cdot 1000 / 1.00 = 33.00$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 64.34 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 173.68 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 64.34 < S_d + R_{\phi} = 173.68$ kN/m εντάξει

6.2.8.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)
 Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	3.20	4.00	12.77	1.900	2.556
Παθητική ώθηση γαιών	Pa	x0.50	3.20	-4.00	0.00	0.300	3.723
Βάρος τοίχου	W	x'1.00		0.00	73.20	-0.159	2.353
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	119.12	-1.168	1.700
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapx1.00			0.00	9.32	-1.268	0.000

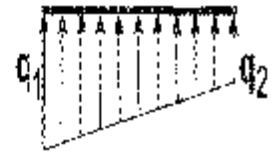


κράσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Moi [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	3.20	4.00	14.11	1.100	1.414	19.95
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	8.75	1.359	1.137	15.91
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	13.69	-0.85	2.368	17.71
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapx1.00			0.00	1.12	-0.56	2.368	5.81
Σύνολο					36.56	11.42		59.38

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	X [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	4.00	61.77	3.100	1.414	47.55
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	8.75	1.359	1.137	83.30
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	13.69	1.072	2.368	222.53
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapx1.00			0.00	1.12	0.76	2.368	16.26
Σύνολο					197.42			373.24



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 197.42 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μηριαίο σημείο = -272.34 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 51.40 kNm/m
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, EN1998-5:1994)
 Ρελατιβισμός = $51.40 / (197.42 \cdot 0.260) = 0.76$
 Τάσεις εδάφους $\sigma = 0.088 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_d = 0.032 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, 3.1) $1 - 3.300 - 3 \cdot 0.260 = 2.779 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = 197.42 \cdot 2.779 \cdot (1.000 \cdot 0.20) / 1.00 = 535.80 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 197.42 \ll R_d = 535.80 \text{ kN/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μηριαίο κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.200, y=4.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Mx0 [kNm/m]	Mcy [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	4.00	61.77	3.100	1.414	87.34	39.59
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	8.75	1.359	1.137	15.91	99.21*
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	13.69	1.072	2.368	47.71	270.24*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wapx1.00			0.00	1.12	0.76	2.368	5.81	22.07*
Σύνολο								156.77	431.11

(*σ. ρομές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού πικνώνονται στις ρομές ανατροπής)

Έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3) (EC8, EN1998-5:1994)
 ανατροπή ή ως προς το επιφανειακό κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.200, y=4.000 m)

Σύνολο ρομών ανατροπής = 156.77 kNm/m
 Σύνολο ρομών ευστάθειας = 431.11 kNm/m
 Έλεγχος ως ανατροπή $M_{x0} = 156.77 \ll M_{cy} = 431.11 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	γ_1	γ_2	F_{x+} [kN/m]	F_{x-} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	E_a	κ1.00	0.00	4.00	61.77	2.20
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	κ0.50	3.20	4.00	0.00	8.54
Εόρος τοίχου	W	κ1.00			9.76	2.20
Εόρος επίχωσης	W_s	κ1.00			13.69	2.20
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{sp}	κ1.00			1.12	2.20
			Σύνολο-	85.34	8.64	197.42

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3) (EC8, EN1998-5:1994)

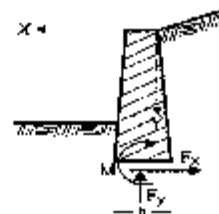
Τριβή εδάφους $S_d \cdot V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 197.42 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 113.96 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 25.34 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 122.62 kN/m (ΣΑΚ 5.2.1)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $S_d - S_d \cdot \gamma_{rd} = 85.34 < 122.62 \text{ kN/m}$ εντάξει

5.2.8.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35x(μόνιμα ευμενής)+1.00x(μόνιμα ευμενής)+1.50x(κινητά δυσμενής)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάθρου διατομής) στον κορμό του τοίχου:

γ [m]	h [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.329	1.86	4.43	0.35
1.00	0.359	5.49	9.71	2.10
1.50	0.389	10.09	15.02	5.15
2.00	0.418	18.06	22.77	13.41
2.50	0.447	26.99	30.57	24.78
3.40	0.500	47.51	46.73	58.55



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, EN1992-1-1:1993

Χυτοκάλυμα κάλυψης: C25/30-8500 επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

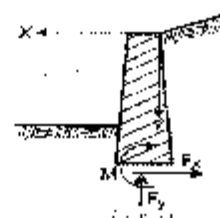
γ [m]	N_{ed} [kN/m]	M_{ed} [kNm]	d [cm]	K_0	ξ	σ_s/σ_{sk}	K_{tr}	λ_{tr} [cm ² /m]	ελάχισ. Οπλ. [cm ² /m]
0.50	0.35	-4.43	29.9	30.73	0.01	0.12/20.0	2.21	0.00	(3.29)
1.00	2.10	-9.71	32.9	17.45	0.03	0.3/20.0	3.31	0.03	(3.59)
1.50	6.15	-15.02	35.8	12.12	0.02	0.5/20.0	2.32	0.20	(3.89)
2.00	13.41	-22.77	38.8	9.27	0.03	0.5/20.0	2.32	0.52	(4.19)
2.50	24.78	-30.57	41.7	7.23	0.04	0.5/20.0	2.32	1.01	(4.47)
3.40	58.55	-46.73	47.0	5.55	0.05	1.1/20.0	2.34	2.35	(5.00)

5.2.8.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενής)+1.00x(μόνιμα ευμενής)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y	L	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.325	5.39	4.43	1.54
1.00	0.355	11.41	9.71	3.68
1.50	0.388	19.17	15.82	13.32
2.00	0.418	28.67	22.77	25.35
2.50	0.447	39.90	30.57	42.64
3.40	0.500	64.50	46.73	89.95



Έλεγχος κορμού τείχους σε κόρυφή με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Σκυρόδεμα-Κάλυψα: C25/30-B50C Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)

y	κ _{ed}	N _{ed}	d	K _d	ξ	ω ₁ /ε _s	κ _σ	δ _s	ελάχισ. Οπλ.
[m]	[kN/m ²]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	1.54	-4.43	23.9	20.50	0.01	0.3/20.0	2.31	0.05	(3.29)
1.00	3.68	-9.71	32.9	12.32	0.02	0.5/20.0	2.32	0.25	(3.59)
1.50	13.32	-15.82	35.8	8.98	0.03	0.6/20.0	2.32	0.67	(3.88)
2.00	25.35	-22.77	38.8	7.15	0.04	0.8/20.0	2.33	1.23	(4.18)
2.50	42.64	-30.57	41.7	5.98	0.05	1.0/20.0	2.34	2.02	(4.47)
3.40	89.95	-46.73	47.0	4.63	0.06	1.3/20.0	2.35	3.94	(5.00)

6.2.8.8. Οπλισμός Κορμού τείχους

οπλισμός εσωτερικής παραιάς τείχους (γ=0 κορυφή τείχους)
 (από γ=0.000m έως γ=1.70m) $\phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
 (από γ=1.70m έως γ=3.40m) $\phi 12/20.0 + \phi 12/20.0$ (11.3cm²/m)
 οπλισμός διανομής $\phi 12/20$ (5.65cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παραιάς τείχους $\phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
 οπλισμός διανομής $\phi 12/20$ (5.65cm²/m)

Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

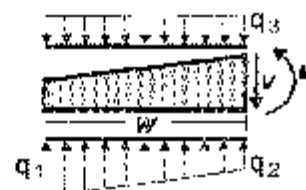
Σκυρόδεμα Κάλυψα: C25/30 B50C Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του φορτίου άλλως είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διαστρεπτικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διαστρέψης του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

$V_{ed}=47.51$ kN/m, V_{ed} (+σεισμό) = 64.50 kN/m, $N_{ed}=-46.73$ kN/m
 $V_{rd1} = (τ_{ed,k} \cdot (1.2+40ρ)) + 0.25c_{wp} \cdot b_w \cdot d \cdot τ_{ed} = 0.30$ N/mm², $K=1.0$
 $ρ_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 0.001k5.65 / (1.00 \times 0.47) = 0.0012$
 $c_{wp} = N_{ed} / (b_w \cdot d) = 0.001k46.73 / (1.00 \times 0.50) = 0.0093$ N/mm²
 $V_{rd1} = [0.50 \times 1.0 (1.2 + 40 \times 0.0012) + 0.15 \times 0.0093] \times 0.47 \times 1000 = 182.56$ kN/m
 $V_{ed} = 64.50$ kN/m < $V_{rd1} = 182.56$ kN/m διάτμηση OK

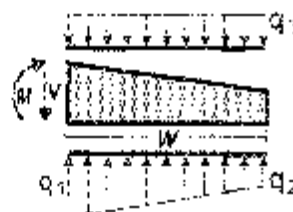


6.2.8.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τείχους με EC2, EN1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος μερικής κ=1.200 m έως κ=0.300 m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 282.63 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -25.01 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.099$ N/mm², $\sigma_2 = 0.092$ N/mm², $w = 0.300$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.015$ N/mm²
 $M = 33.15k$ Nm/m, $V = 72.55$ kN/m
 V με απόσταση h=55cm από κορυφή = 31.05 kN/m
 $N_{ed} = 33.15k$ Nm/m, $V_{ed} = 31.05$ kN/m



Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-2.100$ m έως $x=-0.200$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 282.43 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -26.01 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.088$ N/mm², $\sigma_3 = 0.072$ N/mm², $\kappa = 1.900$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.075$ N/mm²
 $M = 3.67$ k Nm/m, $V = 2.89$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από παρειά = 3.23 kN/m
 $M_{ed} = 3.67$ k Nm/m, $V_{ed} = 3.23$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μπροστά $x=1.200$ m έως $x=0.300$ m (με οαισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 197.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 51.40 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.068$ N/mm², $\sigma_3 = 0.075$ N/mm², $\kappa = 0.900$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.015$ N/mm²
 $M = 27.54$ k Nm/m, $V = 58.88$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από παρειά = 26.13 kN/m
 $M_{ed} = 27.54$ k Nm/m, $V_{ed} = 26.13$ kN/m

Έλεγχος τμήματος πίσω $x=-2.100$ m έως $x=-0.200$ m (με οαισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 197.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 51.40 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.061$ N/mm², $\sigma_3 = 0.032$ N/mm², $\kappa = 1.900$ m
 πίεση άνω από επίκλιση και ίδιο βάρος $\sigma_3 = 0.075$ N/mm²
 $M = 59.00$ k Nm/m, $V = 51.78$ kN/m
 V σε απόσταση $h=53$ cm από παρειά = 43.68 kN/m
 $M_{ed} = 59.00$ k Nm/m, $V_{ed} = 43.68$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κάμψης

Σκευόδεμα Κάλυψης: C25/30-S500 επικάλυψη οπλιστικής: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed} = 33.15$ kNm/m, $d = 52.5$ cm, $\kappa_d = 9.32$, $\xi = 0.03$, $e_c/c_s = 0.6/20.0$, $E_s = 2.32$, $A_s = 1.47$ cm²/m
 $M_{ed} = 59.00$ kNm/m, $e = 52.5$ cm, $E_d = 6.83$, $\xi = 0.04$, $e_c/c_s = 0.9/20.0$, $E_s = 2.33$, $A_s = 2.67$ cm²/m
 ελάχιστος οπλισμός $\phi 12/15.0$ 17.03cm²/m

6.2.8.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 οπλισμός πεδίου άνω $\phi 14/20.0$ (7.70cm²/m)
 οπλισμός δ.αναομής $\phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Σκευόδεμα-Κάλυψης: C25/30-S500 επικάλυψη οπλιστικό: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 μέγιστο ανατοχής χωρίς στήσιμο διάτμησης (EC2, EN1992-1-1:1993, §4.3.2.3)
 $V_{rd1} = \tau_{rc,k} \cdot (1.2 + 4 \rho_l) \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{rc,d} = 0.30$ N/mm², $\kappa = 1.0$
 $\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 0.0001 \times 7.53 / (1.00 \times 0.53) = 0.0014$
 $V_{rd1} = 0.30 \times 1.9 (1.2 + 4 \times 0.0014) \times 1.00 \times 0.525 \times 197.82 = 197.82$ kN/m
 $V_{ed} = 43.68$ kN/m < $V_{rd1} = 197.82$ kN/m διάτμηση κα. ε.ά-τμηση OK

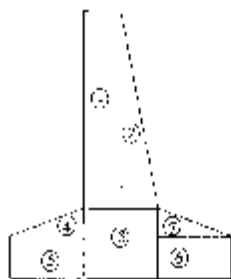
6.2.9.11. Προσέτρηση υλικών

ηπειτόν ανά μέτρο μήκους 2.920 m³/m

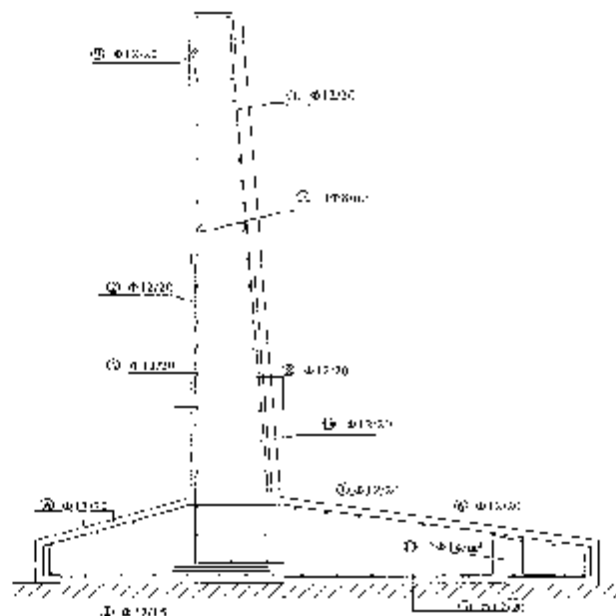
Κατάλογος σπλισμού

ΑΝΑΠΤΥΓΜΑΤΑ ΣΠΛΙΣΜΟΥ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	ΣΤΑΘΜΟΣ	ΑΞΙΟΘΕΤΗ ΔΕΝ	ΜΗΚΟΣ ΔΕΝ (m)	ΟΜΟΙΟΤΗΤΑΣ (m)	ΜΑΖΑ ΣΠΛΙΣΜ (kg)	ΟΜΟΙΟΤΗΤΑΣ (kg)
1		Φ120	5.00	3.00	22.25	0.800	13.75
2		Φ120	5.00	3.00	14.50	0.888	2.57
3		Φ20	5.00	4.00	27.00	0.868	10.67
4		Φ20	5.00	4.00	18.50	1.208	22.98
5		Φ20	0.67	3.00	21.00	0.868	21.50
6		Φ20	10.50	1.00	16.50	0.868	14.65
7		Φ20	10.50	1.00	16.50	0.868	14.65
8		Φ20	23.50	1.00	23.00	0.868	17.78
9		Φ20	23.50	1.00	23.00	0.868	17.78
10		Φ20	0.00	0.00	6.00	0.868	5.20
11		Φ20	5.40	4.00	1.70	0.800	0.70
12		Φ20	3.00	1.00	5.75	1.208	6.98
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΣΠΛΙΣΜΟΥ ΑΣΑ ΜΕΣΤΟ ΜΕΚΟΝΤΕ (kg)							177.59

Αρίθμηση
σπλισμών τοίχων
αντιστήριξης



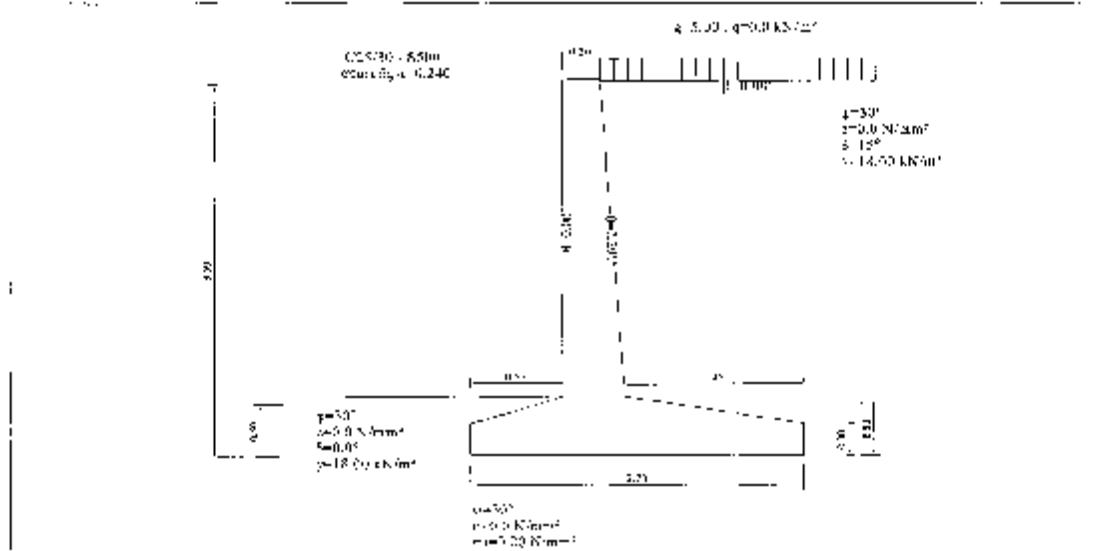
	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	1.02	0.136	0.3	0.135	0.27	0.57	0.285
Συνολο							2.716



Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 3.5m

6.2.9. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T3.5

Τείχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος



6.2.9.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχους από $y=0.000$ m έως $y=3.500$ m, $H=3.500$ m

Όσο Σημείο A $x=-1.450$ m $y= 0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=-1.450$ m $y= 3.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

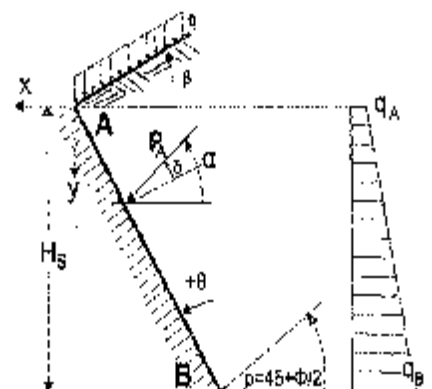
Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma_s=18.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_k=23.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνοχτικότητας εδάφους $c=0.000$ N/mm²
 Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντιο $\beta= 0.00^\circ$
 Γωνία παρταγής τοίχου με κατακόρυφο $\theta= 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Φορτίομορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1= 5.00$ kN/m²
 Φορτίομορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2= 0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

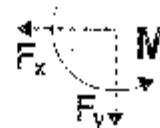
Γωνία κριτήριου ολισθήσεως $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_A= 0.301$
 Ωθηση γαιών καθ ύψος $e(\gamma)=qA+\gamma \cdot y \cdot K_A$



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

Μόνιμες δράσεις

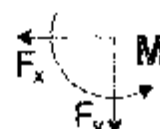
Πέδη (πίεση) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) $q_A= 1.50$ kN/m²
 Πέδη (πίεση) στην βάση ($\gamma-\gamma_A= 3.500$ m) $q_B= 20.46$ kN/m²
 Ψέμα (δύναμη) γαιών $F_{Ax}=q_A \cdot q \cdot \cos \alpha = 08.43$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$
 Ψέμα (δύναμη) γαιών κατά x και y, $F_{Ax}= 37.12$ kN/m, $F_{Ay}= 9.95$ kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=-1.450$ m, $y=2.254$ m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), $M= -98.10$ kNm/m

**Συνολα δυνάμεων και ροπών**

Δυνάμεις Ροπές στα κάτω σημείο Β (x=-1.450 m, y=3.500 m)

Κόνιμες Δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}= 37.12$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}= 9.95$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 46.25$ kNm/m

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00$ kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00$ kNm/m

Δειγματικές δυνάμεις (ΕΟ8, ΕΝΥ1998-5:1994, β7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ [ΕΟ8, ΕΝΥ1998-5:1994, β7.3.2.2]
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25 \cdot 0.24=0.060$ [ΕΟ8, ΕΝΥ1998-5:1994, β7.3.2.2]

Κόστος Ηοηοσοβο Οκασο (ΕΟ8, ΕΝΥ1998 5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

Ισοχρονία με ανάλυση ολίσθησης [ΕΝΥ1998-5, Παράρτ. Β] $K_E = \frac{\cos^2(\varphi+\omega-\theta)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta+\theta+\omega) \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta) \sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta) \cos(\theta-\beta)} \right]}$

$\omega = \arctan(a_h / (1 - a_v)) = \arctan(0.120 / (1 - 0.060)) = 7.38^\circ$

Συντελεστής ενέργειας, κίνησης (Νομοθέσιο-Οκασο), $K_E = 0.930$

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\zeta = (0.290 / 0.30) \cdot 1 = 0.296$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού $F_x = 37.12 \cdot 0.936 = 34.95$ kN/m

6.2.9.2. Υπολογισμός καθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $\gamma=2.700$ m έως $\gamma=3.500$ m, $H=0.800$ m

Όψη Σημείο Α x= 0.300 m y= 2.700 m

Κάτω Σημείο Β x= 0.300 m y= 3.500 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος (όπου εδάρωση) $\gamma=15.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=23.00$ kN/m³

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

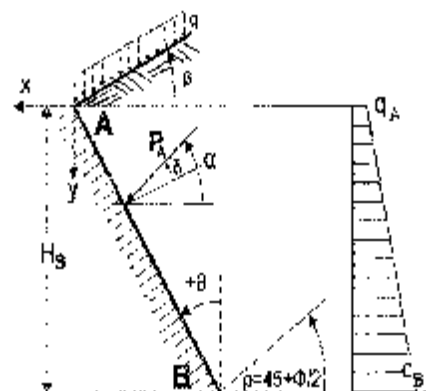
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$

Πηλεμεσής συνεκτικότητα εδάφους $c=0.000$ N/mm²

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

Γωνία κλίσης τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$

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



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Φορτίο μορφή μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Φορτίο μορφή κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

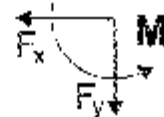
Πίεση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επικλίσεως ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής πάθητικής ώθησης $K_p = 3.000$
 Βόθρη γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσεις

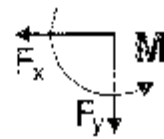
Βόθρη (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Βόθρη (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 3.500 \text{ m}$) $q_B = 43.20 \text{ kN/m}^2$
 Βόθρη (δύναμη) γαιών $w = \frac{1}{2}(\sigma_A + \sigma_B)H = 17.28 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 Βόθρη (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{ax} = -17.28 \text{ kN/m}$, $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 3.233 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 55.87 \text{ kNm/m}$

**Σύνολα δυνάμεων και ροπών**

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο Β ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 3.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Κοινολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = -17.28 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_x = -4.61 \text{ kNm/m}$

**Μεταβλητές δράσεις**

Κοινολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_x = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

5.2.9.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί**Διαστάσεις**

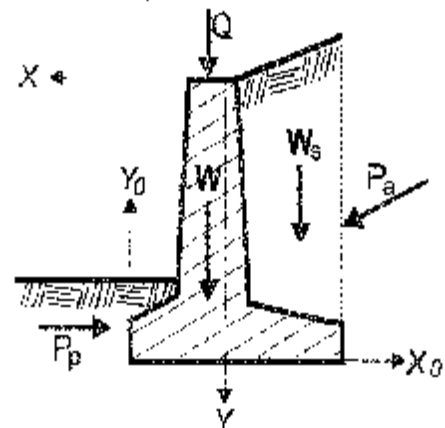
Ολικό ύψος τοίχου 3.500 m
 Μήκος τοίχου $L = 10.000 \text{ m}$
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορυφής τοίχου στην βάση 0.500 m
 Ολικό ολικό πλάτος βάσης τοίχου 2.700 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 0.750 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 1.450 m
 Ύψος κορυφής τοίχου 3.000 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.500 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.300 m
 Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά 0.000°
 Κλίση παρειάς τοίχου πίσω $\theta = 3.814^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_n = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος ολικού τοίχου 25.000 kN/m³
 Εμβαδόν επιφανείας τοίχου 2.330 m²
 Όλο βάρος τοίχου από μέτρο $W = 2.330 \times 25.000 = 58.25 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x = 0.078 \text{ m}$, $y = 2.430 \text{ m}$ ($x_0 = 1.128 \text{ m}$, $y_0 = 1.070 \text{ m}$)



Βάρος επίχωσης

Ιδίο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $W_0=76.50 \text{ kN/m}$
 Κλίμακα βάρους επίχωσης $\alpha=0.942 \text{ m}$, $\gamma=1.500 \text{ m}$

Υλικά τοίχου

Ανωδομή Σκυρόδεμα-Κάλυμα: C25/30-S500, επικάλυψη σπλιτομού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Θερμόλιτο Σκυρόδεμα Κάλυμα: C25/30-S500, επικάλυψη σπλιτομού: 20 mm (EN1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ζητημένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, EN1998-5:1994, §1.2.2)
 Κλιμακωτός συντελεστής συμπεριφοράς $q_w=2.00$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25 \times 0.24=0.060$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	F_{wk}	$58.25 \times 0.120 =$	6.99 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	F_{wkv}	$58.25 \times 0.060 =$	3.49 kN/m
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	F_{wek}	$76.50 \times 0.120 =$	9.18 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	F_{wekv}	$76.50 \times 0.060 =$	4.59 kN/m

Σεισμικός συντελεστής (EC7, EN1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

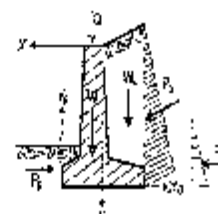
Άραση Μόνιμη, Δυσμενής $=1.35$, Κυμαινής $=1.00$
 Άραση Μεταβατική, Δυσμενής $=1.50$
 Εδαφικές ιδιότητες: $k_{anf}=1.00$, $\alpha=1.00$, $\alpha_v=1.00$, $q_u=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις $=1.00$

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

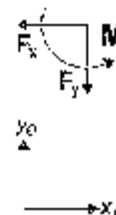
Ελ.πυκν. αντίρξ. εδάφους στη βάση $q_u=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Πυκν. τριβής εδάφους στη βάση $\varphi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\varphi)=0.577$
 Συντελεστής συνεπικατότητας στη βάση $\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$

6.2.9.4. Ελεγχος ευστάθειας τοίχου**Δυνάμεις, Ενέργειες και αντιτάσεις που αποκóμονται στον τοίχο**

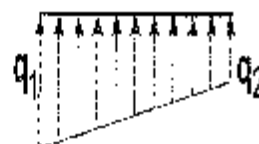
Τμήμα	(γ)	$y1 - y2$	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	$x1.35$	50.11	13.43	-1.450	2.254
Πάθητική ώθηση γαιών	P_p	$x1.00$	-17.28	0.00	2.300	3.233
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$	0.00	58.25	2.578	2.430
Βάρος επίχωσης	W_0	$x1.00$	0.00	76.50	-0.942	1.500
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{per}	$x1.00$	0.00	7.08	-0.942	0.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2)**

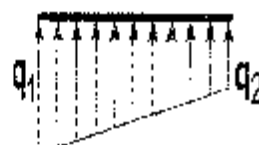
Τμήμα	(γ)	$y1 - y2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	$x1.35$	50.11	13.43	2.500	1.246	28.85
Βάρος τοίχου	W	$x1.00$	0.00	58.25	1.128	1.070	-65.71
Βάρος επίχωσης	W_0	$x1.00$	0.00	76.50	1.992	2.000	-152.29
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{per}	$x1.00$	0.00	7.08	1.992	3.300	-14.10
			Σύνολο:	155.26			203.35



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 155.26 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -203.15 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 5.25 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $6.25/155.26 = 0.040 \text{ m} = 2.700/6 = 0.450 \text{ m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.363 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.052 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $I = 2.700 \cdot 3 \cdot 0.040 = 2.519 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = I \cdot q_{ult} / \gamma = 2.615 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.00 = 523.00 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 155.26 < R_d = 523.00 \text{ kN/m}$ εντάξει

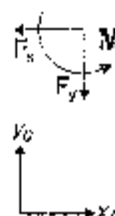


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 204.90 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -284.62 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 9.30 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $8.90/204.90 = 0.035 \text{ m} = 2.700/6 = 0.450 \text{ m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.069 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.082 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $I = 2.700 \cdot 2 \cdot 0.035 = 2.622 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = I \cdot q_{ult} / \gamma = 2.622 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.00 = 524.40 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 204.90 < R_d = 524.40 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος κοτοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.050, y=3.500 \text{ m}$)

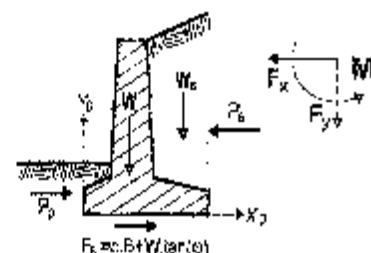
Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{x+}	M_{y-}
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	E_a	x1.35	0.00- 3.50	50.11	13.43	2.500	-2.146	62.44	55.59
Πήρος τοίχου	W	x1.00		0.00	58.25	1.128	1.070	0.00	65.71
Βάρος επίχωσης	W_s	x1.00		0.00	76.50	1.992	2.000	0.00	152.33
Μόνιμο φορτίο επίχ.	W_{sp}	x1.00		0.00	7.08	1.992	3.500	0.00	14.10
								Σύνολο =	62.44 265.73



Σύνολο ροπών ανατροπής = 62.44 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 265.79 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 62.44 < M_{res} = 265.79 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §9.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_{x+}	F_{x-}	F_y
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a	x1.35	0.00- 3.50	50.11	0.00	13.43
Παθητική ώθηση γαιών	P_p	x1.00	2.70- 3.50	0.00	17.28	0.00
Βάρος τοίχου	w	x1.00		0.00	0.00	58.25
Βάρος επίχωσης	W_s	x1.00		0.00	0.00	76.50
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	W_{sp}	x1.00		0.00	0.00	7.08
				Σύνολο =	50.11 17.28	152.26



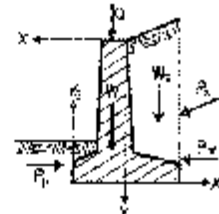
Τριβή εδάφους $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 155.26 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 89.64 \text{ kN/m}$
 Συνεπτικότητα $S_d = \lambda \cdot c_u / \gamma = 2.70 \cdot (0.010 \cdot 1000) / 1.00 = 27.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 50.11 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 133.92 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $M_d = 50.11 < S_d + S_{p,d} = 133.92 \text{ kN/m}$ εντάξει.

6.2.9.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y ¹ - y ²	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.50	37.12	9.95	-1.450	2.254
Παθητική ώθηση γαλόν	Pp κ0.50	2.70- 3.50	-8.64	0.00	0.300	3.233
Βάρος τοίχου	W κ1.00		6.00	58.25	-0.078	2.430
Βάρος επίκωσης	Ws κ1.00		6.00	76.50	-0.942	1.500
Μόνιμο φορτίο επίκωσης	Wspκ1.00		0.00	7.08	0.942	0.000

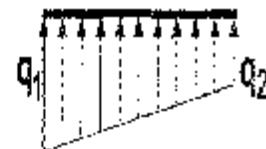


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y ¹ - y ²	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀₊ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.50	10.99	3.35	2.500	1.246	13.69
Βάρος τοίχου	W κ1.00		6.99	54.76	1.128	1.070	11.42
Βάρος επίκωσης	Ws κ1.00		9.18	71.91	1.992	2.000	27.50
Μόνιμο φορτίο επίκωσης	Wspκ1.00		0.85	6.66	1.992	3.500	3.81
		Σύνολο=	27.16	8.08			52.61

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y ¹ - y ²	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.50	48.11	3.35	2.500	1.246	35.06
Βάρος τοίχου	W κ1.00		6.99	54.76	1.128	1.070	-54.29
Βάρος επίκωσης	Ws κ1.00		9.18	71.91	1.992	2.000	-124.89
Μόνιμο φορτίο επίκωσης	Wspκ1.00		0.85	6.66	1.992	3.500	-10.29
		Σύνολο=	143.28				-154.41



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 143.28 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -154.41 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 39.02 kNm/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)

Εκκενρότητα = 39.02/143.28 = 0.272 m < 2.700/6 = 0.450m

Πύκνωση εδάφους σ₁ = 0.086 N/mm² σ₂ = 0.021 N/mm²

Ενεργό κλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L = 2.700 - 2x0.272 = 2.156 m

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd = Lq₀/γ = 2.155x(1000x0.20)/1.00 = 431.00 kN/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας γ_d = 143.28 < R_d = 431.00 kN/m αντίξοι

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x₀=0, y₀=0) (x=1.050, y=3.500 m)

Τμήμα	(γ)	y ¹ - y ²	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀₊ [kNm/m]	M ₀₋ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa κ1.00	0.00- 3.50	48.11	3.35	2.500	1.246	59.94	24.68
Βάρος τοίχου	W κ1.00		6.99	54.76	1.128	1.070	11.42	63.71*
Βάρος επίκωσης	Ws κ1.00		9.18	71.91	1.992	2.000	27.50	122.99*
Μόνιμο φορτίο επίκ.	Wspκ1.00		0.85	6.66	1.992	3.500	3.81	19.10*
		Σύνολο =					102.67	207.08

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

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x₀=0, y₀=0) (x=1.050, y=3.500 m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 102.67 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 207.08 kNm/m

Έλεγχος σε ανατροπή M_{ed} = 102.67 < M_{sd} = 207.08 kNm/m αντίξοι

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Γράμμα	(γ)	γ1 - γ2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	κ1.00	0.00- 3.50	48.11	0.00
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	κ0.50	2.70- 3.50	0.00	8.64
Έρως τοίχου	W	κ1.00		6.99	0.00
Βάρος επίχωσης	Nb	κ1.00		9.18	0.00
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Npκκ1.00			0.85	0.00
		Σύνολο-		65.13	5.64

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ΕΝ1998-5:1994)

Τριβή εδάφους $\delta\delta-\nu\delta$ $\text{kN/m}^2/\nu-$ $143.28 \text{ kN/m}^2 (30^\circ) / 1.00 = 82.72 \text{ kN/m}$

Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 65.13 kN/m

Εύνολο δυνάμεων αντίστασης = 91.36 kN/m (ΕΑΚ 5.2.3)

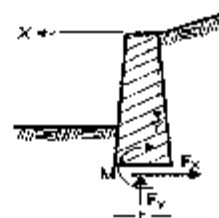
Έλεγχος σε ολίσθηση $\delta\delta-65.13 < \delta\delta\delta\delta\delta\delta=91.36 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.9.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35κ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00κ (μόνιμα ευμενή) + 1.50κ (κινητά θνομενή)

Δυνάμεις (στο κεντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου.

γ	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.333	1.86	4.46	0.36
1.00	0.367	5.49	9.80	2.12
1.50	0.400	10.99	16.04	6.20
2.00	0.433	18.06	23.17	13.52
2.50	0.467	26.99	31.18	24.97
3.00	0.500	37.65	40.10	41.51



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κόμμη με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη σπείρωτός: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

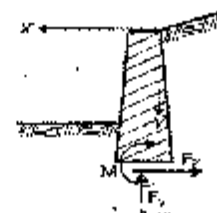
γ	Ed	Ned	d	Ed	ξ	εσ/εε	Ks	As	ελάχ. σπλ.
[m]	[kN/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m ²]	[cm ² /m]
0.50	0.36	-4.46	30.3	39.85	0.01	0.2/20.0	2.51	0.00	1.33
1.00	2.12	-9.80	33.7	17.68	0.02	0.3/20.0	2.31	0.02	1.67
1.50	6.20	-16.04	37.0	13.39	0.02	0.5/20.0	2.32	0.19	1.00
2.00	13.52	-23.17	40.3	9.66	0.03	0.6/20.0	2.52	0.49	4.33
2.50	24.97	-31.18	43.7	7.80	0.04	0.7/20.0	2.53	0.95	4.67
3.00	41.51	-40.10	47.0	6.63	0.04	0.9/20.0	2.33	1.58	5.00

6.2.9.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00κ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00κ (μόνιμα ευμενή) + 0.30κ (κινητά) + 1.00κ (σεισμός)

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

y	h	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.233	4.64	4.46	1.29
1.00	0.367	10.18	9.80	4.95
1.50	0.401	17.47	16.04	11.89
2.00	0.433	26.51	23.17	23.01
2.50	0.467	37.28	31.18	39.19
3.00	0.500	49.81	40.10	61.36



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Εκπορόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, 34.1.3.3)

y	M _{ed}	N _{ed}	e	k _d	ξ	κ ₁ /ε _{yk}	κ ₂	A _s	πλάχ. Οπλ.
[m]	[kNm/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m ²]
0.50	1.29	-4.46	30.3	22.04	0.01	0.2/20.0	2.31	0.04	(3.33)
1.00	4.95	-9.80	33.7	13.25	0.02	0.4/20.0	2.32	0.22	(3.67)
1.50	11.89	-16.04	37.0	9.68	0.03	0.6/20.0	2.32	0.55	(4.00)
2.00	23.01	-23.17	40.3	7.71	0.04	0.8/20.0	2.33	1.05	(4.33)
2.50	39.19	-31.18	43.7	6.47	0.04	0.9/20.0	2.33	1.72	(4.67)
3.00	61.36	-40.10	47.0	5.61	0.05	1.1/20.0	2.34	2.57	(5.00)

6.2.3.3. Οπλισμοί Κορμού τοίχου

οπλισμοί κορυφαίας παρειάς τοίχου (y=0 κορυφή τοίχου)
(από y=0.000m έως y=1.5m) $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
(από y=1.5m έως y=3.00m) $\Phi 12/20.0 + \Phi 12/20.0$ (11.3cm²/m)
Οπλισμός διατομής $\Phi 12/20$ (5.65cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής παρειάς τοίχου $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
Οπλισμός διατομής $\Phi 12/20$ (5.65cm²/m)



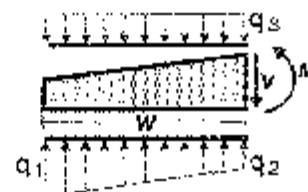
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, ENV1992-1-1:1993

Εκπορόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, 34.1.3.3)
Η κατανομή του φορτίου ώθησης είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατμητικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

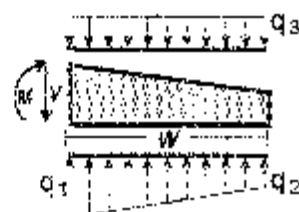
$V_{ed}=37.69$ kN/m, V_{ed} (+σεισμό) = 49.81 kN/m, $N_{ed}=40.10$ kN/m
 $V_{rd1} = [\tau_{rd,k} \cdot (1.3+10\rho_l) + 0.15\sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$, $\tau_{rd,k}=0.30$ N/mm², $k=1.0$
 $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 0.0001 \times 5.65 / (1.00 \times 0.47) = 0.0012$
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 0.001 \times 40.10 / (1.00 \times 0.50) = 0.008$ N/mm²
 $V_{rd1} = [0.30 \times 1.0 (1.2+10 \times 0.0012) + 0.15 \times 0.008] \times 0.47 \times 1.00 \times 1000 = 181.62$ kN/m
 $V_{ed} = 49.81$ kN/m < $V_{rd1} = 181.62$ kN/m Διάτμηση OK

6.2.3.9. Έλεγχος επιφανειακής διαστρώσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, ENV1992-1-1:1993
Έλεγχος τμήματος μήκους $x=1.050$ m έως $x=2.300$ m
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 204.90 kN/m
Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -8.60 kNm/m
 $\sigma_1 = 0.062$ N/mm², $\sigma_2 = 0.079$ N/mm², $w = 0.770$ mm
κλίση ένα από τοίχους και 16.0 βάρος $\omega_3 = 0.013$ N/mm²
 $M = 19.34$ kNm/m, $V = 51.11$ kN/m
 V σε απόσταση $h=12$ cm από παρειά = 22.70 kN/m
 $M_{sd} = 19.34$ kNm/m, $V_{sd} = 22.70$ kN/m



Οπλισμοί παδίσλου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1993
 Κάτωχος τμήματος πίσω $x=1,650$ m έως $x=0,200$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 204,30 kN/m
 Είσοδη ροπή ως προς μέσον βάσεως = -8,00 kNm/m
 $\sigma_1= 0,076$ N/mm², $\sigma_2= 0,069$ N/mm², $w= 1,450$ m
 τίσιση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0,065$ N/mm²
 $M= 6,73$ k Nm/m, $V= 11,00$ kN/m
 V σε απόσταση h=43cm από παρειά= 6,76 kN/m
 $M_{sd}= 6,73$ k Nm/m, $V_{sd}= 6,76$ kN/m



Ελεγχος τμήματος μισοστά $x=1,050$ m έως $x=0,300$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 143,20 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 35,02 kNm/m
 $\sigma_1= 0,085$ N/mm², $\sigma_2= 0,067$ N/mm², $w= 0,750$ m
 τίσιση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0,013$ N/mm²
 $M= 16,77$ k Nm/m, $V= 17,92$ kN/m
 V σε απόσταση h=42cm από παρειά= 22,70 kN/m
 $M_{sd}= 16,77$ k Nm/m, $V_{sd}= 22,70$ kN/m

Ελεγχος τμήματος πίσω $x= 1,650$ m έως $x= 0,200$ m (με σεισμό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 143,20 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 33,02 kNm/m
 $\sigma_1= 0,055$ N/mm², $\sigma_2= 0,021$ N/mm², $w= 1,450$ m
 τίσιση άνω από επίχωση και ίδιο βάρος $\sigma_3= 0,065$ N/mm²
 $M= 34,49$ k Nm/m, $V= 39,24$ kN/m
 V σε απόσταση h=42cm από παρειά= 32,87 kN/m
 $M_{sd}= 34,49$ k Nm/m, $V_{sd}= 32,87$ kN/m

Ελεγχος παδίσλου έναντι κάμψης

Εκπορόθετα Καλύβας: C25/30 8500 επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 $M_{sd}= 19,34$ kNm/m, $\xi=42,5$ cm, $\xi_d=9,66$, $\xi=0,03$, $\epsilon_c/\epsilon_{sk}=0,6/20,0$, $\xi_{sk}=2,32$, $A_{sk}= 1,06$ cm²/m
 $M_{sd}=34,49$ kNm/m, $\xi=42,5$ cm, $\xi_d=7,24$, $\xi=0,04$, $\epsilon_c/\epsilon_{sk}=0,8/20,0$, $\xi_{sk}=2,33$, $A_{sk}= 1,85$ cm²/m
 Ελάχιστος οπλισμός $\phi 12/15,0$ (7,53 cm²/m)

6.2.9.10. Οπλισμοί παδίσλου τοίχου

οπλισμός παδίσλου κάτω $\phi 12/15,0$ (7,53 cm²/m)
 οπλισμός παδίσλου άνω $\phi 12/20$ (5,65 m)
 οπλισμός διανομής $\phi 12/20$ (5,65 m)



Ελεγχος παδίσλου σε διάτρηση-διάτρηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Εκπορόθετα Καλύβας: C25/30-S500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Τέμνομετα αντοχής χωρίς οπλισμό διάτρησης (EC2, EN1992-1-1:1993, §4.0.2.3)
 $\sqrt{\sigma_{td}}=\sqrt{\sigma_{td,k}} \cdot (1,2+0,05 \rho_1) \cdot b_w \cdot d$, $\sqrt{\sigma_{td}}=0,30$ N/mm², $\lambda=1,0$
 $\rho_1=A_{s1}/(b_w \cdot d)=0,0001 \times 7,53/(1,00 \times 0,43)=0,0018$
 $\sqrt{\sigma_{td}}=0,30 \times 1,0 \cdot (1,2+0,05 \times 0,0018) \times 1,00 \times 0,425 \times 1000=162,18$ kN/m
 $V_{sd}=32,87$ kN/m < $\sqrt{\sigma_{td}}=162,18$ kN/m διάτρηση και ε.άτρηση OK

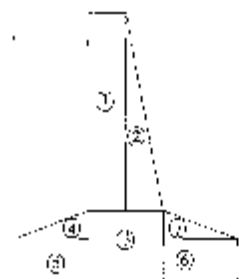
6.2.9.11. Προμέτρηση υλικών

Μπετόν ανά μέτρο μήκους 2,330 m³/m

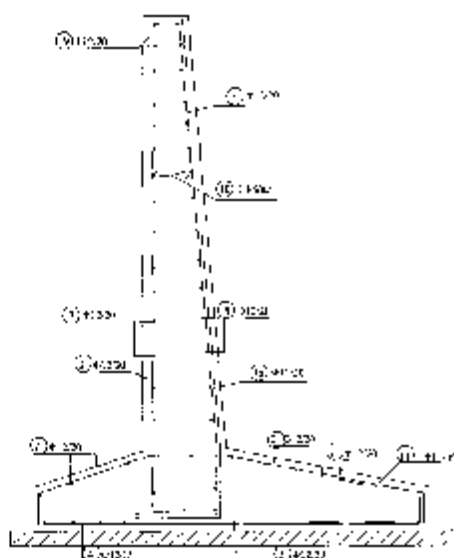
Κατάλογος σπλισμού

ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΑΤΩ ΟΠΛΙΣΜΟΥ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΡΑΒΔΟΥ	ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΕΜ.	ΜΗΚΟΣ ΤΕΜ. (m)	ΘΑΛΗΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
①		Φ12x20	5.00	2.95	15.75	0.556	17.65
②		Φ12x20	5.00	2.45	12.25	0.825	10.88
③		Φ12x20	5.00	3.30	16.50	0.828	17.31
④		Φ12x20	5.00	3.05	15.25	0.828	13.50
⑤		Φ12x15	0.27	3.06	20.00	1.626	17.70
⑥		Φ12x15	13.30	1.00	13.30	1.626	11.59
⑦		Φ12x15	13.30	1.00	14.30	1.628	11.35
⑧		Φ12x20	13.00	1.00	16.00	1.858	13.98
⑨		Φ12x20	16.70	1.00	16.70	0.988	16.49
⑩		Φ12x20	5.00	1.25	6.25	0.958	4.79
⑪		Λεπτό	3.00	0.52	1.56	0.350	1.07
⑫		Λεπτό	2.70	1.00	4.05	1.028	4.89
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ (kg/m)							144.2

Αριθμητική
σπλισμένων τσιχλών
αεροσφίξης



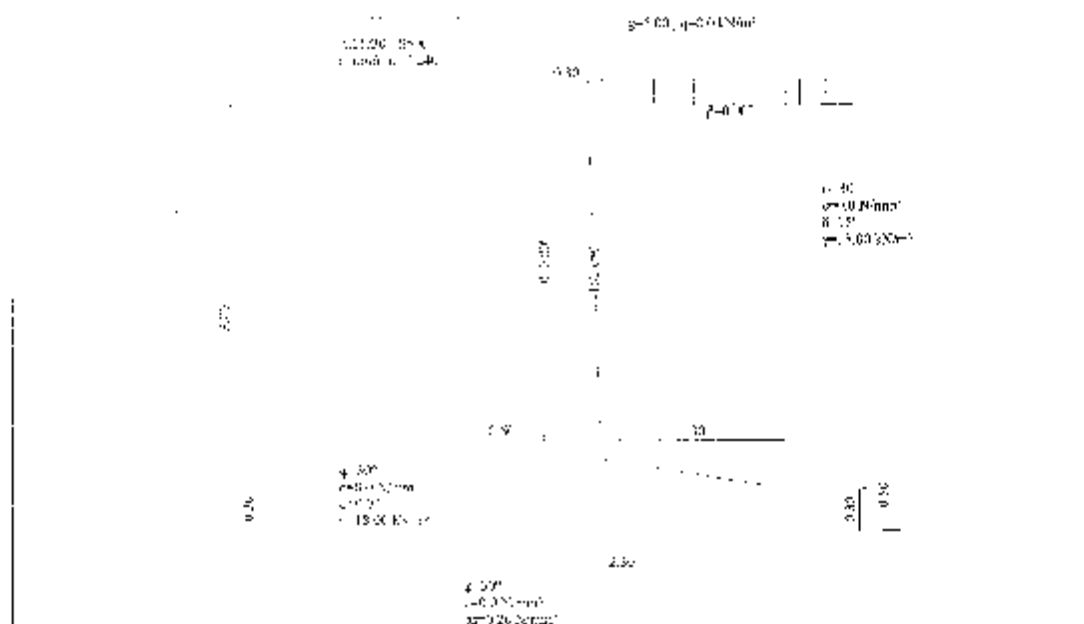
	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	0.90	0.3	0.25	0.075	0.225	0.435	0.145
Σύνολο							2.33



Τείχος οπλισμένου εκμεταλλευτού ύψους 3.0m

6.2.10. Υπολογισμός τάσεων σε οριζόντιους μ. β.β.

Τείχος αντιστάθιζτρ οπλισμένου σκυροδέματος



6.2.10.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχος από γ=20.00 kN/m³ και φ=30°, H=3.000 m

Μον. Πλάτ. Α Β = 1.000 + 0.600 m
 Αξία κλίσης α β = 1.300 m γ = 20.00 kN/m³

Περίληψη εδάφους

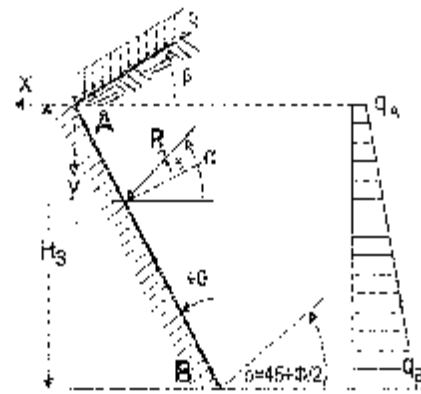
- Τύπος εδάφους :
- Τ. δ. εκ. 20.00 kN/m³ (για εδάφος) γ = 20.00 kN/m³
- 2.0.κο. ύψος κορυφών από κορυφή γκ = 20.00 kN/m³
- 2.0.κο. ύψος βάσης γβ = 15.00 kN/m³
- Πάνω κ. κορυφών από κορυφή από κλίση α = 30.00°
- κ. κλίση από α. κ. κλίση από βάσης φ = 30.00°
- Πάνω κ. κλίση από κορυφή από κλίση β = 30.00°
- Πάνω κ. κλίση από βάσης από κλίση β = 30.00°
- Πάνω κ. κλίση από βάσης από κλίση β = 15.00°

Φορτίε επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιομορφο από κορυφή q = 40.00 kN/m²
- Ομοιομορφο κλίση φορτίε q' = 15.00 kN/m²

Θέση επίθεσης της ώθησης οπλισμού

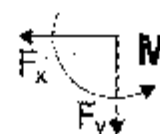
- Πάνω κ. επίθεσης οπλισμού από κορυφή α = 15.000 = 10.00°
- Επίθεσης οπλισμού από βάσης αβ = 0.000
- Θέση γαιών από βάσης αβγ = 15.00°



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

Μόνιμες δράσεις

Ωθήση (πίεση) στην κορυφή (y-y₀=0 m) q₀= 1.50 kN/m²
 Ωθήση (πίεση) στην βάση (y-y₀= 3.000 m) q_B= 17.75 kN/m²
 Ωθήση (δύναμη) γαιών P₀=k₀q₀=0.3; P= 38.88 kN/m εκ κορυφής φ=13.05°
 Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y, P_{ax}= 27.90 kN/m, P_{ay}= 7.47 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x^{*}=1.300 m, y=1.922 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -63.33 kNm/m

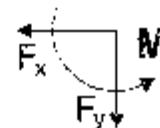


Εξολογαζόμενες δυνάμεις κα. ροπών

Εξολογαζόμενες στο κάτω σημείο Β (x=-1.300 m, y=3.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Εξολογαζόμενη οριζόντια ώθηση γαιών P_{ax}= 27.90 kN/m
 Εξολογαζόμενη κατακόρυφη ώθηση γαιών P_{ay}= 7.47 kN/m
 Εξολογαζόμενη ροπή ώθησης γαιών M_z= - 30.08 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Εξολογαζόμενη οριζόντια ώθηση γαιών P_{ax}= 0.00 kN/m
 Εξολογαζόμενη κατακόρυφη ώθηση γαιών P_{ay}= 0.00 kN/m
 Εξολογαζόμενη ροπή ώθησης γαιών M_z= 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Εξολογαζόμενη οριζόντια υδροστατική δύναμη P_{wx}= 0.00 kN/m
 Εξολογαζόμενη κατακόρυφη υδροστατική δύναμη P_{wy}= 0.00 kN/m
 Εξολογαζόμενη ροπή υδροστατικής δύναμης M_{wz}= 0.00 kNm/m

Μειωτικές δυνάμεις (ΕΟΒ, ΕΠΝ1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος μειωτικός συντελεστής α_h=0.24/2.00=0.120 (ΕΟΒ, ΕΠΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Βεβαιωμένος σεισμ. κός συντελεστής α_v=0.24*2.04=0.490 (ΕΟΒ, ΕΠΝ1998-5:1994, §9.3.2.1.1)

Υπόθεση Κοσοβόε-Okabe (ΕΟΒ, ΕΠΝ1998-5:1994, Παράρτ. Β)

γνώση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοίχος με ανεπίδραση) (ΕΠΝ 998-5, Παράρτ. Β) $K_E = \frac{\cos^2(\phi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\theta \cos(\theta+\omega+\phi) + \frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\omega-\theta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}}$
 κ=στατική/(1-α_v)=στατική/(1-0.490)= 7.28°
 Συντελεστής αντίρρησης ώθησης Κοσοβόε-Okabe, K₀= 0.330
 Παράδειγμα ώθησης γαιών λόγω σεισμού ξ=10.390/0.300=1= 0.250

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού P_x=27.90*0.296=8.26 kN/m

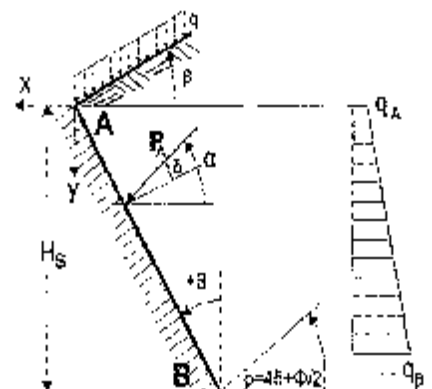
6.2.10.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από y=2.200 m έως y=3.000 m, z=0.800 m

Σημείο Α x= 0.000 m y= 2.200 m
 Ύψος σημείο Β x= 0.300 m y= 3.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Τυπικό βάρος ήμερο εδάφους γ=18.00 kN/m³
 ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_κ=23.00 kN/m³
 ειδικό βάρος νερού γ_κ=20.00 kN/m³
 Ραγ. α τριγωνικής ταβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συντετακτικού ήταρ (εδάφους) α=0.000 kN/mm²
 Ραγ. α επιπέδου εδάφους σε οριζόντιο β= 0.00°
 Ραγ. α κεντρ. τμήμα τοίχου με κατακόρυφο β= 0.00°
 Ραγ. α τριγών. μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 0.00°



Βάρος επίχωσης

Ίδιο βάρος επίχωσης ανα μέτρο $\gamma_3=37.80 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίχωσης $x=0.740 \text{ m}$, $y=1.250 \text{ m}$

Υλικά τοίχου

Ανοξυμενέ Σκυροδέμα-Χαλύβας: C20/30-S400, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ112, 94.1.3.3)
 Ξηρότερο Σκυροδέμα-Χαλύβας: C20/30-S400, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ112, 94.1.3.3)

Επιστημικοί συντελεστές

Ανηγήνη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha=0.24$ (ΠΟΣ, ΕΝ1998-1:1994, 94.2.2)
 Κατάλληλη συντελεστής συμπεριφοράς $\eta=2.00$ (ΠΟΣ, ΕΝ1998-1:1994, 94.3.3.3)
 Σεισμικός συντελεστής $\beta=0.24/0.00-0.100$ (ΠΟΣ, ΕΝ1998-5:1994, 97.3.3.2)
 Κατοκράτους σεισμικός συντελεστής $\alpha_0=0.25 \cdot 0.24=0.060$ (ΠΟΣ, ΕΝ1998-5:1994, 97.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wx} = 45.88 \times 0.060 =$	2.75 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wy} = 45.88 \times 0.060 =$	2.75 kN/m
Οριζόντια δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wx3} = 57.80 \times 0.120 =$	6.94 kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού επίχωσης	$F_{wy3} = 57.80 \times 0.060 =$	3.47 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Στάση θεμελίωσης, Δυσμενής = 1.30, Ευμενής = 1.00
 Στάση μεμβράνης, Δυσμενής = 1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, ταφή=1.00, $\alpha=1.00$, $\eta=1.00$, $\eta_0=1.00$
 Ατυχηματ. κέρ. καταστάσεις = 1.00

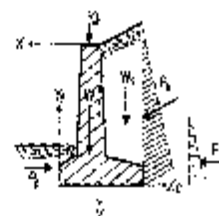
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση $c_u=0.70 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής ταψήφ=0.577
 Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$

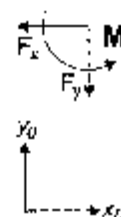
6.2.10.4. Ελέγχος ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

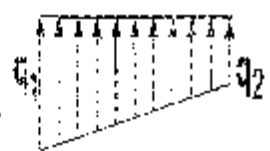
Τύπος	γ	$y_1 - y_2$	Δύναμη F_x [kN/m]	Δύναμη F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Κατακόρυφη ώθηση γαιών P_0	$\alpha 1.35$	0.00- 3.00	37.67	10.08	-1.000	1.933
Ποθητική ώθηση γαιών P_0	$\alpha 1.00$	2.20- 3.00	-17.28	0.00	0.300	2.753
Βάρος τοίχου W	$\alpha 1.00$		0.00	45.88	-0.053	2.082
Βάρος επίχωσης W_3	$\alpha 1.00$		0.00	37.60	-0.760	1.250
Μόνιμο φορτίο επίχωσης W_{ar}	$\alpha 1.00$		0.00	6.40	0.760	0.000

**Ελέγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)**

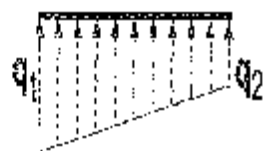
Τύπος	γ	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Κατακόρυφη ώθηση γαιών P_0	$\alpha 1.35$	0.00- 3.00	37.67	0.00	2.200	2.000	18.43
Βάρος τοίχου W	$\alpha 1.00$		0.00	45.88	0.932	0.918	-43.67
Βάρος επίχωσης W_3	$\alpha 1.00$		0.00	37.60	1.660	1.750	-95.62
Μόνιμο φορτίο επίχωσης W_{ar}	$\alpha 1.00$		0.00	6.40	1.000	3.000	-10.62
			Συνολικά	18.43			151.14



Συνολο κατακόρυφων επιβάρυνση = 119.16 kN/m
 Εμβαδο επί θεμελίωσης προς άνω άκρο = 17.14 m²
 Συνολο οριζ. επιβάρυνση (Q1+Q2) = 2.47 kN/m
 Εκκεντροτητα = 2.00/119.16 kN/m / 119.16 kN/m = 2.300/8=0.288m
 Τάση, εφάρμογ. = 119.16 kN/m / 17.14 m² = 6.95 kN/m²
 Συνολο πλάτος Υπερήλ. = 2.00 m (S1997-1-1:1997, p.11) = 2.300-2x0.154= 2.192 m
 Εφάρμογ. τάση (επί θεμελίωσης) = 119.16 kN/m / 17.14 m² = 6.95 kN/m²
 Εφάρμογ. επιβάρυνση (επί θεμ. κ. επί 4m πλάτος) = 6.95 kN/m²

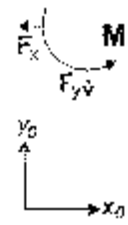


Βάρυχος περίστροφος με 3.5m πλάτος βάρος (μονοκ.)-1.50k(κ.κινητό κομμάτι)
 Συνολο κατακόρυφων επιβάρυνση = 150.40 kN/m
 Εμβαδο επί θεμ. προς άνω άκρο = 17.14 m²
 Συνολο οριζ. επιβάρυνση (Q1+Q2) = 2.77 kN/m
 Εκκεντροτητα = 2.00/150.40 kN/m / 150.40 kN/m = 2.300/8=0.288m
 Τάση εφάρμογ. = 150.40 kN/m / 17.14 m² = 8.77 kN/m²
 Βασικό μήκος εφάρμογ. = 2.00 m (S1997-1-1:1997, p.11) = 2.300-2x0.011 = 2.278 m
 Εφάρμογ. τάση (επί θεμ. κ. επί 4m πλάτος) = 150.40 kN/m / 17.14 m² = 8.77 kN/m²
 Εφάρμογ. επιβάρυνση (επί θεμ. κ. επί 4m πλάτος) = 8.77 kN/m²



Βάρυχος αλληλίου άξονα (ΠΕΤ, ΕΣΥ1997-1-1:1997, 48.6.3)
 Διακροτή επί πλάτος πλάτος προς άνω άκρο = 17.14 m (x=0.900,y=3.000 m)

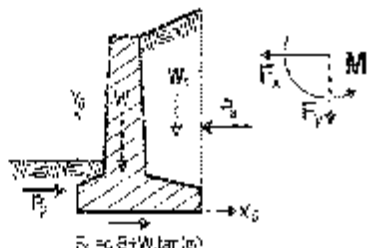
Όνομα	x1	y1	x2	y2	Fx	Fy	x0	y0	Qx	My
					[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kNm/m]
Κατακόρυφη επιβάρυνση	0	0	100	0	150.40	0.00	0.000	11.070	10.61	22.15
Βάρος τοίχου	0	0	0	10	0.00	15.00	0.950	0.518	0.00	13.87
Βάρος εφάρμογ.	0	0	0	0	0.00	51.60	1.550	0.722	0.00	55.60
Βάρος οριζ. επιβάρυνση	0	0	0	0	0.00	0.00	1.000	0.000	0.00	11.62
							10.950		10.61	112.04



Συνολο βάρος εφάρμογ. = 6.95 kN/m²
 Εμβαδο επί θεμ. κ. επί 4m πλάτος = 17.14 m²
 Βάρυχος επί εφάρμογ. = 6.95 kN/m² * 17.14 m² = 119.16 kN

Βάρυχος κατακόρυφος άξονα (ΠΕΤ, ΕΣΥ1997-1-1:1997, 48.6.3, 46.5.3)

Όνομα	x1	y1	x2	y2	Fx	Fy
					[kN/m]	[kN/m]
Κατακόρυφη επιβάρυνση	0	0	0	10	0.00	15.00
Βάρος εφάρμογ.	0	0	0	0	0.00	17.00
Βάρος τοίχου	0	0	0	10	0.00	15.00
Βάρος εφάρμογ.	0	0	0	0	0.00	57.60
Μονοκ. βάρος τοίχου	0	0	0	0	0.00	6.60
					0.00	119.96

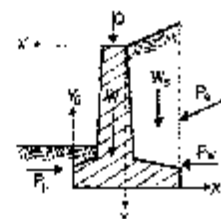


Τάση εφάρμογ. = 6.95 kN/m² / 1.00 = 6.95 kN/m²
 Συνολο κατακόρυφη = 6.95 kN/m² * 17.14 m² = 119.16 kN
 Βάρος εφάρμογ. = 17.00 kN/m
 Συνολο κατακόρυφη = 119.16 kN/m
 Βάρυχος επί εφάρμογ. = 6.95 kN/m² * 17.14 m² = 119.16 kN

6.2.10.5. Αντίστροφο βάρος (ΠΕΤ, ΕΣΥ1997-1-1:1994)
 Βάρυχοι κατακόρυφος άξονα (ΠΕΤ, ΕΣΥ1997-1-1:1994)

Δυνάμεις (ενέργειας κα. αντίστασης) αποκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δυνάμεις Fx [kN/m]	Δυνάμεις Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική όψηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.00	27.90	7.47	-1.300	1.500
Πάθητική όψηση γαλόν	Pp κ0.50	2.20- 3.00	-8.64	0.00	0.300	2.733
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	43.38	-0.052	2.332
Βάρος επίχωσης	Wa κ1.00		0.00	57.50	-0.760	1.950
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00		0.00	8.00	0.760	0.000

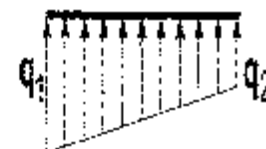


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fz [kN/m]	Fv [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Μο= [kNm/m]
Ενεργητική όψηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.00	8.78		2.200	1.078	8.90
Βάρος τοίχου	W κ1.00		5.50	-2.75	0.952	0.918	7.67
Βάρος επίχωσης	Ws κ1.00		6.91	-3.45	1.660	1.750	17.84
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00		0.77	-0.38	1.660	3.000	2.94
			Σύνολο=	-6.91			34.41

Ελέγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική όψηση γαλόν	Pa κ1.00	0.00- 3.00	36.18	7.47	2.200	1.078	22.55
Βάρος τοίχου	W κ1.00		5.50	43.13	0.952	0.918	-36.00
Βάρος επίχωσης	Ws κ1.00		6.91	54.14	1.660	1.750	37.78
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wapκ1.00		0.77	6.02	1.660	3.000	-7.68
			Σύνολο=	110.35			-90.91



Δυνάμεις κατακόρυφων δυνάμεων = 110.35 kN/m
 Δυνάμεις οριζ. ως προς γ. προσή. σημείο = -90.91 kN/m
 Δυνάμεις οριζ. ως προς πίσω βάσεις = 28.48 kN/m
 Ελέγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Επικεντρώση = 0.46/110.35=0.42 < α= 2.300/8=0.288
 Τύπος εδάφους σ1=0.080 N/mm² σ2=0.018 N/mm²
 Ρυθμός πλάτους θεμελίου (EC7, ENV1997 1-1:1997, B.1): L=2.300-2x0.25/= 1.788 m
 Φέρουσα ικανότητα α. Οριζ. δύναμη Rd=1.788x(1.00x0.20)/1.1= 357.20 kN/m
 Ελέγχος φέρουσας ικανότητας αd=110.35 < αd=357.20 kN/m αντίθετα.

Ελέγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=1,y0=0) (x=0.200,y=3.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Μο1 [kNm/m]	Μο2 [kNm/m]
Ενεργητική όψηση	Pa κ1.00	0.00- 3.00	36.18	7.47	2.200	1.078	23.93	16.43
Βάρος τοίχου	W κ1.00		5.50	43.13	0.952	0.918	7.67	43.87
Βάρος επίχωσης	Ws κ1.00		6.91	54.14	1.660	1.750	17.84	95.62
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wapκ1.00		0.77	6.02	1.660	3.000	2.94	10.62
				Σύνολο=			53.45	166.54

(Μο1 οριζ. δύναμη λόγω κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθεται στις ροπές ανατροπής)

Ελέγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=0) (x=0.200,y=3.000 m)

Δυνάμεις οριζ. ανατροπής = 57.43 kN/m
 Δυνάμεις οριζ. εντάθεσης = 188.34 kN/m
 Ελέγχος σε ανατροπή Μοd= 67.43 < Μο= 188.34 kN/m αντίθετα.

Έλεγχος καταπόνη λόγω διάτμησης (ΕΟΚ, ΕΝΣ1997-1-1:1997, §§6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τύπος	Υψος	γ	γ_d	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}/V_{Rd}
Βασική καταπόνηση λόγω διάτμησης	0.00	1.00	1.00	36.00	6.00	6.00
Πρόσθετη καταπόνηση λόγω διάτμησης	0.00	1.00	1.00	0.00	8.64	0.00
Βάρος τοίχου	0.00	1.00	1.00	5.60	0.00	43.18
Βάρος επίστευσης	0.00	1.00	1.00	6.97	0.00	14.14
Μόνιμο φορτίο επίστευσης	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	8.02
				Σύνολο	8.64	113.75

Έλεγχος καταπόνη λόγω διάτμησης (ΕΟΚ, ΕΝΣ1997-1-1:1997, §§6.3, §6.5.3) (ΕΟΚ, ΕΝΣ1998-5:1994)

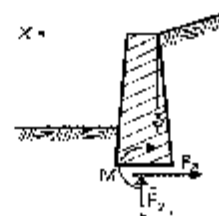
Ποσότητα σκυμάλου ανά μ.τ.μ. $f_{ctd} = 110 \text{ kN/m}^2$
 Διεύθυνση συνδυασμού καταπόνησης $\theta = 49.04^\circ$
 Εύρημα συνδυασμού καταπόνησης $\mu = 0.20$ (ΕΚΩΣ ΔΕ/Σ. ΠΑΚ 5.2.3)
 Έλεγχος με μέθοδο Eurocode 2 με $\mu = 0.20$ $f_{ctd} = 110.18 \text{ kN/m}^2$ σύμφωνα

6.2.10.6. Έλεγχος αντοχής επί καταπόνησεων κόμης τοίχου

Φόρτιση 1.35x(μόνιμο φορτίο) + 1.00x(μεταβλητό φορτίο) + 1.50x(κινητά δυνάμεις)

Δυνάμεις που ενεργούν λόγω διάτμησης στον κόμμη του τοίχου

Y [m]	h [m]	F ₁ [kN/m]	F ₂ [kN/m]	F ₃ [kN/m]
0.00	0.000	1.88	0.00	0.00
1.00	0.999	5.49	8.64	0.00
1.50	0.999	10.98	8.64	0.00
2.00	0.999	16.47	8.64	10.98
2.50	0.999	21.96	8.64	21.96



Έλεγχος κόμης τοίχου με μέθοδο με ΕΟΚ, ΕΝΣ1992-1-1:1992

Καταπόνηση λόγω διάτμησης $V_{Ed} = 36.00$ σύμφωνα με τις προδιαγραφές (ΕΝΣ1992, §6.1.3.3)

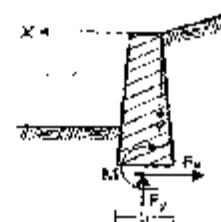
Y [m]	h ₀ [m]	F ₁ [kN/m]	F ₂ [kN/m]	F ₃ [kN/m]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	V_{Ed}/V_{Rd}	$A_{s,req}$ [cm ² /m]	$A_{s,prov}$ [cm ² /m]
0.00	0.00	1.88	0.00	0.00	36.00	7.27/20.0	2.92	0.00	7.27
1.00	0.99	5.49	8.64	0.00	36.00	7.27/20.0	2.92	0.03	7.27
1.50	0.99	10.98	8.64	0.00	36.00	7.27/20.0	2.92	0.23	7.27
2.00	0.99	16.47	8.64	0.00	36.00	7.27/20.0	2.92	0.50	7.27
2.50	0.99	21.96	8.64	21.96	36.00	7.27/20.0	2.92	0.78	7.27

6.2.10.7. Έλεγχος αντοχής επί καταπόνησεων κόμης τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(μόνιμο φορτίο) + 1.00x(μεταβλητό φορτίο) + 0.70x(κινητά) + 1.00x(σεισμός)

Δυνάμεις που ενεργούν λόγω διάτμησης στον κόμμη του τοίχου (με σεισμό)

y m	h m	Σz [kN/m]	Σy [kN/m]	Σ [kNm/m]
0.50	0.320	4.10	4.37	1.15
1.00	0.340	8.77	9.47	4.64
1.50	0.360	15.88	16.29	11.21
2.00	0.380	25.60	21.83	21.78
2.50	0.400	38.21	29.10	37.23



Ελεγχος κόρμου τοίχου σε κόρμη με EC2, EN1992-1-1:1993 (με σκισμό)

Σκυρόδεμα Χάυμαρι: C25/30 S500 Έπιπέδαση διατομής: 30 mm (EN1992, §4.1.1.3)

y [m]	Σsd [kN/m]	Σed [kN]	d [cm]	Σd	ξ	σ_c/σ_{ck}	κ_0	κ_1 [cm ² /m]	ελαχ. σπλ. [cm ² /m]
0.50	1.18	-6.57	29.0	21.87	0.01	0.3/25.0	2.31	0.04	(3.20)
1.00	4.64	-9.47	31.0	12.70	0.02	0.4/25.0	2.32	0.23	(3.40)
1.50	11.27	-15.78	33.0	8.98	0.03	0.6/25.0	2.32	0.60	(3.60)
2.00	21.78	-21.53	35.0	6.96	0.04	0.8/25.0	2.33	1.18	(3.80)
2.50	37.23	-29.10	37.0	5.70	0.05	1.1/25.0	2.34	2.00	(4.00)

6.2.10.8. Οπλισμοί Κόρμου τοίχου

οπλισμοί εσωτερικής παρατιάς τοίχου $\phi 12/17.5$ (6.46cm²/m)
οπλισμοί διανομής $\phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)

οπλισμοί εξωτερικής παρατιάς τοίχου $\phi 12/17.5$ (6.46cm²/m)
οπλισμοί διανομής $\phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)



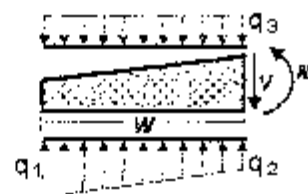
Ελεγχος κόρμου σε διάτμηση με EC2, EN1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα Χάυμαρι: C25/30-S500 Έπιπέδαση οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.1.3)
Η κατασκευή του τοίχου θεωρείται κίβωτο γωνιακή, άρα η μεταβολή της διατομής της δύναμης είναι παραβλεπόμενη. Η μεταβολή της διατομής του κόρμου είναι γωνιακή, άρα η δυσμενέστερη θέση για έλεγχο εφελκυσμού είναι στο κάτω μέρος του κόρμου.

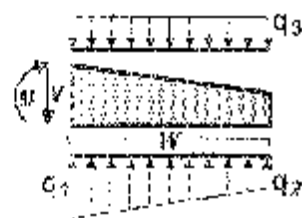
$\Sigma sd=26.99$ kN/m, Σed (ισοιστάρι)= -36.21 kN/m, $\Sigma ed=29.10$ kN/m
 $\Sigma d1=11+d \cdot k_1 \cdot (1.2+0.9r_1) \cdot 0.15 \sigma_{cp}^2$ [kN/cm], $\sigma_{cp}=0.30$ N/mm², $k_1=1.0$
 $r_1=As_1/(b \cdot d_1)=0.0001 \text{ k}^2 \cdot 65 / (1.00 \cdot 0.37) = 0.0015$
 $\sigma_{cp}=\Sigma ed / \Sigma d = 0.001 \text{ kN} / \text{cm}^2 \cdot 10^4 / (1.00 \cdot 0.40) = 0.025$ N/mm²
 $\gamma \cdot d^3 = 0.20 \cdot 0.40^3 \cdot (1.2+40 \cdot 0.0015) = 0.15 \text{ kN} \cdot 0.0731 = 0.37 \text{ kN} \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 140.90$ kN/m
 $\Sigma sd=36.21$ kN/m < $\Sigma d1=140.99$ kN/m διάτμηση OK

6.2.10.9. Έλεγχος κπάρκειας διαστάσεων πεδίου και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίου τοίχου με EC2, EN1992-1-1:1993
Έλεγχος μόνον ως απροσδόκ $\kappa=0.900$ m πάχος $\gamma=0.300$ m
Συνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 158.47 kN/m
Συνολο οριζόντων προς μέσον βάσεων = -1.77 kN/m
 $\sigma_1=0.371$ N/mm², $\sigma_2=0.070$ N/mm², $\sigma_3=0.800$ m
πίεση άνω από επίχωμα και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.613$ N/mm²
 $\mu=10.45$ kN/cm, $V=39.72$ kN/m
 γ σε διάτμηση $h=42$ cm γ ό πλάτος= 10.34 kN/m
 $\Sigma ed=10.15$ kN/cm, $\Sigma sd=10.34$ kN/cm



Οπίσθιος άκροβύθρος (με κλάση αντοχής S1100)
 Κλίση: 1:100, μήκος: 10,00 μ, βάρος: 0,30 kN/m
 Μόνωση: 100 mm (0,10 m), κλάση: K100, κλάση: K100
 Εμβαδό ροής: 0,30 m², κλάση: K100, κλάση: K100
 σ₁ = 0,00 N/mm², σ₂ = 0,00 N/mm², κλάση: K100
 πίεση από απόκλιση: 0,00 N/mm² (από κλάση: K100)
 M = 0,10 kNm, V = 0,00 kN
 V σε απόκλιση: 0,00 N/mm², κλάση: K100
 M σε απόκλιση: 0,00 kNm, κλάση: K100



Κλίση: 1:100, μήκος: 10,00 μ, βάρος: 0,30 kN/m (συνολικό)
 Εμβαδό και μόνωση: 0,30 m², κλάση: K100
 Εμβαδό ροής: 0,30 m², κλάση: K100
 σ₁ = 0,00 N/mm², σ₂ = 0,00 N/mm², κλάση: K100
 πίεση από απόκλιση: 0,00 N/mm² (από κλάση: K100)
 M = 0,10 kNm, V = 0,00 kN
 V σε απόκλιση: 0,00 N/mm², κλάση: K100
 M σε απόκλιση: 0,00 kNm, κλάση: K100

Κλίση: 1:100, μήκος: 10,00 μ, βάρος: 0,30 kN/m (συνολικό)
 Εμβαδό και μόνωση: 0,30 m², κλάση: K100
 Εμβαδό ροής: 0,30 m², κλάση: K100
 σ₁ = 0,00 N/mm², σ₂ = 0,00 N/mm², κλάση: K100
 πίεση από απόκλιση: 0,00 N/mm² (από κλάση: K100)
 M = 0,10 kNm, V = 0,00 kN
 V σε απόκλιση: 0,00 N/mm², κλάση: K100
 M σε απόκλιση: 0,00 kNm, κλάση: K100

ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΑΛΙΩΣΗΣ ΕΝΤΕΡΩΝ ΣΤΕΦΑΝΙΩΝ

Σκορόδεμα: 12,5 mm (12,5 mm) απόκλιση: 12,5 mm (EN1992, 94.1.3.3)
 M₁₂ = 0,10 kNm, V₁₂ = 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100, Δσ = 0,61 cm²/m
 M₁₂ = 0,10 kNm, V₁₂ = 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100, Δσ = 0,61 cm²/m
 Ελάχιστος: 0,61 cm²/m (0,61 cm²/m)

5.2.10.10. Πλάτη (12,5 mm) απόκλιση: 12,5 mm

Οπίσθιος άκροβύθρος (με κλάση αντοχής S1100)
 Οπίσθιος άκροβύθρος (με κλάση αντοχής S1100)
 Οπίσθιος άκροβύθρος (με κλάση αντοχής S1100)



ΕΛΕΓΧΟΣ ΠΛΑΤΗΣ ΑΠΟΚΛΙΣΗΣ ΕΝΤΕΡΩΝ ΣΤΕΦΑΝΙΩΝ

Σκορόδεμα: 12,5 mm (12,5 mm) απόκλιση: 12,5 mm (EN1992, 94.1.3.3)
 Τμήματα: 12,5 mm (12,5 mm) απόκλιση: 12,5 mm (EN1992, 94.1.3.3)
 V₁₂ = 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100, Δσ = 0,61 cm²/m
 σ₁ = 0,00 N/mm², σ₂ = 0,00 N/mm², κλάση: K100
 V₁₂ = 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100, Δσ = 0,61 cm²/m
 V₁₂ = 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100, Δσ = 0,61 cm²/m

5.2.10.11. Πλάτη (12,5 mm) απόκλιση: 12,5 mm

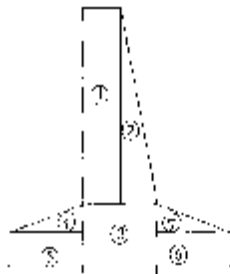
Μηδέν: 0,00 kN, κλάση: K100, κλάση: K100

Κατάλογος οπλισμού

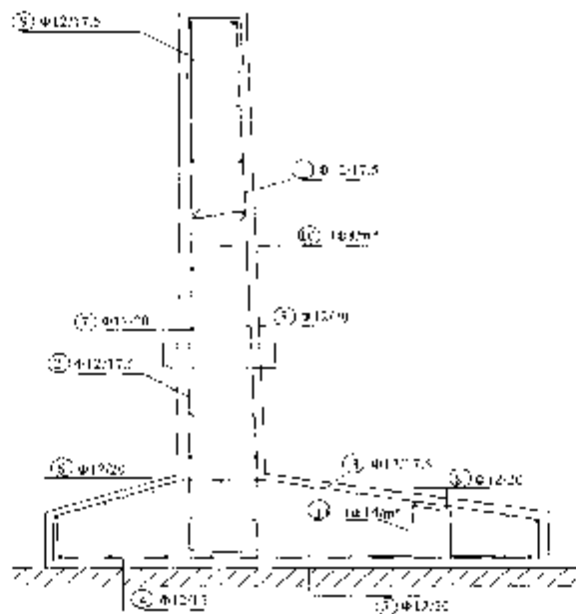
ΑΝΑΛΙΠΤΙΚΑ ΣΧΗΜΑΤΑ

Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΠΑΡΑΛΟΓ	ΟΠΑΡΜΟΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΕΜ	ΜΕΓΕΘΣ ΤΕΜ (m)	ΟΛΙΚΟ ΜΠΕΣΟΣ (kg)	ΟΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
1		Φ12/30	5.74	2.30	13.13	0.898	17.51
2		Φ12/30	5.74	2.30	13.13	0.898	17.25
3		Φ12/30	6.73	2.40	15.74	1.448	2.43
4		Φ12/30	6.67	2.20	17.33	0.933	13.20
5		Φ12/30	11.50	1.00	11.50	0.898	10.31
6		Φ12/30	11.50	1.00	11.50	0.898	10.11
7		Φ12/30	11.50	1.00	11.50	0.898	10.36
8		Φ12/30	15.50	1.00	15.50	0.933	13.76
9		Φ12/30	11.73	0.52	7.14	0.898	6.44
10		Φ12/30	2.12	0.10	2.12	0.395	0.15
11		Φ12/30	3.35	0.20	3.76	1.328	2.94
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΔΙΑ ΜΕΤΡΙΚΕΤΟΣ (kg/m)							121.67

Αρίθμηση οπλισμένων τοίχων αντίστοιχης



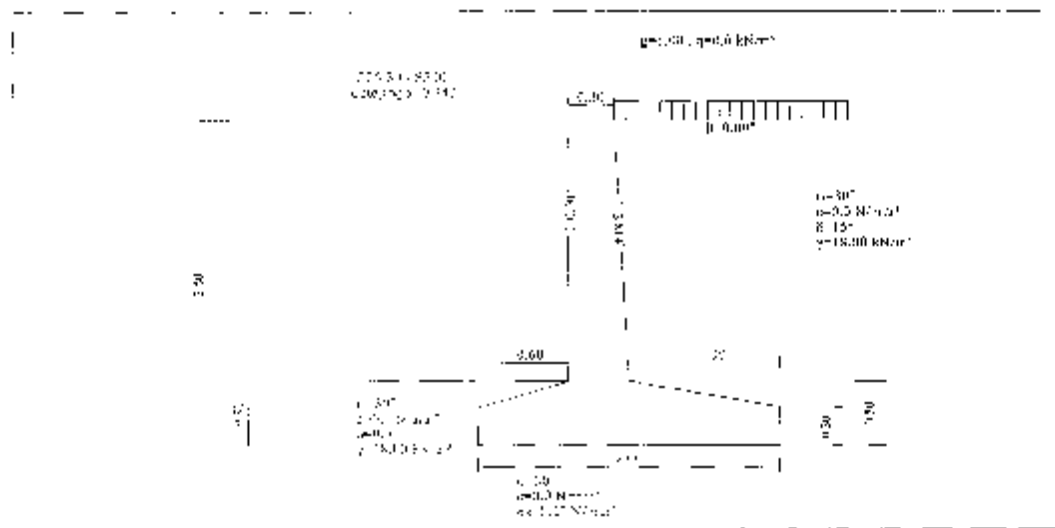
	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	0.75	0.125	0.20	0.06	0.18	0.39	0.13
Συνολικό							1.835



Τείχος οπισθόκλιμου ημιορθόγωνου ύψους 2.5m

6.2.11. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T2.9

Τείχος οπισθόκλιμο ημιορθόγωνο οπισθόκλιματος



6.2.11.1. Υπολογισμός αναρτητικής δύναμης γαιών κατά Coulomb
 Τμήμα τείχος από γ=0.000 m έως γ=2.500 m. Η=2.50 m

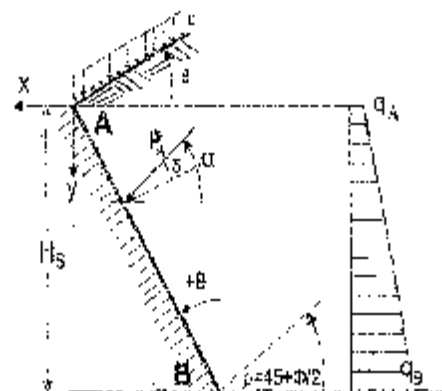
Από σημείο A x= 1.000 m γ= 0.000 m
 Κάτω σημείο B x=1.500 m γ= 2.500 m

Ιδιότητες εδάφους

- τύπος εδάφους :
- κρίσιμο βάρος ξηρού εδάφους γ=18.00 kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γα=23.00 kN/m³
- Ειδικό μέτρο ελαστικότητας γμ=10.00 kN/m²
- Γωνία κορυφαίας τριβής του εδάφους φ=30.00°
- Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.000 kN/m²
- Γωνία αποκόλλησης εδάφους με οριζόντιο θ= 0.00°
- Γωνία παρεπείθεσης με κατακόρυφο β= 0.00°
- Γωνία τριβής μεταξύ τείχους κ εδάφους δ=15.00°

- Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
- Ομοιόμορφο μέγιστο φορτίο στην κορυφή q1= 0.00 kN/m²
- Ομοιόμορφο μικρότερο φορτίο στο γ κρημνισμό q2= 0.00 kN/m²

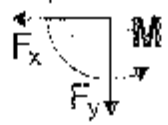
- Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
- Γωνία αποκόλλησης ολίσθησης φ=φ+δ/0.50= 45.00°
- Συντελεστής αναρτητικότητας επί της ζα= 0.307
- Ωθηση γαιών από (φ,δ) γ(φ)-φδ=18.00 kN



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

Μόνωση δαπέδου

Πέδη (1) από γκρι χαλύβδινο σίδηρο $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 1 \text{ m}^2/25 \text{ mm}^2$
 Πέδη (2) από γκρι χαλύβδινο σίδηρο $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 15 \text{ cm}^2/25 \text{ mm}^2$
 Ορόση (3) από γκρι χαλύβδινο σίδηρο $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 15 \text{ cm}^2/25 \text{ mm}^2$ $\alpha = 15^\circ$
 Πέδη (4) από γκρι χαλύβδινο σίδηρο $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 15 \text{ cm}^2/25 \text{ mm}^2$ $\text{Pa}_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$
 Σημ. 1ο ορόσηφο (3) ορόσηφο σπέρσεως $\text{Pa} = 0.01 \text{ m}^2$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$
 Ροπή κάμψης από το φορτίο $\text{Pa}_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$



Εύρεση Βελτιστοποιημένης λύσης

Διαστάσεις Πέδη (1) από γκρι χαλύβδινο σίδηρο $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 1 \text{ m}^2/25 \text{ mm}^2$
Μόνωση δαπέδου
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$



Μεταβλητές Διαστάσεις

Συνολική απόσταση από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$

Υπόθεση από βελτιστοποίηση

Συνολική απόσταση από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$

Επισημώσεις σχετικά με τους κανονισμούς που ισχύουν για την Εργασία 21

Οι γωνίες α και β είναι οι γωνίες που σχηματίζονται με τον οριζώντιο άξονα $\alpha = 15^\circ$, $\beta = 15^\circ$ (EN1998-5:1394, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφο φορτίο $\text{Pa}_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ (EN1998-5:1394, §7.3.2.2)

Μέθοδος με τη μέθοδο των ελαστικών μελών (EN1998-5)

για ετήσιο σεισμό σύμφωνα με τον κανονισμό EN1998-5
 (το φορτίο $\text{Pa}_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$)
 $\omega = 0.25$ $\alpha = 0.125 / (1 - 0.0175) = 0.128$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Συνολική απόσταση από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$

Μόνωση δαπέδου

Ροπή κάμψης από το φορτίο $\text{Pa}_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$ $\gamma_{\text{gr}} = 1.15 \text{ kN/m}^2$

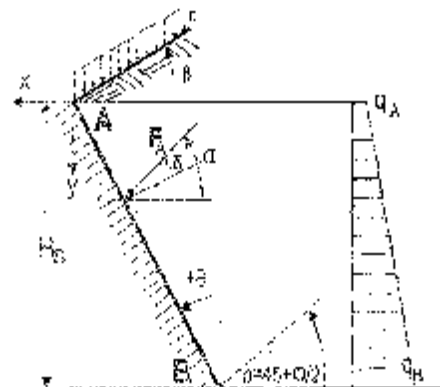
6.2.11.3. Μεταβλητές Διαστάσεις για την Εργασία 21 (Επισημώσεις)

Τύπος απόστασης από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$

Από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$

Ισχύουσες Διαστάσεις

Τύπος απόστασης από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (5) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.05 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (3) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.88 \text{ kN/m}^2$
 Τύπος απόστασης από ορόσηφο (4) $\text{Pa}_{\text{gr}} = 0.15 \text{ kN/m}^2$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
 Ομοιόμορφο οριζόντιο φορτίο στην κορυφή q₁ = 0.00 kN/m²
 Ομοιόμορφο κεντρικό φορτίο στην κορυφή q₂ = 0.00 kN/m²

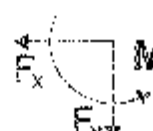
Πόση σύρσης με θάλατο βελόνες
 Πυκνότητα βελόνων q_{st} = 0.002 kg/m³ (q_{st} = 0.002 kg/m³)
 Συντελεστής πρόσδεσης βελόνων, k_{tr} = 1.000
 Κλίση γωνίας κλίσης βελόνων γ_{tr} = 0.000 rad

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

Κόστος βρόσκου
 Βήμα (βήματα) στην οριζόντιο (γ_{br}) = 0.00 m (q_{br} = 0.00 kN/m²)
 Βήμα (βήματα) στην κάθετη (γ_{br}) = 0.800 m (q_{br} = 0.00 kN/m²)
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°
 Βήμα (βήματα) στην διαγώνια (q_{br}) = 17.28 kN/m με γωνία α = 0.00°



Συνολικά φορτία και κόστη
 Συνολικό φορτίο στο άνω άκρο B (q₁) = 0.000 kN, γ₁ = 0.00 m
 Κόστος βρόσκου
 Συνολικό οριζόντιο φορτίο q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολικό κεντρικό φορτίο q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολικό ποσό βρόσκου q_{br} = 0.00 kN/m



Μεταβατικές βροστές
 Συνολική οριζόντιο βροστική δύναμη q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολική κεντρική βροστική δύναμη q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολική ποσό βροστικής δύναμης q_{br} = 0.00 kN/m

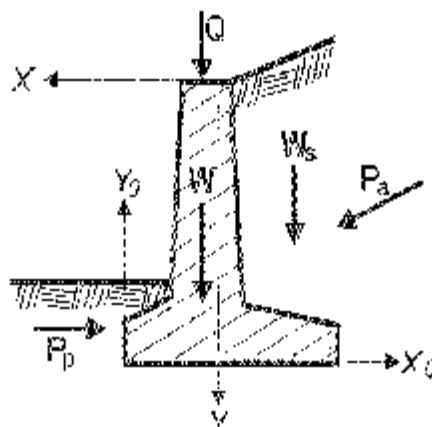
Υδροστατικές βροστές
 Συνολική οριζόντιο βροστική δύναμη q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολική κεντρική βροστική δύναμη q_{br} = 0.00 kN/m
 Συνολική ποσό βροστικής δύναμης q_{br} = 0.00 kN/m

5.2.11.3. Σε αυτήν περίπτωση, είναι χαρακτηριστικό

- Αισθητότητα 2.500 m
- Μήκος τοίχου 1.700 m
- Πλάτος οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Πλάτος οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Ολικό πλάτος οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Πλάτος βάσης οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Πλάτος βάσης οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Υψος κορυφής τοίχου 0.300 m
- Υψος βάσης οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Υψος βάσης οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Υψος βάσης οριζόντιο τοίχου 0.300 m
- Κλίση του οριζόντιο τοίχου 0.000°
- Κλίση του οριζόντιο τοίχου 0.000°

Φορτία
 Κεντρικό φορτίο στην κορυφή q₁ = 0.00 kN/m²
 Κεντρικό φορτίο στην κορυφή q₂ = 0.00 kN/m²

Βάρος τοίχου
 Ολικό βάρος βρόσκου q_{br} = 0.000 kN/m²
 Βροστική βροστική δύναμη q_{br} = 0.000 kN/m²
 Ολικό βάρος βρόσκου q_{br} = 0.000 kN/m²
 Κόστος βρόσκου q_{br} = 0.000 kN/m²



Βάρος επί μέρους

1.510 kg/m³ (EN 1992-1-1, 4.2.2.1)
 Κόστος βάρους (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

Υλικά υλίου

Ανοξείδια χάλυβα S 235 JR (EN 1992-1-1, 4.2.2.3) με ελαστικότητα 30 mm (EN 1992, §4.1.3.3)
 Σκυάλιο C20/25 (EN 1992-1-1, 4.2.2.4) με ελαστικότητα 20 mm (EN 1992, §4.1.3.3)

Στοιχεία υλίου (EN 1992-1-1)

Ανοξείδια χάλυβα S 235 JR (EN 1992-1-1, 4.2.2.3)
 Μεταλλική ίνδαλμα (EN 1992-1-1, 4.2.2.4) με ελαστικότητα 20 mm (EN 1992-1-1, 4.2.2.4)
 Σκυάλιο C20/25 (EN 1992-1-1, 4.2.2.4) με ελαστικότητα 20 mm (EN 1992-1-1, 4.2.2.4)
 Κόστος βάρους (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

Στοιχεία υλίου (EN 1992-1-1)

Σκυάλιο C20/25	EN 1992-1-1	4.2.2.4	20 mm	2.11 kN/m
Κόστος βάρους	EN 1992-1-1	4.2.2.2	20 mm	2.11 kN/m
Σκυάλιο C20/25	EN 1992-1-1	4.2.2.4	20 mm	2.11 kN/m
Κόστος βάρους	EN 1992-1-1	4.2.2.2	20 mm	2.11 kN/m

Στοιχεία υλίου (EN 1992-1-1)

Ανοξείδια χάλυβα S 235 JR (EN 1992-1-1, 4.2.2.3)
 Μεταλλική ίνδαλμα (EN 1992-1-1, 4.2.2.4) με ελαστικότητα 20 mm (EN 1992-1-1, 4.2.2.4)
 Σκυάλιο C20/25 (EN 1992-1-1, 4.2.2.4) με ελαστικότητα 20 mm (EN 1992-1-1, 4.2.2.4)
 Κόστος βάρους (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

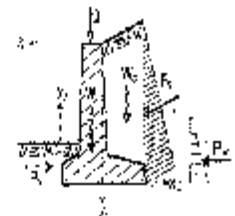
Ισοστάθμιση υλίου (EN 1992-1-1)

Ομοιοσταθμισμένο βάρος (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)
 Πυκνότητα υλίου (EN 1992-1-1, 4.2.2.1)
 Κόστος βάρους (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

6.2.11.1. ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΠΡΟΒΛΕΨΗ ΚΑΡΤΑΣ

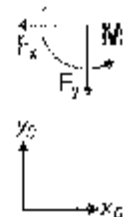
Ανάλυση κάρτας (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

Τύπος	Πλάτος	Μήκος	Βάρος	Κόστος	Χ	Y
	[m]	[m]	[kg/m]	[€/m]	[m]	[m]
Επιφανειακή κάλυψη	0.00	1.00	0.00	0.00	-1.000	1.591
Πρόσδεση	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000
Βάρος	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000
Κόστος	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000

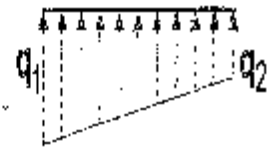


Επιφανειακή κάλυψη (EN 1992-1-1, 4.2.2.2)

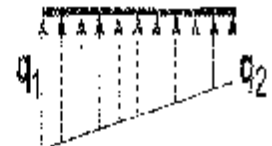
Τύπος	Πλάτος	Μήκος	Βάρος	Κόστος	X	Y	M
	[m]	[m]	[kg/m]	[€/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Επιφανειακή κάλυψη	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00
Πρόσδεση	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00
Βάρος	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00
Κόστος	0.00	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00



Συνολο καταπόνηση: $F_{\text{απόρροια}} = 85.70 \text{ KN/m}$
 Συνολο ροπή ως προς άξονα ομοιοσ. $M = 83.75 \text{ KNm/m}$
 Συνολο ροπή ως προς άξονα ρόσσης $M = 1.96 \text{ KNm/m}$
 Κατανομή φορτίου $= 85.70/2.500 = 0.03428 \text{ KN/m}^2$
 Τάση $\sigma = 0.034 \text{ KN/m}^2$ $\sigma = 0.034 \text{ KN/m}^2$
 Βαρέος κλίσης $\beta = 0.034 \text{ KN/m}^2$ $\beta = 0.034 \text{ KN/m}^2$ $\beta = 0.034 \text{ KN/m}^2$
 Φέρουσα ικανότητα $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 Κόστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

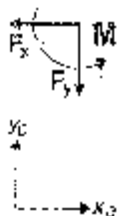


Ελάχιστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.3 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο) $F_{\text{απόρροια}} = 1.3 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο)
 Συνολο καταπόνηση: $F_{\text{απόρροια}} = 113.17 \text{ KN/m}$
 Συνολο ροπή ως προς άξονα ομοιοσ. $M = 111.84 \text{ KNm/m}$
 Συνολο ροπή ως προς άξονα ρόσσης $M = 3.67 \text{ KNm/m}$
 Κατανομή φορτίου $= 113.17/2.500 = 0.04527 \text{ KN/m}^2$
 Τάση $\sigma = 0.045 \text{ KN/m}^2$ $\sigma = 0.045 \text{ KN/m}^2$ $\sigma = 0.045 \text{ KN/m}^2$
 Βαρέος κλίσης $\beta = 0.045 \text{ KN/m}^2$ $\beta = 0.045 \text{ KN/m}^2$ $\beta = 0.045 \text{ KN/m}^2$
 Φέρουσα ικανότητα $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$
 Κόστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$



Ελάχιστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο) $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο)
 συνολο $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

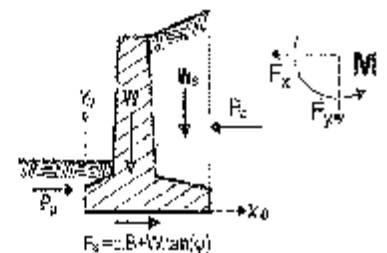
Τύπος	(x1 - y1 - x2 - y2)	Fx	Fy	x0	y0	Mx	My
		[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ανεμόληψη κλίση	0.00 - 2.50	24.94	7.22	1.900	0.960	24.53	13.72
Βάρος τοίχου	0.00 - 2.50	0.00	18.50	0.000	0.000	0.00	34.13
Βάρος κλίσης	0.00 - 2.50	0.00	35.10	1.512	1.500	0.00	53.07
Μόνιμο φορτίο κλίσης	0.00 - 2.50	0.00	2.98	1.512	2.000	0.00	7.38
				Συνολο		24.53	108.30



Συνολο καταπόνηση: $F_{\text{απόρροια}} = 85.70 \text{ KN/m}$
 Συνολο ροπή $F_{\text{απόρροια}} = 83.75 \text{ KNm/m}$
 Κόστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Ελάχιστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο) $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο)
 συνολο $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Τύπος	(x1 - y1 - x2 - y2)	Fx	Fy	Fz
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ανεμόληψη κλίση	0.00 - 2.50	24.94	7.22	0.00
Βάρος κλίσης	0.00 - 2.50	0.00	35.10	0.00
Βάρος τοίχου	0.00 - 2.50	0.00	0.00	38.50
Μόνιμο φορτίο κλίσης	0.00 - 2.50	0.00	0.00	1.88
		Συνολο	24.94	40.38

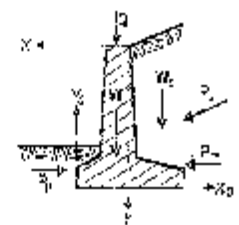


Τύπος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο) $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο)
 Συνολο καταπόνηση: $F_{\text{απόρροια}} = 113.17 \text{ KN/m}$
 Συνολο ροπή $F_{\text{απόρροια}} = 111.84 \text{ KNm/m}$
 Κόστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

6.2.13.5. Ανεμόληψη κλίσης (EN1997-1-1:1997, 6.2.13.5)
 Ελάχιστος $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο) $F_{\text{απόρροια}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (15 το μέτρο)

Ανεμοφόρος κατασκευή (100% ανεμοφόρος άκρως ανοικτό τοίχο)

Τύπος	Χ	Υ	Εμβαδ. (m ²)	Κέντ. μάζας (m)	Κέντ. αδρανειακή (m)	X	Y
Παραθύρα (100% ανεμοφόρος)	0.00	2.50	0.80	0.40	0.40	-1.700	-1.491
Δάπεδο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	0.000	2.000
Στέγη (100% ανεμοφόρος)	0.00	3.00	0.80	0.40	0.40	0.014	1.723
Τίμονο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	-0.612	0.000
Κόμβιο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	-0.612	0.000



Προσθήκη κατασκευών (100% ανεμοφόρος)

Τύπος	Χ	Υ	Εμβαδ. (m ²)	Κέντ. μάζας (m)	Κέντ. αδρανειακή (m)	Fx	Fy	X0	Y0	X0+
Παραθύρα (100% ανεμοφόρος)	0.00	2.50	0.80	0.40	0.40	0.00	0.00	1.900	0.909	5.38
Δάπεδο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	-2.31	0.886	0.777	0.000	5.64
Στέγη (100% ανεμοφόρος)	0.00	3.00	0.80	0.40	0.40	-3.11	1.512	1.500	0.000	9.51
Κόμβιο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	0.29	1.512	2.500	0.000	1.91
Σύνολο			3.20	1.60	1.60	-5.13	4.996			30.53

Ελέγχος άνεμοφόρου κατασκευής (ΕΚ3, ΕΝ1997-3-1:1997, §6.5.2) (με οροφή)

Τύπος	Χ	Υ	Εμβαδ. (m ²)	Κέντ. μάζας (m)	Κέντ. αδρανειακή (m)	Fx	Fy	X0	Y0	M
Παραθύρα (100% ανεμοφόρος)	0.00	2.50	0.80	0.40	0.40	0.00	0.00	1.900	0.909	13.59
Δάπεδο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	38.19	0.886	0.777	0.000	38.47
Στέγη (100% ανεμοφόρος)	0.00	3.00	0.80	0.40	0.40	32.99	1.512	1.500	0.000	-43.56
Κόμβιο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	4.58	1.512	2.500	0.000	-6.47
Σύνολο			3.20	1.60	1.60	79.76				-66.11



Μέγιστο άνεμοφόρο φορτίο $q_{ref} = 5.12 \text{ kN/m}^2$
 Λόγος πρόβασης $\mu = 0.8$ (κατασκευαστική οροφή) $\mu = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Εύνοιο ποσοστό άνεμοφόρου επιφάνειας $\mu_{eff} = 0.64$ (100% ανεμοφόρος)
 Ελέγχος άνεμοφόρου κατασκευής (ΕΚ3, ΕΝ1997-3-1:1997, §6.5.2) (ΕΚ3, ΕΝ1998-5:1994)
 Επισκευαστικό συντελεστής $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Τίμονο (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Κεντρικό κέντρο μάζας $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Στέγη (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Κόμβιο (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος) $C_{pe} = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)

Ελέγχος άνεμοφόρου κατασκευής (ΕΚ3, ΕΝ1997-3-1:1997, §6.5.3) (με οροφή)

κατασκευή με οροφή (100% ανεμοφόρος) (x=0.960, y=2.000 m)

Τύπος	Χ	Υ	Εμβαδ. (m ²)	Κέντ. μάζας (m)	Κέντ. αδρανειακή (m)	Fx	Fy	X0	Y0	Mx	My
Παραθύρα (100% ανεμοφόρος)	0.00	2.50	0.80	0.40	0.40	0.00	0.00	1.900	0.909	23.59	10.16
Δάπεδο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	4.67	0.886	0.777	0.000	5.64	34.11*
Στέγη (100% ανεμοφόρος)	0.00	3.00	0.80	0.40	0.40	32.99	1.512	1.500	0.000	9.51	53.07*
Κόμβιο (100% ανεμοφόρος)	0.00	0.00	0.80	0.40	0.40	4.58	1.512	2.500	0.000	1.91	7.38*
Σύνολο			3.20	1.60	1.60	42.14				40.61	104.72

(*) Οι τιμές αυτές είναι υπολογισμένες με βάση τον άνεμο που ορίζεται στην πρόβαση ανεμοφόρου

Ελέγχος άνεμοφόρου κατασκευής (ΕΚ3, ΕΝ1997-3-1:1997, §6.5.3) (ΕΚ3, ΕΝ1998-5:1994)

κατασκευή με οροφή (100% ανεμοφόρος) (x=0.960, y=2.000 m)

Μέγιστο άνεμοφόρο φορτίο $q_{ref} = 5.12 \text{ kN/m}^2$
 Λόγος πρόβασης $\mu = 0.8$ (κατασκευαστική οροφή) $\mu = 0.8$ (100% ανεμοφόρος)
 Εύνοιο ποσοστό άνεμοφόρου επιφάνειας $\mu_{eff} = 0.64$ (100% ανεμοφόρος)
 Ελέγχος άνεμοφόρου κατασκευής (ΕΚ3, ΕΝ1997-3-1:1997, §6.5.3) (ΕΚ3, ΕΝ1998-5:1994)

Ελέγχος από εφελκυσμό λόγω αλληλεπίδρασης (ΕΚΩ, ΕΝΥ.997-2-1-1997, §§.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τύπος	Γ _γ	α _γ	α _δ	Ε _κ [kN/m ²]	Σ _κ - [kN/m ²]	Ρ _γ [cm ² /m]
Κεντρική αλληλεπίδραση	0.100	0.100	0.50	25.91	0.00	5.35
Κεντρική αλληλεπίδραση	0.100	0.100	0.50	7.90	2.64	0.00
Πάνω αλληλεπίδραση	0.100	0.100	0.50	4.60	0.00	16.16
Πάνω αλληλεπίδραση	0.100	0.100	0.50	6.40	0.00	14.95
Κεντρική αλληλεπίδραση	0.100	0.100	0.50	0.55	0.00	4.55
Συνολικά				45.36	2.64	39.12

Ελέγχος από εφελκυσμό λόγω αλληλεπίδρασης (ΕΚΩ, ΕΝΥ.997-2-1-1997, §§.6.3, §6.5.3) (ΕΚΩ, ΕΝΥ.998-5-1994)

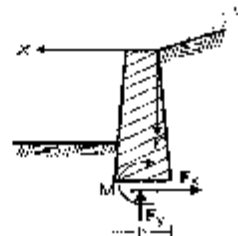
Επιβάρυνση από εφελκυσμό: $100 \text{ N/m}^2 / 1.00 = 10.00 \text{ kN/m}$
 Εφελκυσμός από σεισμό: $100 \text{ N/m}^2 / 1.00 = 10.00 \text{ kN/m}$
 Εφελκυσμός από σεισμό: $100 \text{ N/m}^2 / 1.00 = 10.00 \text{ kN/m}$
Ελέγχος από εφελκυσμό λόγω αλληλεπίδρασης (ΕΚΩ, ΕΝΥ.997-2-1-1997, §6.5.3) (ΕΚΩ, ΕΝΥ.998-5-1994)

6.2.11.6. Ηλεκτρομαγνητική ακτινοβολία κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.00x(από εφελκυσμό) + 1.00x(από εφελκυσμό) + 1.50x(κινητή δύσμενη)

Ανάλυση από κεντρική αλληλεπίδραση στην κορυφή του τοίχου

y [m]	z [m]	σ _κ [kN/m ²]	σ _γ [kN/m ²]	ρ _γ [cm ² /m]
0.00	0.000	1.00	1.41	0.00
1.00	0.000	1.00	1.41	0.00
1.00	0.100	10.00	11.21	0.00
0.00	0.400	14.00	22.82	0.00



Ελέγχος από εφελκυσμό λόγω αλληλεπίδρασης (ΕΚΩ, ΕΝΥ.997-2-1-1997, §6.5.3) (ΕΚΩ, ΕΝΥ.998-5-1994)
 Εφελκυσμός από σεισμό: $100 \text{ N/m}^2 / 1.00 = 10.00 \text{ kN/m}$ (ΕΚΩ, ΕΝΥ.992, §4.1.3.1)

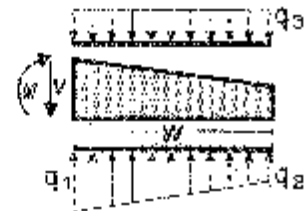
y [m]	h _κ [m]	h _δ [m]	h _{κδ} [m]	h _{κδ} [m]	z _{κδ} [m]	σ _κ [kN/m ²]	σ _γ [kN/m ²]	ρ _γ [cm ² /m]	ρ _{κδ} [cm ² /m]
0.00	0.00	4.4	04.3	33.33	0.00	0.2/20.0	2.31	0.00	3.25
1.00	0.00	0.50	02.0	17.10	0.02	0.3/30.0	2.31	0.03	3.50
1.00	0.05	06.00	01.5	11.50	0.04	0.6/20.0	2.32	0.02	3.75
0.00	0.00	0.50	01.0	3.10	0.00	0.3/30.0	2.30	0.06	4.00

6.2.11.7. Ελέγχος από εφελκυσμό λόγω αλληλεπίδρασης κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(από εφελκυσμό) + 0.50x(από εφελκυσμό) + 1.00x(κινητή) + 1.00x(ακ. φόρτ.)

Ανάλυση από κεντρική αλληλεπίδραση στην κορυφή του τοίχου (με σεισμό)

Ουλομερό πεδίο: μήκος με κ02, ΕΝ1992-1-1:1993
 Έλεγχος τμήματος π.σε $x=1.100$ m έως $x=0.100$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 113.17 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -2.67 kNm/m
 $\sigma_1=0.057$ N/mm², $\sigma_2=0.092$ N/mm², $w=1.077$ m
 πίεση άνω από επίθεση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.048$ N/mm²
 $M=2.666$ kNm/m, $V=6.93$ kN/m
 V σε απόσταση $h=12$ cm από παρειά= 2.94 kN/m
 $M_{sd}=2.666$ kNm/m, $V_{sd}=2.95$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μεσοξύ $x=0.500$ m έως $x=0.100$ m (με σ.ε.ρό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 79.12 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 15.01 kNm/m
 $\sigma_1=0.062$ N/mm², $\sigma_2=0.049$ N/mm², $w=0.622$ m
 πίεση άνω από επίθεση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.013$ N/mm²
 $M=8.11x$ Nm/m, $V=25.69$ kN/m
 V σε απόσταση $h=12$ cm από παρειά= 8.43 kN/m
 $M_{sd}=8.11x$ Nm/m, $V_{sd}=8.43$ kN/m

Έλεγχος τμήματος π.σε $x=1.100$ m έως $x=0.100$ m (με σ.ε.ρό)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 79.12 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 15.01 kNm/m
 $\sigma_1=0.010$ N/mm², $\sigma_2=0.017$ N/mm², $w=1.099$ m
 πίεση άνω από επίθεση και ίδιο βάρος $\sigma_3=0.010$ N/mm²
 $M=11.52x$ Nm/m, $V=19.30$ kN/m
 V σε απόσταση $h=12$ cm από παρειά= 13.82 kN/m
 $M_{sd}=11.52x$ Nm/m, $V_{sd}=13.82$ kN/m

Έλεγχος πεδίου έναντι κάμψης

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-B50C Ε.ε.κάλυψη σ.ε.ε.ρό: 75 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 $M_{sd}=8.72$ kNm/m, $\xi=42.5$ cm, $\xi_d=14.19$, $\xi=0.02$, $\omega_p/\omega_c=0.4/20.0$, $K_c=2.31$, $\Delta\sigma=0.48$ cm²/m
 $M_{sd}=11.52$ kNm/m, $h=12.5$ cm, $\xi_d=12.52$, $\xi=0.02$, $\omega_p/\omega_c=0.4/20.0$, $K_c=2.32$, $\Delta\sigma=0.63$ cm²/m
 Πλάτος σε σ.ε.ε.ρό: $\Phi 12/15.0$ (7.53 cm²/m)

6.2.11.10. Σπλινομοί πεδίου τείχους

σπλινομός πεδίου κάτω $\Phi 12/15.0$ (7.53 cm²/m)
 σπλινομός πεδίου άνω $\Phi 12/20.0$ (5.65 cm²/m)
 σπλινομός διατομής $\Phi 12/20.0$ (5.65 cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτρηση-διότρηση με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-B50C Ε.ε.κάλυψη σ.ε.ε.ρό: 75 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Μέγιστη αντοχή χωρίς σπλινομό διότρησης με EC2, ΕΝ1992-1-1:1992, §3.5.2.3)
 $\tau_{rd1}=\tau_{rd,k} \cdot (1.2 + 0.3 \rho_1) / \omega \cdot d$, $\tau_{rd}=0.30$ kN/cm², $k=1.0$
 $\rho_1=M_{sd1} / (E_w \cdot I) = 6.0551 \times 7.53 / (1.00 \times 0.45) = 0.0613$
 $\tau_{rd1}=0.30 \times 1.0 / (1.2 + 0.3 \times 0.0613) = 0.24$ kN/cm²
 $V_{sd}=13.82$ kN/m = $V_{sd1}=162.15$ kN/m - διότρηση και διότρηση ω

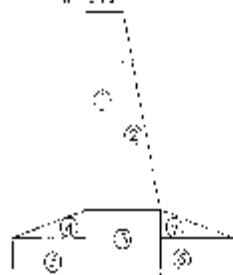
6.2.11.11. Προσέτρηση πλ.κάλυ

κάλυψών ανά μέτρο μήκους 1.540 m²/m

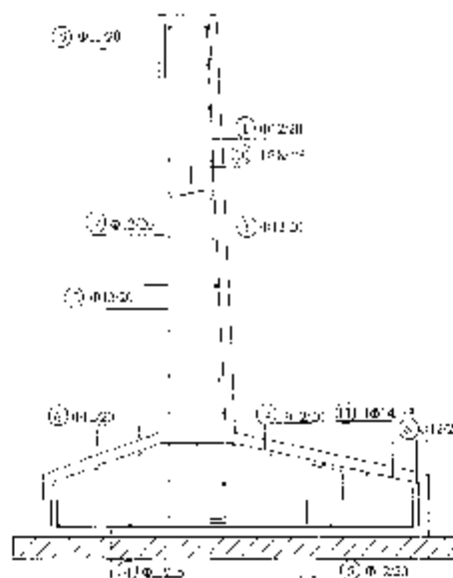
Κατάλογος σπλιτερών

ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΕΡΑΝΑ ΣΠΛΙΤΕΡΩΝ							
Α/Α	ΣΠΛΙΤΕΡΑΙΩΣΗ	Φ. ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ	ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ Τ.Μ.	ΜΗΚΟΣ Τ.Μ. (m)	ΟΛΟΚΛΗΡΑ (m ³)	ΒΑΡΟΣ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
1	0,45 - 0,20	Φ100	5,00	0,25	13,75	0,885	17,81
2	0,30	Φ120	5,00	0,20	13,50	0,885	11,00
3	0,58 - 0,40 - 0,20 0,20	Φ100	5,00	0,25	17,75	0,885	10,43
4	0,35 - 0,30 - 0,20	Φ120	6,57	0,20	19,71	0,885	17,81
5	0,30 (ΣΑΝΤΟΜΗ)	Φ100	10,00	0,20	20,00	0,885	8,88
6	0,35 (ΣΑΝΤΟΜΗ)	Φ100	10,00	0,20	20,00	0,885	8,88
7	0,30 (ΣΑΝΤΟΜΗ)	Φ120	13,00	0,20	26,00	0,885	11,61
8	0,30 (ΣΑΝΤΟΜΗ)	Φ120	13,00	0,20	26,00	0,885	11,61
9	0,20 - 0,10	Φ100	5,00	0,35	1,75	0,300	3,77
10	0,20 - 0,20 - 0,20 0,20	Φ100	2,00	0,47	0,94	0,385	0,50
11	0,20 - 0,40 - 0,20 0,20	Φ100	2,00	0,20	0,40	0,200	0,50
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΣΠΛΙΤΕΡΩΝ ΑΝΑ ΥΠΕΡΑΝΑ (kg)							88,14

Αριθμητική
σημειοδότηση
αντιστάσεων



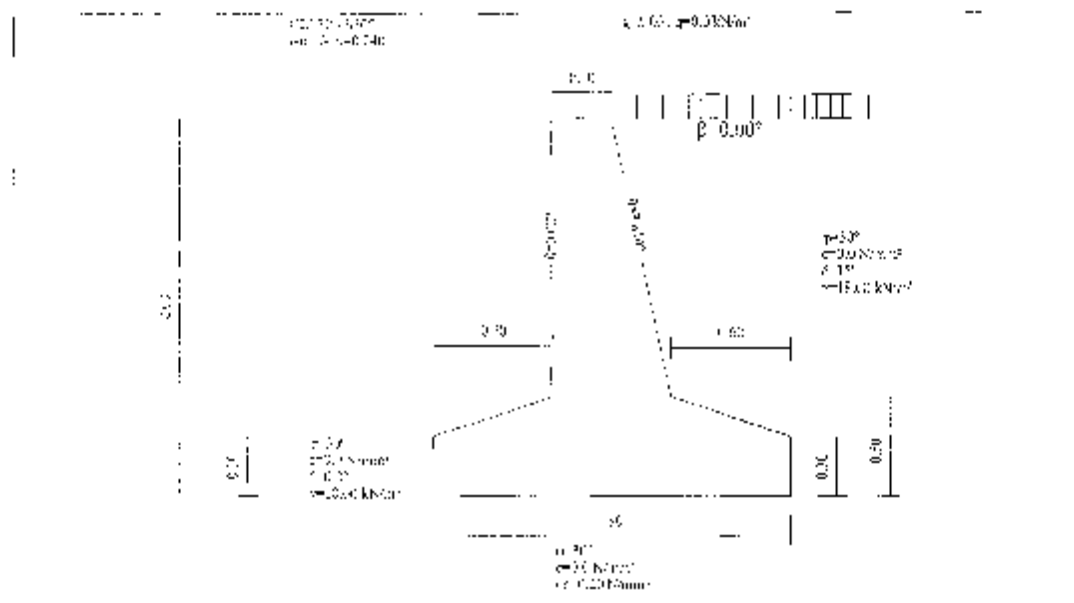
Όγκος σκυροδέματος (m ³)	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
	0,60	0,1	0,2	0,06	0,18	0,3	0,1
Σύνολο							1,54



Τείχος σφαιρικού σκυροδέματος ύψους 2.0m

6.2.12. Υπολογισμοί τριβής και κοπής - T2.0

Τείχος ανασηράζης σφαιρμένου σκυροδέματος



6.2.13.1. Συνολική και εδαφοκίνητη ώθηση κατά Coulomb

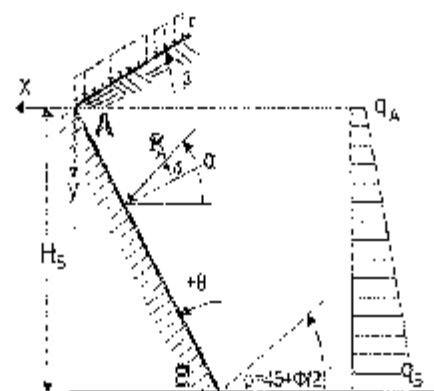
Τείχος καύλων ανά γ=0.00 α όψη γ=2.000 α, α=2.000 μ

Από σημείο Α α=-0.000 α γ= 0.000 μ
 Εδώ σημείο Β α=-0.000 α γ= 2.000 μ

- Ιδιότητες εδάφους**
 Τύπος εδάφους :
 Β.δ.α.έ μέσος χαλκή αβήματα γ=18.00 kN/m³
 Βήματα βάρος κορεσμένου εδάφους γα=21.00 kN/m³
 Βιδικό βάρος νερού γω= 9.80 kN/m³
 Γωνία κοπή/τρίψ τριβής του εδάφους φ=10.00°
 Συντελεστής συνεκτ.α.δ.η.α.ε εδάφους c=0.000 kN/m²
 Γωνία εκ φύσεως εδάφους με οριζόντιο θ= 0.00°
 Γωνία παραμόρφωσης με κατακόρυφο δ= 0.00°
 Γωνία τριβής με εδαφ. ορίζοντα κ εδάφους β=10.00°

- Φορτίο επί του εδάφους στην κορυφή**
 Φοιτόφορο μόνιμο φορτίο στην κορυφή q1= 5.00 kN/m²
 Φοιτόφορο κινητό φορτίο στην κορυφή q2= 0.00 kN/m²

- Βήμα εδάφους με θετική συνεκτ.**
 Γωνία εδαφούς α.δ.η.α.ε μ=15+φ/2=60.00°
 Συντελεστής μν γω μ της εδαφούς λμ= 0.001
 Βήμα γαύου καθ. βήμα q(x) q1+γ.γ.κα



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

Φορτία από την επίδραση στην κερυση
 Ομοιόμορφο ρέοντα φορτίο στην κερυση q_κ = 1.00 kN/m²
 Ομοιόμορφο κλίση δ φορτίο στην κερυση q_δ = 0.00 kN/m²

Δόση σύμφωνα με άρθρο 2.5.2.2
 Πυκνότητα υλικού οπλισμού ρ = 1.4-π/2=20.00°
 Συντελεστής τιμολογικής δόσης K_p = 3.000
 Δόση για κλίση κλίση q_κ(γ) = q_κ + γ · K_p

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta-\delta)} \cdot \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\theta-\delta)\cos(\theta-\beta)}$$

Μόνιμες Δράσεις

Δόση (κλίση) στην κερυση (γ-γ_δ)=0 m² q_κ = 0.00 kN/m²
 Δόση (κλίση) στην κερυση (β-β_δ)=0.800 m² q_β = -13.23 kN/m²
 Δόση (δύναμη) γαλόν Pa=K(β_κβ_δ)H = 17.23 kN/m σε γωνία α= 0.00°
 Δόση (δύναμη) γαλόν κλίση κ και γ, Pa_κ = -17.23 kN/m, Pa_γ = 0.00 kN/m
 κλίση εφαρμογής κλίση για γα κ=0.500 m, γ=1.000 m
 Ροπή θέλησης γαλόν ως προς σημείο (α=0, γ=0), K_κ = 29.91 kNm/m

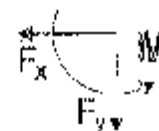


Σύνολο Δι' ύψους Δομής

Κέντρο μάζας στο κέντρο σημείο K (x=0.500 m, γ=0.500 m)

Μόνιμες Δράσεις

Συνολική οριζόντια δύναμη γαλόν Pa_κ = -17.23 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη δύναμη γαλόν Pa_γ = 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή θέλησης γαλόν K_κ = -29.91 kNm/m



Μεταβατικές Δράσεις

Συνολική οριζόντια δύναμη γαλόν Pa_κ = 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη δύναμη γαλόν Pa_γ = 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή θέλησης γαλόν K_κ = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές Δράσεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη Pa_κ = 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Pa_γ = 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή θέλησης ως προς δύναμη K_κ = 0.00 kNm/m

6.2.12.3. Στοιχείο κλίση-επιπέδων-κωνον οροφής

Διαστάσεις

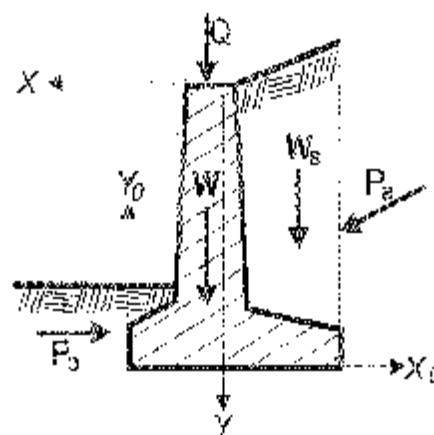
Πλάτος ύψους οροφής 2.000 m
 Μήκος τοίχου L= 10.000 m
 Πλάτος κλίσης στην κερυση 0.300 m
 Πλάτος κωνών κλίσης στην κερυση 0.400 m
 Πλάτος κλίσης β_κ στην κερυση 1.500 m
 Πλάτος βόθρου γα γα γα γα γα 0.500 m
 Πλάτος βόθρου γα γα γα γα γα 0.300 m
 Ύψος κωνών οροφής 1.500 m
 Ύψος βόθρου οροφής 0.500 m
 Ύψος βόθρου κλίσης γα γα γα 0.300 m
 Ύψος βόθρου κλίσης γα γα γα 0.300 m
 Κλίση κωνών οροφής προς τα 0.300°
 Κλίση κωνών οροφής προς τα α= 2.814°

Φορτία

Πόρτιο φορτίο στην κερυση q_κ = 0.00 kN/m²
 Κλίση φορτίο στην κερυση q_δ = 0.00 kN/m²

Βάρος τοίχου

Επιπέδο βάρος σε κων. τοίχου 25.000 kN/m³
 κλίση κωνών οροφής τοίχου 3.205 m³
 Ίσο βάρος τοίχου κων. οροφής K = 1.048x23 = 24.104 kN/m
 Κλίση βάρος κωνών οροφής κ= 0.957 m, γ=1.376 m (α=0.343 m, γ=0.624 m)



Βάρος επίχωσης

Ιδίο βάρος επίχωσης ανά μέτρο $\gamma_{\text{α}}=20.70 \text{ κΚ/μ}$

Κέντρο βάρους επίχωσης $x=0.417 \text{ μ, } y=0.750 \text{ μ}$

Υλικά τοίχου

Ανοδομή Εκυρόδεμα-Χάλυβας: C25/30-S550, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

Θεμελίω Εκυρόδεμα Χάλυβας: C25/30-S550, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

Εισοδικοί συντελεστές

Ανηλεής σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §4.2.2)

Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς $q=2.00$ (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.00=0.120$ (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.35 \cdot 0.24=0.084$ (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Εισοδικές δυνάμεις (εικτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

Οριζόντιος δύναμη σεισμικό λόγω ιδίου βάρους $P_{\text{ακ}}=22.13 \times 0.120=$ 3.85 kN/m

Κατακόρυφη δύναμη σεισμικό λόγω ιδίου βάρους $P_{\text{αγ}}=22.13 \times 0.084=$ 1.93 kN/m

Οριζόντιος δύναμη σεισμικό επίχωσης $P_{\text{αεκ}}=20.70 \times 0.120=$ 2.48 kN/m

Κατακόρυφη δύναμη σεισμικό επίχωσης $P_{\text{αεγ}}=20.70 \times 0.084=$ 1.74 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (ΕΚ7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 3.1)

Άρση θόρυβου : Διοργανός -1.35 , Εισαγωγός -1.00

Άρση μεταβλητή : Διοργανός -1.30

Διαφορικές ιδιότητες, $\tan\phi=1.00$, $c=1.00$, $\sigma_u=1.00$

Δυναμικές καταστάσεις -1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

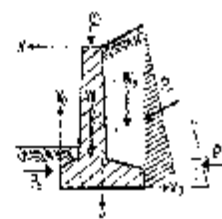
Θαλασπική αντοχή εδάφους στη βάση $q_u=0.20 \text{ Μ/αμ}^2$

Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=10.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\phi)=0.177$

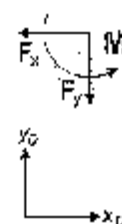
Ενταλματώδες συνεκτικότητα στη βάση $c=0.010 \text{ Μ/αμ}^2$

6.2.12.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου**Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) παρόμενες στον τοίχο**

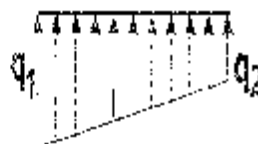
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	Δύναμη P_x [kN/m]	Δύναμη P_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{\text{α}}$ κ1.35	0.00- 2.00	18.05	4.83	-0.500	1.261
Παθητική ώθηση γαιών	$P_{\text{β}}$ κ1.00	1.20 2.00	17.28	0.00	0.300	1.739
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	32.13	0.057	1.376
Βάρος επίχωσης	$W_{\text{α}}$ κ1.00		0.00	20.70	-0.417	0.750
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{\text{β}}$ κ1.35		0.00	3.83	0.417	0.000

**Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (ΕΚ7, ΕΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)**

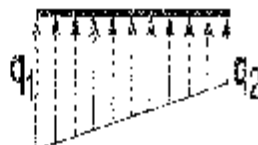
Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	P_x [kN/m]	P_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	N [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$P_{\text{α}}$ κ1.35	0.00- 2.00	18.05	4.83	1.700	0.739	5.12
Βάρος τοίχου	W κ1.00		0.00	32.13	0.057	0.824	27.08
Βάρος επίχωσης	$W_{\text{α}}$ κ1.00		0.00	20.70	1.417	1.250	-25.33
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	$W_{\text{β}}$ κ1.35		0.00	3.83	1.417	2.500	-5.43
			Σύνολο				56.72



Συνολο εκ κατανομής άνωθεν φόρτισης = 61.45 kN/m
 Συνολο φορτίου από προεξοχόμενα στοιχεία = 56.72 kN/m
 Συνολο φορτίου από ηλιακή ακτινοβολία = 1.38 kN/m
 Εκκεντροτητα = 1.79/4 = 0.4475 m = 1.79/6 = 0.298 m
 Πόρση αδρανούς σι = 0.022 N/mm² σ₂ = 0.037 N/mm²
 Ενεργό βάρος βρεφάκιου (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, 5.1) L=1.310-2x-0.022= 1.755 m
 Ενεργό βάρος κατανομής βρεφάκιου/μ² = 65x(1.000x0.20)/1.00= 131.00 kN/m
 Ενεργός βρεφάκιου κατανομής W₀=51.42 <- R₁=351.00 kN/m αντίξεί

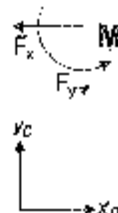


Ενεργός βρεφάκιου από 1.35m (ίδιο βάρος-άνωθεν) + 0.50x (κινητή κορυφή)
 Συνολο εκ κατανομής άνωθεν φόρτισης = 61.32 kN/m
 Συνολο φορτίου από προεξοχόμενα στοιχεία = 79.37 kN/m
 Συνολο φορτίου από ηλιακή ακτινοβολία = 5.13 kN/m
 Εκκεντροτητα = 1.80/31.02 = 0.058 m = 1.80/6 = 0.300 m
 Πόρση αδρανούς σι = 0.022 N/mm² σ₂ = 0.035 N/mm²
 Ενεργό βάρος κατανομής βρεφάκιου (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, 5.1) L=1.310-2x-0.022= 1.673 m
 Ενεργό βάρος κατανομής βρεφάκιου/μ² = 65x(1.000x0.20)/1.00= 131.00 kN/m
 Ενεργός βρεφάκιου κατανομής W₀=51.32 <- R₂=334.50 kN/m αντίξεί



Ενεργός βρεφάκιου από κατανομής (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, 5.2.5.3)
 από βρεφάκι από προεξοχόμενα στοιχεία (x=0.000, y=2.000) (x=2.000, y=2.000)

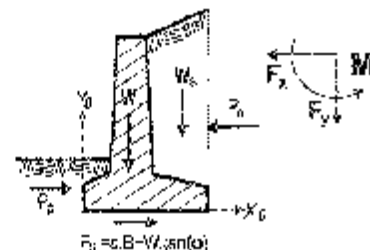
Είδος	(x, y)	y1 - y2	Zx	Zy	x0	y0	Mo+	Mo-
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Κατανομής άνωθεν φόρτισης	0, 0, 0, 0	0.00 - 2.00	18.00	4.83	1.700	0.739	13.74	8.22
Βέρος από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0		0.00	12.13	0.843	0.524	0.00	27.08
Βέρος από ηλιακή ακτινοβολία	0, 0, 0, 0		0.00	10.71	1.417	1.250	0.00	29.33
Κινητή κορυφή από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0		0.00	3.23	1.417	2.000	0.00	6.43
					Συνολο		13.74	70.06



Συνολο βρεφάκιου κατανομής = 13.74 kN/m
 Συνολο φορτίου από προεξοχόμενα στοιχεία = 70.06 kN/m
 Ενεργός βρεφάκιου κατανομής W₀=51.30 <- R₃=327.00 kN/m αντίξεί

Ενεργός βρεφάκιου από κατανομής (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, 5.2.5.3, 5.6.5.3)

Είδος	(x, y)	y1 - y2	Zx	Zy	Fx	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Κατανομής άνωθεν φόρτισης από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0	0.00 - 2.00	18.00	0.00	4.83	0.00
Βέρος από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0	1.20 - 2.00	0.00	0.00	17.38	0.00
Βέρος από ηλιακή ακτινοβολία	0, 0, 0, 0		0.00	0.00	33.13	0.00
Βέρος από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0		0.00	0.00	20.70	0.00
Κινητή κορυφή από προεξοχόμενα στοιχεία	0, 0, 0, 0		0.00	0.00	3.63	0.00
		Συνολο	18.00	0.00	17.28	61.43

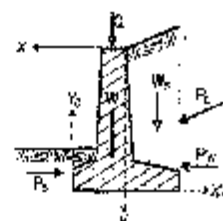


Ενεργός βρεφάκιου από κατανομής (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, 5.2.5.3, 5.6.5.3)
 από προεξοχόμενα στοιχεία από προεξοχόμενα στοιχεία (x=0.000, y=2.000) (x=2.000, y=2.000)
 Συνολο βρεφάκιου από κατανομής = 13.74 kN/m
 Συνολο φορτίου από προεξοχόμενα στοιχεία = 70.06 kN/m
 Ενεργός βρεφάκιου κατανομής W₀=51.30 <- R₄=327.00 kN/m αντίξεί

6.2.12.3. Ανάλυση απόδοσης ΣΥΣΤΗΜΑΤΟΣ (ΣΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997)
 Ενεργός βρεφάκιου από κατανομής (για βρεφάκι)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) που δέχεται στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	2.00	13.27	3.58	-0.800	1.261
Πάθητική ώθηση γαιών	Pp κ0.50	1.20	2.00	8.81	0.00	0.200	1.733
Βάρος τοίχου	W κ1.00			0.00	32.23	0.057	1.376
Βάρος επίχωσης	Wk κ1.00			0.00	20.70	-0.517	0.750
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			6.00	3.83	-0.517	0.000



πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Μο- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	2.00	3.96		1.700	0.739	2.92
Βάρος τοίχου	W κ1.00			0.85	-1.93	0.843	0.624	4.03
Βάρος επίχωσης	Wk κ1.00			2.46	-1.04	1.417	1.250	4.86
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			0.46	0.23	1.417	0.000	1.25
				Σύνολο=				11.81

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	2.00	17.33	3.58	1.700	0.739	6.71
Βάρος τοίχου	W κ1.00			3.85	30.20	0.843	0.624	23.05
Βάρος επίχωσης	Wk κ1.00			2.46	19.16	1.417	1.250	-24.47
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			0.46	3.60	1.417	0.000	-4.18
				Σύνολο=				46.99



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 56.93 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -44.99 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 6.16 kNm/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)

Ανεπιτότητα = $6.16/56.93 = 0.108 \text{ m} < 0.800/6 = 0.133 \text{ m}$

Τύπος εδάφους $\sigma_1 = 0.063 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.020 \text{ N/mm}^2$

Ενεργό βάθος θεμελίωσης (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $l = 1.800 - 2 \times 0.108 = 1.583 \text{ m}$

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $Rd = \sigma_{adm} / \gamma_s = 0.583 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 316.61 \text{ kN/m}$

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $Vd = 56.93 < Rd = 316.60 \text{ kN/m}$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3) (με σεισμό)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.900, y=2.000 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Μο- [kNm/m]	Μο- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa κ1.00	0.00	2.00	17.33	3.58	1.700	0.739	12.80	8.09
Βάρος τοίχου	W κ1.00			3.85	30.20	0.843	0.624	4.03	20.08*
Βάρος επίχωσης	Wk κ1.00			2.46	17.46	1.417	1.250	4.86	25.33*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wspκ1.00			0.46	3.60	1.417	0.000	1.25	6.43*
				Σύνολο				22.94	57.93

(* Οι ροπές, αρνητικές κατακόρυφων φορτίων λαμβάνονται αρνητικές στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.900, y=2.000 \text{ m}$)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 22.94 kNm/m

Σύνολο ροπών αντάθεσης = 67.93 kNm/m

Έλεγχος ως ανατροπή $M_{d1} = 22.94 < M_{d2} = 67.93 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Ελέγχος αντοχής λόγω κλίσης (ΕΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με ολιστό)

Τμήμα	γ (kN/m ³)	γ _α - γ _β	z _α (m)	z _β (m)	ky
Επιφανειακή Οβίδα (με γ _α 22.00)	22.00	0.00 - 2.00	29.33	0.00	3.50
Προβλεπόμενη Οβίδα (με γ _α 22.00)	22.00	1.00 - 0.00	0.00	0.64	0.00
Βάρος τοίχου	24.12	0.00	0.00	0.00	30.20
Βάρος στήριξης	21.15	0.00	2.48	0.00	19.48
Κοιμή φέρουσες επιπέδους	22.12	0.00	0.00	0.00	3.60
		Σύνολο	34.12	0.64	56.83

Ελέγχος αντοχής λόγω κλίσης (ΕΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (ΕΟΤ, ΕΝ1996-5:1994)

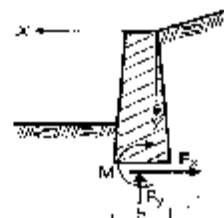
Για τη μέτρηση κλίσης επιπέδων - μέσση τιμή: z_α = 32.61 kN/m
 Σύνολο επιπέδων κλίσης = 24.12 kN/m
 Σύνολο επιπέδων ανάλυσης = 21.15 kN/m (ΕΥΚ 5.2.3)
 Ελέγχος: z_α > z_β + z_κ = 32.61 > 0.64 + 21.45 kN/m επιτυχία

6.2.12.6. Ελέγχος αντοχής διαστρώσεων κορμού τοίχου

φόρτιση 1.00x (μόνο με ολιστό) + 1.00x (μόνο με κλίση) + 1.50x (κλιση + ολιστό)

Ανάβ. π.δ. (με ολιστό) (μόνο με ολιστό) στην κορμό του τοίχου

γ	k	z _α	ky	K
[-]	[m]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN/m ²]
0.50	0.333	1.00	0.36	0.36
1.00	0.333	0.67	0.67	0.72
1.50	0.333	0.00	0.00	0.00



Ελέγχος αντοχής διαστρώσεων κορμού με ΕΟΤ, ΕΝ1992-1-1:1993

Επιπέδωση - Ψάθυρα: C12/20-2200 επ κάλυψη σάλιτσας: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

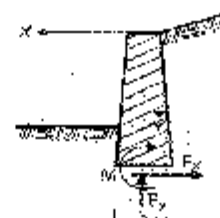
γ	h _α	z _α	h	K _i	z	ε ₁ /ε ₂	K _s	A _s	ελάχισ. Ουλ.
[-]	[kN/m ²]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.36	4.68	30.3	30.85	0.01	0.2/30.0	2.31	0.00	(3.33)
1.00	0.67	0.00	30.3	30.85	0.02	0.3/30.0	2.31	0.02	(3.67)
1.50	0.00	0.00	30.3	30.85	0.03	0.5/30.0	2.32	0.19	(4.00)

6.2.12.7. Ελέγχος αντοχής διαστρώσεων κορμού τοίχου (με ολιστό)

φόρτιση 1.00x (μόνο με ολιστό) + 1.00x (μόνο με κλίση) + 0.33x (κλιση + ολιστό) + 1.00x (ολιστό)

Ανάβ. π.δ. (με ολιστό) (μόνο με ολιστό) στην κορμό του τοίχου (με ολιστό)

y [α]	h [m]	Fz [kN/m]	Fy [kN/τ]	N [kN/m]
0.50	0.333	3.55	4.46	0.91
1.00	0.367	8.35	9.80	3.06
1.50	0.400	14.38	16.04	9.73



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993 (με σπλισμό)

Επιμερόδεμα-Χαλύβας: C25/30-S200 Επιτόλιμα, σπλισμού: 30 mm (ΕΚΝ 992, 84.1.3.3)

y [α]	Nsd [kN/ε]	Msd [kN]	d [cm]	λθ	ξ	εσ/εθ	κσ	ρs [cm ² /m ²]	ελέγ. σπλ. [cm ² /m]
0.50	0.91	-4.46	30.3	24.57	0.01	0.2/20.0	2.3	0.01	{ 3.33}
1.00	3.06	-9.80	33.7	14.54	0.02	0.4/20.0	2.31	0.14	{ 3.67}
1.50	9.73	-16.04	37.0	10.48	0.03	0.5/20.0	2.32	0.41	{ 4.00}

6.2.12.8. Σπλισμοί Κορμού τοίχου

σπλισμοί εσωτερικής παρειάς τοίχου φ12/20.0 (5.65cm²/m)
σπλισμός διανομής φ12/20.0 (5.365cm²/m)

σπλισμός εξωτερικής παρειάς τοίχου φ12/20.0 (5.65cm²/m)
σπλισμός διανομής φ12/20.0 (5.65cm²/m)



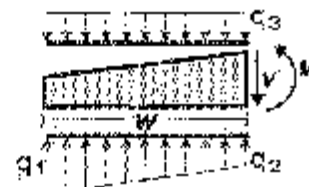
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993

Επιμερόδεμα-Χαλύβας: C25/30 S200 Επιτόλιμα σπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, 84.1.3.3)
Η καμπύλη του φερτίου όθρου είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διαμετρικής δύναμης είναι παραβολική. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η συντηνέλιξη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

Vrd=10.89 kN/m, Vsd (-σπλισμό)-14.96 kN/m, Msd= 6.06 kNm
Vrd1=[(γδ.k.(1.2+40ρ1)-0.15σρ).d.w.d, ττ1=0.30 N/mm², κ=1.0
ρ1=As1/(b.w.d)=0.0001x5.65/(1.50x0.37)=0.0015
σρ=Msd/As=0.001x 6.04/(1.30x0.40)=0.040 N/mm²
Vrd1=[0.30x1.0(1.2+40x 0.0015)+0.15x0.040]x5.37x1.00x100=142.09 kN/m
Vsd=14.98 kN/m < Vrd1=142.09 kN/m διάτμηση OK

6.2.12.9. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κεδίλου και σπλισμοί

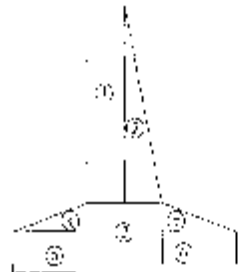
σπλισμοί κεδίλου τοίχου με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993
Έλεγχος πλάτους μερούλι κ=0.200 m έως κ=0.300 m
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 81.32 kN/m
Σύνολο ρυθών ως προς μέσον βάσεως = -5.18 kNm/m
σ1= 0.055 N/mm², σ2= 0.048 N/mm², w= 0.000 m
πίεση άνω από επίκλιση και (στο βάρος σ3= 0.013 N/mm²
M= 7.22k Nm/m, V= 23.11 kN/m
V σε απόσταση h=42cm από παρειά= 7.51 kN/m
Msd= 7.22k Nm/m, Vsd= 7.51 kN/m



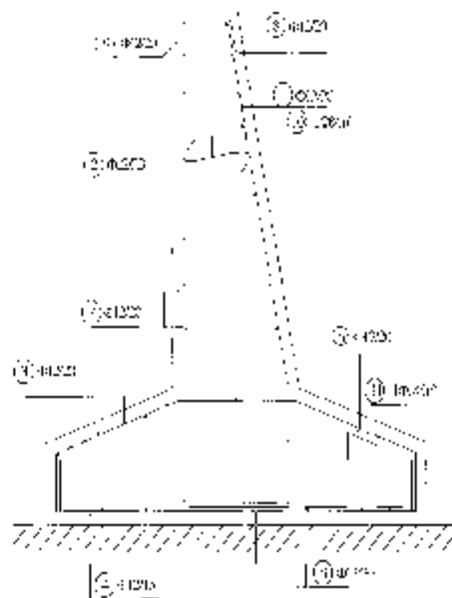
Κατάλογος οπλισμού

ΑΝΑΠΤΥΞΙΑΤΑ ΟΡΙΑΣΜΟΥ							
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	ΠΡΟΣΑΡΤΗ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΤΙΜΩΝ	ΜΗΚΟΣ ΠΕΡΙ (m)	ΟΛΙΚΟ ΜΕΙΩΤΗ (kg)	ΒΑΡΟΣ ΑΝΑ m (kg)	ΣΥΝΟΛΙΚΟΣ ΒΑΡΟΣ (kg)
1		Φ12/0	5.00	2.35	11.25	0.888	0.89
2		Φ12/0	5.00	2.20	11.00	0.866	0.77
3		Φ12/0	5.00	2.10	10.75	0.888	0.54
4		Φ12/0	5.00	1.70	14.00	0.855	12.54
5		Φ12/0	5.00	1.00	5.00	0.888	0.98
6		Φ12/0	5.00	1.00	10.00	0.888	3.30
7		Φ12/0	5.00	1.00	10.50	0.866	3.50
8		Φ12/0	5.00	2.35	1.25	0.866	3.77
9		Φ12/0	5.00	2.47	2.71	0.805	3.28
10		Φ14/0	1.50	1.50	2.25	1.206	2.51
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΡΙΑΣΜΟΥ ΑΝΑ ΤΙΜΩΝ ΜΕΤΡΟΥΣ (kg/m)							83.07

Αρίθμηση οπλισμών τσιζών συνολικής

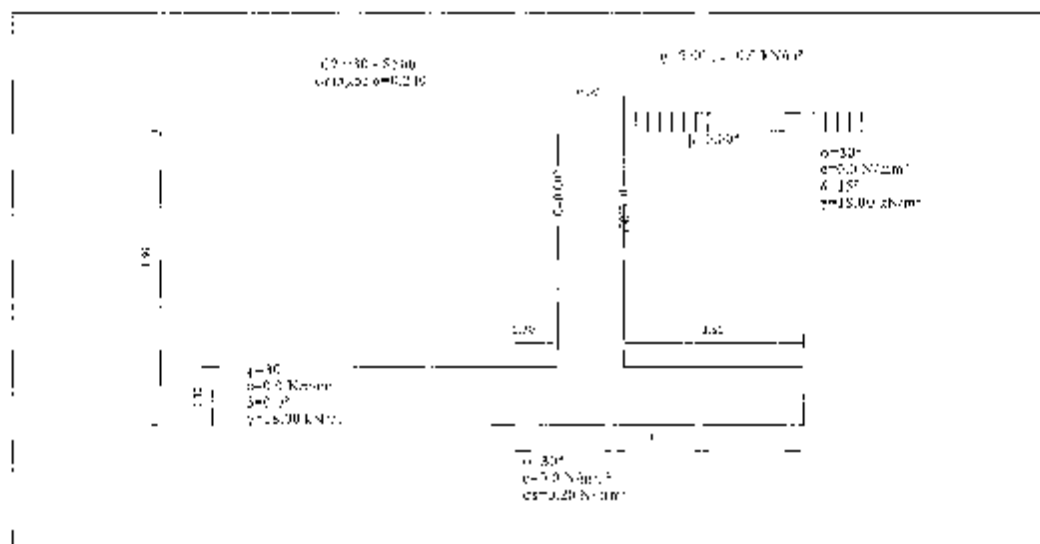


	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος (m ³)	0.45	0.075	0.2	0.06	0.18	0.24	0.08
Σύνολο							1.285

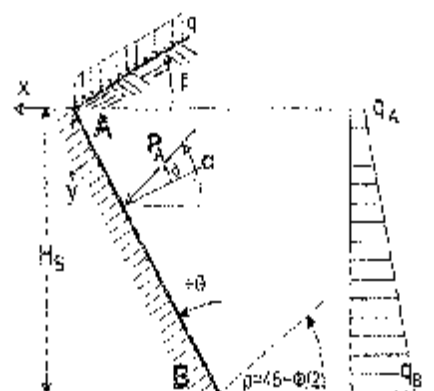


Τείχος οπλισμένου σκυροδέματος ύψους 1.5m**5.2.13. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : Π1.5**

ταίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος

**5.2.13.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τείχους από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ mΆνω σημείο A $x=0.500$ m $y=0.000$ mΚάτω σημείο B $x=0.500$ m $y=1.500$ m**Ιδιότητες εδάφους**

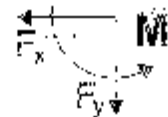
Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma = 8.00$ kN/m³Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat} = 23.00$ kN/m³Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00$ kN/m³Γωνία κοσμητικής επίδρασης του εδάφους $\varphi = 30.00^\circ$ Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.000$ N/mm²Γωνία επιφανειακής κλίσης με οριζόντιο $\beta = 0.00^\circ$ Γωνία παρεπείσεως τείχους με κατακόρυφο $\theta = 0.00^\circ$ Γωνία προέβλες μεταξύ τείχους & εδάφους $\delta = 15.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 5.00$ kN/m²Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00$ kN/m²**Δόηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 15^\circ = \varphi/2 - \delta = 0.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης: $K_A = 0.391$ Θάρος γαιών καθ' ύψος $q(y) = q_A + \gamma_w \cdot y$ 

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

Μόνιμες δόσεις

Βάρος (πίεση στην κορυφή $y=0$ m) $q_A = 1.50 \text{ KN/m}^2$
 Βάρος (πίεση) στην βάση ($y=y_B=1.500$ m) $q_B = 9.33 \text{ KN/m}^2$
 Βάρος (πίεση) για τον Πνευμάτοσταθε 8.34 KN/m^2 σε γωνία $\alpha=9.00^\circ$
 Πέδη (όριζοντι) για τον καθ' ύλην $P_{ax}=3.07 \text{ KN/m}$, $P_{ay}=2.16 \text{ KN/m}$
 Σημείο εφαρμογής δύναμης P_{ax} $x=0.660$ m, $y=0.933$ m
 Σημείο εφαρμογής δύναμης P_{ay} $x=0$, $y=0$, $P_y = 9.36 \text{ KN/m}$

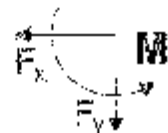


Δύναμη διαφύλαξης κατά μήκος

Δυνάμεις-Εσοδα στο κάτω σημείο B ($x=-0.050$ m, $y=1.500$ m)

Μόνιμες δόσεις

Συνολική οριζόντια δύναμη γαίων $P_{ax}=3.07 \text{ KN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη δύναμη γαίων $P_{ay}=2.16 \text{ KN/m}$
 Συνολική οριζ. δύναμη γαίων $H_x = 4.58 \text{ KN/m}$



Μεταβλητές δόσεις

Συνολική οριζόντια δύναμη γαίων $H_x=0.00 \text{ KN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη δύναμη γαίων $H_y=0.00 \text{ KN/m}$
 Συνολική οριζ. δύναμη γαίων $H_x=0.00 \text{ KN/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια δύναμη γαίων $H_x=0.00 \text{ KN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη δύναμη γαίων $H_y=0.00 \text{ KN/m}$
 Συνολική οριζ. δύναμη γαίων $H_x=0.00 \text{ KN/m}$

Διευκρινίσεις Κωδ. Πρωτ. (ΣΠΣ, ΚΝΥ1998-5:1994, 97.3 και Κορρήν. 8)

Οριζόντιος συντελεστής ασφαλείας $\alpha=0.20$, $2.00=0.20$ (ΣΠΣ, ΚΝΥ1998 5:1994, 97.3.2.3)
 Κατακόρυφος συντελεστής ασφαλείας $\beta=0.00$, $0.04=0.00$ (ΣΠΣ, ΚΝΥ1998-5:1994, 97.3.2.2)

Κέλυδος Μολώνου-Ούλα (ΣΠΣ, ΚΝΥ1998-5:1994, Παράρτ. 3)

για κάθε γωνία κατά τη διεύθυνση οριζόντιου

τύπου με συνεχή οριζόντιη (ΣΠΣ1998 5, Παράρτ. 4)

$\omega = \arctan \left(\frac{1 + \alpha}{1 - \alpha} \right) = \arctan \left(\frac{1.20}{1 - 0.00} \right) = 7.28^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας κατά μήκος (Μετασχηματισμένη), $K_s = 0.330$

Πρόσθετη δύναμη γαίων λόγω σεισμικού $\xi = 0.100/0.30 = 0.333$

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

Μόνιμες δόσεις

Οριζόντια δύναμη H_x στην βάση λόγω πίεσης $H_x=8.63(0.200+0.20) \text{ KN/m}$

6.2.13.2. Υψηλότερο δευτερεύον μέτρο γαίων κατά μήκος

Τμήμα τοίχου από $y=0.900$ m έως $y=1.500$ m, $H=0.600$ m

Σημ. εφαρμογής $x=0.660$ m, $y=0.933$ m

Κάτω σημείο B $x=-0.050$ m, $y=1.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

Κόστος εδάφους

Ειδικό βάρος εδάφους $\gamma = 19.00 \text{ KN/m}^3$

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat} = 27.00 \text{ KN/m}^3$

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 9.80 \text{ KN/m}^3$

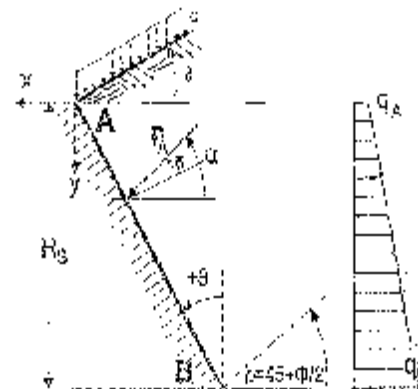
Γωνία απορρόφησης $\alpha = 30.00^\circ$

Συντελεστής ασφαλείας κοπήσης εδάφους $\alpha = 0.000 \text{ m/m}^2$

Γωνία απορρόφησης εδάφους με οριζόντιο $\beta = 0.00^\circ$

Γωνία ασφαλείας τοίχου με κατακόρυφο $\delta = 0.00^\circ$

Γωνία ασφαλείας τοίχου με κλίση $\delta = 0.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
 Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Πήδηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου αλόωσης $\mu = 15^\circ - \phi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 3.200$
 Όθρος γαιών καθ' ύψος $q(\gamma) = q_1 + \gamma \cdot Y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσεις
 Όθρος (πίεση) στην κορυφή ($\gamma \cdot \gamma_0 = 0$) $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Όθρος (πίεση) στην βάση ($\gamma \cdot \gamma_0 = 1.500$) $q_2 = 12.00 \text{ kN/m}^2$
 Όθρος (όλωση) γαιών $E_a = \frac{1}{2} q_1 h + q_2 \cdot h = 9.72 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 Όθρος (όλωση) γαιών κατά x και y , $F_{ax} = -9.72 \text{ kN/m}$, $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.500 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 12.64 \text{ kNm/m}$

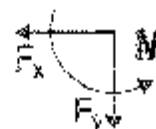


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-ροπές στο κάτω σημείο x ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $K_{ax} = -9.72 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_a = -12.64 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

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

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $K_{ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $K_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_a = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.13.3. Στοιχεία τείχους-παράμετροι-κανονισμοί

Διαστάσεις

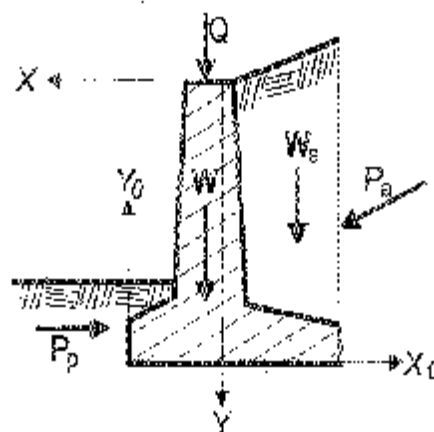
Ολικό ύψος τείχους	1.500 m
Μήκος τείχους	$L = 10.000 \text{ m}$
Πλάτος τείχους στην κορυφή	0.200 m
Πλάτος κορυφής τείχους στην βάση	0.200 m
Ολικό πάχος βάσης τείχους	1.400 m
Πλάτος βάσης τείχους μπροστά	0.300 m
Πλάτος βάσης τείχους πίσω	0.800 m
Ύψος κορυφής τείχους	1.200 m
Ύψος βάσης τείχους	0.200 m
Ύψος βάσης τείχους μπροστά	0.200 m
Ύψος βάσης τείχους πίσω	0.300 m
Κλίση παραθύρου τείχους μπροστά	$\beta = 0.000^\circ$
Κλίση παραθύρου τείχους πίσω	$\beta = 0.000^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Βάρος τείχους

Κιβ. κβ βάρος ολόκληρου τείχους 25.000 kN/m^3
 Εμβαδόν διατομής τείχους 0.750 m^2
 Ιδίο βάρος τείχους ανά μέτρο $W = 0.750 \cdot 25.000 = 18.75 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τείχους $x = 0.025 \text{ m}$, $y = 1.004 \text{ m}$ ($x_0 = 0.565 \text{ m}$, $y_0 = 0.496 \text{ m}$)



Βάρος επίρροιας

Ιδιο βάρος τσιμέντου από μέτρο $K_0=7.28 \text{ kK/m}$
 Κέντρο τύπου, επίρροιας $x=0.400 \text{ m}$, $y=0.600 \text{ m}$

Υλικά τσιμέντο

Ανυδροή Ισορροπημένη Πυλινθη: C25/30-B500, Διαστάση: 50 mm (ΚΑΝΥ 1992, §4.1.3.3)
 Βεβηλωμένη Βασιλόδοξη-155 βραχί: C25/30-B500, Διαστάση: 50 mm (ΚΑΝΥ 1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανεγερμένη οριζοντιώδη επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (ΕΟΚ, ΚΑΝΥ 1998 5-1004, §4.2.2)
 Μικροσεισμικός συντελεστής συμπεριφοράς $\mu=2.03$ (ΕΟΚ, ΚΑΝΥ 1998-5-1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/2.03=0.120$ (ΕΟΚ, ΚΑΝΥ 1998 5-1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.25^2 \cdot 0.24=0.030$ (ΕΟΚ, ΚΑΝΥ 1998 5-1994, §7.3.3.2)

Σεισμικά δυνάμεις (από δυνάμεις λόγω όδησης γατών)

Οριζοντιώδη δυνάμεις σεισμού λόγω τείνου βάσης	$F_{sx} = 19.50 \times 0.120 =$	2.34 kN/m
Κατακόρυφες δυνάμεις λόγω τείνου βάσης	$F_{sy} = 19.50 \times 0.030 =$	0.59 kN/m
Οριζοντιώδη δυνάμεις σεισμού επίρροιας	$F_{sx} = 17.28 \times 0.120 =$	2.07 kN/m
Κατακόρυφες δυνάμεις σεισμού επίρροιας	$F_{sy} = 17.28 \times 0.030 =$	0.52 kN/m

Επιμέρους συντελεστές (ΣΚ7, ΚΑΝΥ 1997 1-1-1997, Πίν. 3.1)

Άραση πόρτας, $\alpha=0.55$, Ευρωκλής $=1.00$
 Άραση παραθύρων, Ευρωκλής $=1.50$
 Εδαφικός τείνου, $\alpha=1.00$, $\alpha=1.00$, $\alpha=1.00$
 Διατηρησιμότητα κατακόρυφης $=1.00$

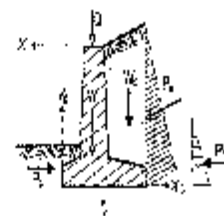
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Θλιπτική αντοχή εδάφους στη βάση $f_{ct}=0.20 \text{ N/mm}^2$
 Γωνία φριξής εδάφους στη βάση $\phi=30.00^\circ$, συντελεστής τριβής $\tan(\phi)=0.577$
 Συντελεστής ολισθητικότητας στη βάση $\alpha=0.200 \text{ N/mm}^2$

6.2.13.4. Βλαχχοί ευκαμψίας τείνου

Δυνάμεις (ενέργεια και αντίσταση) αποκείμενες στον τείνο

Τύπος	(γ)	y_1	y_2	Δύναμη F_x [kN/m]	Αύραση F_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική άραση πόρτας	0.55	0.00	1.50	10.59	0.93	0.400	0.938
Ενεργητική άραση παραθύρων	1.50	0.90	1.50	9.72	0.00	1.300	1.300
Βάρος τείνου	0	0	0	0.00	19.50	1.315	1.000
Βάρος επίρροιας	0	0	0	0.00	17.28	1.400	0.600
Μόνιμο φορτίο επίρροιας θεμελίωσης	0	0	0	0.00	4.00	0.400	0.000

**Βλαχχοί ευκαμψίας αποκείμενες εδάφους (ΣΚ7, ΚΑΝΥ 1997 1-1-1997, §6.5.2)**

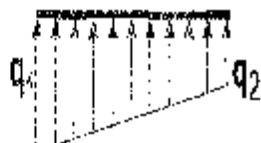
Τύπος	(γ)	y_1	y_2	x_0 [m]	x_y [m]	x_0 [m]	y_0 [m]	α [N/mm/m]
Ενεργητική άραση πόρτας	0.55	0.00	1.50	10.59	0.92	0.400	0.767	2.11
Βάρος τείνου	0	0	0	0.00	19.50	0.585	1.498	-11.11
Βάρος επίρροιας	0	0	0	0.00	17.28	0.000	0.900	-17.28
Μόνιμο φορτίο επίρροιας θεμελίωσης	0	0	0	0.00	4.00	0.000	1.500	-4.00
Σύνολο					13.70			-30.56



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 43.70 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μισοστά σημείο = -30.58 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = 0.00 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 0.00/43.70 = 0.000 m = 1.400/5 = 0.280 m
 Τύπος υδρόψυξης σ = 0.037 N/mm² π = 0.048 N/mm²
 Ενταγμένο κλάστρο θεμελίου (B07, ΕΝ1997-1-1:1997, Β.1) L=1.400-2x0.000= 1.400 m
 Φέρουσα ικανότητα θερμότητας κd=Lκμ/γ = 1.400x1.000x0.20/1.50= 280.00 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=43.70 < κd=280.00 kN/m εντάξει

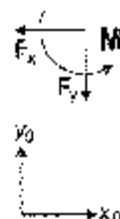


Έλεγχος περίκλισης με 1.35κ(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50κ(κινητά κομμάτια)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 57.07 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μισοστά σημείο = -42.03 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσης = -1.49 kNm/m
 Εκκεντρότητα = -1.45/57.07 = -0.025 m = 1.400/5 = 0.280 m
 Τύπος υδρόψυξης σ = 0.037 N/mm² π = 0.048 N/mm²
 Ενταγμένο κλάστρο θεμελίου (B07, ΕΝ1997-1-1:1997, Β.1) L=1.400-2x0.025= 1.350 m
 Φέρουσα ικανότητα θερμότητας κd=Lκμ/γ = 1.350x1.000x0.20/1.50= 270.00 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=57.07 < κd=270.00 kN/m εντάξει



Έλεγχος στατικής λόγω ανατροπής (B07, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3)
 ανατροπή ως προς το μισοστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=0.400, y=1.500 m)

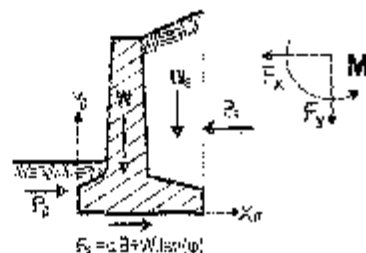
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	Ko=	Mo=
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]
Ενεργητική όμβρος	Pa	x1.35	0.00- 1.50	10.89	2.92	1.400	0.567	6.18	4.08
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	19.50	0.585	0.190	0.00	11.41
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	17.28	1.000	0.900	0.00	15.28
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wsp	x1.00		0.00	4.00	1.000	1.500	0.00	6.00
						Σύνολο		6.18	26.77



Σύνολο ροπών ανατροπής = 6.18 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 26.77 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή Vd=6.18 < κd=26.77 kN/m εντάξει

Έλεγχος στατικής λόγω ολίσθησης (B07, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy
				[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική όμβρος γαιών	Pa	x1.35	0.00- 1.50	10.89	2.92
Παθητική όμβρος γαιών	Pp	x1.00	0.90- 1.50	0.00	9.72
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	19.50
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	17.28
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wsp	x1.00		0.00	4.00
				Σύνολο	43.70



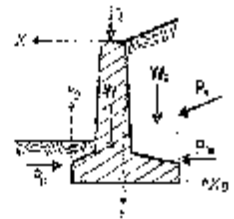
Τριβή υδρόψυξης σd=σd,tanφ/γ = 42.0x0.20x1.50/1.00 = 25.20 kN/m
 Συνεπικρίθση σd=Lκμ/γ = 1.400x1.000x0.20/1.50 = 18.67 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 10.89 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 43.87 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση κd=10.89 < κd,tanφd=43.87 kN/m εντάξει

5.2.13.5. Αντισεισμικός έλεγχος (B05, ΕΝ1998-5:1998)

Έλεγχος συστάθειας τοίχων (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειες και αντιδράσεις) αποκούμενες στην τοίχο

Τύπος	(x,y)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ενέργεια γράφω	Pa x1.00	0.00	1.50	8.77	2.18	0.000	0.750
Παθητική ενέργεια γράφω	Pp x0.50	0.50	1.50	4.80	0.00	0.300	1.100
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	19.50	0.333	1.004
Βάρος επίκλισης	Wa x1.00			0.00	17.29	0.400	0.600
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	Wp x1.00			0.00	1.00	-0.400	0.000

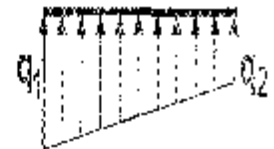


πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τύπος	(x,y)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0x [kNm/m]
Ενεργητική ενέργεια γράφω	Pa x1.00	0.00 - 1.50	2.34	1.100	0.000	0.000	1.56
Βάρος τοίχου	W x1.00		2.34	1.17	0.585	0.496	1.85
Βάρος επίκλισης	Wa x1.00		2.07	-1.01	1.000	0.900	2.90
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	Wp x1.00		0.48	0.24	1.000	1.500	0.96
		Σύνολο	6.83	-2.21			6.11

Έλεγχος εφάρμοσης κανονιστικού ελέγχου (EC7, ENV1997-1-1:1997, §5.5.2) (για αντιστάση)

Τύπος	(x,y)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M
Ενεργητική ενέργεια γράφω	Pa x1.00	0.00 - 1.50	10.46	2.16	1.400	0.507	2.92
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	18.55	0.585	0.496	-9.56
Βάρος επίκλισης	Wa x1.00		2.07	15.24	1.000	0.900	-14.50
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	Wp x1.00		0.48	1.76	1.000	1.500	-3.07
		Σύνολο	12.98	37.61			-13.15



Σύνολο κατακόρυφη δύναμη

= 39.49 kN/m

Σύνολο ροπήν ως προς παραστάτικό σημείο

= -24.06 kNm/m

Σύνολο δύναμη ως προς μέσον βάσης

= 4.28 kNm/m

Έλεγχος εφάρμοσης κανονιστικού ελέγχου (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (BC8, ENV1998-5:1994)

Ρεαλιστικό $\gamma_{red} = 1.25 / \gamma_{over} = 0.77$ $\gamma_{over} = 1.400 / 0.2038$

Τέλος ελέγχου $\sigma_{red} = 0.242$ $\sigma_{over} = 0.016$ $\sigma_{over} = 0.016$

Επιπεδίο βάσης, $\sigma_{red} = 0.242$ (BC7, ENV 997-1-1:1997, §3.1) $\sigma_{red} = 1.400 \times 0.105 = 1.469$ m

Επίπεδο αντιστάσεως $\sigma_{red} = 1.189 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 237.80$ kN/m

Έλεγχος εφάρμοσης κανονιστικού $\sigma_{red} = 0.19$ $\sigma_{over} = 237.80$ kN/m αντιστάση

Έλεγχος αντιστάσεως λόγω αντιστάσεως (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (για αντιστάση)

αντιστάση ως προς το παραστάτικό βάτο σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.600, y=1.500$ m)

Τύπος	(x,y)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0x [kNm/m]	M0y [kNm/m]
Ενεργητική ενέργεια γράφω	Pa x1.00	0.00	1.50	10.46	2.16	1.400	0.507	5.94	3.02
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	18.55	0.585	0.496	1.85	11.11*
Βάρος επίκλισης	Wa x1.00			2.07	15.24	1.000	0.900	2.90	17.38*
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	Wp x1.00			0.48	1.76	1.000	1.500	0.96	1.00*
						Σύνολο		11.65	32.51

(* οι ρομές λόγω των κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ρομές αντιστάσεως)

Έλεγχος αντιστάσεως λόγω αντιστάσεως (EC7, ENV1997-2-1:1997, §8.6.3) (BC8, ENV1998-5:1994)

αντιστάση ως προς το παραστάτικό βάτο σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.600, y=1.500$ m)

Σύνολο ροπήν αντιστάσεως = 11.65 kNm/m

Σύνολο ροπήν αντιστάσεως = 32.51 kNm/m

Έλεγχος σε αντιστάση $\sigma_{red} = 11.65$ $\sigma_{over} = 32.51$ kNm/m αντιστάση

Έλεγχος αντοχής λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, 88.6.3, 86.5.3) (με σεισμό)

Στήλη	(γ)	γ ₁	γ ₂	γ _x	F _x	γ _y
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γράβι	Pa κ1.50	0.00	1.50	15.35	0.00	2.16
Μαθηματικά κέρση νετών	Pb κ0.50	0.50	1.50	0.00	1.25	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00			0.34	0.00	18.33
Βάρος επίχωσης	Wb κ1.00			2.07	0.00	16.24
Κόνημο φορτίο επίχωσης	Wsk κ1.00			0.44	0.00	3.76
			Σύνολο	18.20	1.25	30.49

Έλεγχος αντοχής λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, 88.6.3, 86.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

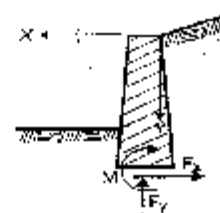
Τριβή εδάφους δδ=κ₁·τ_α·η/γ₂ = 40.43kN/m²·(0.01/1.0) = 0.40 KN/m²
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 15.35 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 28.24 kN/m (ΣΑΚ 3.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση: ΕΣ= 15.35 < 91-εφδ= 28.24 kN/m αντί/μ.π.

6.2.13.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35κ(μόνιμα δοσμενή) + 1.00κ(μόνιμα ευμενή) + 1.50κ(κινητά δοσμενή)

Δυνάμεις (στο κέντρο βάσης διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	z	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.300	1.86	4.00	0.32
1.20	0.300	7.43	11.00	3.18



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ENV1993-1-1:1993

Χαρακτήρας-καλύψης: (25/30) 3000 Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, 84.1.3.3)

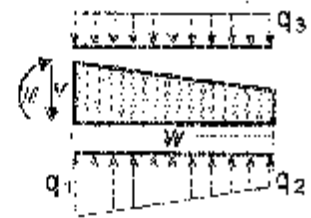
y	M _{ed}	N _{ed}	a	sd	ξ	σ _s /σ _y	k _s	A _s	ελάχ. σ _{σλ}
[m]	[kNm/m]	[kN]	[cm]	[cm]				[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.50	0.32	-4.00	27.0	29.70	0.01	0.2/20.0	2.3	0.07	(3.00)
1.20	3.18	-11.00	27.0	32.76	0.02	0.4/20.0	3.33	0.13	(3.00)

6.2.13.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00κ(μόνιμα δοσμενή)+1.00κ(μόνιμα ευμενή)+1.50κ(κινητά)+1.00κ(σεισμός)

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

στάση 1. εφέλιμο μήκος $L=302$, ΕΚΝ1992-1-1:1993
 Έλεγχος μήκματος πύσσ $x=0,800$ m έως $x=0,000$ m
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 27.97 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσης = 1.43 kNm/m
 $\sigma_1=0.042$ N/mm², $\sigma_2=0.037$ N/mm², $w=0.000$ m
 πίεση άνω από επίχωση και όλο βάρος $\sigma_3=0.008$ N/mm²
 $M=1.06$ k Nm/m, $V=8.57$ kN/m
 V σε απόσταση $E=20$ cm από κορυφή $\delta=0.55$ kN/m
 $M_{\delta}=1.06$ k Nm/m, $V_{\delta}=8.57$ kN/m



Έλεγχος μήκματος μισοστά $x=0,800$ m έως $x=0,000$ m (σε οριζόντιο)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 40.43 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσης = 4.78 kNm/m
 $\sigma_1=0.042$ N/mm², $\sigma_2=0.035$ N/mm², $w=0.000$ m
 πίεση άνω από επίχωση και όλο βάρος $\sigma_3=0.008$ N/mm²
 $M=1.47$ k Nm/m, $V=8.51$ kN/m
 V σε απόσταση $E=20$ cm από κορυφή $\delta=2.70$ kN/m
 $M_{\delta}=1.47$ k Nm/m, $V_{\delta}=2.70$ kN/m

Έλεγχος μήκματος πύσσ $x=0,800$ m έως $x=0,000$ m (σε οριζόντιο)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 29.49 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μέσον βάσης = 4.28 kNm/m
 $\sigma_1=0.037$ N/mm², $\sigma_2=0.018$ N/mm², $w=0.000$ m
 πίεση άνω από επίχωση και όλο βάρος $\sigma_3=0.029$ N/mm²
 $M=-3.05$ k Nm/m, $V=4.60$ kN/m
 V σε απόσταση $E=20$ cm από κορυφή $\delta=4.51$ kN/m
 $M_{\delta}=-3.05$ k Nm/m, $V_{\delta}=4.51$ kN/m

Έλεγχος πλάτους έμφυτου κόμβου

Σκυρόδεμα κόμβου: C20/25-2500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝΝ1992, §4.1.3.3)
 $M_{ed}=1.07$ kNm/m, $\sigma_c=12.5$ N/mm², $\sigma_s=12.57$, $\lambda=0.02$, $\rho_{s,eq}=0.4/20.0$, $K_s=2.32$, $\lambda_s=0.31$ cm²/m
 $M_{ed}=-2.85$ kNm/m, $\sigma_c=13.81$, $\sigma_s=13.81$, $\lambda=0.03$, $\rho_{s,eq}=0.4/20.0$, $K_s=2.31$, $\lambda_s=0.27$ cm²/m
 Ελάχιστος οπλισμός 112/15.0 (7.53cm²/m)

6.2.13.10. Οριζοντιοί πλάτοι τοίχων

οπλισμός πλάτου κάτω 312/15.0 (7.53cm²/m)
 οπλισμός πλάτου άνω 412/20.0 (15.64cm²/m)
 οπλισμός διατομής 4/2/20.0 (5.65cm²/m)



Έλεγχος πλάτου σε διάτμηση-διάτμηση με EC2, ΕΚΝ1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα κόμβου: C25/30-2500 Επικάλυψη οπλισμού: 75 mm (ΕΝΝ1992, §4.1.3.3)
 Τάση πλάτους σ_{\perp} (σφίγγ) οριζοντιοί οριζόντιοι (100, ΕΚΝ1992-1-1:1993, §4.1.3.3)
 $v_{rd1}=v_{rd}$, $K_{11}=3+492^2/1.6e6$, $\tau_{rd}=0.10$ N/mm², $k=1.0$
 $\rho_1=\lambda_{s1}/(\lambda_{s1}+d) = 1.00/20.0 = 0.05$
 $v_{rd1}=0.30 \times 1.0 \times 2.0 \times 1.0 \times 0.99 \times 1.0 \times 0.22 \times 1.0 \times 1.0 \times 88.90$ kN/m
 $v_{ed}=5.55$ kN/m, $v_{N,ed}=09.21$ kN/m, διάτμηση και διάτμηση OK

6.2.13.11. Εμπρόσθια υλικά

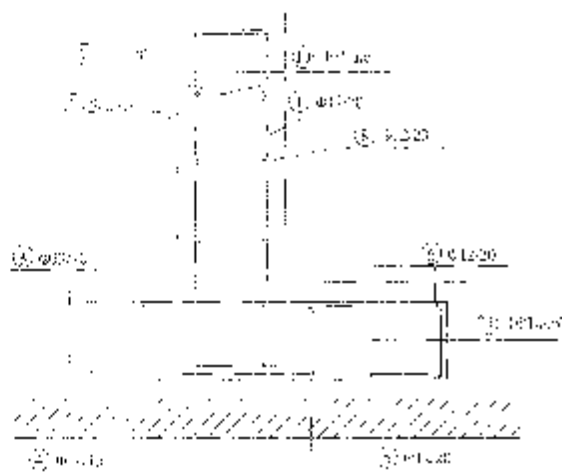
εμπρόσθια υλικά μήκος $L=0,000$ m/α

Κατάλογος οπλισμών

ΑΠΑΙΤΗΣΜΑΤΑ ΟΠΛΙΣΜΩΝ							
Α/Α	ΕΠΙΣΤΡΟΦΗ	ΟΡΟΣΤΙΧΟΣ	ΥΠΟΡΧΟΣΤΕΜΑ	ΑΠΕΘΟΛΩΣΗ (cm)	ΟΛΙΚΟ ΜΗΚΟΣ (m)	ΒΑΡΟΣ ΑΡΜΑΤΟΣ (kg)	ΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ (kg)
1	2	2	2	7,80	8,50	0,898	8,98
2	2	2	2	1,30	8,50	0,898	8,98
3	2	2	2	1,70	8,50	0,898	7,85
4	2	2	2	1,70	8,50	0,898	11,06
5	2	2	2	1,00	8,50	0,903	8,21
6	2	2	2	1,00	8,50	0,903	8,21
7	2	2	2	1,00	8,50	0,903	7,87
8	2	2	2	1,00	8,50	0,903	7,87
9	2	2	2	1,12	8,50	0,105	9,27
10	2	2	2	1,00	1,60	1,274	1,69
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΣΤΟΙΧΕΙΟΜΕΤΡΟ ΟΠΛΙΣΜΩΝ (kg)							64,18

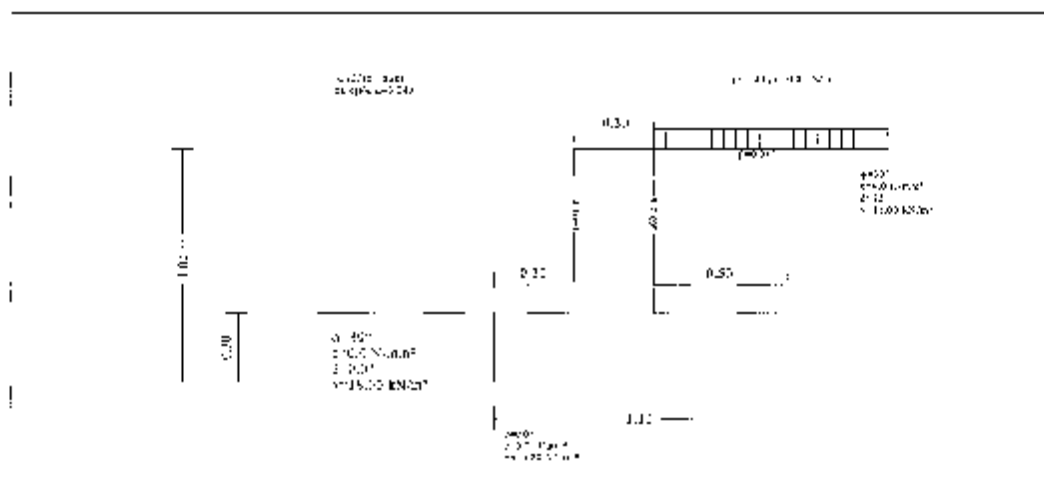
Αριθμός οπλισμών τριγων. αμοσπλάτης

Α/Α	Όγκος οπλισμού (m ³)	G ₁	G ₂
1	0,36	0,42	0,78



Τείχος σκλησιμένου σκυροδέματος ύψους 1.0μ**6.2.14. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής 1 Τ1**

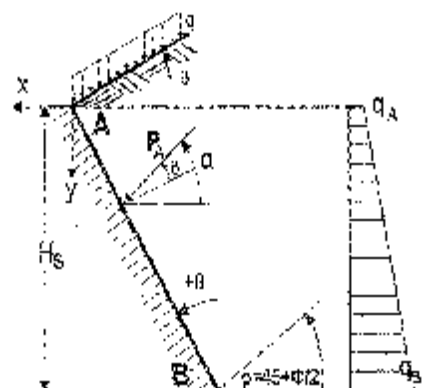
Τείχος αντιστήριξης σκλησιμένου σκυροδέματος

**6.2.14.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.000$ m, $H=1.000$ m.

Ανω κρημίο Α $x=-0.500$ m $y=0.000$ m
 Κάτω κρημίο Β $x=-0.500$ m $y=-1.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

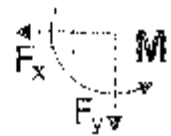
Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³Κιλιτικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=23.00$ kN/m³Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³Γωνία κοσμητικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$ Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.000$ N/mm²Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντια $\beta=0.00^\circ$ Γωνία παρατός τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$ Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$ **Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μένιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=5.00$ kN/m²Χρησιμοσηφό κ.μητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²**αθήση σύρματος με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ \pm \varphi/2=50.00^\circ$ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.301$ Οθήση γαιών καθ' ύψος: $q(y)=q_1\gamma_1\gamma_2 K_a$

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

Μόνιμες δράσεις

Οδηγή (πίεση) στην κορυφή (y γα=1 m) q_g= 1.50 KN/m²
 Οδηγή (πίεση) στην βάση (y γα= 1.000 m) q_g= 9.92 KN/m²
 Οδηγή (Συνισμαή) γαιών Ρ_g=k₁q₂+k₂q₁ Ε= 4.31 KN/m σε γωνία α=15.00°
 Οδηγή (δύναμη) γαιών κατά x και y, Ρ_{gx}= 2.07 KN/m, Ρ_{gy}= 1.09 KN/m
 Στην ίδια εφαρμογή δράσης γαιών x= 0.500 m, y=1.000 m
 Ροπή οδηγής γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -3.02 KNm/m

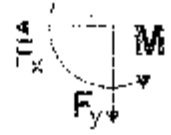


Ευνοϊκά Συνθήσεων και φορτία

Δυνάμεις-Ρομές στο κάτω σημείο β (x= 0.500 m, y=1.000 m)

Μόνιμες Δράσεις

Κυκλώσιμη οριζόντια δράση γαιών F_{gx}= 4.07 KN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη δράση γαιών F_{gy}= 1.09 KN/m
 Ευνοϊκή ροπή δράσης γαιών M_g= 1.66 KNm/m



Μεταβλητές Δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια δράση γαιών F_{gx}= 0.00 KN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη δράση γαιών F_{gy}= 0.00 KN/m
 Ευνοϊκή ροπή δράσης γαιών M_g= 0.00 KNm/m

Υδροστατικές Δυνάμεις

Ευνοϊκή οριζόντια υδροστατική δύναμη F_{gx}= 0.00 KN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη F_{gy}= 0.00 KN/m
 Ευνοϊκή ροπή υδροστατικής δύναμης M_g= 0.00 KNm/m

Πειραματικές διορθώσεις (ΕΟΕ, ΕΝΣ1998-5:1994, §7.3 και παράρτ. Β)

Οριζόντιος συντελεστής αν=0.24/2.00=0.12 (ΕΟΕ, ΕΝΣ1998-5:1994, κτ.3.2.2)
 Κατακόρυφος οριζόντιος συντελεστής αν=0.20x0.24=0.06 (ΕΟΕ, ΕΝΣ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Μοσσοπου-Ούαλι (ΕΟΕ, ΕΝΣ1998-5:1994, Παράρτ. Γ)

για δράση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού

Παράρτ. με ανακτή κλίση (ΕΝΣ1998-5, παράρτ. Η)

ω=αρεσπ/α: (1-κν)/(1+κν)ταπ(0.120/(1+0.060))= 7.28°

Επιτελεστής αναγωγικής δράσης(Μοσσοπου-Ούαλι), κσ= 0.350

Πρόσθετη δράση γαιών λόγω σεισμού ζ=(0.390/0.30°-1)= 0.296

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

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη δράσης γαιών λόγω σεισμού F_g=4.07x0.390=1.20 KN/m

5.2.14.2. Υπολογισμός καβλητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=0.400 m έως γ=1.000 m, Επ=0.600 m

Πάνω Σημείο Α x= 0.100 m, y= 0.400 m

Κάτω Σημείο Β x= 0.100 m, y= 1.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ=18.00 KN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γκ=21.00 KN/m³

Ειδικό βάρος νερού γw=10.00 KN/m³

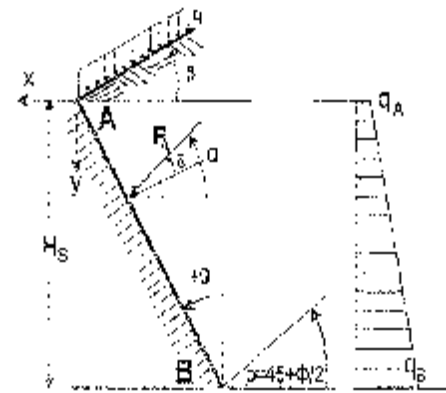
Γωνία κολλησιμικής τριβής του εδάφους φ=30.00°

Συντελεστής ανακλιση/τριβής εδάφους σ=0.000 KN/m²

Γωνία εκκένωσης εδάφους με οριζόντιο β= 3.00°

Γωνία κορεσής τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°

Γωνία κλίσης ηπιχής τοίχου & εδάφους δα= 0.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
 Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

όθση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου διάσπασης $\rho = 15^\circ - \rho/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής όθσης $K_p = 3.000$
 Όθση γαιών καθ ύψος $q(y) = \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσεις

όθση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 όθση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.600 \text{ m}$) $q_B = 32.40 \text{ kN/m}^2$
 μέση (δύναμη) γαιών $q = \gamma \cdot q_A + q_B/2 = 9.72 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 0.00^\circ$
 όθση (δύναμη) γαιών κατά x και y, $F_{Ax} = -9.72 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Επίπεδο εφαρμογής όθσης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 0.800 \text{ m}$
 Γραμμή όθσης γαιών ως προς οριζ. ($x = 0$, $y = 0$), $K = 7.76 \text{ kNm/m}$



Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Απόσταση βάσης στο κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.000 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια όθση γαιών $F_{Ax} = -9.72 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη όθση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή όθσης γαιών $M_B = -1.94 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια όθση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη όθση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή όθσης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δυνάμεις $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.14.9. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

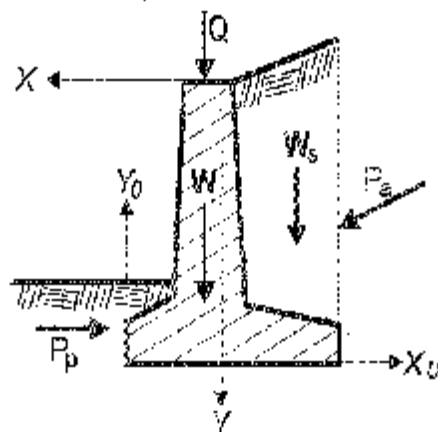
Ολικό ύψος τοίχου 1.000 m
 Μήκος τοίχου L= 10.000 m
 Πλάτος τοίχου στην κορυφή 0.300 m
 Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση 0.300 m
 Ολικό πλάτος βάσης τοίχου 1.100 m
 Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά 0.300 m
 Πλάτος βάσης τοίχου πίσω 0.500 m
 Ύψος κορμού τοίχου 0.700 m
 Ύψος βάσης τοίχου 0.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου μπροστά 0.300 m
 Ύψος βάσης τοίχου πίσω 0.300 m
 Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά $\theta = 0.000^\circ$
 Κλίση παρειάς τοίχου πίσω $\theta = 0.000^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}$
 Κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

Ειδικό βάρος ολικού τοίχου 20.000 kN/m^3
 Επιπέδων διατομής τοίχου 0.540 m^2
 Ίδιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 0.540 \times 20.000 = 10.80 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους τοίχου $x = 0.089 \text{ m}$, $y = 0.696 \text{ m}$ ($x_0 = 0.511 \text{ m}$, $y_0 = 0.344 \text{ m}$)



Βάρος επίκλισης

Ισόλο βάρος επίκλισης ανά μέτρο $w_0=8.30 \text{ kN/m}$
 Κέντρο βάρους επίκλισης $x=0.280 \text{ m}$, $y=0.250 \text{ m}$

Υλικό τείχους

Ανοξυδάκη επικάλυψη κάλυμα: C25/30-S500, επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, 54.1.3.3)
 Ομοεπίπεδο Σκυρόδεμα-επίκλιση: C25/30-S500, επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, 54.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, EN1998-5:1994, 54.2.2)
 Μικροσικός συντελεστής συσπριζιφοράς $\omega=2.00$ (EC8, EN1998-5:1994, 57.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $\alpha_h=0.24/2.00=0.120$ (EC8, EN1998-5:1994, 57.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $\alpha_v=0.25*0.24=0.060$ (EC8, EN1998-5:1994, 57.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ύψους γαιών)

Οριζόντια δυνάμη σεισμικού λόγω ύψους βάρους	F_{hx}	$13.50 \times 0.120 =$	1.62 kN/m
Κατακόρυφη δυνάμη σεισμικού λόγω ύψους βάρους	F_{hy}	$13.50 \times 0.060 =$	0.81 kN/m
Οριζόντια δυνάμη σεισμικού επίκλισης	w_{hx}	$8.30 \times 0.120 =$	0.996 kN/m
Κατακόρυφη δυνάμη σεισμικού επίκλισης	w_{hy}	$8.30 \times 0.060 =$	0.498 kN/m

Μεγίστος συντελεστής (EC7, EN1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόδοση κίνησης γ , δ. οριζόντια $\gamma_1=1.25$, δ. οριζόντια $\gamma_2=1.00$
 Αρρωσ. μετατόπιση δ , οριζόντια $\delta=1.50$
 Βασικός λόγος κίνησης, $\gamma_1=1.25$, $\gamma_2=1.00$, $\alpha_1=1.25$, $\alpha_2=1.00$
 Αι. κίνησης λόγω κατακόρυφου $\gamma_3=1.00$

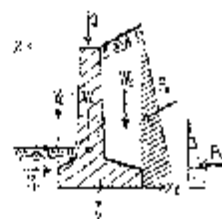
Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

Ομογενής, ανισογύ εδάφους στη βάση, $\varphi=0.30 \text{ kN/mm}^2$
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\psi=30.00^\circ$, μέση κλίση κρ. βάρ. (tan ψ) $=0.577$
 Ενταλάση/ελαστικότητα στη βάση $\alpha=0.010 \text{ kN/mm}^2$

6.2.13.4. Έλεγχος αστάθειας τείχους

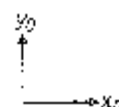
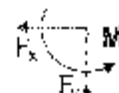
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποσπόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(m)	$y_1 - y_2$	Απόδοση w_x	Δυνάμη F_y	x	y
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$w_0 \times 1.35$	0.00-1.00	0.49	1.47	-0.500	0.600
Περισσότερη ώθηση γαιών	$w_0 \times 1.00$	0.40-1.00	0.00	0.00	0.500	0.800
Βάρος τοίχου	$w_0 \times 1.00$		0.00	13.50	0.083	0.056
Βάρος επίκλισης	$w_0 \times 1.00$		0.00	6.30	0.250	0.350
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	$w_{hx} \times 1.00$		0.00	2.50	-0.250	0.000

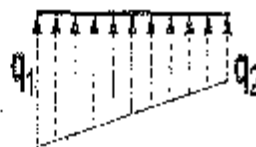


Έλεγχος εφύστασης ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, 86.5.2)

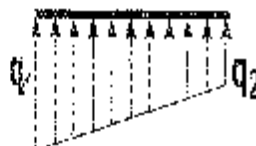
Τμήμα	(m)	y_1	y_2	F_x	F_y	x_0	y_0	M
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	$w_0 \times 1.35$	0.00-1.00		0.49	1.47	1.000	0.753	0.94
Βάρος τοίχου	$w_0 \times 1.00$			0.00	13.50	0.511	0.144	6.90
Βάρος επίκλισης	$w_0 \times 1.00$			0.00	6.30	0.850	0.050	6.36
Μόνιμο φορτίο επίκλισης	$w_{hx} \times 1.00$			0.00	2.50	0.850	1.000	2.13
				Σύνολο-	23.77			-13.65



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 22.77 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -13.85 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -0.78 kNm/m
 Εκκλινοδότημα = -0.78/23.77 = -0.033 με = 1.100/6 = 0.183m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.018 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_2 = 0.025 \text{ N/mm}^2$
 Ενταγμένο πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997 1-1:1997, B.1) $L = 1.000 - 2 \times 0.033 = 1.034 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot c_{\alpha} / \gamma = 1.034 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 206.80 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 23.77 < R_d = 206.80 \text{ kN/m}$ εντάξει

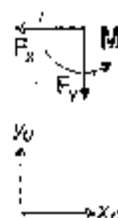


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35π(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50π(κινητά φορτία)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 31.55 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -18.49 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.52 kNm/m
 Εκκλινοδότημα = -1.52/31.55 = -0.048 με = 1.100/6 = 0.183m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.02 \text{ kN/m}^2$ $\sigma_2 = 0.046 \text{ N/mm}^2$
 Ενταγμένο πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997 1-1:1997, B.1) $L = 1.100 - 2 \times 0.048 = 1.004 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot c_{\alpha} / \gamma = 1.004 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 200.80 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 31.55 < R_d = 200.80 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3)
 ανατροπή, ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.600, y=1.000 \text{ m}$)

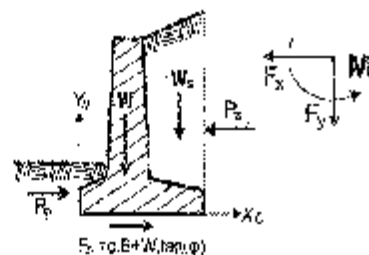
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	x0·Fy - Fx·y0	M0	
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση	Ea	κ1.35	0.00 - 1.00	5.49	1.47	1.100	0.393	2.16	1.62
Βάρος τείχους	S	κ1.00	0.00	3.50	0.511	0.344	0.00	6.90	
Βάρος επίχωσης	We	κ1.00	0.00	6.70	0.850	0.650	0.00	5.36	
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wερκ1.00		0.00	2.50	0.850	0.000	0.00	2.13	
						Σύνολο	=	2.16	16.01



Σύνολο ροπών ανατροπής = 2.16 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 16.01 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 2.16 < M_{rd} = 16.01 \text{ kNm/m}$ εντάξει.

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx1	Fx2	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	κ1.35	0.00 - 1.00	5.49	1.47
Παθητική ώθηση γαιών	Ea	κ1.00	0.00 - 1.00	0.00	9.72
Βάρος τείχους	S	κ1.00	0.00	3.50	13.50
Βάρος επίχωσης	We	κ1.00	0.00	6.70	6.36
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wερκ1.00		0.00	2.50	2.48
		Σύνολο		5.49	9.72

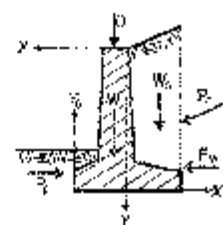


Τριβή εδάφους $R_d = V_d \cdot c_{\alpha} / \gamma = 23.77 \times 0.20 / 1.00 = 4.75 \text{ kN/m}$
 Συνεπτικότητα $R_d = A \cdot c_{\alpha} / \gamma = 1.10 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 11.00 \text{ kN/m}$
 Συνολο δυνάμεων ολίσθησης = 5.49 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 34.44 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $F_d = 5.49 < R_d + R_{rd} = 34.44 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.14.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)
Έλεγχοι συστάθειας τείχους (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειες και αντιδράσεις) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	1.00	4.07	1.09	-0.600	0.507
Παθητική ώθηση γαιών	Pp κ0.50	1.00	1.00	1.86	0.30	0.300	0.500
Βάρος τοίχου	W κ1.00			0.00	13.50	0.085	0.555
Βάρος επίχωσης	Wg κ1.00			0.00	5.30	-0.250	0.350
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			0.00	2.50	-0.250	0.500

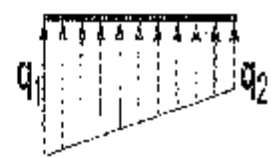


πρόσθετες Δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	1.00	1.20		1.100	0.393	0.47
Βάρος τοίχου	W κ1.00			1.69	0.21	0.511	0.344	0.97
Βάρος επίχωσης	Wg κ1.00			0.71	-0.33	0.850	0.650	0.82
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			0.30	0.15	0.850	1.000	0.13
Σύνολο				3.90	1.09			2.39

έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	N [kNm/m²]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00	1.00	3.17	1.09	1.100	0.393	0.87
Βάρος τοίχου	W κ1.00			1.69	12.69	0.511	0.344	-6.92
Βάρος επίχωσης	Wg κ1.00			0.71	5.32	0.850	0.650	-4.34
Μόνιμο φορτίο επίχωσης	Wspκ1.00			0.30	2.35	0.850	1.000	1.70
Σύνολο				5.87	22.05			-11.31



- Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων - 22.05 kN/m
- Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο - 11.31 kNm/m
- Σύνολο ροπών ως προς πίσω μέση βάση - 0.53 kNm/m

έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)

Εκκαταπόλιση = 0.83/22.05 = 0.038 < α = 1.100/6 = 0.182m
 τάση εδάφους σ = 0.024 kN/m² < α2 = 0.024 kN/m²
 ενεργό μέγιστο θεμελίον (EC7, ENV1997-1-1:1997, §4.1) L = 1.00 - 2x0.239 = 1.025 m
 φέρουσα ικανότητα θερ. άσκηση Rd = Es*γ/γ = 1.525x(1000x0.30)/1.00 = 225.00 kN/m
 έλεγχος φέρουσας ικανότητας γd = 22.05 < α = Rd = 225.00 kN/m εντάξει

έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=0) (x=-0.600,y=1.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	-γ [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa κ1.00	0.00	1.00	5.27	1.09	1.100	0.393	2.07	1.30
Βάρος τοίχου	W κ1.00			1.62	12.69	0.511	0.344	0.97	6.96*
Βάρος επίχωσης	Wg κ1.00			0.70	5.32	0.850	0.650	0.82	5.36*
Μόνιμο φορτίο επίχ.	Wspκ1.00			0.30	2.35	0.850	1.000	0.13	2.13*
Σύνολο				7.89	21.46			4.29	15.79

(*και ροπές αρχητ. και κατακόρυφα φορτίων λόγω σεισμού, προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=0) (x=-0.600,y=1.000 m)

- Σύνολο ροπών ανατροπής - 4.29 kNm/m
- Σύνολο ροπών αντιστάσεως - 15.79 kNm/m
- έλεγχος ως ανατροπή Msd = 4.29 < α = Msd = 15.59 kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, 88.6.3, 86.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa κ1.00	0.00- 1.00	5.27	0.00	1.59
Παθητική ώθηση γαιών	Pp κ0.55	0.00- 1.00	0.00	4.86	0.00
Βάρος τοίχου	W κ1.00		1.62	0.00	12.59
Βάρος επίχωσης	Ws κ1.00		0.76	0.00	5.92
Μόν.με φορτίο επίχωσης	Wsp κ1.00		0.30	0.00	2.35
		Σύνολο-	7.95	4.86	22.05

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, 88.6.3, 86.5.3) (EC8, ΕΝ1996-5:1994)

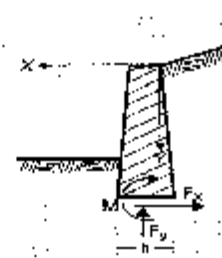
Τριβή πρόσδεσης $R_{s-Vd} = k_{s-Vd} \cdot \gamma_{-} = 22.05 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 12.73 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 7.95 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 17.59 kN/m (ΣΑΝ 8.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $R_{sd} = 7.95 < S_d - E_{pd} = 17.59 \text{ kN/m}$ εντάξει.

6.2.14.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.35 \times (\text{μόν.με δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	h	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.70	0.300	3.11	6.09	0.777



Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με EC2, ΕΝ1992-1-1:1993

Σκυρόδεμα: κάλυψη: C25/30 SFC0 κτ. κάλυψη σταθεροί: 30 mm (ΕΝ1992, 84.1.3.3)

y	M _{ed}	N _{ed}	d	K ₀	ξ	σ _s /ε _s	K _s	A _s	ε _{αδχ} , σ _{αδ}
[m]	[kNm/m]	[kN]	[cm]					[cm ² /m]	[cm ² /m]
0.70	0.777	-6.09	37.0	22.08	0.02	0.2/20.0	2.31	0.00	(3.00)

6.2.14.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

Φόρτιση $1.00 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 0.50 \times (\text{κινητά}) + 1.00 \times (\text{σεισμός})$

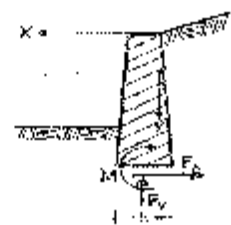
Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου (με σεισμό)

y [m]	b [m]	F_x [kN/m]	D_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.70	0.300	4.67	6.09	1.48

Έλεγχος κορμού τοίχου σε κάμψη με ΕC2, ΕΚΝ1992-1-1:1993 (με σεισμό)

Ευκρόδομα-χάλυβας: C25/30-Β500 Επικάλυψη οπλισμού: 50 mm (ΕΚΝ1992, §4.1.3.3)

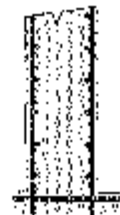
y [m]	Μαδ [cm/m]	Μαδ [kN]	δ [cm]	Kd	ξ	σ_s/σ_{sk}	ξ_s	$\Delta\sigma$ [cm ² /m]	πλάχ. Οπλ. [cm ² /m]
0.70	1.48	-8.09	22.0	17.28	0.07	0.18/20.0	> 0.31	0.06	(3.53)



6.2.14.9. Οπλισμοί κορμού τοίχου

οπλισμοί εσωτερικής καρείας τοίχου $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
 οπλισμός διανομής $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)

οπλισμός εξωτερικής καρείας τοίχου $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)
 οπλισμός διανομής $\Phi 12/20.0$ (5.65cm²/m)



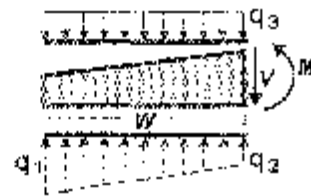
Έλεγχος κορμού σε διάτμηση με ΕC2, ΕΚΝ1992-1-1:1993

Ευκρόδομα-χάλυβας: C25/30-Β500 Επικάλυψη οπλισμού: 50 mm (ΕΚΝ1992, §4.1.3.3)
 Η κατανομή του εφελκυστικού άξονα είναι γραμμική, άρα η μεταβολή της διατομής κατά μήκος της είναι παραβολοειδής. Η μεταβολή της διατομής του κορμού είναι γραμμική. Άρα η δυσμανεύτερη θέση για έλεγχο διάτμησης είναι στο κάτω μέρος του κορμού.

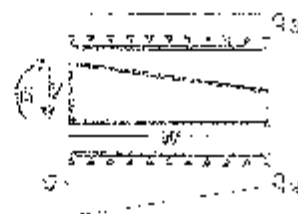
$v_{ed}=4.11$ kN/m, v_{ed} (-αξοναίο)=-4.67 kN/m, $k_{ed}=6.09$ kN/m
 $v_{ed1}=[\tau_{pd} \cdot k \cdot (1.2+40\rho_1)+0.15\sigma_{sk}] \cdot b_w \cdot d$, τρέφ=1.33 0/σπ, $k=1.0$
 $\rho_1=As1/(b_w \cdot d)=0.0007 \times 0.30 / (1.00 \times 0.27)=0.0013$
 $\sigma_{sk}=M_{ed}/As=0.001 \times 0.08 / (1.00 \times 0.27)=0.0029$ k/mm²
 $v_{ed1}=0.30 \times (0.1 \cdot (1.2+40 \times 0.0013) + 0.15 \times 0.0029) \times 0.27 \times 1.00 \times 1000 = 0.28$ kN/m
 $v_{ed}=4.67$ kN/m < $v_{rak}=152.35$ kN/m διάτμησης OK

6.2.14.9. Έλεγχος εφελκυστικής διαστρέψεων πεδίων και οπλισμοί

Οπλισμοί πεδίοι τοίχου με ΕC2, ΕΚΝ1992-1-1:1993
Έλεγχος επιμέρους μισοστά $\kappa=1.500$ m έσοχ $\kappa=0.300$ m
 Εύνοχο κατακόρυφων διατμήσεων - 31.38 kN/m
 Εύνοχο κλίση κατά προς μέσον άξονα - 1.52 kNm/m
 $\sigma_1=0.016$ N/mm², $\sigma_2=0.002$ N/mm², $\omega=0.000$ m
 κλίση άνω π.δ. επίχωση με έλκυσ βαρος $\sigma_2=1.006$ N/mm²
 $\kappa=1.236$ kN/m, $v=8.01$ kN/m
 v σε απόσταση $b=25$ cm από άξονα έ- 2.27 kN/m
 $m_{ed}=1.236$ kN/m, $v_{ed}=2.27$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μήκος $x=0.500$ m έως $x=0.500$ m (με παροιά)
 Σύνολο κατακόρυφων υποφόρων = 22.95 kN/m
 Σύνολο οριζόντιων προς μέσον βάρων = 0.83 kN/m
 $\sigma_1=0.028$ N/mm², $\sigma_2=0.027$ N/mm², $w=0.007$ m
 Πίεση άνω από επίχωση και 10cm βάρος $\sigma_3=0.020$ N/mm²
 $\mu=0.126$ kN/m, $\nu=0.176$ kN/m
 γ σε απόσταση $h=23$ cm από πάνω $\gamma=0.95$ kN/m
 $\kappa_{ed}=0.421$ kN/m, $\nu_{ed}=0.80$ kN/m



Έλεγχος τμήματος μήκος $x=0.600$ m έως $x=1.100$ m (με παροιά)
 Σύνολο κατακόρυφων υποφόρων = 22.95 kN/m
 Σύνολο οριζόντιων προς μέσον βάρων = 0.83 kN/m
 $\sigma_1=0.004$ N/mm², $\sigma_2=0.022$ N/mm², $w=0.007$ m
 Πίεση άνω από επίχωση και 10cm βάρος $\sigma_3=0.020$ N/mm²
 $\mu=0.126$ kN/m, $\nu=0.168$ kN/m
 γ σε απόσταση $h=23$ cm από πάνω $\gamma=0.95$ kN/m
 $\kappa_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.24$ kN/m

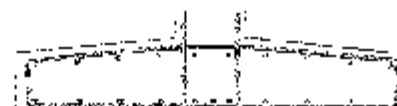
Έλεγχος τμήματος μήκος $x=0.500$ m έως $x=0.500$ m (με σφ20)
 Σύνολο κατακόρυφων υποφόρων = 22.95 kN/m
 Σύνολο οριζόντιων προς μέσον βάρων = 0.83 kN/m
 $\sigma_1=0.000$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm², $w=0.000$ m
 Πίεση άνω από επίχωση και 10cm βάρος $\sigma_3=0.020$ N/mm²
 $\mu=0.126$ kN/m, $\nu=1.15$ kN/m
 γ σε απόσταση $h=23$ cm από πάνω $\gamma=0.95$ kN/m
 $\kappa_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=0.95$ kN/m

Έλεγχος πεδίου ύψους κόμης

ακριβέστερα κλάση: $\sigma_{20}/30=0.001$ επικάλυψη οπλ. σιμ. 75 mm (EN12692, S4.1.3.3)
 $\kappa_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 $\kappa_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 Ελάχιστος οπλ. σιμ. $\phi 12/20.0$ 17.33cm²/m

6.2.14.10. Οπλισμοί πεδίου τοίχου

οπλισμός πεδίου κάτω $\phi 12/15.0$ (7.53cm²/m)
 οπλισμός πεδίου άνω $\phi 12/20.0$ (5.55cm²/m)
 οπλισμός διανομής $\phi 12/20.0$ (5.55cm²/m)



Έλεγχος πεδίου σε διάτμηση-διείσθηση με RC², EN12692-1-1:1993

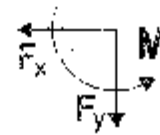
ακριβέστερα κλάση: $\sigma_{20}/30=0.001$ επικάλυψη οπλ. σιμ. 75 mm (EN12692, S4.1.3.3)
 Πίεση άνω από επίχωση και 10cm βάρος $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 $\nu_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 $\nu_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 $\nu_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²
 $\nu_{ed}=0.126$ kN/m, $\nu_{ed}=1.15$ kN/m, $\gamma=0.95$ kN/m, $\sigma_3=0.020$ N/mm², $\sigma_2=0.015$ N/mm²

6.2.14.11. Προσέγγιση υλικών

Επιτόν ανά τετρα μέτρος 0.640 m²/m

Μόνιμες δράσεις

Θήση (πίεση) στην κορυφή (y-y_α=0 m) q_α= 0.00 kN/m²
 Θήση (πίεση) στην βάση (y-y_α= 3.000 m) q_β= 14.45 kN/m²
 Θήση (δυναμική) γαιών P_α=½(q_α+q_β)P= 21.67 kN/m σε γωνία α=18.00°
 Θήση (δυναμική) γαιών κατά x κα. y, P_{αx}= 20.93 kN/m, P_{αy}= 5.61 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=0.000 m, y=3.000 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0): M= 43.86 kNm/m

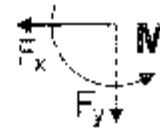


Πύναλοι δυνάμεων και ροπών

Δυναμείς-Ροπές στο κάτω σημείο B (x=0.000 m, y=3.000 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών P_{αx}= 20.93 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών P_{αy}= 5.61 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_s= 20.93 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών P_{αx}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών P_{αy}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών M_s= 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη P_{αx}= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη P_{αy}= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης M_s= 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής a_h=0.24/1.50=0.160 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής a_v=0.24x0.24=0.048 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Κέθετος Monopobe-Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού
 (κλίση με ανκική ολισθήση) (EN1998-5, Παράρτ. Β)
$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\alpha)} \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\alpha-\delta)}{\cos(\theta+\alpha+\delta)\cos(\theta-\beta)} \right]$$

 $\varphi = \arctan(1a_h/(1-a_v)) = \arctan(0.160/(1-0.048)) = 9.54^\circ$ $\cos\alpha = \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\alpha)$
 Συντελεστής ανεργητικής ώθησης (Monopobe Okabe), K_α= 0.420
 ηρέπωση ώθησης γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.420/0.301-1)= 0.393

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού P_α=20.93x0.393=8.27 kN/m

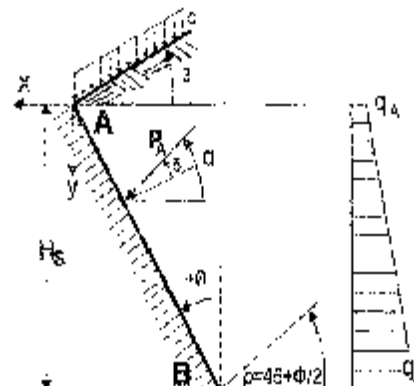
5.2.15.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

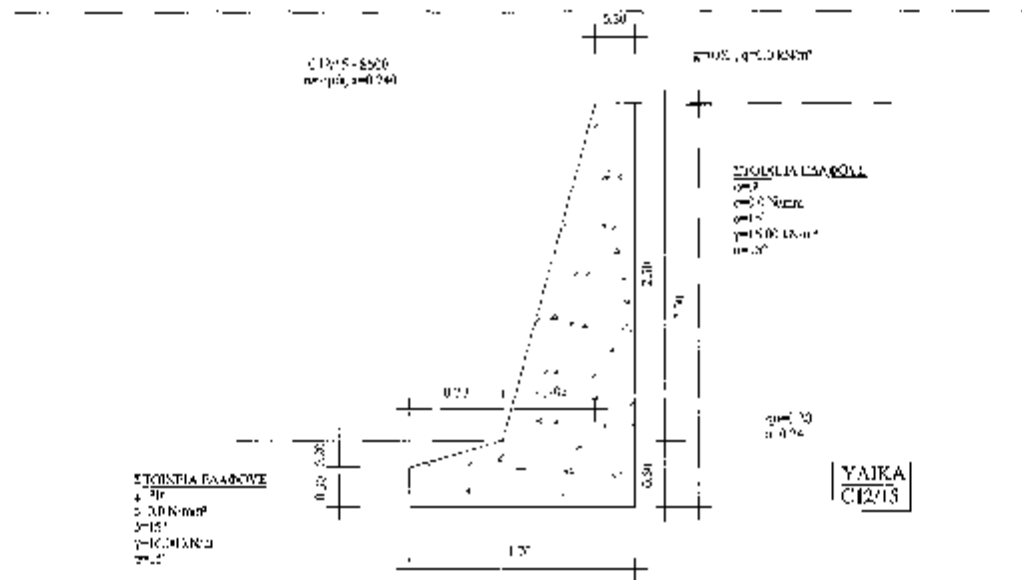
Σμήμα τοίχου από y=2.500 m έως y=3.000 m, H=0.500 m

Άνω Σημείο A x= 1.000 m y= 2.500 m
 Κάτω Σημείο B x= 1.000 m y= 3.000 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 κινδύ βάρους ξηρού εδάφους γ=16.00 kN/m³
 επιδ.κό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_κ=20.00 kN/m³
 επιδ.κό βάρος νερού γ_ν=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=20.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.005kN/m²
 Γωνία επιφανειακής εδάρσεως με οριζόντια β=0.00°
 γωνία παθητός τοίχου με κατακόρυφο θ=0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 15.00°



Τείχος βαρύτητας ύψους 3.0m**6.2.15. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T1****Τείχος βαρύτητας****6.2.15.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**

Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=3.000$ m, $H=3.000$ m.

Ανω Σημείο A $x=-1.300$ m $\gamma=0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $\gamma=3.000$ m

ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³

Ειδικό βάρος νερού $\gamma_{water}=10.00$ kN/m³

γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=35.00^\circ$

Συντελεστής συνοχικότητας εδάφους $c=0.005$ N/mm²

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

Γωνία παρειάς τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Φορτισμός: μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²

Φορτισμός: κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

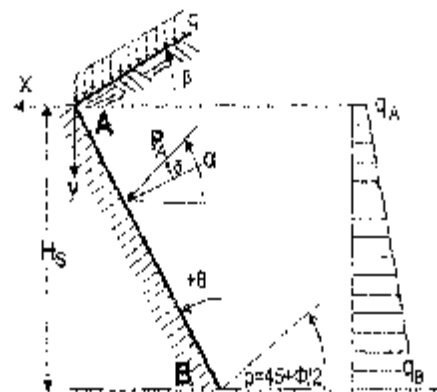
Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

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

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $Ea=0.30$

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

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



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κλιμακωτό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

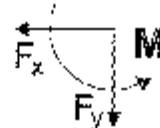
ώθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία στ.κόδου ολίσθησης $\rho = \phi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής καθρακτικής ώθησης $K_0 = 4.977$
 ώθηση γα.ων καθ. ύψος $q(y) = c + \gamma \cdot y \cdot K_0$

$$K_0 = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta)} \cdot \frac{1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \beta)}}{2}$$

μόνιμες δράσεις

ώθηση (πλευρά) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 ώθηση (πλευρά) στην βάση ($y - y_A = 3.000 \text{ m}$) $q_B = -39.82 \text{ kN/m}^2$
 ώθηση (όριζοντιή) γαιών $F_{Ax} = \frac{1}{2}(q_A + q_B)H = 9.95 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$
 ώθηση (όριζοντιή) γαιών καθ' ύψος $F_{Ax} = -9.61 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 2.58 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 1.000 \text{ m}$, $y = 2.833 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 29.31 \text{ kNm/m}$

**Σύνολα Δυνάμεων και ροπών**

Δυνάμεις Ροπές στο κάτω σημείο Β ($x = 1.000 \text{ m}$, $y = 3.000 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{Ax} = -9.61 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay} = 2.58 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_B = -1.60 \text{ kNm/m}$

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη	$F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη	$F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης	$M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.15.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Σύνολο ύψος τοίχου	3.000 m
Μήκος τοίχου	$l_w = 9.000$ m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.300 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	1.000 m
Σύνολο πλάτος βάσης τοίχου	1.700 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.700 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.000 m
Υψος κορμού τοίχου	2.500 m
Υψος βάσης τοίχου	0.500 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.300 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.200 m
Κλίση παραπλάτος τοίχου μπροστά	15.642°
Κλίση παραπλάτος τοίχου πίσω	$\theta = 0.000^\circ$

Φορτία

Κονίνο φορτίο στην κορυφή	$Q_p = 0.25$ kN/m
Κινητό φορτίο στην κορυφή	$Q_v = 0.25$ kN/m

Βάρος τοίχου

Συνολικό βάρος υλικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Αρβάζον διατομής τοίχου	2.406 m ²
Σύνολο βάρος τοίχου ανά μέτρο $w = 2.406 \times 25.000 = 60.15$ kN/m	
Κέντρο βάρους τοίχου $x=0.453$ m, $y=1.593$ m ($x_0=1.301$ m, $y_0=1.157$ m)	

Υλικά τοίχου

Πρωτότυπο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Βερελλίνο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανεγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ΕΝ1998 5:1994, §4.2.2)
 Μεταστροφικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta=1.50$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σε σμικρός συντελεστής $\alpha_h=0.24/1.50=0.160$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σε σμικρός συντελεστής $\alpha_v=0.20 \times 0.24=0.048$ (EC8, ΕΝ1998 5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

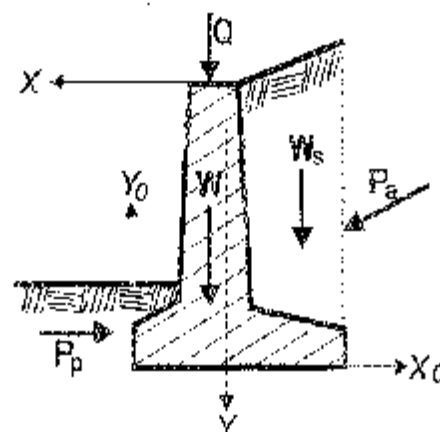
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wk} = 60.15 \times 0.160 = 9.62$ kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wk} = 60.15 \times 0.048 = 2.89$ kN/m

Κριτήριο συντελεστής (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Αράση Μόνιμη, Ανεμενής -1.35, Ευμενής -1.00
 Άρση Μεταβλητή, Ανεμενής -1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, $\alpha_{imp}=1.30$, $c=1.00$, $\alpha_i=1.00$, $q_i=1.00$
 Αυτοματικός καταστολισμός -1.00

Ιδιότητες εδάφους Βερελλίωσης

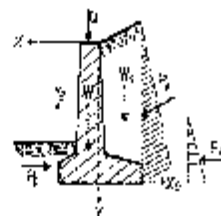
Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση $\tau_u=0.20$ N/mm²
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $\psi=0.010$ N/mm²



6.2.15.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

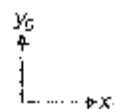
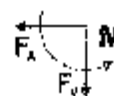
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκούμενες στον τοίχο

Μέγεθος	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 3.00	28.26	7.57	-0.000	2.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	2.50- 3.00	0.61	2.58	1.000	2.833
Βάρος τοίχου	W	x'.00		0.00	60.13	-0.499	1.693

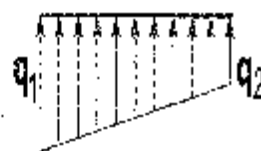


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Μέγεθος	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	28.26	7.57	1.700	1.000	16.38
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	60.13	1.201	1.107	-72.21
			Σύνολο=	67.70			-56.83

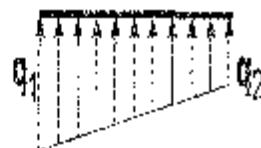


Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 67.70 kN/m
 Ρινάλιο γαιών ως προς μπροστά σημείο = -56.83 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 0.77 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $0.77/67.70 = 0.010$ m = $1.700/6 = 0.283$ m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.041$ N/mm² $\sigma_2 = 0.038$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1): $L = 1.700 \cdot 2 \cdot 0.010 = 1.679$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 1.679 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.50 = 335.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $v_d = 67.70 < R_d = 335.80$ kN/m εντάξει



Έλεγχος περίπτωση με 1.35x(ίδιο βάρος-μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)

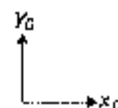
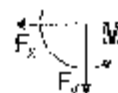
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 88.74 kN/m
 Ρινάλιο γαιών ως προς μπροστά σημείο = -82.11 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -6.69 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-6.69/88.74 = -0.075$ m = $1.700/6 = 0.283$ m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.038$ N/mm² $\sigma_2 = 0.066$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1): $L = 1.700 \cdot 2 \cdot 0.075 = 1.549$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot q_{adm} / \gamma = 1.549 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.50 = 309.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $v_d = 88.74 < R_d = 309.80$ kN/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.700, y=2.000 m)

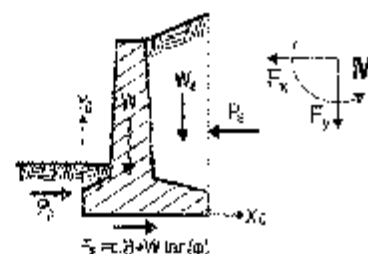
Μέγεθος	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	28.26	7.570	1.700	1.000	28.26	12.88
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	60.13	1.201	1.107	0.00	72.31
					Σύνολο=		28.26	85.09



Σύνολο ροπών ανατροπής = 28.26 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 85.09 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 28.26 < M_{rd} = 85.09$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αντοχής λόγω ολίσθησης (ΕΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, §9.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00 - 3.00	28.26	0.00	7.57
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	2.50 - 3.00	0.00	5.61	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	0.00	60.13
			Σύνολο-	28.26	5.61	67.70



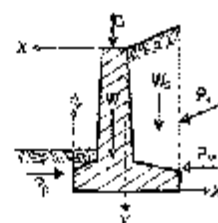
Τρ.βή εδάφους: $Sd-vd \cdot \tan(\phi) = 67.70 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 39.09 \text{ kN/m}$
 Συνεπτικότητα $Sd-A \cdot cu/\gamma = 1.70 \cdot (0.010 \cdot 1110) / 1.00 = 17.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 28.26 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 65.70 kN/m
 Έλεγχος αι. ολίσθησης $H1=28.26 < Sd-Ep1=65.70 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.15.5. Αντισεισμικός έλεγχος (ΕΟΤ, ΕΝ1998-5:1994)

Έλεγχος συστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκείμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00 - 3.00	20.93	5.61	0.000	2.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	2.50 - 3.00	-2.86	0.77	1.000	2.833
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	60.13	-0.499	1.699



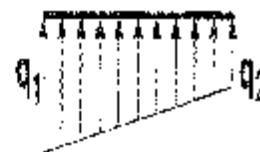
κρούσθες δυνάμεις λόγω σεισμό

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0 [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00 - 3.00	8.27	1.750	1.000	8.27	
Βάρος τοίχου	W	x1.00		9.62	-2.89	1.201	1.107	14.12
			Σύνολο-	17.89	-2.89			22.39

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (ΕΟΤ, ΕΝ1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00 - 3.00	23.20	5.61	1.700	1.000	19.66
Βάρος τοίχου	W	x1.00		9.62	57.23	1.201	1.107	-58.09
			Σύνολο-	32.82	62.84			-38.42

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 62.850 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 38.45 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς πίσω βάσας = 14.99 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκενρότητα $= 14.99 / (62.85 - 0.239) \approx 1.700 / 6 = 0.283\text{m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.069 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.006 \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 3.1) $L = 1.700 - 2 \times 0.239 = 1.221 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = I \times q_{ult} / \gamma = (2.25 \times 17000 \times 0.20) / 1.50 = 244.60 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 62.850 < R_d = 244.60 \text{ kN/m}$ εντάξει.



Έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.700, y=3.000 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	Mo+	Mo-	
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00- 3.00	29.20	5.61	1.700	1.000	29.20	9.543	
Μόρος τοίχου	W	x1.00		9.60	57.23	1.201	1.100	14.12	78.21*	
								Σύνολο =	43.32	87.75

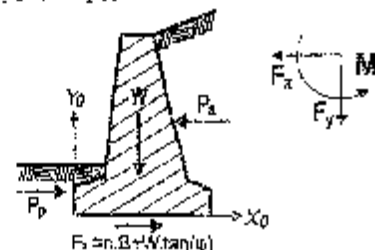
(*τις ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αστεχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.700, y=3.000 \text{ m}$)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 43.32 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντίστασης = 87.75 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $N_{ac} = 43.32 < M_{ac} = 87.75 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστεχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx+	Fx-	Fy		
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]		
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	3.00	29.20	0.00	5.61
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	2.20	3.00	0.00	2.88	0.00
Μόρος τοίχου	W	x1.00			9.60	0.00	57.23
			Σύνολο =	38.82	2.88	62.85	



Έλεγχος αστεχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

Τριβή εδάφους $q_d = N_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 62.85 \times \tan(30^\circ) / 1.50 = 36.28 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 38.82 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 39.17 kN/m (EAK 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $I_d = 38.82 < S_d \cdot F_{rd} = 39.17 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.15.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

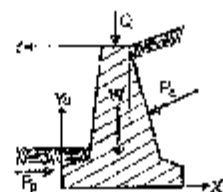
y	h	b	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.220	0.440	0.78	4.84	-0.56
1.00	0.290	0.580	3.15	17.84	0.12
1.50	0.360	0.720	7.07	21.01	1.12
2.00	0.430	0.860	12.55	32.36	3.23
2.50	0.500	1.000	19.57	45.89	7.38

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Θλίψη $\sigma_{\max} 0.09 \leq \sigma_{\text{επιτ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$

Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επιτ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Διάτμηση $\tau_{\max} 0.02 \leq \tau_{\text{επιτ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$

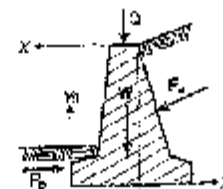


6.2.15.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

φόρτιση $1.00x$ (μόνιμα θωρακισμένη) $+1.00x$ (μόνιμα κυρτη) $+0.30x$ (κινητά) $+1.00x$ (σεισμός)

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

y	h	b	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.220	0.440	1.55	4.78	0.13
1.00	0.290	0.580	5.03	11.62	1.04
1.50	0.360	0.720	10.57	20.52	3.48
2.00	0.430	0.860	17.61	31.49	8.33
2.50	0.500	1.000	26.78	44.52	15.06

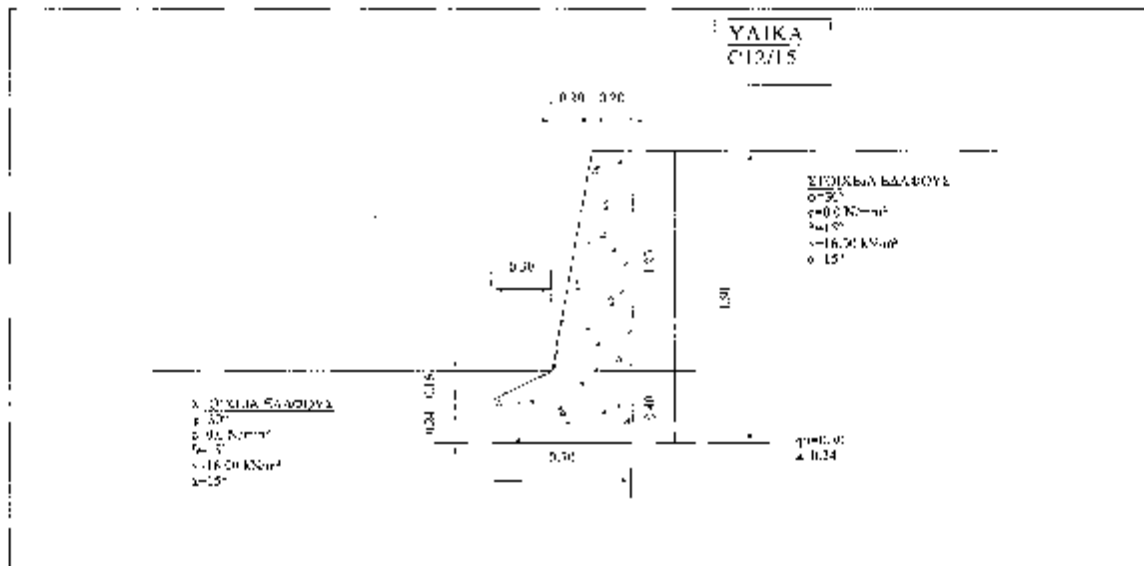


Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Θλίψη $\sigma_{\max} 0.20 \leq \sigma_{\text{επιτ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$

Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επιτ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Διάτμηση $\tau_{\max} 0.03 \leq \tau_{\text{επιτ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$

Τοίχος Βαρύτητας ύψους 1.5m**6.2.16. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T2****Τοίχος Βαρύτητας****6.2.16.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**
Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=1.600$ m, $H=1.600$ m

Ανω Σημείο A $x=1.300$ m $y=0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $y=1.600$ m

Ιδιότητες εδάφους

Εύρος ορόφου :	
Κι.δικό βάρος ξηρού εδάφους	$\gamma=16.00$ kN/m ³
Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους	$\gamma_k=20.00$ kN/m ³
Ειδικό βάρος νερού	$\gamma_w=10.00$ kN/m ³
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους	$\phi=30.00^\circ$
Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους	$c=0.005$ N/mm ²
Γωνία επ'αφάνειας εδάφους με οριζόντια	$\beta=0.00^\circ$
Γωνία παρεπείσεως τοίχου με κατακόρυφο	$\delta=0.00^\circ$
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους	$\theta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή q_1	0.00 kN/m ²
Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή q_2	0.00 kN/m ²

Παρασάρφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επικέδου ολισθησης $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.301$

Πε: ο γαιών καθ ύψος $q(\gamma)=q_A+\gamma \cdot \gamma \cdot K_a$

Μόνιμες δράσεις

Περεση (α.τομ) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) $q_A=0.00$ kN/m²

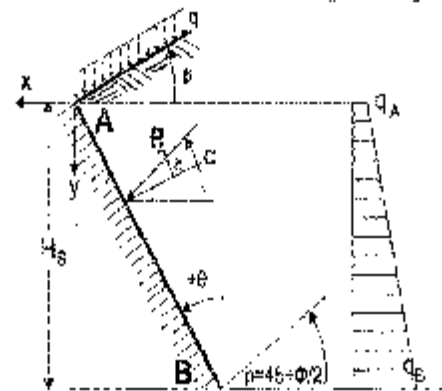
Περεση (π.τομ) στην βάση ($\gamma-\gamma_B=1.600$ m) $q_B=7.77$ kN/m²

Περεση (δύναμη) γαιών $q_A=N(q_A+q_B)/2=6.17$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$

Περεση (δύναμη) γαιών κατά x και y. $P_{Ax}=5.96$ kN/m, $P_{Ay}=1.60$ kN/m

Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.000$ m, $y=1.067$ m

Κατά ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0). $K=6.36$ kNm/m



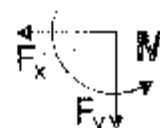
$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta+\delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\beta)} \right]^2}$$

Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Ανάλυση-Ροπές στη κάτω σημείο Β (x=0.000 m, y=1.600 m)

Κόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	F _{sx} =	5.96 kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	F _{sy} =	1.60 kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	M _s =	3.18 kNm/m

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	F _{sx} =	0.00 kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	F _{sy} =	0.00 kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	M _s =	0.00 kNm/m

**Υδροστατικές δυνάμεις**

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη	F _{wx} =	0.00 kN/m
Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη	F _{wy} =	0.00 kN/m
Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης	M _w =	0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Ε)Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής α_h=0.24/1.50=0.160 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α_v=0.20x0.24=0.048 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)**Μέθοδος Κλιμακωτή Οκাবে (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. Ε)**

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

(τοίχος με συνεπή ολισθηρά) (EN1998-5, Παράρτ. Ε)

ω_α=arctan(α_v/(1-α_v))=arctan(0.160/(1-0.048))= 9.54°Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Monopole Okabe), K_e= 0.420

Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.120/0.301-1)= 0.395

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

Κόνιμες δράσειςΠρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού γ_s=5.96x0.395=2.35 kN/m**6.2.16.3. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**

Τμήμα τοίχου από γ=1.200 m έως γ=1.600 m, H=0.400 m

Ανω Σημείο Α x= 0.400 m γ= 1.200 m

Κάτω Σημείο Β x= 0.400 m γ= 1.600 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Βιθικό βάρος ξηρού εδάφους γ=16.00 kN/m³Κιλιτικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_s=20.00 kN/m³Κιλιτικό βάρος νερού γ_w=10.00 kN/m³

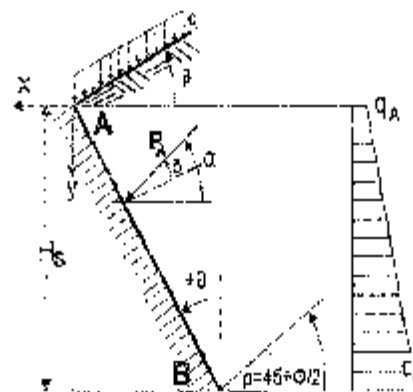
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=20.00°

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους α=0.0050/ππ²

Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντια β=0.00°

Γωνία παρεπείας τοίχου με κατακόρυφο θ=0.00°

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 15.00°

**Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή**Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή q₁= 0.00 kN/m²Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή q₂= 0.00 kN/m²**Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**

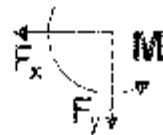
Γωνία επιπέδου ολισθησης ρ=45°-φ/2=30.00°

Συντελεστής παθητικής ώθησης K_p= 1.977Ωθηση γαιών καθ ύψος q(γ)=ρ_α+γ_v·γ·K_p

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

Κόνιμες δράσεις

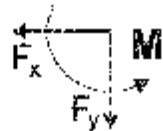
Ωθ:σ: (πίεση) στην κορυφή ($y-y_2=0$ m) $q_2= 0.00$ kN/m²
 Ωθ:σ: (πίεση) στην βάση ($y-y_2= 0.800$ m) $\sigma_3= -31.85$ kN/m²
 Ωθ:σ: (δύναμη) γαιών $q_A=q_A+q_{BII}= 6.37$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$
 Ωθ:σ: (δύναμη) γαιών κατά x και y, $F_{Ax}= -6.15$ kN/m, $F_{Ay}= 1.65$ kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.400$ m, $y=1.467$ m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$). $M= 0.68$ kNm/m

**Συνολα δυνάμεων κα. ροπών**

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.400$ m, $y=1.600$ m)

Κόνιμες δράσεις

Κενολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{Ax}= -6.15$ kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay}= 1.65$ kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_B = -0.62$ kNm/m

**Μεταβλητές δράσεις**

Κενολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{Ax}= 0.00$ kN/m
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay}= 0.00$ kN/m
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_B = 0.00$ kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Κενολική οριζόντια υδροστατική δύναμη	$F_{Ax}= 0.00$ kN/m
Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη	$F_{Ay}= 0.00$ kN/m
Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης	$M_B = 0.00$ kNm/m

6.2.16.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	1.500 π
Κήκος τοίχου	L= 6.000 π
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.200 π
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	0.450 π
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.700 π
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.250 π
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.000 π
Υψος κορμού τοίχου	1.200 π
Υψος βάσης τοίχου	0.450 π
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.250 π
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.250 π
κλίση παρειάς τοίχου μπροστά	$\alpha= 9.462^\circ$
κλίση παρειάς τοίχου πίσω	$\theta= 0.000^\circ$

Φορτία

κίνητο φορτίο στην κορυφή	$Q_p= 0.00 \text{ kN/m}$
κίνητο φορτίο στην κορυφή	$Q_v= 0.00 \text{ kN/π}$

Βάρος τοίχου

επιδικό βάρος υλ.κου τοίχου	25.000 kN/m ³
εμβαδόν διατομής τοίχου	0.617 m ²
τίμη βάρος τοίχου ανά μέτρο W	$0.617 \times 25.000 = 15.43 \text{ kN/m}$
κέντρο βάρους τοίχου x=0.228 m, y=0.978 m (x ₀ =0.472 m, y ₀ =0.622 m)	

Υλικά τοίχου

Ανοδομη Σκυρόδεμα-Σάλυβας: C12/15 S500, επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Οαρέατο Σκυρόδεμα-Σάλυβας: C12/15-S500, επικάλυψη οπλισμού: 30 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.2)

Δυναμικοί συντελεστές

Ανηχημένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §4.2.2)
 Μετακινικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta=1.00$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/1.50=0.160$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.20 \times 0.24=0.048$ (ΕΟ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Εισαγ.κές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

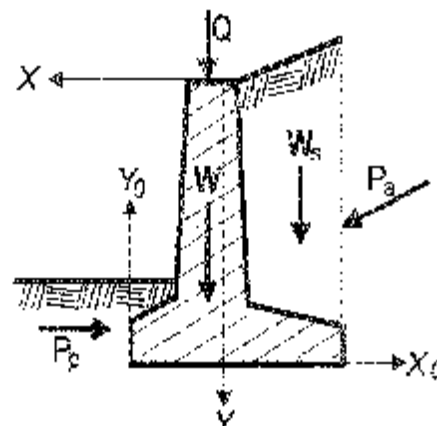
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω δικού βάρους	$F_{ohx}= 15.43 \times 0.160 = 2.47 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω δικού βάρους	$F_{ohy}= 15.43 \times 0.048 = 0.74 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (ΕΟ7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Δράση Μονιμής, Δυσμενής =1.35, Ευμενής =1.00
 Δράση Μεταβλητής, Δυσμενής =1.50
 Ειδικές ιδιότητες, $\psi_{1p}=1.00$, $\psi_{1s}=1.00$, $\psi_{2p}=1.00$, $\psi_{2s}=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις =1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

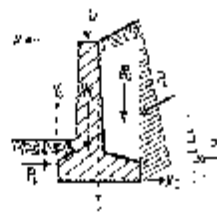
Θεωρητική αντίσκή εδάφους στη βάση	$\eta_u=0.25 \text{ N/mm}^2$
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση	$\varphi=30.00^\circ$
Γυντακιστής συνοκτικότητας στη βάση	$\alpha=0.010 \text{ N/mm}^2$



6.2.16.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

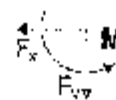
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	γ [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 1.60	8.05	2.16	0.000	1.067
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	1.20- 1.60	-6.15	2.05	0.400	1.167
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.43	-0.225	0.978

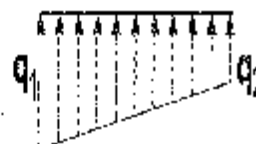


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 1.60	8.05	2.16	0.700	0.533	2.78
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.43	0.472	0.622	7.28
			Σύνολο=	17.59			-4.50

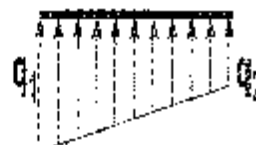


Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 17.59 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -4.50 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.65 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 1.65/17.59=0.094 m <= 0.700/6=0.117m
 Τάσεις εδάφους σ1=0.045 N/mm² σ2=0.005 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίωσης (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1; L=0.700-2x0.094= 0.511 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lkα/γ=0.511x(1000x0.20)/1.35= 102.20 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=17.59 <= Rd=102.20 kN/m ανταξεί.



Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+ρόνιρο)+1.50x(κινητά κορυφής)

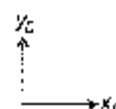
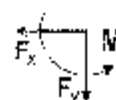
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 22.00 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = - 7.05 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.00 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 1.00/22.58=0.044 m <= 0.700/6=0.117m
 Τάσεις εδάφους σ1=0.045 N/mm² σ2=0.021 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίωσης (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1; L=0.700-2x0.044= 0.613 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lkα/γ=0.613x(1000x0.20)/1.35= 132.60 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=22.96 <= Rd=132.60 kN/m ανταξεί.



Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=0) (x=0.700,y=1.600 m)

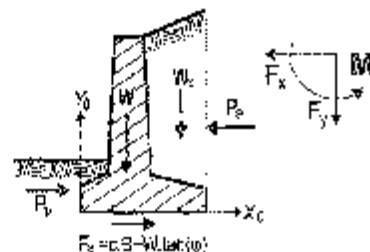
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00- 1.60	8.05	2.160	0.700	0.533	4.29	1.51
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.43	0.472	0.622	0.00	7.28
					Σύνολο=		4.29	8.79



Σύνολο ροπών ανατροπής = 4.290 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 8.790 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή Md=4.290 <= Mrd=8.790 kNm/m ανταξεί.

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §9.6.3, §9.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _{x+} [kN/m]	F _{x-} [kN/m]	F _y [kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.35	0.00- 1.60	8.25	0.00	2.16
Παθητική ώθηση γαιών	Ep	x1.00	2.50- 3.00	0.00	6.15	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	0.00	15.43	
		Σύνολο-	8.25	6.15	17.59	



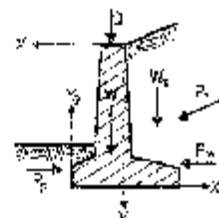
Τριβή εδάφους $Sd-Vd.Ltan\phi/\gamma = 17.59 \times \tan(30^\circ) / 1.35 = 10.15 \text{ kN/m}$
 Συνεπτικότητα $Sd-\lambda.zu/\gamma = 0.70 \times 0.010 \times 1000 / 1.00 = 7.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 8.050 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 23.30 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση $\mu d - 8.050 < Sd + Epd - 23.30 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.16.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος κυστάθικιας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη F _x [kN/m]	Αντίσταση F _y [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.00	0.00- 1.60	1.60	-0.000	1.067
Παθητική ώθηση γαιών	Ep	x0.30	1.25- 1.60	0.50	0.400	1.467
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	15.43	-0.228	0.978



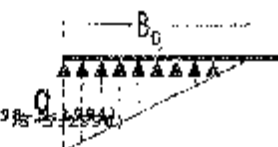
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _x [kN/m]	F _y [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M ₀ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.00	0.00- 1.60	1.60	0.700	0.533	1.26
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	-0.74	0.472	0.622	1.88
		Σύνολο-	1.60	-0.74			3.14

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _x [kN/m]	F _y [kN/m]	x ₀ [m]	y ₀ [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.00	0.00- 1.60	1.60	0.700	0.533	1.520
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	14.69	0.472	0.522	-5.390
		Σύνολο-	1.60	16.29			-2.073

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 16.280 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -2.070 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 3.630 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα = $3.630 / 16.28 = 0.223$ m < $0.700 / 6 = 0.117$ m
 Τύπος εδάφους $\sigma_1 = 0.085$ N/mm² $B_{\sigma} = 0.381$ m
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, D.1) $T = 0.700 - 2 \times 0.223 = 0.254$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίου $R_d = 1.35 \times \sigma_1 / \gamma = 0.254 \times (1000 \times 0.291 / 1.00) = 50.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $\bar{\gamma}_d = 16.280 \leq R_d = 50.800$ kN/m εντάξει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.600$ m)

Μέγεθος	(y)	y_1	y_2	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{x0} [kNm/m]	M_{y0} [kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00-1.60	8.310	1.60	0.700	0.500	4.410	1.120	
Βάρος τοίχου	W	x1.00		2.470	14.69	0.473	0.622	1.890	7.280	
								Σύνολο =	6.330	8.400

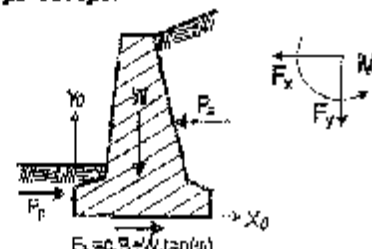
(Οι ροπές κεντρικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές αντίστασης)

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.600$ m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 6.330 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 8.400 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{\text{αντ}} = 8.40 \geq M_{\text{αντ}} = 6.33$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Μέγεθος	(y)	y_1	y_2	F_{x+} [kN/m]	F_{x-} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00-1.60	8.31	0.00	1.60
Ποθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	1.20-1.60	0.00	1.85	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00		2.47	0.00	14.69
			Σύνολο =	10.78	1.85	16.28



Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

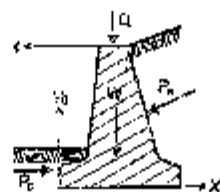
Τριβή εδάφους $S_d = 0.1 \times \sigma_1 / \gamma = 16.28 \times 0.085 / 1.00 = 9.400$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 10.78 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 11.25 kN/m (EMK 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $S_d = 11.25 \geq S_{\text{ολ}} = 10.78$ εντάξει

6.2.16.6. Έλεγχος επέμβασης διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα θεωμενί}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα κυμανή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

γ [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.142	0.283	0.78	3.24	-0.95
1.20	0.200	0.400	4.52	10.21	1.17



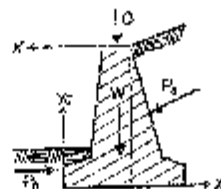
Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ξάλιψη $\sigma_{\max} 0.08 \leq \sigma_{\text{επι}} = 1.00 \text{ N/mm}^2$
 Κριτακυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διότρωση $\sigma_{\max} 0.01 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$

6.2.15.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.30x(κ.νητά)+1.00x(σεισμός)

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

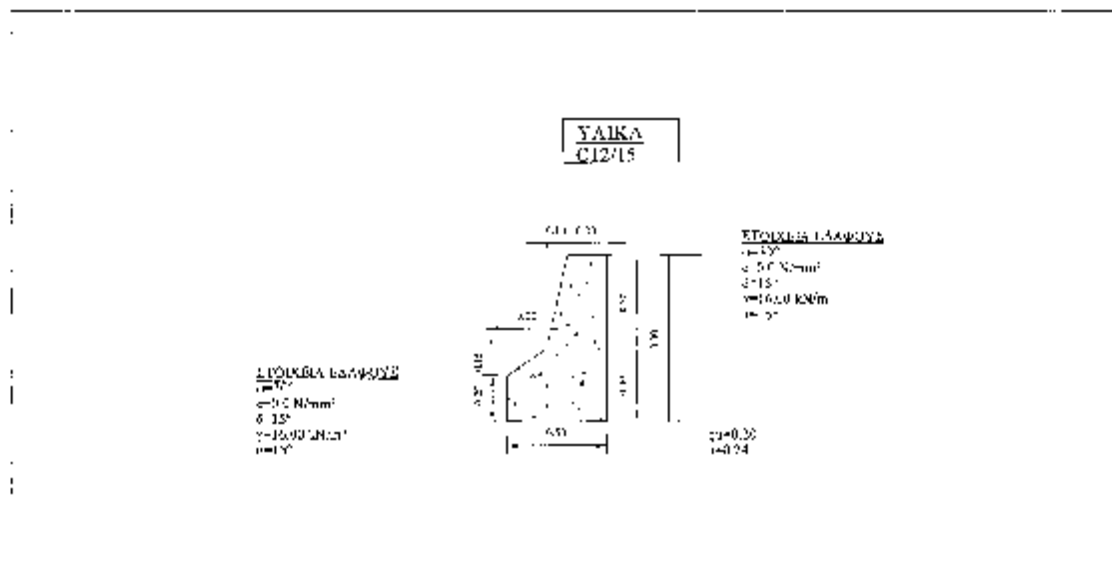
γ [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.142	0.283	1.29	3.16	0.17
1.20	0.200	0.400	6.11	9.90	2.08



Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ξάλιψη $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{επι}} = 2.00 \text{ N/cm}^2$
 Εφακυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.00 \text{ N/cm}^2$
 Διότρωση $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.30 \text{ N/cm}^2$

Τοίχος βαρύτητας ύψους 0.9m**6.2.17. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T3**

Τοίχος βαρύτητας

**6.2.17.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=0.900$ m. $H=0.900$ m

Άνω Σημείο A $x=0.000$ m $\gamma=0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $\gamma=0.900$ m

Ιδιότητες εδάφους

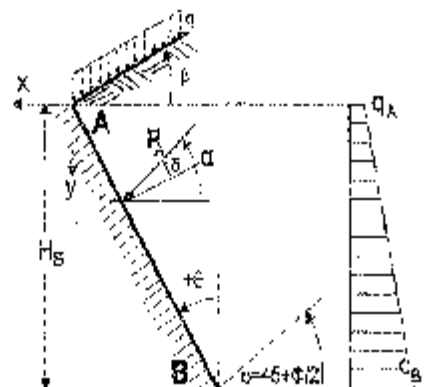
Τύπος εδάφους :
 Κιδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
 Κιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³
 Ρυθμικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.005$ N/mm²
 Γωνία επιφανειακής εδάφους με οριζόντια $\beta=0.00^\circ$
 Γωνία παρείας τοίχου με κατωφέρεια $\theta=0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μονιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

Θέση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho=45^\circ + \phi/2=60.00^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.301$
 Μέτρο γαιών καθ ύψος $q(\gamma)=q_A + \gamma \cdot \gamma \cdot K_a$



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

Κίνιμες δράσεις

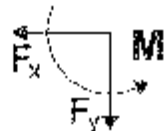
Πάθη (πίεση) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) $q_A= 0.00$ kN/m²
 Πάθη (πίεση) στην βάση ($\gamma-\gamma_A= 3.000$ m) $q_B= 4.33$ kN/m²
 Πάθη (δύναμη) γαιών $P_A=K(q_A+q_B)D= 1.95$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$
 Πάθη (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{Ax}= 1.68$ kN/m, $P_{Ay}= 0.50$ kN/m
 Σημείο εκκέντρωσης πάθησης γαιών $x=0.300$ m, $y=0.600$ m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο $(x=0, y=0)$, $M= -2.13$ kNm/m

**Σύνολα δυνάμεων και ροπών**

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο Β ($x=0.500$ m, $y=0.900$ m)

Κίνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Kx}= 1.88$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ky}= 0.50$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_S = 0.56$ kNm/m

**Μεταβλητές δράσεις**

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Kx}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ky}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_S = 0.00$ kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Kx}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ky}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_S = 0.00$ kNm/m

Περιστροφικές δυνάμεις (ΕΣ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/1.50=0.160$ (ΕΣ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.20 \times 0.24=0.048$ (ΕΣ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Μονοποδου-Οκταέδρου (ΕΣ8, ΕΝ1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού
 (τοίχος με ανεκρή ολισθήση) (ΕΝ1998-5, Παράρτ. Β) $K_E= \frac{\cos^2(\varphi-\omega)}{\cos^2\omega \cos^2\theta \cos(\delta+\theta+\omega)} + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\theta+\omega+\delta)\cos(\delta-\beta)}$
 $\omega=\arctan(a_h/(1-a_v))=\arctan(0.160/(1-0.048))= 9.54^\circ$
 συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Μονοποδου Οκταέδρου), $K_E= 0.420$
 κρυσθατή ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi=(0.420/0.301-1)= 0.395$

Κίνιμες δράσεις

Κρυσθατή δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού $P_K=1.88 \times 0.395=0.74$ kN/m

6.2.17.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.500$ m έως $\gamma=0.900$ m, $H=0.400$ m

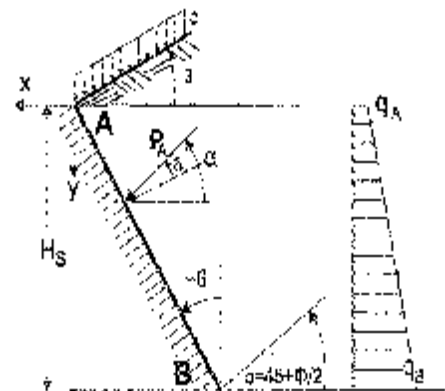
Στα: Σημείο Α $x= 0.300$ m $y= 0.500$ m

Κάτω: Σημείο Β $x= 0.300$ m $y= 0.900$ m

Ιδιότητες εδάφους

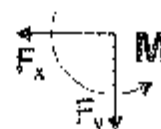
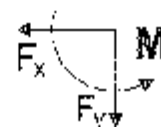
Τύπος εδάφους :

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_K=20.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού $\gamma_W=10.00$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.005$ N/mm²
 Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντια $\beta= 0.00^\circ$
 Γωνία παραίτης τοίχου με κατακόρυφο $\delta= 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\alpha= 15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφα κινητά φορτία στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Πήδηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου αλιόθρασης $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$ Συντελεστής καθητικής ώθησης $K_p = 4.977$ Ψήδηση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma) = q_A + \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΨήδηση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ψήδηση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.900 \text{ m}$) $q_B = -31.85 \text{ kN/m}^2$ Ψήδηση (δύναμη) γαιών $P_A = \gamma(q_A + q_B)H = 6.37 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$ Ψήδηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{Ax} = 6.15 \text{ kN/m}$, $P_{Ay} = 1.65 \text{ kN/m}$ Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 0.767 \text{ m}$ Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 3.21 \text{ kNm/m}$ **Υπόλοιπα δυνάμειων και ροπών**Ανομόμορφη-Ροπή στο κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 0.900 \text{ m}$)**Μόνιμες δράσεις**Ενομοιόμορφη οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -6.15 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 1.65 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη ροπή ώθησης γαιών $M_B = -0.53 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Ενομοιόμορφη οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Ενομοιόμορφη οριζόντια υδροστατική δύναμη $H_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $H_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ενομοιόμορφη ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.17.3. Στοχία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	0.500 m
Μήκος τοίχου	$l_w = 17.000$ m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.200 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	0.300 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.700 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.500 m
Υψος κορμού τοίχου	0.500 m
Υψος βάσης τοίχου	0.400 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.250 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.400 m
Κλίση παρατάς τοίχου μπροστά	11.310°
Κλίση παρατάς τοίχου πίσω	$\theta = 0.000^\circ$

Φορτία

Μονιμο φορτίο στην κορυφή	$Q_p = 0.00$ kN/m
Κινητό φορτίο στην κορυφή	$Q_k = 0.00$ kN/m

Βάρος τοίχου

Βιολικό βάρος υλικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Επιβαλλόμενος διαμορφωστικός τοίχου	0.310 m ³
Βιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 0.310 \times 25.000 = 7.753$ kN/m	
Κέντρο βάρους τοίχου $x = 0.191$ m, $y = 0.533$ m ($x_0 = 0.300$ m, $y_0 = 0.357$ m)	

Υλικά τοίχου

Ανωδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500. Επιπέδωση σπλινθού: 20 mm (EN1992, §4.1.3.3)
 Θεμέλιο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500. Επιπέδωση σπλινθού: 30 mm (EN1992, §4.2.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηχημένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a = 0.24$ (EC8, EN1998-5:1994, §4.2.2)
 Μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta = 1.50$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h = 0.24 / 1.50 = 0.160$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v = 0.20 \times 0.24 = 0.048$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

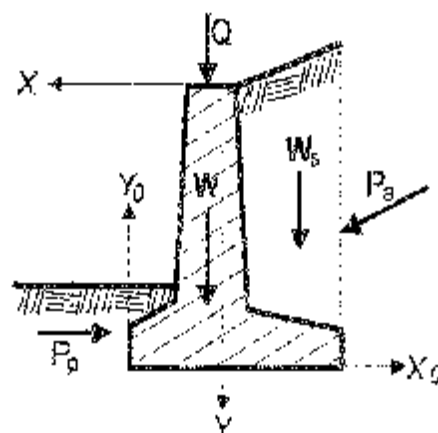
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wk} = 7.750 \times 0.160 = 1.24$ kN/m
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wkv} = 7.750 \times 0.048 = 0.37$ kN/m

Επιμέρους συντελεστές (EC7, EN1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόψη Μόνιμη, Διμενής = 1.35, Τριμενής = 1.00
 Απόψη Μεταβλητή, Διμενής = 1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, $\tau_{eff} = 1.00$, $\alpha = 1.00$, $\alpha_v = 1.00$, $\alpha_{hv} = 1.00$
 Ατυχευτικές καταστάσεις = 1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

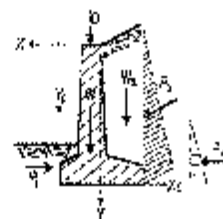
Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση $\sigma_{u0} = 0.20$ N/mm²
 Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi = 30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $\alpha = 0.010$ N/mm²



5.2.17.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

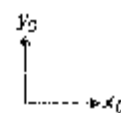
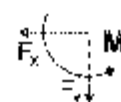
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/α]	Δύναμη Fy [kN/μ]	x [α]	y [μ]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	2.54	0.68	0.000	0.600
Ανθεκτική ώθηση γαιών	Pg	x1.00	-6.15	1.65	0.300	0.767
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	7.78	-0.191	0.523

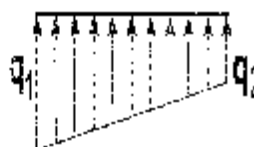


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, 56.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/α]	Fy [kN/μ]	x0 [α]	y0 [μ]	M [kNm/μ]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	2.54	0.68	0.500	0.300	0.42
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	7.75	0.209	0.367	2.39
			Σύνολο				-1.97



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 8.43 kN/μ
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1.97 kNm/μ
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 0.13 kNm/μ
 Εκκεντρότητα = 0.13 / 8.43 = 0.015 α < 0.500/6 = 0.083 μ
 Τόσεις εδάφους σ1=0.020 N/mm² σ2=0.014 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) L=0.500-2x0.016= 0.468 μ
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίου Rd=γskq/γ=0.468x(1000x0.20)/1.00= 93.80 kN/μ
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας γδ= 8.43 < Rd= 93.80 kN/μ αντίξοι.



Έλεγχος περίκλισης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.30x(κινητά κομμάτια)

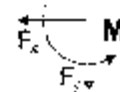
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 11.14 kN/μ
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 2.81 kNm/μ
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -0.02 kNm/μ
 Εκκεντρότητα = -0.02/11.14 = -0.002 α < 0.500/6 = 0.083 μ
 Τόσεις εδάφους σ1=0.022 N/mm² σ2=0.023 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) L=0.500-2x0.002= 0.496 μ
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίου Rd=Lskq/γ=0.496x(1000x0.20)/1.00= 99.20 kN/μ
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας γδ=11.14 < Rd= 99.20 kN/μ αντίξοι.



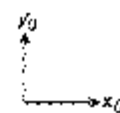
Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, 58.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=0.500, y=0.500 μ)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/μ]	Fy [kN/α]	x0 [α]	y0 [μ]	Mx= [kNm/μ]	My= [kNm/α]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	2.54	0.68	0.50	0.30	0.76	5.24
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	7.75	0.31	0.367	0.00	2.39
			Σύνολο				0.76	2.73

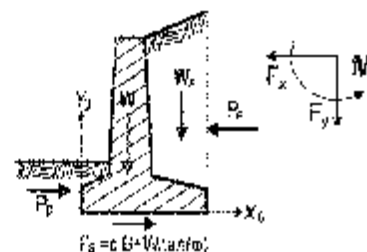


Σύνολο ροπών ανατροπής = 0.76 kNm/μ
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 2.73 kNm/μ
 Έλεγχος σε ανατροπή Mad=0.76 < Mrd=2.73 kNm/μ αντίξοι.



Έλεγχος κατοχής λόγω ολισθήσεως (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.33	0.00 - 0.90	2.54	0.00	0.62
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	0.50- 0.90	0.00	5.15	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	7.75
		Σύνολο=	2.54	5.15	8.73



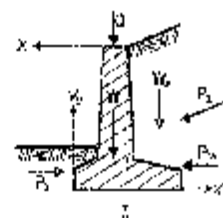
Τύ.βή εδάφους δά-νδ.ταφ/γ- 0.43κταδ; 30°/1.00= 4.25 kN/m
 Συνεπτικότητα δά-Α.ου/γ -0.50κ(0.210κ1000/1.00= 5.00 kN/m
 σύνολο δυνάμεων ολισθήσεως = 2.54 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 16.01 kN/m
 Έλεγχος σε ολισθήση Ηδ=2.51 < δα Εpd=16.01 kN/m αντίξει

6.2.17.5. Αντιστασιακός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	δύναμη Fx [kN/m]	δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 0.90	1.89	0.50	-0.000	0.600
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x0.30	0.50 0.90	1.85	0.50	0.300	0.757
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	7.75	-0.191	0.533



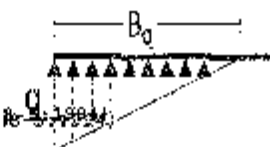
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00 - 0.90	0.74	0.50	0.30	0.63	0.63
Βάρος τοίχου	W x1.00		1.24	-0.37	0.309	0.357	1.83
		Σύνολο=	1.98	-0.17			3.15

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	K [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 0.90	2.62	0.30	0.300	0.530	0.530
Βάρος τοίχου	W x1.00		1.34	7.36	0.309	0.357	1.830
		Σύνολο=	7.88				-1.290

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 7.88 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -1.29 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 0.68 kNm/m
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (ECS, EN1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα $= 0.68 / 7.88 = 0.086 \text{ m} > 0.500/5 = 0.100 \text{ m}$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.022 \text{ N/mm}^2$ $B_q = 0.491 \text{ m}$
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.) $L = 0.500 - 2 \times 0.086 = 0.327 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα Περιέλιξης $\tau_d = i \cdot k_{sp} / \gamma = 0.327 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 65.40 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 7.88 < \tau_d = 65.40 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.500, y=0.900 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{0x} [kNm/m]	M_{0y} [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00 - 0.90	2.62	0.00	0.500	0.300	0.78	0.25
Βάρος τοίχου	W	x1.00		1.24	7.38	0.300	0.307	0.57	2.35
								Σύνολο =	1.35
									2.64

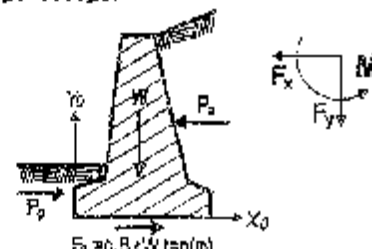
(*οι ροπές προελαστικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (ECS, EN1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.500, y=0.900 \text{ m}$)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 1.35 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθισης = 2.64 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd} = 1.35 < M_{res} = 2.64 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y_1	y_2	F_{x0} [kN/m]	F_{x1} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00 - 0.90	2.62	0.00	0.50
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	0.50 - 0.90	0.00	1.95	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00		1.24	0.00	7.38
				Σύνολο =	3.86	1.85
						7.88



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (ECS, EN1998-5:1994)

Τε.βή εδάφους $\tau_d = V_d \cdot \tan \phi / \gamma = 7.88 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 4.55 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 3.86 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 6.19 kN/m (EAK 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 3.86 < \tau_d \cdot E_{pd} = 6.19 \text{ kN/m}$ εντάξει

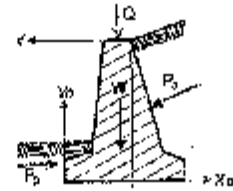
6.2.17.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

y	h	b	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ολίσθησ. $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Ψαλιδωτός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$



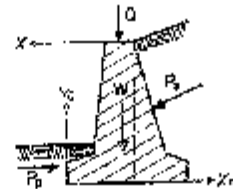
6.2.17.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

φόρτιση $1.00x$ (μόνιμα θωρακισμένη) $+1.00x$ (μόνιμα κυμακινή) $+0.30x$ (κλινητά) $+1.00x$ (σεισμός)

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

y	h	b	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]

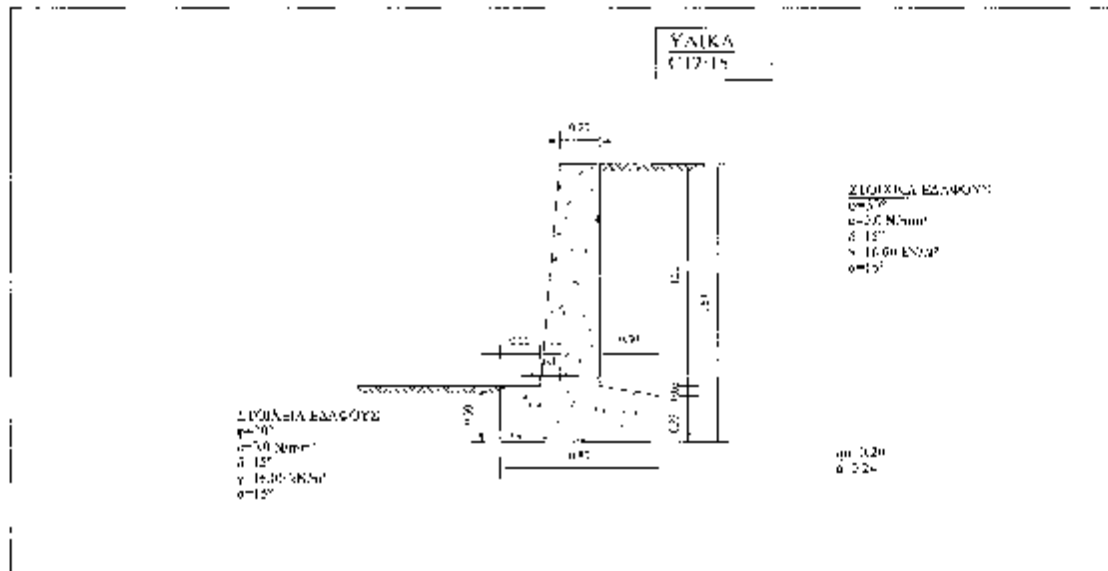
Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ολίσθησ. $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Ψαλιδωτός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επι}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$



Τείχος βαρύτητας ύψους 1.5m

6.2.18. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T4

Τείχος βαρύτητας



6.2.18.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000 \text{ m}$ έως $\gamma=1.500 \text{ m}$, $H=1.500 \text{ m}$

Ανω Σημείο A $x=0.000 \text{ m}$ $y=0.000 \text{ m}$

Κάτω Σημείο B $x=0.000 \text{ m}$ $y=1.500 \text{ m}$

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Μεθ. κ.ό. βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00 \text{ KN/m}^3$

Μεθ. κ.ό. βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\text{sat}}=20.00 \text{ KN/m}^3$

Μεθ. κ.ό. βάρος νερού $\gamma_{\text{w}}=10.00 \text{ KN/m}^3$

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

Επιμετρική συντελεστικότητα εδάφους $c=0.005 \text{ KN/m}^2$

Γωνία επιφανειακής εδάρωσης με οριζόντιο $\beta=0.00^\circ$

Γωνία κωνικής τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00 \text{ KN/m}^2$

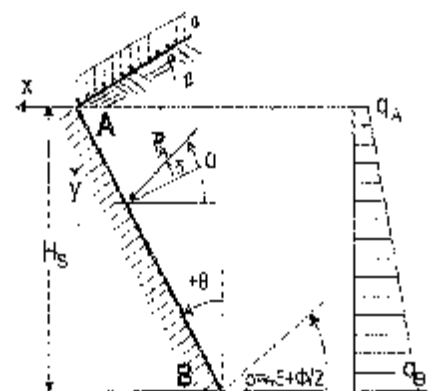
Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00 \text{ KN/m}^2$

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

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

Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.301$

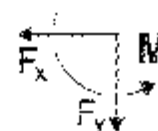
Ωθηση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma)=q_2-\gamma \cdot \gamma \cdot \xi_a$



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

Κόνιμες θράες : 5

Ψήση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma \gamma_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ψήση (πίεση) στην βάση ($\gamma - \gamma_B = 3.000 \text{ m}$) $q_B = 7.22 \text{ kN/m}^2$
 Ψήση (δύναμη) γαιών $F_{Ax} = H(\gamma_A + \gamma_B) = 5.47 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$
 Ψήση (δύναμη) γαιών κατά x και y . $F_{Ax} = 5.23 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 1.10 \text{ kN/m}$
 Επιπέδιο κορυφαίας Ψήσης γαιών $x = 0.000 \text{ m}$, $y = 1.000 \text{ m}$
 Επτή Ψήσης γαιών ως προς σημείο $(x=0, y=0)$, $M = -5.23 \text{ kNm/m}$

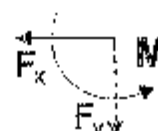


Ευνοια δυνάμεων και ροπών

Ευνοιαίς-Ψήσεις για κάτω σημείο K ($x=0.000 \text{ m}$, $y=1.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια Ψήση γαιών $F_{Ax} = 5.23 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη Ψήση γαιών $F_{Ay} = 1.10 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή Ψήσης γαιών $M_A = 2.62 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια Ψήση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη Ψήση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή Ψήσης γαιών $M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοιακή οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή υδροστατικής δύναμης $M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

Εκ.σμητικές δυνάμεις (ΕΟ8, ΕΜΝ1998-5:1994, 87.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = 0.24/1.50 = 0.160$ (ΕΟ8, ΕΜΝ1998-5:1994, 87.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v = 0.20 \times 0.24 = 0.048$ (ΕΟ8, ΕΜΝ1998-5:1994, 87.3.2.2)

Μέθοδος Μοσοναοβε-Οκαβε (ΕΟ8, ΕΜΝ1998-5:1994, Παράρτ. Β)

για Ψήση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού

(τοιχος με ανεκτή ολισθήση) (ΕΜΝ1998-5, Παράρτ. Β) $K = \frac{\cos^2(\varphi - \omega)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \omega) \left[1 - \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \omega)}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \beta)} \right]}$

$\omega = \arctan \left(\frac{a_v}{1 - a_v} \right) = \arctan \left(\frac{0.150}{1 - 0.048} \right) = 9.64^\circ$

Συντελεστής ενεργητικής Ψήσης (Μοσοναοβε-Οκαβε): $K_e = 0.420$

Πρόσθετη Ψήση γαιών λόγω σεισμού $\xi = 10.42\% / (0.301 - 1) = 0.35\%$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη Ψήσης γαιών λόγω σεισμού $F_{Ax} = 5.23 \times 0.35 = 2.07 \text{ kN/m}$

6.2.18.2. Υπολογισμός παθητικής Ψήσης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχους από $\gamma = 1.200 \text{ m}$ έως $\gamma = 1.500 \text{ m}$, $H = 0.300 \text{ m}$

Ανω Σημείο Α $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.200 \text{ m}$

Κάτω Σημείο Β $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.500 \text{ m}$

Ιδιότητες εδάφους

Ευρος εδάφους:

Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma_s = 16.00 \text{ kN/m}^3$

Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sc} = 20.00 \text{ kN/m}^3$

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

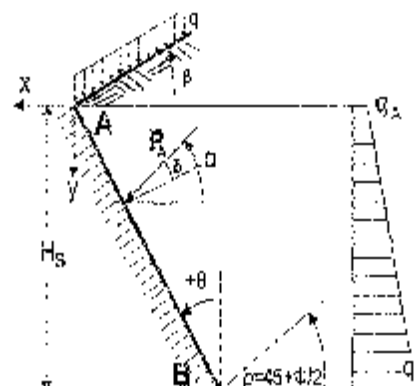
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi = 30.00^\circ$

Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c = 0.005 \text{ kN/m}^2$

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

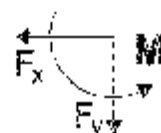
Γωνία παρείας τοίχου με κατακόρυφο $\theta = 0.00^\circ$

Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta = 15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Πέδηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \phi/2 = 30.00^\circ$ Παρατεταμένη προσημασμένη ώθηση $K_p = 4.277$ Ψέδηση γαιών καθ ύψος $q(y) = q_A + y \cdot \gamma \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΨέδηση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_B = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ψέδηση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.800 \text{ m}$) $q_B = -31.80 \text{ kN/m}^2$ Ψέδηση (δύναμη) γαιών $F_{ax} = K(\sigma_A + \sigma_B) \cdot z = 3.58 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$ Ψέδηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{ax} = 3.46 \text{ kN/m}$, $F_{ay} = 0.93 \text{ kN/m}$ Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.100 \text{ m}$ Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 5.13 \text{ kNm/m}$ **Σύνολα δυνάμεων και ροπών**Ανάλυση-Ρεαλς στο κάτω σημείο B ($x = 0.300 \text{ m}$, $y = 1.500 \text{ m}$)**Μόνιμες δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = 3.46 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.93 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 5.13 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{wx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{wy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_w = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.18.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	1.500 m
Μήκος τοίχου	L= 36.000 m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.300 m
Πλάτος κορυφής τοίχου στην βάση	0.300 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.800 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.500 m
Ύψος κορυφής τοίχου	1.200 m
Ύψος βάσης τοίχου	0.300 m
Ύψος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Ύψος βάσης τοίχου πίσω	0.250 m
Κλίση παραπέτασ τοίχου μπροστά	4.761°
Κλίση παραπέτασ τοίχου πίσω	θ= 0.000°

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή	$Q_D = 0.00 \text{ kN/m}$
Κινητά φορτία στην κορυφή	$Q_V = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

Βιολικό βάρος ολικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Αρβαδών διατομής τοίχου	0.540 m ²
Ιδίο βάρος τοίχου ανά μέτρο W=	0.540x25.000= 13.50 kN/m
Κέντρο βάρους τοίχου x=0.113 m, y=0.956 m (x ₀ =0.385 m, y ₀ =0.544 m)	

Υλικά τοίχου

Ανοδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 20 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)
 Θεμέλιο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επικάλυψη οπλισμού: 20 mm (ΕΝ1992, §4.1.3.3)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §4.2.2)
 Ηελαστικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta=1.50$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.3)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/1.50=0.160$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.20*0.24=0.048$ (EC8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

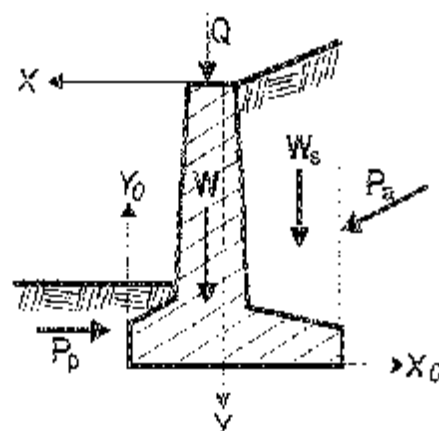
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wh} = 13.50 \times 0.160 = 2.16 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ιδίου βάρους	$F_{wv} = 13.50 \times 0.048 = 0.65 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ΕΝ1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόψη Ανάμνηση: Δυσμενής =1.35, Ευμενής =1.00
 Απόψη Μεταβλητή: Δυσμενής =1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, $\alpha_{100}=1.00$, $\alpha=1.00$, $\alpha_{-100}=1.00$, $\alpha_{-1.00}=1.00$
 Ατυχηματικές καταστάσεις =1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

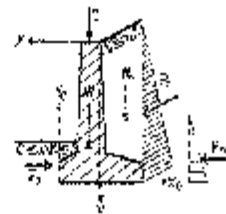
Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση	$\sigma_{100}=0.20 \text{ N/cm}^2$
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση	$\phi=30.00^\circ$
Κινητικότητα συνεκτικότητας στη βάση	$\alpha=0.010 \text{ N/cm}^2$



6.2.18.4. Έλεγχοι σταθιμότητας τοίχου

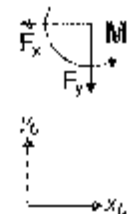
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκείμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 1.50	7.06	1.89	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	1.20- 1.50	-3.26	0.93	0.500	1.400
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	13.50	0.115	0.956

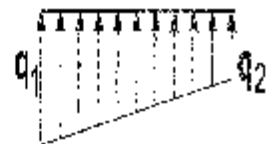


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Rx [kN/m]	Ry [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 1.50	7.06	1.89	0.500	2.59
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	13.50	0.385	-5.20
			Σύνολο	21.15			-6.35

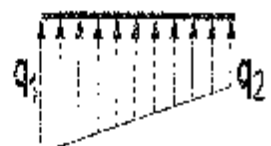


Σύνολο κατακορυφών δυνάμεων = 21.15 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -6.35 kNm/m
 Πίνακα ροπών ως προς μέσον βάσεως = 2.11 kNm/m
 κκεκέντρωση = $-2.11/21.15 = -0.100$ $x_0 = 0.800/6 = 0.133$ m
 Τύπος εδάφους $\alpha_1 = 0.046$ N/mm² $\alpha_2 = 0.007$ N/mm²
 Ενισχυτό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 0.800 + 2 \times 0.100 = 0.900$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = \alpha_{\text{red}} \times \gamma = 0.600 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 120.00$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 21.15 < R_d = 120.00$ kN/m εντάξει



Έλεγχος περίπτωση με 1.35x(ίδιο βάρος μόνιμο)+1.50x(κινητά κορεσής)

Σύνολο κατακορυφών δυνάμεων = 27.83 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -9.43 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.63 kNm/m
 Εκκέντρωση = $-1.63/27.83 = -0.060$ $m = 0.800/6 = 0.133$ m
 Τύπος εδάφους $\alpha_1 = 0.051$ N/mm² $\alpha_2 = 0.019$ N/mm²
 Ενισχυτό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 0.800 + 2 \times 0.060 = 0.920$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = \alpha_{\text{red}} \times \gamma = 0.680 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 136.00$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 27.83 < R_d = 136.00$ kN/m εντάξει



Έλεγχος ποσοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.500, y = 1.500$ m)

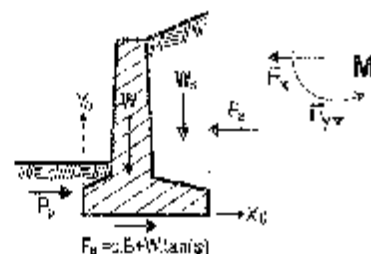
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.35	0.00- 1.50	7.06	1.89	0.500	3.54	0.93
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	13.50	0.385	0.00	5.20
Μάσσιμη αντίσταση	Ms	x1.00		0.00	5.76	0.650	0.00	3.74
				Σύνολο			3.54	9.89



Σύνολο ροπών ανατροπής = 3.54 kNm/m
 Σύνολο ροπών σταθιμότητας = 9.89 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{0d} = 3.54 < M_{0r} = 9.89$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολισθήσεως (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Ex+	Ex-	Fy
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.55	0.00- 1.50	7.06	0.90	1.89
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	1.20- 1.50	0.00	3.25	0.00
Βάρος τείχους	W	x2.00		0.00	0.90	13.50
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	0.90	5.76
			Σύνολο=	7.06	3.25	23.15



Τριβή εδάφους $\delta = \alpha \cdot \tan(\phi) = 21.15 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 12.21 \text{ kN/m}$

Συνεπτικότητα $\delta \alpha = \alpha \cdot \tan(\phi) = 0.80 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 8.00 \text{ kN/m}$

Σύνολο δυνάμεων ολισθήσεως = 7.06 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 23.67 kN/m

Έλεγχος σε ολίσθηση $\delta \alpha = 7.06 < \delta \alpha + \delta \beta = 23.67 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.18.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, ENV1998-5:1994)

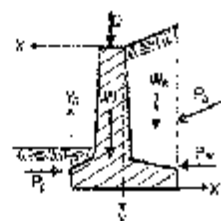
Έλεγχος ευκαμψίας τείχους (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Ex	Δύναμη Ey	x	y
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 1.50	5.93	0.40	-0.500	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	1.20- 1.50	1.04	0.28	0.300	1.400
Βάρος τείχους	W	x1.00		0.00	13.50	0.115	0.956
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	5.76	-0.150	0.600

πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

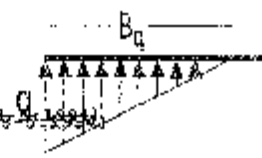
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	M0+
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 1.50	2.07	1.40	0.500	0.500	1.05
Βάρος τείχους	W	x1.00		2.15	-0.65	0.385	0.514	1.43
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.92	-0.28	0.650	0.900	1.01
			Σύνολο=	5.15	-0.93			3.47



Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx	Fy	x0	y0	M
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 1.50	7.30	1.40	0.500	0.500	2.95
Βάρος τείχους	W	x1.00		2.15	12.85	0.385	0.514	-3.77
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.92	5.48	0.650	0.900	2.73
			Σύνολο=	15.73				-3.55

Είσοδος κατακόρυφων δυνάμεων = 19.73 kN/m
 Είσοδος ροπών ως προς μπροστά σημείο = -3.55 kNm/m
 Είσοδος ροπών ως προς πίσω βάση = 4.34 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, EN1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα = 4.34 / 19.73 = 0.220 m < 0.500/6 = 0.123 m
 Πάχος εδάφους $c_1 = 0.075 \text{ N/mm}^2$ $R_d = 0.540 \text{ m}$
 Ενταγμένο κλάστρο θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, D.1) $L = 0.600 \times 2 \times 0.220 = 0.360 \text{ m}$
 φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = 1.360 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 272.00 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 19.730 \leq R_d = 272.00 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.500, y = 1.500 \text{ m}$)

Τμήμα	(y)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.00	0.00 - 1.50	7.30	1.40	0.500	0.500	3.65	0.70
Βαρος τοίχου	W x1.00		3.16	12.85	0.385	0.544	1.45	5.20 *
Βαρος επίχρωσης	Ws x1.00		0.92	5.48	0.650	0.300	1.01	3.74
							Σύνολο =	6.09
								9.64

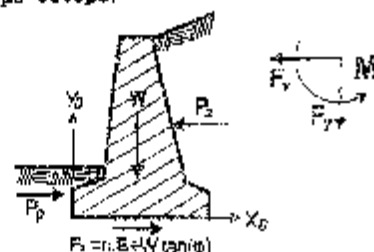
(* οι ροπές αρνητ. κών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, EN1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.500, y = 1.500 \text{ m}$)

Είσοδος ροπών ανατροπής = 6.09 kNm/m
 Είσοδος ροπών αντιστάσεως = 9.64 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd} = 6.09 \leq M_{rd} = 9.64 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αποτυχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(y)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00 - 1.50	7.30	0.00	1.40
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x0.30	1.20 - 1.50	0.00	1.04	0.00
Βαρος τοίχου	W x1.00		2.16	0.00	12.85
Βαρος επίχρωσης	Ws x1.00		0.92	0.00	5.48
			Σύνολο =	10.38	1.04
					18.73



Έλεγχος αποτυχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, EN1998-5:1994)

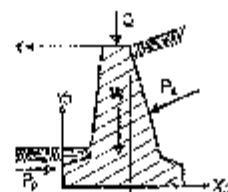
Τριβή εδάφους $R_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 18.73 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 10.39 \text{ kN/m}$
 Είσοδος δυνάμεων ολίσθησης = 10.38 kN/m
 Είσοδος δυνάμεων αντίστασης = 12.43 kN/m (με $\alpha = 2.3$)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $R_d = 10.38 \leq R_d + R_{rd} = 12.43 \text{ kN/m}$ εντάξει

5.2.18.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

46ρ/κτμ 1.35x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+1.50x(κινητά δυσμενή)

Ανάλυση (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.121	0.242	0.78	2.98	-0.03
1.20	0.150	0.300	4.52	8.72	1.43



Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Ολίσθη $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 2,00 \text{ N/cm}^2$

Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 0,00 \text{ N/cm}^2$

Διότρηση $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 0,30 \text{ N/cm}^2$

6.2.18.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

Φέρτιση $1.00x(\mu\text{όνημα δυσμενή}) + 1.00x(\mu\text{όνημα ευμενή}) + 0.30x(\text{κλισητά}) - 1.00x(\text{σεισμός})$

Ανάλυση (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.121	0.242	1.25	2.92	0.20
1.20	0.150	0.300	5.87	0.40	2.24

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Ολίσθη $\sigma_{\max} 0.04 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 4,00 \text{ N/mm}^2$

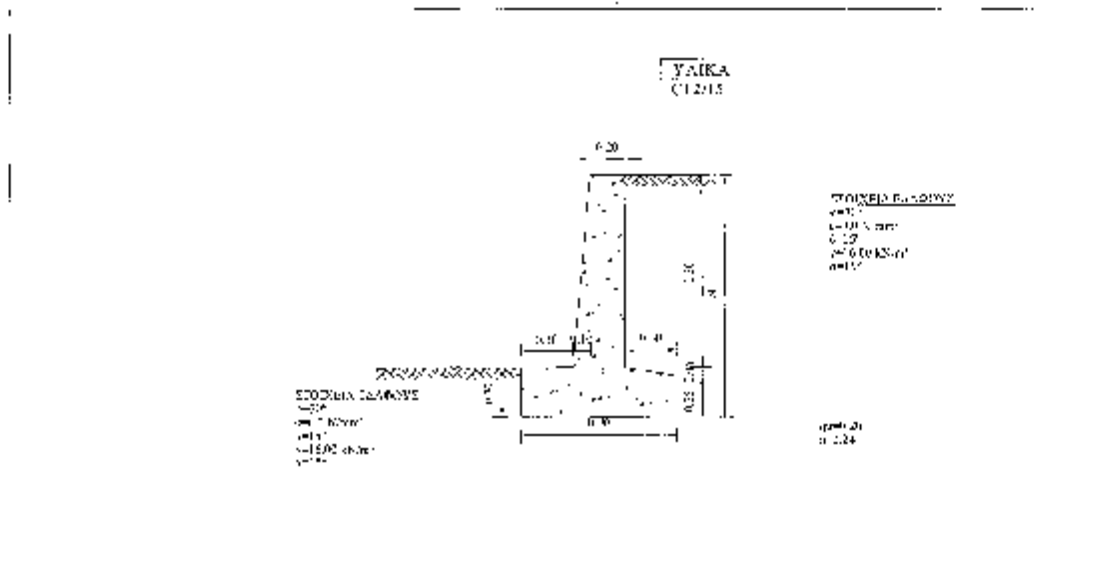
Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 0,00 \text{ N/mm}^2$

Διότρηση $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{σεπ}} = 0,30 \text{ N/mm}^2$



Τοίχος βαρύτητας ύψους 1.5m**6.2.19. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T5**

Τοίχος βαρύτητας

**6.2.19.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=1.500$ m, $H=1.500$ m

Ανω σημείο A $x=-0.000$ m $\gamma=0.000$ m
 Κάτω σημείο B $x=0.000$ m $\gamma=1.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

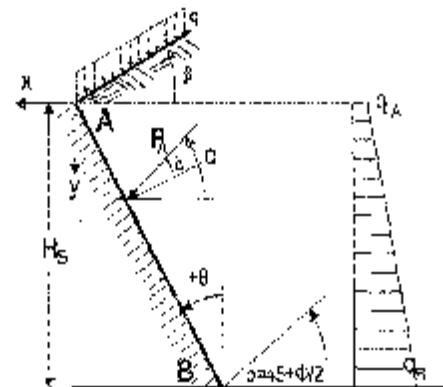
Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\text{ακ}}=22.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού $\gamma_{\text{αβ}}=10.00$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=35.00^\circ$
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.005$ N/mm²
 Γωνία επιφανειακής ώθησης με οριζόντιο $\beta=15.00^\circ$
 Γωνία κρημνής τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=17.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία κρημνών ολισθήσεως $\alpha=45^\circ+\varphi/2=60.00^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.373$
 Ωθρες γαιών καθ' ύψος $q_1(\gamma)=q_2+\gamma \cdot \gamma \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

ώθηση (πίεση) στην κορυφή (γ-γδ=0 m) qd= 0.00 kN/m²
 ώθηση (πίεση) στην βάση (γ-γδ= 3.000 m) qB= 8.95 kN/m²
 ώθηση (δύναμη) γαιών Εδ=ξ(ωΑ αΒ)Η= 6.71 kN/m σε γωνία α=15.00°
 ώθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y, Edx= 6.48 kN/m, Edy= 1.74 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=0.000 m, y=1.000 m
 ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), M= -6.48 kNm/m



Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Ανάλυση κοπής στο κάτω σημείο Β (x=0.000 m, γ=1.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών Fdx= 0.10 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fdy= 1.74 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Mb = 1.24 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών Fdx= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fdy= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών Mb = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη Fdx= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Fdy= 0.00 kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης Mb = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/1.50=0.160 (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής av=0.20x0.24=0.048 (ΕΚ8, ΕΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Μαικλιου-Οκασο (ΕΚ8, ΕΝ1998 5:1994, Παράρτ. Β)

γ-η ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοίχος με ανεκτή ολίσθηση) (ΕΚΝ1998-5, Παράρτ. Β) $K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{1 + \frac{(\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta))}{\cos(\beta+\omega+\delta)\cos(\varphi-\beta)}}$
 $\omega = \arctan(\frac{ah}{1-av}) = \arctan(0.160/(1-0.048)) = 9.51^\circ$ οπότε $\cos^2 \theta \cos(\delta+\theta+\omega)$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Μαικλιου-Οκασο), κs= 0.600
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.600/0.373 1)= 0.609

Μόνιμες δράσεις

πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού Fx=6.48x0.609=3.94 kN/m

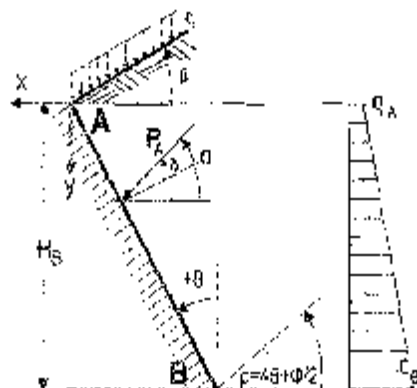
6.2.19.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

τμήμα τοίχου από γ=1.200 m έως γ=1.500 m, Η=0.300 m

Ανω σημείο Α x= 0.400 m γ= 1.200 m
 Κάτω σημείο Β x= 0.400 m γ= 1.500 m

Ιδιότητες εδάφους

Έκτος εδάφους :
 ειδικό βάρος ήπριού εδάφους γ=16.00 kN/m³
 ειδικό βάρος χαρυσμένου εδάφους γs=20.00 kN/m³
 ειδικό βάρος νερού γw=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0.005kN/mm²
 Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντιο β= 0.00°
 Γωνία παρειάς τοίχου με κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου κ εδάφους δ= 15.00°



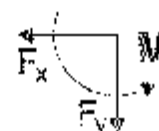
Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή
 Ομοιόμορφο μέγιστο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Πόηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb
 Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$
 Συντελεστής παθητικής ώθησης $K_p = 4.977$
 Μέρος γαιών καθ ύψος $q(\gamma) = \gamma A + \gamma_s \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσεις

Θόηση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma - \gamma_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Θόηση (πίεση) στην βάση ($\gamma - \gamma_A = 0.800 \text{ m}$) $q_B = -23.89 \text{ kN/m}^2$
 Θόηση (Εύνομη) γαιών $F_A = k_1(q_A + q_B)H = 3.58 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$
 Θόηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{Ax} = -3.46 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 0.93 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.390 \text{ m}$, $y = 1.400 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 4.22 \text{ kNm/m}$

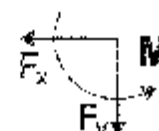


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Αντίμετρο: Ροπή στο κάτω σημείο M ($x = 0.400 \text{ m}$, $y = 1.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική ορ. ζώντια ώθηση γαιών	$F_{Ax} = 3.46 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay} = 0.93 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_A = -4.22 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών	$F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών	$F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή ώθησης γαιών	$M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη	$F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη	$F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$
Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης	$M_A = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.19.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Μέγ. υψ. τοίχου	1.500 m
Μήκος τοίχου	L= 25.000 m
Ύψος τοίχου στην κορυφή	0.200 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	0.400 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.900 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.500 m
Ύψος κορμού τοίχου	1.200 m
Ύψος βάσης τοίχου	0.300 m
Ύψος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Ύψος βάσης τοίχου πίσω	0.250 m
Κλίση επρειάς τοίχου μπροστά	9.452°
Κλίση επρειάς τοίχου πίσω	θ= 0.000°

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή	Qp= 0.00 kN/m
Κινητό φορτίο στην κορυφή	Qv= 0.00 kN/m

Βάρος τοίχου

Μεδικό βάρος υλικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Μεμβράν διατομής τοίχου	0.630 m ²
Ιδίο βάρος τοίχου ανά μέτρο W=	0.630x25.000= 15.75 kN/m
Κλίση βάσης τοίχου x=0.163 m, γ=0.950 m (xco=0.447 m, γco=0.540 m)	

Υλικά τοίχου

Ανοδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Διακάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.2)
 Διαμήκη Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/14-S500, Διακάλυψη οπλισμού: 30 mm (EN1992, §4.1.3.2)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους a=0.24 (EC8, EN1998-5:1994, §4.3.3)
 Κετο.τικός συντελεστής συμπεριφοράς η=1.50 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής sh=0.24/1.50=0.160 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής sv=0.20*0.24=0.048 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

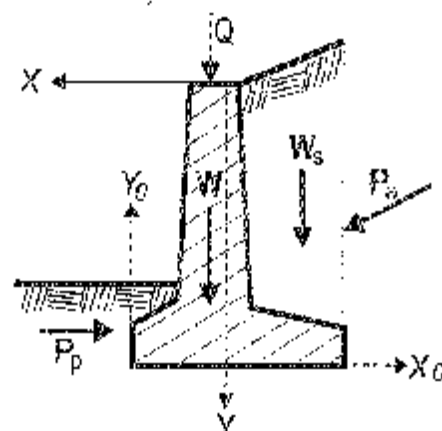
Οριζόντιες δυνάμεις σεισμού λόγω ιδίου βάρους	Fwx= 15.75x0.160=	25.50kN/m
Κατακόρυφες δυνάμεις σεισμού λόγω ιδίου βάρους	Fwy= 15.75x0.048=	0.76 kN/m

Στηρίγματα συντελεστές (EC7, EN1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Δράση Μόνιμη, Δυσμενής -1.30, Ευμενής -1.00
 Δράση Μεταβλητή, Δυσμενής -1.50
 Εδαφικές συνθήκες: L_{anp}=1.00, α=-1.00, α_u=1.00, α_u=1.00
 Ατυχηματικές καταστάσεις =1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

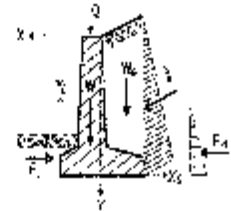
Ελαστική αντοχή εδάφους στη βάση	q _s =0.20 N/cm ²
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση	φ=30.00°
Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση	α=0.010 kN/mm ²



5.2.19.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

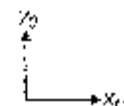
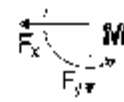
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	1.20- 1.50	-3.46	0.93	0.400	1.400
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.75	0.153	0.360
Βάρος επίχωσης	Ke x1.00		0.00	5.35	0.150	0.600

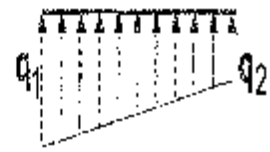


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, 86.5.2)

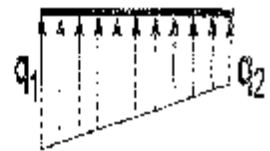
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Κινητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	0.600	0.500	2.97
Βαρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.75	0.447	0.540	-7.04
Βάρος επίχωσης	Ke x1.00		0.00	5.96	0.750	0.900	-4.46
			Σύνολο	24.05			-8.53



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 24.05 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -8.53 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 2.29 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $2.29/24.05 = 0.095$ m < $0.900/6 = 0.150$ m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.044$ N/mm² $\sigma_2 = 0.010$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 0.900 \cdot 2 \cdot 0.095 = 0.770$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot k_{sa} / \gamma = 0.770 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.00 = 158.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 24.05 < R_d = 158.80$ kN/m εντάξει

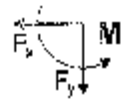


Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+μόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 11.54 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -12.96 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.55 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $1.55/11.54 = 0.053$ m < $0.900/6 = 0.150$ m
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.048$ N/mm² $\sigma_2 = 0.023$ N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 0.900 \cdot 2 \cdot 0.053 = 0.754$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L \cdot k_{sa} / \gamma = 0.754 \cdot (1000 \cdot 0.20) / 1.00 = 158.80$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 11.54 < R_d = 158.80$ kN/m εντάξει



Έλεγχος αντοχής λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, 58.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=0.600, y=1.500 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	N0 [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.354	0.600	0.500	4.37	1.40
Βαρος τοίχου	W x1.00		0.00	15.75	0.447	0.540	0.00	7.04
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	5.96	0.750	0.900	0.00	4.46
							Σύνολο	12.90

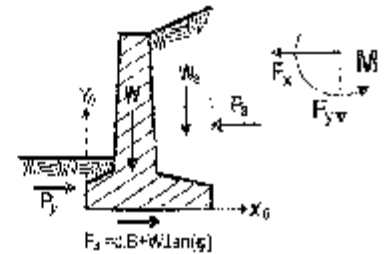


Σύνολο ροπών ανατροπής = 4.37 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 12.90 kNm/m
 Έλεγχος ως ανατροπή $N_{ed} = 4.37 < N_{rd} = 12.90$ kNm/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, ε6.6.3, ε6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.05	0.00- 1.50	8.75	0.00	2.35
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x1.00	1.20- 1.50	0.00	3.46	0.00
Βάρος τείχους	W x1.00		0.00	0.00	15.75
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	0.00	3.95
		Σύνολο=	8.75	3.46	24.05



Τρ-βή εδώφους $\delta d = \tan(\alpha) \cdot \gamma \cdot z = 24.05 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 13.88 \text{ kN/m}$

Συνεκτικότητα $\delta d = A \cdot c / \gamma = -0.90 \cdot (0.010 \cdot 1000) / 1.00 = -9.00 \text{ kN/m}$

Σύνολο συνόρων ολίσθησης = 5.75 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 26.34 kN/m

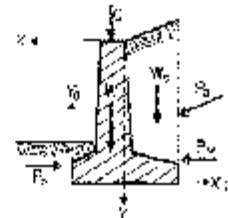
Έλεγχος σε ολίσθηση $\delta d = 8.75 < \delta d + \delta d = 26.34 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.19.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τείχους (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποσπόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	6.40	1.74	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp x0.30	1.20- 1.50	-1.04	0.28	0.400	1.400
Βάρος τείχους	W x1.00		0.00	5.75	0.153	0.900
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	5.95	-0.150	0.600



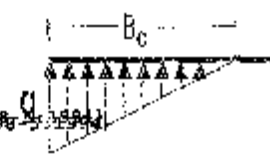
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	3.95		0.800	0.500	1.97
Βάρος τείχους	W x1.00		2.52	-0.76	0.247	0.540	1.70
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.95	0.29	0.750	0.900	1.07
		Σύνολο=	7.42	-1.05			4.74

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κόρφου (EC7, EN1997-1-1:1997, ε6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	10.43	1.74	0.800	0.500	4.17
Βάρος τείχους	W x1.00		2.52	-0.76	0.247	0.540	-5.34
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.95	0.66	0.750	0.900	-3.33
		Σύνολο=	32.39				-4.55

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 22.39 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 4.56 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς πίσω βήμας = 5.52 kNm/m
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκέντρωση = $5.52 / 22.39 = 0.247$ m < $0.900/6 = 0.150$ m
 Τύπος εδάφους $\alpha_1 = 0.373$ N/mm² $f_d = 2.610$ m
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, P.1) $b = 0.900 - 2 \times 0.247 = 0.407$ m
 Φέρουσα ικανότητα βαλεκίωσης $R_d = \alpha_1 \times b \times \gamma = 0.207 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 81.40$ kN/m
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 22.390$ < $R_d = 81.40$ kN/m αντίξει.



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με στατικό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.600, y=1.500$ m)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x (kN/m)	F_y (kN/m)	x_0 (m)	y_0 (m)	M_{0+} (kNm/m)	M_{0-} (kNm/m)
Ενεργητική ώθηση	P_a κ1.00	0.00- 1.50	10.43	1.74	0.600	0.500	6.21	1.04
Βάρος τοίχου	W κ1.00		2.52	14.99	0.447	0.540	1.70	7040 *
Βάρος επίθεσης	W_s κ1.00		0.95	5.66	0.750	0.900	1.00	4.16
							Σύνολο =	7.98 12.54

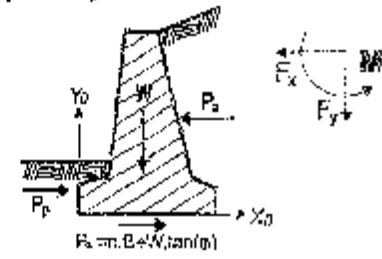
(* οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω στατικού προβάλλονται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=0.600, y=1.500$ m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 7.98 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 12.54 kNm/m
Έλεγχος σε ανατροπή $M_{0+} = 7.98$ < $M_{0-} = 12.54$ kNm/m αντίξει.

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με στατικό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+} (kN/m)	F_{x-} (kN/m)	F_y (kN/m)	
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a κ1.00	0.00- 1.50	10.43	0.00	1.74	
Παθητική ώθηση γαιών	P_b κ0.30	1.20- 1.50	0.00	1.04	0.00	
Βάρος τοίχου	W κ1.00		2.52	0.00	14.99	
Βάρος επίθεσης	W_s κ1.00		0.95	0.00	5.66	
			Σύνολο =	13.90	1.04	32.39



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

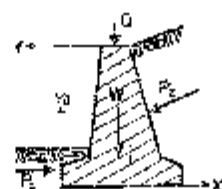
Τριβή εδάφους $\alpha_d = \alpha_1 \times \tan(\alpha) = 0.30 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 12.90$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 13.90 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 13.96 kN/m (EAS §.2.3)
Έλεγχος σε ολίσθηση $F_{0+} = 13.90$ < $F_{0-} = 13.96$ kN/m αντίξει.

6.2.19.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Εόρτιση $1.35 \times (\mu \text{όνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\mu \text{όνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\mu \text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

γ [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.143	0.283	0.97	3.28	-0.07
1.20	0.200	0.400	5.62	10.50	1.54



Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Θλίξη $\sigma_{\max} 0.23 \leq \sigma_{\text{σετ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{σετ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\tau_{\max} 0.01 \leq \tau_{\text{σετ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$

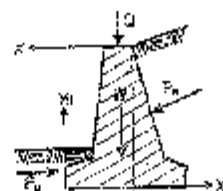
6.2.19.7. Έλεγχος επίρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

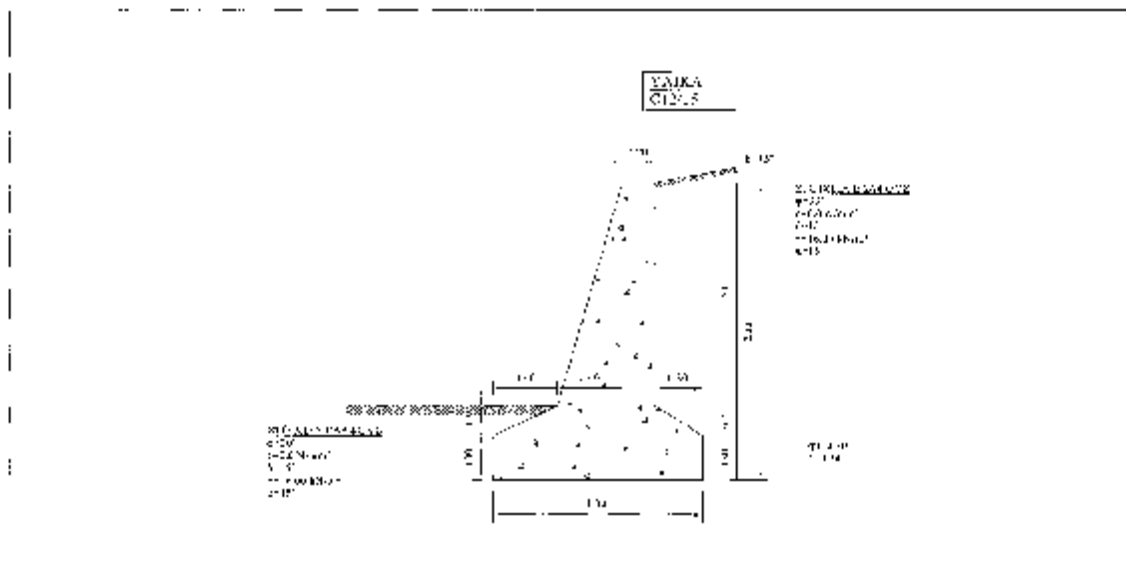
Φόρτιση $1.00x$ (μόνιμα θυραμνή) $+1.00x$ (μόνιμα ευραμνή) $+0.30x$ (κινητά) $+1.00x$ (σε.σφός)

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

γ [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.143	0.283	1.64	3.21	0.33
1.20	0.200	0.400	8.12	10.11	2.54

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Θλίξη $\sigma_{\max} 0.03 \leq \sigma_{\text{σετ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Εφελκυσμός $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{σετ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\tau_{\max} 0.02 \leq \tau_{\text{σετ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$



Τείχος βαρύτητας ύψους 2.0m**6.2.20. Υπολογισμοί γιγώματος κατασκευής : T5****Τείχος βαρύτητας****6.2.20.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb**
Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=2.000$ m, $H=2.000$ m.

Ανω Σημείο A $x=0.000$ m $y=0.000$ m
Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $y=2.000$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :

Σιδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
Σιδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\kappa}=20.50$ kN/m³
Σιδικό βάρος νερού $\gamma_{\nu}=10.00$ kN/m³
Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$
Συντελεστής συνοχτικότητας εδαφούς $c=0.005$ N/mm²
Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντιο $\beta=15.00^\circ$
Γωνία παρούσης τοίχου με κατακόρυφο $\delta=0.00^\circ$
Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\theta=15.00^\circ$

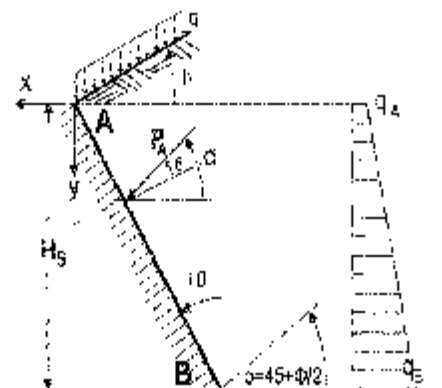
Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Οριζόντιο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²
Οριζόντιο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επιπέδου ολισθήσεως $\mu=15^\circ$, $\varphi/2=30.00^\circ$
Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a=0.373$
Ωθηση γαιών καθ' ύψος $q(y)=q_A+y \cdot \gamma \cdot K_a$

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



Κίνιμες δράσεις

Θέρος (πίεση) στην κορυφή (y-yA=0 m) qA= 0.00 kN/m²
 Θέρος (πίεση) στην βάση (y-yA= 2.000 m) qB= 11.94kN/m²
 Θέρος (δύναμη) γαιών Pa=½(qA+qB)h= 11.94kN/m σε γωνία α=15.00°
 ώθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y, PxA= 11.53kN/m, PxAy= 3.09 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=0.050 m, y=1.333 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, y=0), X=-15.37 kNm/m

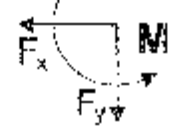


Ενώμα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις Ροπή στο κάτω σημείο D (x=0.000 m, y=2.000 m)

Κίνιμες δράσεις

Κοινολική οριζόντια ώθηση γαιών Fxk= 11.53 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyγ= 3.09 kN/m
 Κοινολική ροπή ώθησης γαιών Mκ = 7.69 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Κοινολική οριζόντια ώθηση γαιών Fxk= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών Fyγ= 0.00 kN/m
 Κοινολική ροπή ώθησης γαιών Mκ = 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Κοινολική οριζόντια υδροστατική δύναμη Fxκ= 0.00 kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη Fyκ= 0.00 kN/m
 Κοινολική ροπή υδροστατικής δύναμης Mκ = 0.00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. B)

Οριζόντιες σεισμικές συντελεστές ah=0.24/2.50=0.160 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφες σεισμικές συντελεστές av=0.20x0.24=0.048 (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Mononobe-Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. B)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 Τείχος με ανεκλή κάλυψη (EN1998-5, Παράρτ. B) KE= $\frac{\cos^2(\varphi-\alpha-\theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta+\alpha)} + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\alpha)}{\cos(\theta+\alpha+\delta)\cos(\theta-\beta)}$
 α=arctan(ah/(1-av))=arctan(0.160/(1-0.048))= 9.54°
 Συντελεστής ανεκλής ώθησης (Mononobe-Okabe), Ke= 0.600
 Πλάτος ώθησης γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.600/0.373)= 1.609

Κίνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού Fx=11.53x0.600= 6.92 kN/m

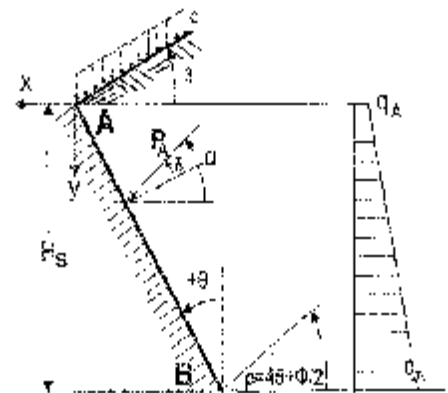
6.2.20.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχος από y=1.500 m έως y=2.000 m, H=0.500 m

Ανω Σημείο A x= 0.600 m y= 1.500 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.600 m y= 2.000 m

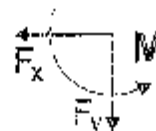
Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ=15.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γκ=20.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γw=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής αναντικατότητα εδάφους c=0.005kN/m²
 Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία παρεπής τοίχου ως κατακόρυφο θ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 15.00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟριζόντιοι μόνιμο φορτία στην κορυφή $q_1=$ 0.00 kN/m²Οριζόντιοι κινητά φορτία στην κορυφή $q_2=$ 0.00 kN/m²**Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επικλάδου ολισθήσεως $\rho=45^\circ-\varphi/2=30.00^\circ$ Πολλαπλαστής ασταθικότητας $K_p=$ 4.977Ωθηση γαιών καθ ύψος $q(y)=\sigma_A \cdot \gamma \cdot K_p$

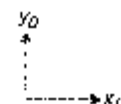
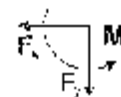
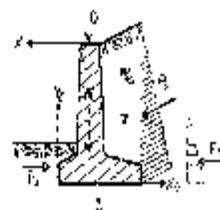
$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi+\theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta-\delta)} \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\cos(\theta-\delta)\cos(\theta-\beta)} \right]^2$$

Μόνιμες δράσειςΩθηση (π.εση) στην κορυφή ($y-y_A=0$ m) $q_A=$ 0.00 kN/m²Ωθηση (π.εση) στην βάση ($y-y_B=$ 0.500 m) $q_B=$ -39.82 kN/m²Ωθηση (δύναμη) γαιών $P_A=K_1(q_A+c_3)B=$ 9.95 kN/m σε γωνία $\alpha=13.00^\circ$ Ωθηση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $P_{Ax}=$ -0.61 kN/m, $P_{Ay}=$ 2.58 kN/mΣημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.500$ m, $y=1.823$ mΠοσ. ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M=9.16$ kNm/m**Σύνολα δυνάμεων και ροπών**Δυνάμεις-Ροπές στο κόμβο σημείο B ($x=0.600$ m, $y=2.000$ m)**Μόνιμες δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}=$ -9.61 kN/mΣυνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}=$ 2.50 kN/mΣυνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B=$ -1.60 kNm/m**Μεταβλητές δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}=$ 0.00 kN/mΣυνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}=$ 0.00 kN/mΣυνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B=$ 0.00 kNm/m**Υδροστατικές δυνάμεις**Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax}=$ 0.00 kN/mΣυνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay}=$ 0.00 kN/mΣυνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B=$ 0.00 kNm/m

6.2.20.4. Έλεγχος ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκείμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x	y	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.35	0.00- 2.00	15.57	4.17	0.000	1.333
Παθητική ώθηση γαιών	Ep	x1.00	1.50- 2.00	-9.61	2.58	0.600	1.813
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	29.50	0.279	1.316
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	7.19	-0.150	0.750



Έλεγχος φέρουσας ικανότητας κόρφου (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	M	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea	x1.35	0.00- 2.00	15.57	4.17	1.000	0.667	6.31
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	29.50	0.721	0.684	-21.27
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	7.19	1.150	1.250	8.50
			Σύνολο=	41.06				-23.50

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 41.06 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -23.56 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς πίσω βάσεως = 3.13 kNm/m

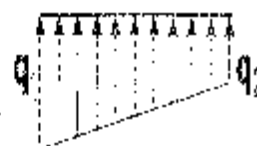
Εκκεντρότητα = 3.13/41.06 = 0.076 m < 1.300/ε = 0.217m

Πίεση κόρφου σ1 = 0.043 N/mm² σ2 = 0.020 N/mm²

Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.) L = 1.500 * 3 * 0.076 = 1.148 m

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Fd = L * qd / γ = 1.148 * (10000 * 0.20) / 1.00 = 229.60 kN/m

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd = 41.06 < Fd = 229.60 kN/m εντάξει



Έλεγχος περίπτωση με 1.35x(ίδιο βάρος+ρόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 53.97 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -33.96 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς πίσω βάσεως = 1.10 kNm/m

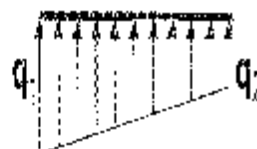
Εκκεντρότητα = 1.10/53.97 = 0.020 m < 1.300/ε = 0.217m

Πίεση κόρφου σ1 = 0.045 N/mm² σ2 = 0.038 N/mm²

Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.) L = 1.300 * 3 * 0.020 = 1.259 m

Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Fd = L * qd / γ = 1.259 * (10000 * 0.20) / 1.00 = 251.80 kN/m

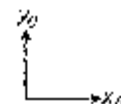
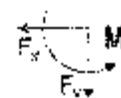
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd = 53.97 < Fd = 251.80 kN/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.000, y=2.000 m)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx	Fy	x0	y0	M0-	M0	
Ενεργητική ώθηση	Ea	x1.35	0.00- 2.00	15.57	4.17	1.000	0.667	10.38	4.17
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	29.50	0.721	0.684	0.00	21.27
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00		0.00	7.19	1.150	1.250	0.00	3.50
					Σύνολο=			10.38	33.94



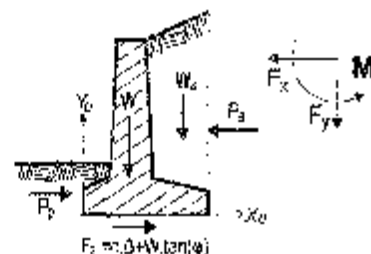
Σύνολο ροπών ανατροπής = 10.38 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 33.94 kNm/m

Έλεγχος σε ανατροπή M0d = 10.38 < M0s = 33.94 kNm/m εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	γ1	γ2	Ex+	Ex-	Fy	
				[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00	2.00	15.97	0.00	4.17
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	1.50	2.00	0.00	9.61	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00			0.00	0.00	39.50
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00			0.00	0.00	7.39
Σύνολο=				5.57	9.61	4.17	0.00



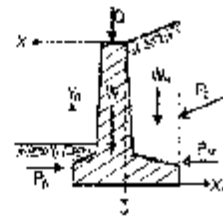
Τριβή εδάφους $Sd=Vd \cdot \tan \phi / \gamma = 41.06 \text{ kN/m} \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 23.71 \text{ kN/m}$
 Συνεπικτικότητα $Sd=A_s \cdot \tan \psi = -1.30 \text{ k} \cdot 0.515 \cdot \tan(0^\circ) / 1.00 = 13.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 15.57 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 46.13 kN/m
Έλεγχος σε ολίσθηση $Sd=15.57 < 46.13 \text{ kN/m}$ αντίθετα.

6.2.20.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις / ενέργειες και αντίστασης που δέχεται στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	γ1	γ2	Δύναμη Ex	Δύναμη Ey	x	y
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	2.00	2.09	-0.000	1.333
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.30	1.50	2.00	-2.88	0.77	1.833
Βάρος τοίχου	W	x1.00			0.00	29.50	0.279
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00			0.00	7.39	0.750



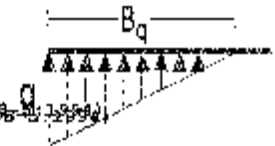
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	γ1	γ2	Ex	Ey	x0	y0	M0
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	2.00	7.02	1.000	0.667	4.68
Βάρος τοίχου	W	x1.00			4.73	-1.42	0.721	0.684
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00			1.18	-0.05	1.150	1.250
Σύνολο=				13.93	1.77			-0.91

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	γ1	γ2	Ex	Ey	x0	y0	M
				[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00	2.00	8.85	3.09	1.000	0.667
Βάρος τοίχου	W	x1.00			4.73	-1.42	0.721	0.684
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00			1.18	0.04	1.150	1.250
Σύνολο=				38.21				-14.36

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 30.21 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -14.36 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 10.48 kNm/m
Έλεγχος εφάρμοξης ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 εκκλιρότητα = $10.48/38.2 - 0.274 \text{ m} > 1.300/6 = 0.217 \text{ m}$
 Πάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.068 \text{ N/mm}^2$ $B_{\sigma} = 1.27 \text{ m}$
 Ενεργός πλάτος $B_{\sigma} < \lambda_{\sigma}$ (EC7, ENV1997-1-1:1997, 2.1) $\lambda_{\sigma} = 1.300 - 2 \times 0.274 = 0.752 \text{ m}$
 εφάρμοξη ικανότητα εφάρμοξης $B_{\sigma} = \lambda_{\sigma} \times \gamma = 0.752 \times (1.000 \times 0.20) / 1.00 = 0.150 \text{ m}$
Έλεγχος εφάρμοξης ικανότητας $V_0 = 38.21 \text{ kN/m} < B_{\sigma} = 1.50 \text{ m}$ εντάξει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 1.000, y = 2.000 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x	F_y	x_0	y_0	M_{0+}	M_{0-}	
			[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση	F_a	$x_1.00$	0.00	2.00	14.15	1.00	0.667	12.37	3.09
Βάρος τοίχου	W	$x_1.00$	4.72	26.08	0.752	0.664	4.25	21.27	
Βάρος επίχωσης	W_s	$x_1.00$	1.18	7.04	1.150	1.250	1.00	8.50	
							Σύνολο +	18.50	22.86

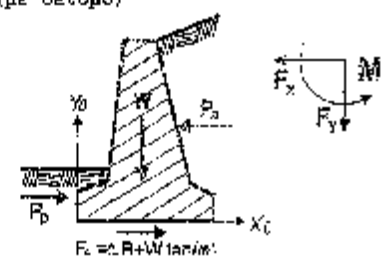
(* οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 1.000, y = 2.000 \text{ m}$)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 18.50 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 22.86 kNm/m
Έλεγχος σε ανατροπή $M_{0+} = 18.50 < M_{0-} = 22.86 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+}	F_{x-}	F_y
			[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	F_a	$x_1.00$	0.00	2.00	14.15
Επιδρομική ώθηση γαιών	F_p	$x_0.30$	1.50	2.00	0.00
Βάρος τοίχου	W	$x_1.00$	4.72	0.00	26.08
Βάρος επίχωσης	W_s	$x_1.00$	1.18	0.00	7.04
			Σύνολο +	24.45	2.88
					38.21



Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

Τριβή εδάφους $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 38.21 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 22.06 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 24.45 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 24.94 kN/m (EAK 5.2.3)
Έλεγχος σε ολίσθηση $H_d = 24.45 < S_d + E_{\sigma d} = 24.94 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.20.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

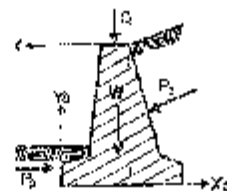
φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y	h	b	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.167	0.333	0.97	3.59	0.52
1.00	0.233	0.467	3.89	9.37	3.57
1.50	0.300	0.600	8.75	17.35	9.42

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

Ολίσθη $\sigma_{\max} 0.07 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Ξηράκλιση $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\sigma_{\max} 0.01 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 0.30 \text{ N/mm}^2$



6.2.20.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

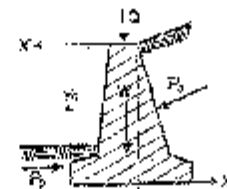
Θάρτιση $1.00x(\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00x(\text{μόνιμα κυμενή}) + 0.50x(\text{κινητά}) + 1.00x(\text{σε σφοδρ})$

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

y	h	b	Fx	Fy	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.167	0.333	1.09	3.52	0.19
1.00	0.233	0.467	5.97	9.10	1.48
1.50	0.300	0.600	12.83	16.74	5.00

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις

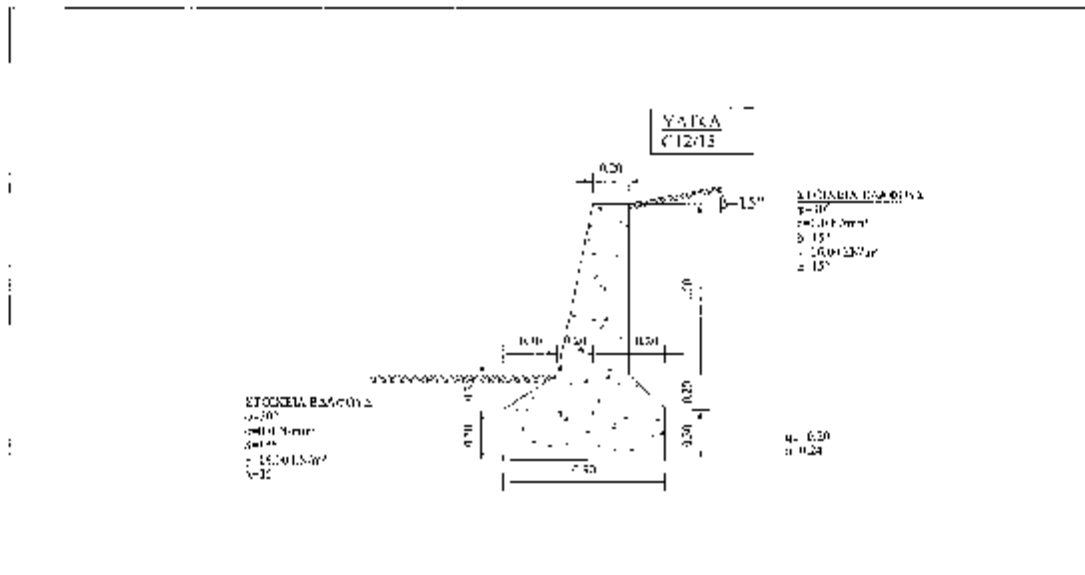
Ολίσθη $\sigma_{\max} 0.99 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 4.00 \text{ N/mm}^2$
 Ξηράκλιση $\sigma_{\max} 0.00 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 0.00 \text{ N/mm}^2$
 Διάτμηση $\sigma_{\max} 0.02 \leq \sigma_{\text{επιπ}} 0.30 \text{ N/mm}^2$



Τοίχος βαρύτητας ύψους 1.5μ

6.2.21. Υπολογισμοί γέφυρας κατασκευής : T7

τοίχος βαρύτητας



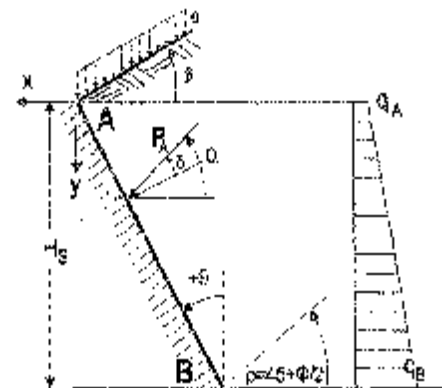
6.2.21.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Σημεία τοίχου από $\gamma=0.000$ α έως $\gamma=1.500$ m, $H=1.500$ m

Άνω σημείο Α $x=-0.000$ m $\gamma=0.000$ m
 Κάτω σημείο Β $x=0.000$ m $\gamma=1.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

- Τύπος εδάφους :
- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³
- Βιδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
- Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
- Γωνία κλίσης συνεκτικότητας εδάφους $c=0.005$ N/mm²
- Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντιο $\beta=15.00^\circ$
- Γωνία κλίσης τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²
- Ομοιόμορφο κινετό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

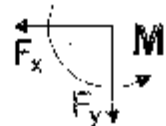
Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

- Γωνία επιπέδου διάσχισης $\rho=45+\phi/2=60.00^\circ$
- Ενεργότερες ενεργητικές ώθησης $K_A=0.373$
- Ωθηση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma)=q_1 \cdot \gamma \cdot \gamma \cdot K_A$

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

Μόνιμες δράσεις

Όψηση (πίεση) στην κορυφή (γ-γ_A=0 m) q_A= 0.00 kN/m²
 Όψηση (πίεση) στην βάση (γ-γ_B= 3.000 m) q_B= 2.95 kN/m²
 Όψηση (δύναμη) γαιών κα-κλίση+ακλίη= 6.72 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Όψηση (δύναμη) γαιών κατά x και γ, F_{ax}= 6.48 kN/m, F_{ay}= 1.74 kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών x=0.000 m, γ=1.000 m
 Εσπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, γ=0), X= -6.48 kNm/m



Ευνοϊκα δυνάμεις και ροπών

Αυξάνει-Ροπή στο κάτω σημείο B (x=0.000 m, γ=1.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια ώθηση γαιών F_{ax}= 6.48 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{ay}= 1.74 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών M_s= 2.24 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Ευνοϊκή οριζόντια ώθηση γαιών F_{ax}= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{ay}= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή ώθησης γαιών M_s= 0.00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοϊκή οριζόντια υδροστατική δύναμη F_{wx}= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη F_{wy}= 0.00 kN/m
 Ευνοϊκή ροπή υδροστατικής δύναμης M_w= 0.00 kNm/m

Δειγματικές δυνάμεις [EC8, ENV1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Β]

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0.24/1.50=0.160 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής av=0.20x0.24=0.048 (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Mononobe-Okabe [EC8, ENV1998-5:1994, Παράρτ. Β]

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού
 (Τείχος με ονυκία ολίγη): (ENV1998-5, Παράρτ. Β) $K_{\alpha} = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha-\theta)}{1 - \frac{\sin(\theta+\delta)\sin(\varphi-\alpha-\beta)}{\cos(\theta-\omega+\delta)\cos(\theta-\beta)}}$
 ω=arctan(ah/(1-av))=arctan(0.160/(1-0.048))= 9.34°
 Συντελεστής αναγωγής ώθησης (Mononobe Okabe), K_α= 0.800
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ=(0.600/0.373-1)= 0.609

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού F_x=6.48x0.609=3.95 kN/m

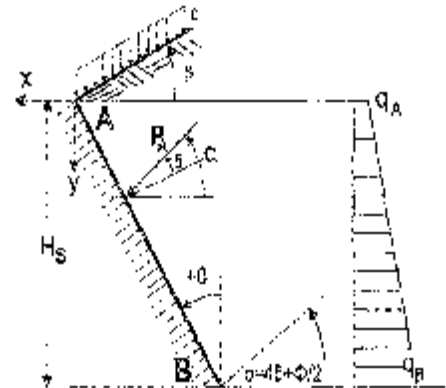
6.2.21.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχους από γ=1.000 m έως γ=1.500 m, H=0.500 m

Ανω Σημείο A x= 0.400 m γ= 1.000 m
 Κάτω Σημείο B x= 0.400 m γ= 1.500 m

Ιδιότητες εδάφους

Ένταση εδάφους : γ=16.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ_s=20.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_{sat}=20.00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γ_w=10.00 kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους φ=30.00°
 Συντελεστής συννεκτικότητας εδάφους c=0.025N/m²
 Γωνία επιφάνειας εδάφους με οριζόντια β= 0.00°
 Γωνία κλίσης τοίχου με κατακόρυφο δ= 0.00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 15.00°



6.2.21.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό ύψος τοίχου	1.500 m
Μήκος τοίχου	l= 28.000 m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.300 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	0.400 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.900 m
Ολικός βάσης τοίχου μπροστά	0.300 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.200 m
Υψος κορμού τοίχου	1.000 m
Υψος βάσης τοίχου	0.500 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.300 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.200 m
Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά	$\alpha= 11.310^\circ$
Κλίση παρειάς τοίχου πίσω	$\theta= 0.000^\circ$

Φορτία

Μόνιμη φορτία στην κορυφή	$Q_p= 0.00 \text{ kN/m}$
Κινητή φορτία στην κορυφή	$S_p= 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου

Οδικό βάρος υλικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Εμβαδόν διατομής τοίχου	0.700 m ²
Όλο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W= 0.700 \times 25.000= 17.50 \text{ kN/m}$	
Μέντρα βάρους τοίχου $x=0.205 \text{ m}$, $y=0.965 \text{ m}$ ($x_0=0.495 \text{ m}$, $y_0=0.535 \text{ m}$)	

Υλικά τοίχου

Ανοδομή Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Σπικλάση οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.2)
 Αερόλινο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Σπικλάση οπλ. σιμ. 30 mm (ENV1992, §4.1.3.3)

Εισαγωγικοί συντελεστές

Αλληλεπιδράση σεισμική επιτάχυνση εδάφους $\alpha=0.24$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.3.2)
 Μηχανικός συντελεστής συμπεριφοράς $q_w=1.50$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/1.50=0.160$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.20 \times 0.24=0.048$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Εισαγωγικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

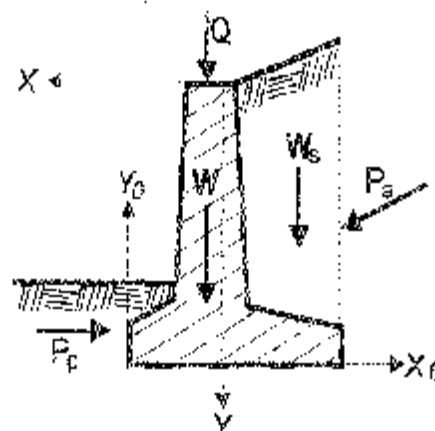
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wx}= 17.50 \times 0.160= 2.80 \text{ kN/m}$
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω ίδιου βάρους	$F_{wy}= 17.50 \times 0.048= 0.84 \text{ kN/m}$

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Ερώση Μον.ομ. , Δυσμενής =1.35, Ευμενής =1.00
 Ερώση Μεταβλητ. , Δυσμενής =1.50
 Εδαφ.κεν. ιδιότητες, $\lambda_{amp}=1.00$, $c=1.00$, $\alpha_s=1.00$, $q_u=1.00$
 Ατυχηρατικές καταστάσεις =1.00

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης

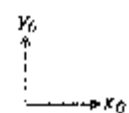
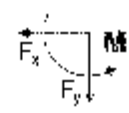
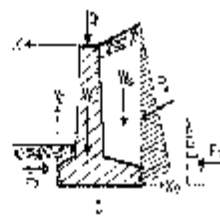
Θαλασσική αντοχή εδάφους στη βάση	$c_u=0.25 \text{ N/mm}^2$
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση	$\phi=50.00^\circ$
Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση	$c=0.110 \text{ N/mm}^2$



6.2.21.4. Ελεγχοι ευστάθειας τοίχου

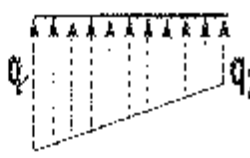
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Κκ [kN/m]	Κγ [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ρκ x1.35	0.00	1.50	8.75	2.35	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Ρρ x1.00	1.00	1.50	-9.61	2.56	0.400	1.333
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	17.50	0.205	0.966
Βάρος επίχρωσης	Wκ x1.00			0.00	3.29	0.100	0.500



Ελεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (ΕΟ7, ΕΝ1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Κκ [kN/m]	Κγ [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ρκ x1.35	0.00	1.50	8.75	2.35	0.700	0.500	2.73
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	17.60	0.495	0.525	-8.66
Βάρος επίχρωσης	Wκ x1.00			0.00	3.29	0.600	1.000	-2.67
				Σύνολο	23.14			8.56



Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 23.14 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μικροτά σημείο = -8.56 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.85 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 1.35/23.14 = 0.058 m < 0.900/6 = 0.150 m
 Τόσεις εδάφους σ1=0.039 N/mm² σ2=0.013 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (ΕΟ7, ΕΝ1997 1 1:1997, Β.1) L=0.900-3x0.080= 0.740 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης R0=Lxq0/γ=0.740x(1000x0.20)/1.00= 148.00 kN/m
 Κριτικός φέρουσα ικανότητας N0=23.14 < R0=148.00 kN/m εντάξει

Κριτικός περίπτωση με 1.35x(ίδιο βάρος+ρόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)

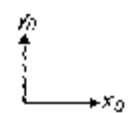
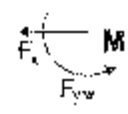
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 30.13 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μικροτά σημείο = -12.51 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.17 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 1.17/30.13 = 0.038 m < 0.900/6 = 0.150 m
 Τόσεις εδάφους σ1=0.042 N/mm² σ2=0.025 N/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (ΕΟ7, ΕΝ1997 1 1:1997, Β.1) L=0.900-2x0.080= 0.740 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης R0=Lxq0/γ=0.740x(1000x0.20)/1.00= 148.00 kN/m
 Κριτικός φέρουσα ικανότητας N0=30.13 < R0=148.00 kN/m εντάξει



Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (ΕΟ7, ΕΝ1997-1-1:1997, §8.6.3)

Ανατροπή ως προς το μικροτά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=0.700, y=1.500 m)

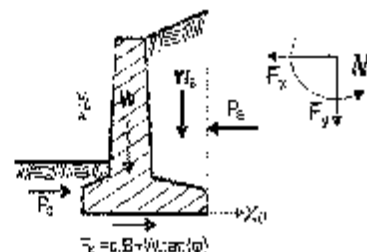
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Κκ [kN/m]	Κγ [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0- [kNm/m]	Md- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Ρκ x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	0.700	0.500	4.37	1.55
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	17.50	0.495	0.525	0.00	8.66
Βάρος επίχρωσης	Wκ x1.00		0.00	3.29	0.600	1.000	0.00	2.63
					Σύνολο		4.37	12.94



Σύνολο ροπών ανατροπής = 4.37 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 12.94 kNm/m
 Κριτικός σε ανατροπή Md=4.37 < M=12.94 kNm/m εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Ex- [kN/m]	Ex [kN/m]	Fy [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.55	0.00- 1.50	8.75	0.00	2.35
Παθητική ώθηση γαιών	Ep x1.00	1.00- 1.50	0.00	9.61	0.00
Ύψος τοίχου	N x1.00		0.00	0.00	17.55
Βάρος επίχωσης	Ns x1.00		0.00	0.00	3.29
		Σύνολο	8.75	9.61	23.14



Τριβή εδάφους $Rd = Wd \cdot \tan(\phi) = 23.14 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 13.36 \text{ kN/m}$

Συνεπικύματα $Rd = A \cdot \sigma / \gamma = 0.90 \times (0.010 \times 1000) / 1.00 = 9.00 \text{ kN/m}$

Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 8.75 kN/m

Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 31.97 kN/m

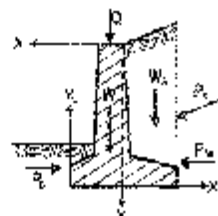
Έλεγχος ως ολίσθηση $Rd = 8.75 < R = 31.97 \text{ kN/m}$ αρκάει

6.2.21.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος καταστάσεως τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δυναμική [kN/m]	Εκ δόνηση [kN/m]	Fy	x	y
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.00	0.00- 1.50	6.48	1.74	0.000	1.000	
Παθητική ώθηση γαιών	Ep x0.30	1.00- 1.50	-2.88	0.77	0.400	1.300	
Ύψος τοίχου	N x1.00		0.00	17.50	0.305	0.905	
Βάρος επίχωσης	Ns x1.00		0.00	3.29	0.100	0.500	



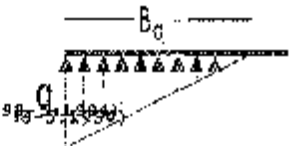
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Ex [kN/m]	Fy [kN/m]	xc [m]	yc [m]	Ec kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.00	0.00- 1.50	3.95		0.700	0.500	1.97
Βάρος τοίχου	N x1.00		2.80	-0.84	0.495	0.555	1.91
Βάρος επίχωσης	Ns x1.00		0.53	-0.15	0.800	1.000	0.66
		Σύνολο	7.28	-1.00			4.54

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Ex [kN/m]	Fy [kN/m]	xc [m]	yc [m]	E [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.00	0.00- 1.50	10.43	1.74	0.700	0.500	2.99
Βάρος τοίχου	N x1.00		3.80	16.68	0.495	0.535	-8.75
Ύψος επίχωσης	Ns x1.00		0.53	5.13	0.800	1.000	-1.97
		Σύνολο	14.76	21.55			2.99

Ένταση κατακόρυφων δυνάμεων = 21.53 kN/m
 Ένταση ροπών ως προς μικροστά σημείο = 4.73 kNm/m
 Ένταση ροπών ως προς μέσον βάσης = 1.96 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα $e = 4.96 / 21.53 = 0.230 \text{ m} > 0.900/6 = 0.150 \text{ m}$
 Ένταση εδάφους $\sigma_1 = 0.96 \text{ N/mm}^2$ ή $q = 0.659 \text{ m}$
 Κανονικό κλάστρο φερέλλου (EC7, ENV1997-1-1:1997, κ. 7) $L = 0.900 - 2 \times 0.230 = 0.440 \text{ m}$
 Ένταση ικανότητα θεμελίωσης $f_{cd} = L \times \gamma = 0.440 \times (1000 \times 0.30) / 1.00 = 137.20 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $\sigma_1 = 21.530 < f_{cd} = 137.20 \text{ kN/m}$ εντάξει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μικροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.500 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_0 [kNm/m]	M_0 [kNm/m]		
Ενεργητική ώθηση	P_a	$x1.00$	0.00	1.50	10.43	1.74	0.700	0.500	5.21	1.22
Βάρος τείχους	W	$x1.00$	2.80	0.00	16.66	0.493	0.535	1.91	3.66	
Βάρος επίχωσης	W_e	$x1.00$	0.93	0.00	3.13	0.800	1.000	0.66	2.63	
							Σύνολο	$=$	7.78	12.51

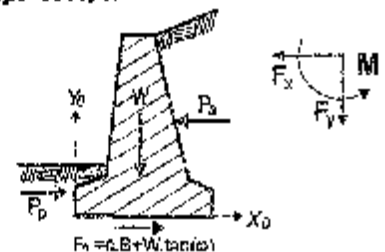
(* οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μικροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.500 \text{ m}$)

Ένταση ροπών ανατροπής = 7.78 kNm/m
 Σύνολο ροπών τυστόθεσης = 12.51 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 7.78 < M_{rd} = 13.51 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_x [kN/m]	F_y kN/m]
Ενεργητική ώθηση ναίων	P_a	$x1.00$	0.00	1.50	10.43
Παθητική ώθηση γαιών	P_p	$x0.15$	1.00	1.50	0.00
Βάρος τείχους	W	$x1.00$	2.80	0.00	16.66
Βάρος επίχωσης	W_e	$x1.00$	0.93	0.00	3.13
			Σύνολο	$=$	13.76
				$=$	2.88
				$=$	21.53



Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

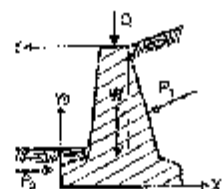
Τριβή εδάφους $\sigma_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 21.53 \times \tan(10^\circ) / 1.00 = 3.76 \text{ kN/m}$
 Ένταση δυνάμεων ολίσθησης = 13.76 kN/m
 Ένταση δυνάμεων αντίστασης = 15.31 kN/m (παρ § 6.5.3)
 Κλίμακα σε ολίσθηση $M_d = 13.76 < M_{rd} = 15.31 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.21.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους

φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα θωρακισμένα}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα κυρτά}) + 1.50 \times (\text{κινητά θωρακισμένα})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

y	h	b	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.150	0.300	0.97	3.36	0.03
1.00	0.200	0.400	3.89	8.54	0.75



Έλεγχος αντοχής με εκστρεφόμενες τάσεις
 Θλίψη σ max 0.05 <- σετ= 4.00 N/mm²
 Ψαλκισμός τ max 0.00 <- σετ= 0.00 N/mm²
 Διόστρωση μ max 0.01 <- σετ= 0.30 N/mm²

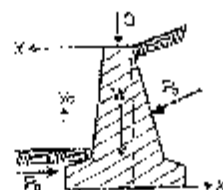
6.2.21.7. Έλεγχος κέρωςικής διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

Φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα κυμενή)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός)

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

y	h	b	F _x	F _y	M
[m]	[m]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]
0.50	0.150	0.300	1.66	3.32	0.21
1.00	0.200	0.400	5.82	8.27	1.51

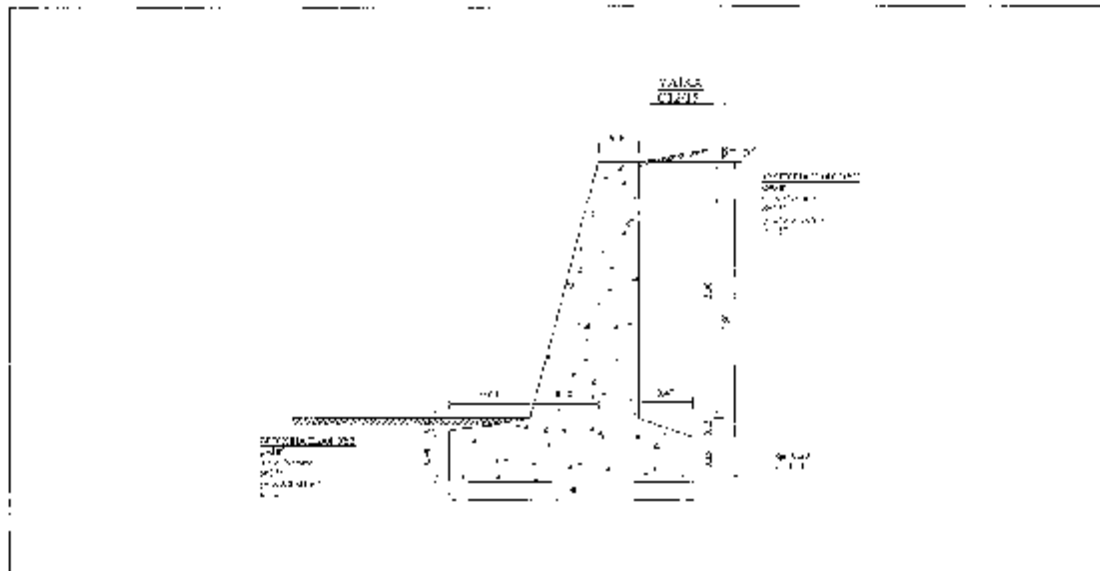
Έλεγχος αντοχής με εκστρεφόμενες τάσεις
 Θλίψη σ max 0.48 <- σετ= 4.00 N/mm²
 Ψαλκισμός τ max 0.00 <- σετ= 0.00 N/mm²
 Διόστρωση μ max 0.01 <- σετ= 0.30 N/mm²



Τείχος βαρύτητας ύψους 2.5m

6.2.22. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής T8

Τείχος βαρύτητας



6.2.22.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb
Τμήμα τείχους από γ=0.000 m έως γ=2.500 m. H=2.500 m.

Ανω Σημείο A x=-0.000 m γ= 0.000 m
Κάτω Σημείο B x=0.000 m γ= 2.500 m

Ιδιότητες εδάφους

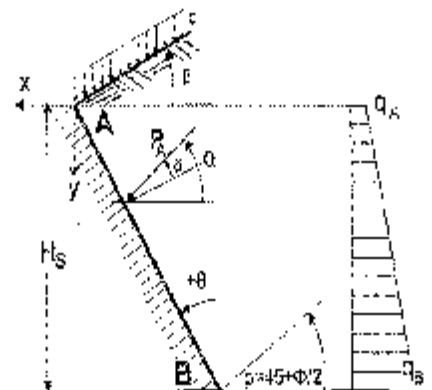
- Τύπος εδάφους :
- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00 \text{ kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\text{sat}}=20.00 \text{ kN/m}^3$
- Ειδικό βάρος νερού $\gamma_{\text{w}}=10.00 \text{ kN/m}^3$
- Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
- Επιπλαστική συντελεστής εδάφους $c=0.000 \text{ N/mm}^2$
- Γωνία επιφανείας εδάφους με οριζόντιο $\beta=15.00^\circ$
- Γωνία παρεπείσεως εδάφους με κατακόρυφο $\delta=0.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τείχους & εδάφους $\theta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1= 0.00 \text{ kN/m}^2$
- Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2= 0.00 \text{ kN/m}^2$

Θάση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

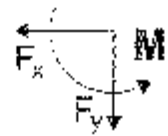
- Γωνία επιπέδου κλίσεως $\mu=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$
- Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a= 0.373$
- Θάση γαιών καθ' ύψος $e(\gamma)=q_1+\gamma \cdot y \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

όθηση (πίεση) στην κυρτή (γ-γ₂=0 m) q_A= 0,00 kN/m²
 όθηση (πίεση) στην βύση (γ γ_A= 2,500 m) q_B= 14,03kN/m²
 όθηση (δύναμη) γαιών P₀=k₁q_Atanφ₁= 18,66kN/m σε γωνία α=15,00°
 00-τη (δύναμη) γαιών κατά x κα. γ, P_{ax}= 18,11kN/m, P_{ay}= 4,83 kN/m
 σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών κ=0,000 m, γ=1,667 m
 Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο (x=0, γ=0), M₀=39,03 kNm/m

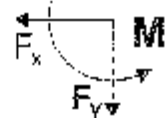


Επίσης δυνάμεων και ροπών

Ανεπίσης-Ροπες στο κάτω σημείο P (x=0,000 m, γ=2,500 m)

Μόνιμες δράσεις

Επιτολική οριζόντια όθηση γαιών F_{ax}= 18,01 kN/m
 Επιτολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{ay}= 4,83 kN/m
 Επιτολική ροπή ώθησης γαιών M₀= 15,00 kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Επιτολική οριζόντια όθηση γαιών F_{ax}= 0,00 kN/m
 Επιτολική κατακόρυφη ώθηση γαιών F_{ay}= 0,00 kN/m
 Επιτολική ροπή ώθησης γαιών M₀= 0,00 kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Επιτολική οριζόντια υδροστατική δύναμη F_{ax}= 0,00 kN/m
 Επιτολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη F_{ay}= 0,00 kN/m
 Επιτολική ροπή υδροστατικής δύναμης M₀= 0,00 kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, 87.3 και Παράρτ. Ε)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ah=0,34/1,50=0,160 (EC8, ΕΚΝ1998 5:1994, 87.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής av=0,20x0,24=0,048 (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, 87.3.2.2)

Μέθοδος Μοσσοβόε Οκαβόε (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, Παράρτ. Ε)

για ώθηση γαιών κατά τη διάρκεια σεισμού
 (τοίχος με ανελκυστήρα) (ΕΚΝ1998-5, Παράρτ. Ε) $K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\omega-\theta)}{\cos\omega \cos^2\delta \cos(\delta+\omega) \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\omega-\beta)}{\cos(\delta+\omega)\delta \cos(\delta-\beta)} \right]}$
 $\omega = \arctan(\tan(\alpha h / (1 + av))) = \arctan(0,150 / (1 + 0,048)) = 9,54^\circ$ $K_E = 0,500$
 Συντελεστής ανεργητικής ώθησης (Μοσσοβόε-Οκαβόε), K_E= 0,500
 Τμήμα-τη ώθηση γαιών λόγω σεισμού ξ₀=(0,600/5,373-1)= 0,809

Μόνιμες δράσεις

απόσπστη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού F_x=18,01x0,809=14,57 kN/m

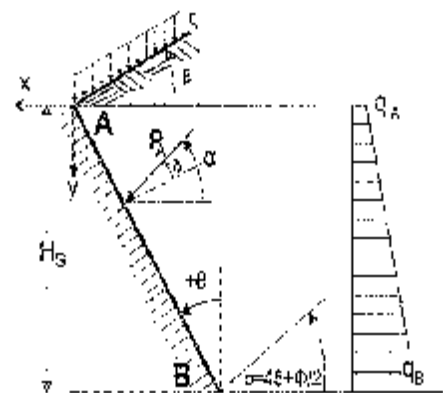
6.2.32.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=2,000 m έως γ=2,500 m, H=0,500 m

Ανω Σημείο Α x= 0,800 m γ= 2,000 m
 Κάτω Σημείο Β x= 0,000 m γ= 2,500 m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους γ_s=16,00 kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους γ_{sat}=20,00 kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού γ_w=10,00 kN/m³
 Γωνία τυπικής τριβής του εδάφους φ=30,00°
 Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους c=0,00kN/mm²
 Γωνία επιφανειακής ολίσθησης με οριζόντια β= 0,00°
 Γωνία παθησίας τοίχου με κατακόρυφη θ= 0,00°
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους δ= 15,00°



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφο κεντρικό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Πόσηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολίσθησης $\rho = 45^\circ - \varphi/2 = 25.00^\circ$ Συντελεστής καθηκτικής ώθησης $K_p = 4.977$ Μέσηση γαιών καθ ύψος: $q_1(y) = c + \gamma \cdot y \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΠόσηση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Μέσηση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.500 \text{ m}$) $q_B = -39.82 \text{ kN/m}^2$ Πόσηση (δυνάμει) γαιών $q_A = \gamma(q_A + q_B)/2 = 9.95 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$ Πόσηση (δυνάμει) γαιών κατά x και y , $F_{Ax} = -9.61 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 2.58 \text{ kN/m}$ Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.800 \text{ m}$, $y = 2.333 \text{ m}$ Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M = 24.48 \text{ kNm/m}$ **Εύνοια δυνάμεων και ροπών**Δυνάμεις Ρομές στο κάτω σημείο Β ($x=0.800 \text{ m}$, $y=2.500 \text{ m}$)**Μόνιμες δράσεις**Ευνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -9.61 \text{ kN/m}$ Ευνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 2.58 \text{ kN/m}$ Ευνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = -1.60 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Ευνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ευνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ευνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Ευνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ευνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$ Ευνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.22.5. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις

Ολικό μήκος τοίχου	2.500 m
Μήκος τοίχου	$\Gamma = 12.500$ m
Ελάχιστος τοίχου στην κορυφή	0.300 m
Ελάχιστος κορμού τοίχου στην βάση	0.800 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	1.800 m
Ελάχιστος βάσης τοίχου μπροστά	0.600 m
Ελάχιστος βάσης τοίχου πίσω	0.400 m
Υψος κορμού τοίχου	2.000 m
Υψος βάσης τοίχου	0.500 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.400 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.350 m
Κλίση παρακάτω τοίχου μπροστά	$\beta = 24.036^\circ$
Κλίση παρακάτω τοίχου πίσω	$\beta = 0.000^\circ$

Φορτία

Μόνιμο φορτίο στην κορυφή	$Q_p = 0.00$ kN/m
Κινητά φορτία στην κορυφή	$q_n = 0.00$ kN/m

Βάρος τοίχου

Ολικό βάρος ολικού τοίχου	25.000 kN/m ²
Μειωθέν διατομής τοίχου	1.195 m ²
Ισόβιο βάρος τοίχου ανά μέτρο $W = 1.195 \times 25.000 = 29.875$ kN/m	
Κέντρο βάρους τοίχου $x = 0.279$ m, $y = 1.636$ m ($x_0 = 1.019$ m, $y_0 = 0.864$ m)	

Υλικά τοίχου

Ανοδομή Σκυροδέμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επι κάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.1)
 Θερμικό Σκυροδέμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επι κάλυψη οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.2)

Σεισμικοί συντελεστές

Ανεγμένη σεισμική επιτάχυνση εδάφους $a = 0.24$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)
 Νευρικός συντελεστής συμπεριφοράς $\eta = 1.50$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = 0.34/1.50 = 0.227$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v = 0.20 \times 0.24 = 0.048$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)

Σεισμικές δυνάμεις (εκτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)

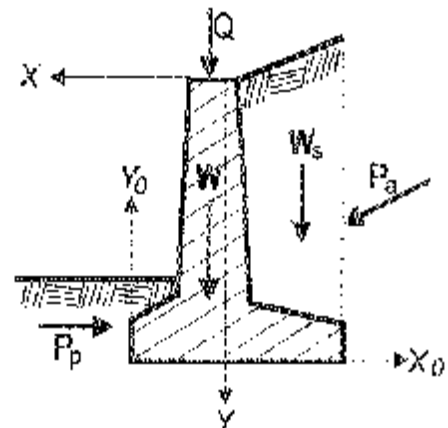
Οριζόντια δύναμη σε όλο το μήκος λόγω βάρους $F_{ex} = 29.875 \times 0.227 = 6.78$ kN/m	
Κατακόρυφη δύναμη σε όλο το μήκος λόγω βάρους $F_{ey} = 29.875 \times 0.048 = 1.43$ kN/m	

Στηρίξιμοι συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)

Απόδοση Μόνιμη, Δυσμενής = 1.30, Κορυμνή = 1.00
 Απόδοση Μεταβλητή, Δυσμενής = 1.50
 Εδαφικές ιδιότητες, $\lambda_{amp} = 1.00$, $\omega = 1.00$, $\alpha_1 = 1.00$, $\alpha_2 = 1.00$
 Επιχειρησιακές καταστάσεις = 1.00

Κρίσιμες εδαφικές θεμελίωσης

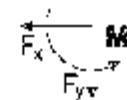
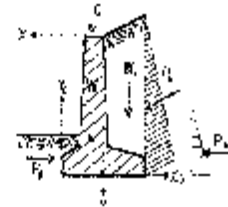
Ελαστική αντοχή εδαφους στη βάση $c_{ed} = 0.20$ N/cm ²	
Γωνία τριβής εδαφους στη βάση $\varphi = 30.00^\circ$	
Συντελεστής συνεκτικότητας στη βάση $c = 0.010$ N/cm ²	



6.2.22.4. Έλεγχοι ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

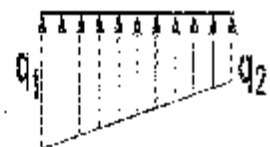
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx (kN/m)	Δύναμη Fy (kN/m)	x (m)	y (m)
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.35	0.00- 2.50	24.31	6.52	0.000	1.667
Ταθρατική ώθηση γαιών	Ep x1.00	2.00- 2.50	-9.6	2.98	0.800	2.333
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	48.75	0.381	1.636
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	13.14	-0.200	1.000



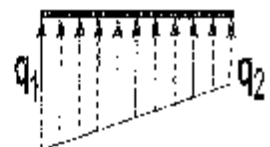
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx (kN/m)	Fy (kN/m)	x0 (m)	y0 (m)	K
Ενεργητική ώθηση γαιών	Ea x1.35	0.00- 2.50	24.31	6.52	1.400	0.833	11.13
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	48.75	1.019	0.864	-49.68
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	13.14	1.600	1.500	23.02
			Σύνολο	68.41			-59.58

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 68.41 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -59.58 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.99 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $1.99/68.41 = 0.028$ m < $1.800/6 = 0.300$ m
 Τόσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.048$ N/mm² $\sigma_2 = 0.034$ N/mm²
 Ενεργή πλάτος θεμελίωσης (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 1.800 - 2 \times 0.028 = 1.744$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $Rd = L \times q_{s1} / \gamma = 1.742 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 348.40$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $Vd = 68.41 < Rd = 348.40$ kN/m εντάξει

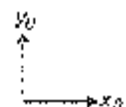
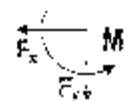


Έλεγχος περιπτώσεως με $1.35 \times (\text{ίδιο βάρος} + \text{ρόνιμα}) + 1.50 \times (\text{κινητά κορμής})$
 Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 90.07 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -84.12 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 3.26 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $3.26/90.07 = 0.036$ m < $1.800/6 = 0.300$ m
 Τόσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.044$ N/mm² $\sigma_2 = 0.036$ N/mm²
 Ενεργή πλάτος θεμελίωσης (EC7, EN1997-1-1:1997, B.1) $L = 1.800 - 2 \times 0.036 = 1.728$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $Rd = L \times q_{s1} / \gamma = 1.728 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 345.60$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $Vd = 90.07 < Rd = 345.60$ kN/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=1.400, y=2.500 m)

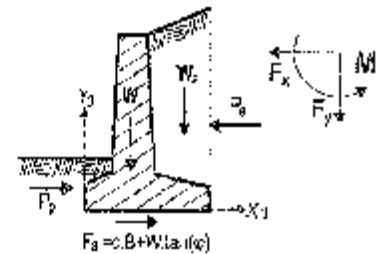
Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx (kN/m)	Fy (kN/m)	x0 (m)	y0 (m)	Y0 (kNm/m)	M0 (kNm/m)
Ενεργητική ώθηση	Ea x1.35	0.00- 2.50	24.31	6.52	1.400	0.833	30.25	9.13
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	48.75	1.019	0.864	0.00	49.68
Βάρος επίχωσης	Ws x1.00		0.00	13.14	1.600	1.500	0.00	21.02
				Σύνολο			30.25	79.83



Σύνολο ροπών ανατροπής = 20.25 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 79.83 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{ed} = 20.25 < M_{rd} = 79.83$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §5.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx1 [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 2.50	24.31	0.00	6.52
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	2.00- 2.50	0.00	0.61	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.50	0.00	0.00	19.73	
Βάρος επίχρωσης	Ws	x1.00	0.00	0.00	3.14	
Συνολικά=			24.31	0.61	68.41	



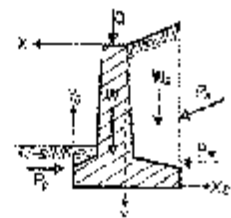
Τριβή εδάφους $E_d-V_d \cdot \tan(\phi) = 64.11 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 39.00 \text{ kN/m}$
 Συνεπικράτημα $E_d-Z_d \cdot \nu = 1.00 \times (0.070 \times 1000) / 1.00 = 10.00 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 24.31 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 64.11 kN/m
 Έλεγχος με ολίσθηση $E_d-Z_d \leq E_d+V_d = 64.11 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.22.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποσπόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 2.50	18.01	4.82	0.000	1.667
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x0.35	2.00- 2.50	-2.98	0.77	0.000	2.333
Βάρος τοίχου	W	x1.00	0.00	48.75	0.581	1.536	
Βάρος επίχρωσης	Ws	x1.00	0.00	13.14	0.200	1.000	



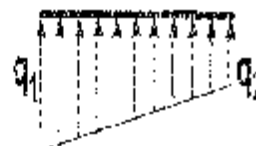
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 2.50	20.97	0.00	1.400	0.833	9.14
Βάρος τοίχου	W	x1.00		7.80	-2.34	1.019	0.866	9.12
Βάρος επίχρωσης	Ws	x1.00		2.10	-2.67	1.600	1.333	4.16
Συνολικά=				30.87	2.67			22.42

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.00	0.00- 2.50	28.96	4.03	1.400	0.833	17.78
Βάρος τοίχου	W	x1.00		7.80	46.42	1.619	0.864	-40.56
Βάρος επίχρωσης	Ws	x1.00		2.10	12.51	1.600	1.500	16.86
Σύνολο=				63.75				-40.04

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 63.75 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -49.04 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 17.34 kNm/m
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα $e = 0.3475375 = 0.272 \text{ m} < 1.800/6 = 0.300 \text{ m}$
 Πύκνισ εδάφους $\sigma_1 = 0.068 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{20.003} \text{ N/mm}^2$
 Ενεργό βάθος Οαρέλιου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.11) $t_w = 1.800 - 2 \times 0.272 = 1.256 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα Σερμάκωσης $R_d = \alpha_{sv} \gamma = 1.256 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 251.20 \text{ kN/m}$
Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Vd=63.75 < Rd=251.20 kN/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=2.500 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{0+} [kNm/m]	M_{0-} [kNm/m]			
Ενεργητική ώθηση	P_a	x1.00	0.00	2.50	2.50	4.63	1.400	0.883	24.14	6.76	
Βάρος τοίχου	w	x1.00	7.80	0.00	46.41	1.019	0.864	9.12	49.68	*	
Μήκος επίχωσης	w_s	x1.00	2.10	0.00	12.51	1.600	1.500	4.16	21.02		
									Σύνολο	- 37.42	77.46

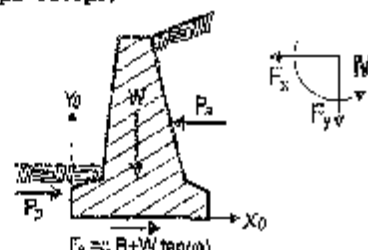
(*) οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 αντι-ροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.400, y=2.500 \text{ m}$)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 37.42 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 77.46 kNm/m
Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd} = 37.42 < M_{rd} = 77.46 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x1} [kN/m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	
Κινητή οθήση γαιών	P_a	x1.00	0.00	2.50	28.98	
Πεθητική οθήση γαιών	P_p	x0.35	2.00	2.50	0.00	
Βάρος τοίχου	w	x1.00	7.80	0.00	46.41	
Μήκος επίχωσης	w_s	x1.00	2.10	0.00	12.51	
			Σύνολο	38.88	2.88	63.75



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

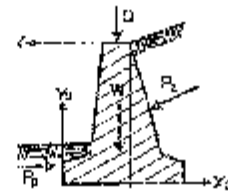
Τριβή εδάφους $\delta d = \gamma_d \cdot \tan \phi / \gamma = 63.75 \times 0.10 / 1.00 = 6.38 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 38.88 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 39.69 kN/m (EAK 5.3.3)
Έλεγχος σε ολίσθηση $\delta d = 6.38 < \delta d + E_{p3} = 39.69 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.22.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση 1.35x(μόνιμα θυρομνή)+1.00x(μόνιμα ευρενή)+1.50x(κινητά θυρομνή)

Αινήτριες (στα κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους:

y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.312	0.435	0.97	4.73	-0.01
1.00	0.275	0.550	3.89	11.66	0.41
1.50	0.337	0.675	8.75	20.63	2.02
2.00	0.400	0.800	15.97	31.67	5.81



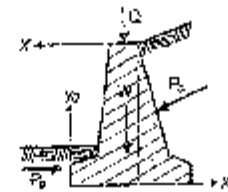
Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ψάιψι... $\sigma_{\max} 0.10 \leftarrow \sigma_{\text{επιπ}} = 4,00 \text{ N/cm}^2$
 Εφελκισμός $\sigma_{\max} 0.00 \leftarrow \sigma_{\text{επιπ}} = 0,00 \text{ N/cm}^2$
 Διότρηση $\mu_{\max} 0.02 \leftarrow \mu_{\text{επιπ}} = 0,30 \text{ N/cm}^2$

6.2.22.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα ευμενή)+0.30x(κινητά)+1.00x(σεισμός):

Αινήτριες (στα κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους: (με σεισμό)

y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.212	0.425	1.08	4.72	0.20
1.00	0.275	0.550	6.33	11.39	1.53
1.50	0.337	0.575	13.35	20.03	5.12
2.00	0.400	0.800	22.96	30.69	12.03

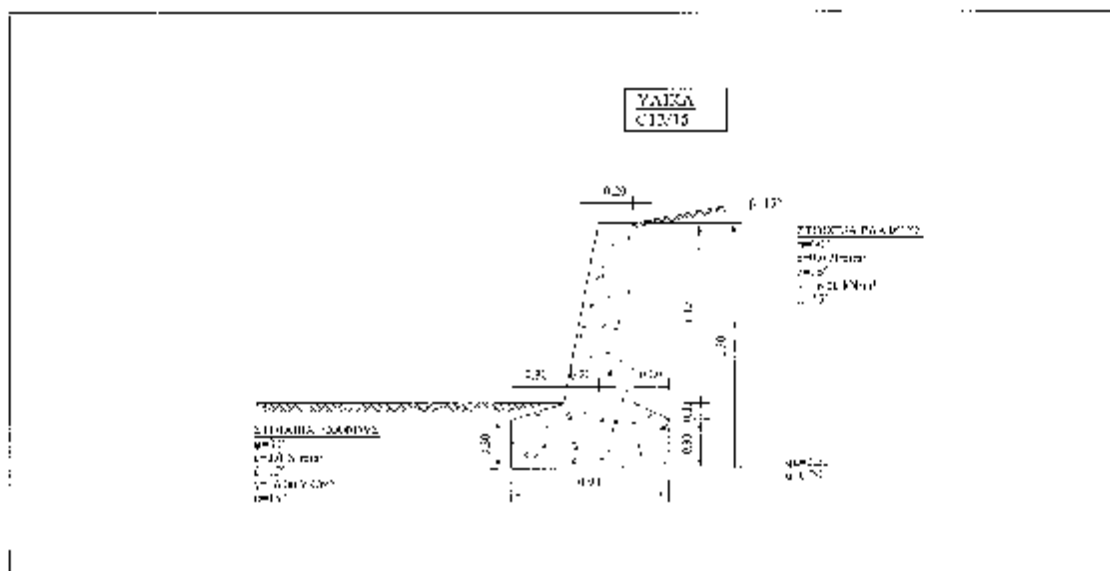


Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Ψάιψι... $\sigma_{\max} 1.16 \leftarrow \sigma_{\text{επιπ}} = 9,00 \text{ N/cm}^2$
 Εφελκισμός $\sigma_{\max} 0.00 \leftarrow \sigma_{\text{επιπ}} = 0,00 \text{ N/cm}^2$
 Διότρηση $\mu_{\max} 0.03 \leftarrow \mu_{\text{επιπ}} = 0,30 \text{ N/cm}^2$

Τείχος Βαρύτητας ύψους 1.5m

6.2.23. Υπολογισμεί τμήματος κατασκευής : T3

Τείχος βαρύτητας



6.2.23.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb
 Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m

Ανω Σημείο A $x=0.000$ m $y=0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $y=1.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

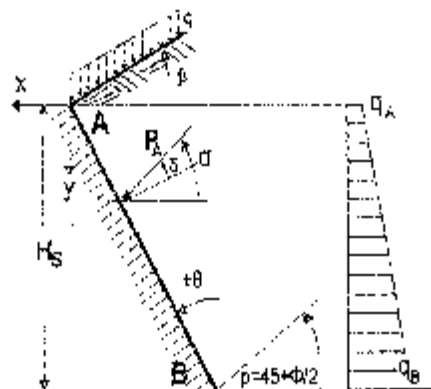
- Τύπος εδάφους :
- Κιδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=18.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος νερού $\gamma_{water}=10.00$ kN/m³
- Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=0.00^\circ$
- Συντελεστής συνεκτικότητας εδάφους $c=0.005$ N/m²
- Γωνία απ.πίεσης εδάφους με οριζόντιο $\beta=15.00^\circ$
- Γωνία παρειάς τοίχου με κατακόρυφο $\theta=0.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μονιμο φορτίο στην κορυφή $q_1=0.00$ kN/m²
- Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2=0.00$ kN/m²

Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

- Γωνία απ.πέδου ολισθήσεως $\rho=\phi+\theta+\delta=30.00^\circ$
- Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_A=0.373$
- Ωθήση γαιών ανά καθ. ύψος $e(y)=\gamma \cdot h \cdot y \cdot K_A$



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

Μόνιμες δράσεις

Όθηση (πίεση) στην κορυφή (y-γλ=0 m) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Όθηση (πίεση) στην βάση (y γλ= 3.000 m) $q_B = 8.95 \text{ kN/m}^2$
 Όθηση (δυνάμει) γιάνων Pa=ZiqAiqBΠH= 6.71 kN/m σε γωνία α=15.00°
 Όθηση (δυνάμει) γιάνων κυττό x και y, P_{max}= 6.48 kN/m, P_{avg}= 1.74 kN/m
 Σημείο εφαρμογής όθησης γιάνων κ=0.000 m, γ=1.000 m
 Ροπή ώθησης γιάνων ως προς σημείο (x=0, y=0): M= -6.15 kNm/m

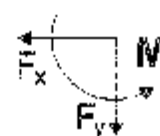


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Συνόμειος-Ροπή ως προς κάτω σημείο B (x=0.600 m, y=1.500 m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γιάνων $F_{\text{αx}} = 6.48 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γιάνων $F_{\text{αy}} = 1.74 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή ώθησης γιάνων $M_s = 3.24 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{\text{αx}} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{\text{αy}} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{\text{αx}} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{\text{αy}} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_s = 0.00 \text{ kNm/m}$

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. Ε)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h = 0.24/1.50 = 0.160$ (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v = 0.25 \times 0.24 = 0.048$ (EC8, ΕΚΝ1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Κοσσινοβο-Οκταβ (EC6, ΕΚΝ1998-5:1994, Παράρτ. Ε)

για ώθηση γιάνων κατά τη διεύθυνση ορισμού
 (ταίγιοις με ανάσφιξι αλιόσθησι) (ΕΚΝ1998-5, Παράρτ. Ε) $K_E = \frac{\cos^2(\varphi - \omega)}{\cos \omega \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \omega)} \left[1 - \frac{(\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta))}{\cos(\theta + \omega + \delta) \cos(\theta - \delta)} \right]^{-1}$
 $\alpha = \tan \alpha \tan i \omega / (1 - \alpha \omega) = \tan \alpha \tan (0.160 / (1 - 0.048)) = 9.54^\circ$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Κοσσινοβο-Οκταβ), $K_E = 0.600$
 Πρόσθετη ώθηση γιάνων λόγω σεισμού $\xi = (0.600 / 0.373 - 1) = 0.603$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γιάνων λόγω σεισμού $F_x = 6.48 \times 0.603 = 3.95 \text{ kN/m}$

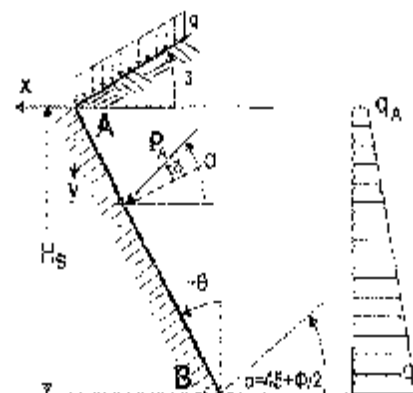
6.2.23.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γιάνων κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από γ=1.100 m έως γ=1.500 m, H=0.400 m

Όπως Σημείο A x= 0.400 m γ= 1.100 m
 Όπως Σημείο B x= 0.400 m γ= 1.500 m

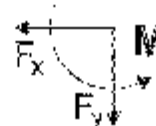
Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 ειδικό βάρος ε-φινού εδάφους $\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
 ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{\text{sat}} = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 ειδικό βάρος νερού $\gamma_w = 10.00 \text{ kN/m}^3$
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi = 30.00^\circ$
 Συντελεστής συνεπικρίσθησις εδάφους $c = 0.005 \text{ MN/m}^2$
 Γωνία κτιζόντιος εδάφους με οριζόντιο $\beta = 0.00^\circ$
 Γωνία παρειάς τοίχου με κατακόρυφο $\theta = 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta = 15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφήΟμοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Ομοιόμορφο κινητά φορτία στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Πήξη σύμφωνα με θεωρία Coulomb**Γωνία επιπέδου ολισθήσεως $\alpha = 45^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$ Συντελεστής καθ' ύψος κήσεως $K_p = 4.977$ Ψέση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma) = q_0 \gamma \cdot \gamma \cdot K_p$

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

Μόνιμες δράσειςΘέση (πλάτος) στην κορυφή ($\gamma - \gamma_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$ Θέση (πίεση) στην βάση ($\gamma - \gamma_B = 0.400 \text{ m}$) $q_B = 31.83 \text{ kN/m}^2$ Θέση (δύναμη) γαιών $P_A = S(q_A + q_B)H = 5.37 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$ Θέση (δύναμη) γαιών κατά x και y. $P_{Ax} = 6.15 \text{ kN/m}$, $P_{Ay} = 1.65 \text{ kN/m}$ Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.400 \text{ m}$, $y = 1.367 \text{ m}$ Καθή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $X = 9.07 \text{ kNm/m}$ **Σύνολα δυνάμεων και ροπών**δυνάμεις-ροπές στο κεντρικό σημείο B ($x = 0.400 \text{ m}$, $y = 1.300 \text{ m}$)**Κόνιμες δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -6.15 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 1.65 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_A = -0.92 \text{ kNm/m}$ **Μεταβλητές δράσεις**Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Bx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{By} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$ **Υδροστατικές δυνάμεις**Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Hx} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Hy} = 0.00 \text{ kN/m}$ Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_H = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.23.4. Ελεγχοί ευστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Απόσταση Fx [kN/m]	Απόσταση Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαλόν	Pp x1.00	1.10 1.50	-6.15	1.65	0.400	1.107
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	16.63	0.201	0.964
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	3.61	-0.110	0.550

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	0.700	0.500	2.73
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	16.63	0.499	0.536	-8.30
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	3.61	0.800	0.950	-2.89
			Σύνολο	22.98			-8.46

Σύνολο κατακορυφών δυνάμεων = 22.98 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -8.46 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.70 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-1.70/22.98 = -0.075 \text{ m} = 0.900/6 = 0.150 \text{ m}$

Πόσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.038 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.013 \text{ N/mm}^2$ Ενεργό κλίσιος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $\xi = 0.900 \cdot 2 \times 0.07 = 0.748 \text{ m}$ Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $\bar{q}_d = \xi \cdot q_{\text{αρχ}} / \gamma = 0.748 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 149.60 \text{ kN/m}^2$ Κριτήριο φέρουσας ικανότητας $\bar{q}_d = 22.98 \text{ kN/m} < \bar{q}_d = 149.60 \text{ kN/m}^2$ εντάξειΈλεγχος περίπτωσης με $1.35 \times (\delta_{\text{ακ}} + \mu_{\text{όριζ}}) + 1.50 \times (\text{κινητά κορυφής})$

Σύνολο κατακορυφών δυνάμεων = 29.67 kN/m

Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -12.38 kNm/m

Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 0.97 kNm/m

Εκκεντρότητα = $0.97/29.67 = 0.033 \text{ m} = 0.900/6 = 0.150 \text{ m}$ Πόσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.040 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_2 = 0.026 \text{ N/mm}^2$ Ενεργό κλίσιος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $\xi = 0.900 \cdot 2 \times 0.033 = 0.835 \text{ m}$ Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $\bar{q}_d = \xi \cdot q_{\text{αρχ}} / \gamma = 0.835 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 167.00 \text{ kN/m}^2$ Κριτήριο φέρουσας ικανότητας $\bar{q}_d = 29.67 \text{ kN/m} < \bar{q}_d = 167.00 \text{ kN/m}^2$ εντάξει

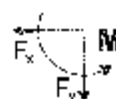
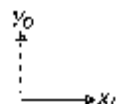
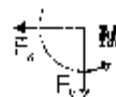
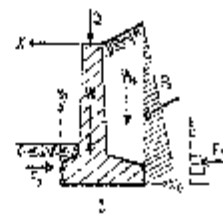
Έλεγχος ευστάθειας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3)

Αντιστάση ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.500 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	2.35	0.700	0.500	4.37	1.05
Βάρος τοίχου	W x1.50		0.00	16.63	0.499	0.536	0.00	8.30
Βάρος επίχωσης	Wa x1.00		0.00	3.61	0.800	0.950	0.00	2.89
			Σύνολο				4.37	12.84

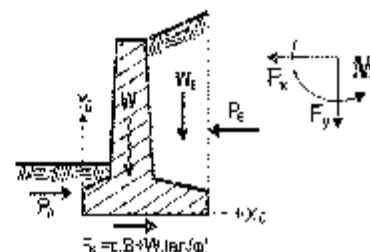
Σύνολο ροπών ανατροπής = 4.37 kNm/m

Σύνολο ροπών ευστάθειας = 12.84 kNm/m

Έλεγχος σε ανατροπή $\bar{M}_{\text{αδ}} = 4.37 \text{ kNm/m} < \bar{M}_{\text{αδ}} = 12.84 \text{ kNm/m}$ εντάξει

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _x - [kN/m]	F _x - [kN/m]	F _y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.35	0.00- 1.50	8.75	0.00	2.25
Παθητική ώθηση γαιών	Pr x1.00	1.10- 1.50	0.00	6.15	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	16.63
Βάρος επίχωσης	We x1.00		0.00	0.00	3.61
		Σύνολο-	8.75	6.15	22.58



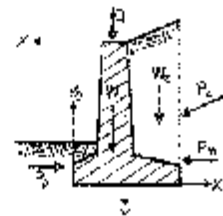
Το.βή.εδάφους δδ=νδ.ταπ/γ= 22.88x1.00(30°)/1.00= 13.04 kN/m
 Συνεκτικότητα δδ=δ.αυ/γ = 0.90x(0.016x1550)/1.00= 2.20 kN/m
 σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 8.75 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 28.19 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση Hd=8.75 < δδ-δδδδ=28.19 kN/ε. ΕΝΤΑΦΕΙ

6.2.23.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC9, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (κινέργκιασ και αντίστασης) αποκόμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	6.40	1.74	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pr x0.90	1.10- 1.50	-2.95	0.50	0.400	1.367
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	16.63	0.201	0.964
Βάρος επίχωσης	We x1.00		0.00	3.61	-0.100	0.550



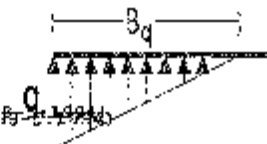
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	Μοι [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	3.95	0.700	0.500	1.57	
Βάρος τοίχου	W x1.00		2.66	0.500	0.499	0.936	
Βάρος επίχωσης	We x1.00		0.50	-1.17	0.800	0.950	
		Σύνολο-	7.19	0.97			4.48

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	K [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa x1.00	0.00- 1.50	10.43	1.74	0.700	0.500	3.99
Βάρος τοίχου	W x1.00		2.66	15.82	0.499	0.500	-6.48
Βάρος επίχωσης	We x1.00		0.58	1.14	0.800	0.950	-2.27
		Σύνολο-	13.67	18.70			-4.76

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 21.01 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 4.69 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 4.76 kNm/m
Ελεγχος φέρουσας ικανότητας κλάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 Εκκεντρότητα $e = 4.76 / 21.01 = 0.227$ m > $0.900 / 6 = 0.150$ m
 Τίσιες εδαφούς $\sigma_1 = 0.063$ N/mm² $B_q = 0.670$ m
 Ενεργό κλάστρο θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, 8.1) $b = 0.900$ $\lambda = 0.227 = 0.447$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = L_{\sigma q} / \gamma = 0.447 \times (1000 \times 0.20) / 1.00 = 89.40$ kN/m
Ελεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 21.01 \leq 89.40$ kN/m εντάξει



Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.500$ m)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{o+} [kNm/m]	M_{o-} [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	10.43	1.74	0.700	0.500	4.27	1.22
Βάρος τοίχου	W	x1.00	2.66	15.82	0.499	0.538	1.82	8.30
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00	0.58	3.44	0.800	0.950	0.69	2.39
							Σύνολο +	Σύνολο -
							7.72	12.61

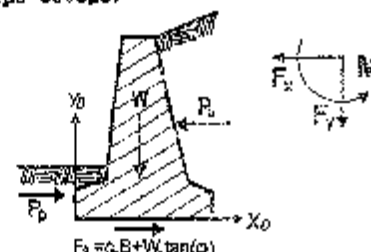
(+ οι ροπές αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προστίθενται στις ροπές ανατροπής)

Ελεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.700, y = 1.500$ m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 7.72 kNm/m
 Σύνολο ροπών αντιστάσεως = 12.61 kNm/m
Ελεγχος σε ανατροπή $M_d = 7.72 \leq M_{r,d} = 12.61$ kNm/m εντάξει

Ελεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x1} [kN/m]	F_{x2} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαλόν	Pa	x1.00	10.43	0.00	1.74
Αρνητική ώθηση γαλόν	Pp	x0.30	0.00	1.85	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00	2.66	0.00	15.82
Βάρος επίχωσης	Ws	x1.00	0.58	0.00	3.44
			Σύνολο α	Σύνολο β	Σύνολο γ
			13.67	1.85	21.01



Ελεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

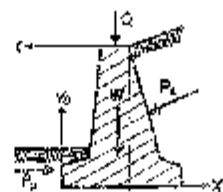
Τριβή κλάφους $S_d = V_d \cdot L_{\sigma q} / \gamma = 21.01 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 12.3$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 13.67 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντιστάσεως = 13.97 kN/m (EAK 5.2.3)
Ελεγχος σε ολίσθηση $M_d = 13.67 \leq M_{r,d} = 13.97$ kN/m εντάξει

5.2.23.5. Ελεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

φόρτιση $1.35 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Δυνάμεις (στο κέντρο βαρικής διατομής) στον κορμό του τείχους

y [m]	h [m]	b [m]	F _x [kN/m]	F _y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.143	0.29	0.97	3.32	0.06
1.10	0.200	0.400	4.71	9.51	1.11



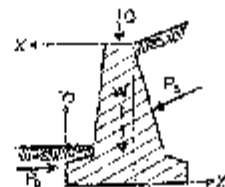
Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Πάληση σ_{\max} 0.08 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 4.00 N/cm²
 Ψελλικισμός σ_{\max} 0.00 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 0.00 N/cm²
 Διάτληση σ_{\max} 0.01 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 0.30 N/cm²

6.2.23.7. Έλεγχος εφάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

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

Δυνάμεις (στο κέντρο βαρικής διατομής) στον κορμό του τείχους (με σεισμό)

y [m]	h [m]	b [m]	F _x [kN/m]	F _y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.143	0.291	1.63	3.26	0.22
1.10	0.200	0.400	6.94	9.70	2.17

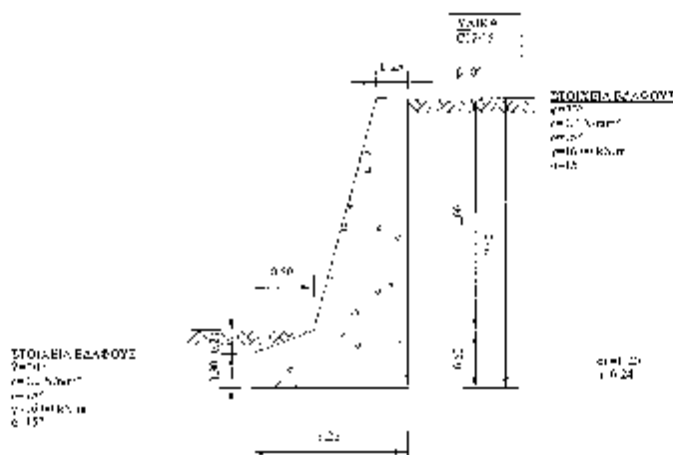


Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Πάληση σ_{\max} 0.03 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 4.00 N/cm²
 Ψελλικισμός σ_{\max} 0.00 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 0.00 N/cm²
 Διάτληση σ_{\max} 0.03 <= $\sigma_{\text{επι}}$ 0.30 N/cm²

Τείχος βαρύτητας ύψους 2.5m

6.2.24. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : K1

Τείχος βαρύτητας



6.2.24.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $\gamma=0.000$ m έως $\gamma=2.500$ m, $R=2.500$ m

Ανω Σημείο A $x=-0.000$ m $y= 0.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x=0.000$ m $y= 2.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

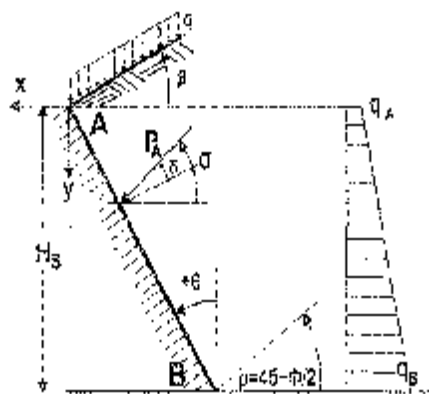
- τύπος εδάφους :
- Ειδικό βάρος (ξηρού κόβου) $\gamma=16.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma\kappa=20.00$ kN/m³
- Κιδικό βάρος νερού $\gamma\omega=10.00$ kN/m³
- Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
- Ανισότροπη συντελεστής εδάφους $\alpha=0.005$ N/mm²
- Γωνία επιπέδου αλίσθησης με οριζόντιο $\beta= 0.00^\circ$
- Γωνία παρεπείσθησης τοίχου με κατακόρυφο $\delta= 5.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=14.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1= 0.00$ kN/m²
- Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2= 0.00$ kN/m²

Ωθηση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

- Γωνία επιπέδου αλίσθησης: $\rho=45^\circ-\phi/2=60.00^\circ$
- Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_A= 0.301$
- Ωθηση γαιών καθ' ύψος $q(\gamma)=q_1\gamma\cdot\gamma\cdot K_A$



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

Μόνιμες δράσεις

Σύμψη (πίεση) στην κορυφή ($y-y_0=0$ m) $q_0= 0.00$ kN/m²
 Σύμψη (πίεση) στην βάση ($y-y_0= 2.500$ m) $q_B= 12.04$ kN/m²
 Σύμψη (δύναμη) γαιών $F_{ax}=s(q_A-q_B)H=15.55$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$
 Σύμψη (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{ax}=14.54$ kN/m, $F_{ay}= 3.90$ kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.000$ m, $y=1.667$ m
 Στοιχ ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M=24.24$ kNm/m

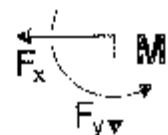


Συνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο B ($x=0.000$ m, $y=2.500$ m)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax}= 14.54$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay}= 3.90$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 24.24$ kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00$ kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00$ kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, 97.3 και Παράρτ. E)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_H=0.24/1.50=0.160$ (EC8, EN1998-5:1994, 97.3.3.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_V=0.20 \times 0.24=0.048$ (EC8, EN1998-5:1994, 97.3.2.2)

Μέθοδος Mononobe-Okabe (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. E)

για ώθηση γαιών κατά τη διεύθυνση σεισμού (σύνθεση με ανεκτή ολίσθηση) (EN1998-5, Παράρτ. E)
$$K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha-\theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta+\theta) [1 \pm \frac{\sin(\varphi+\delta) \sin(\varphi-\alpha-\beta)}{(\cos(\theta+\alpha+\delta) \cos(\theta-\beta))}]^2}$$

 $\alpha = \arctan(a_H / (1-a_V)) = \arctan(0.160 / (1-0.048)) = 9.24^\circ$ $\alpha_{\text{σεισμ}} = \cos^2\theta \cos(\delta+\theta) [1 \pm \frac{\sin(\varphi+\delta) \sin(\varphi-\alpha-\beta)}{(\cos(\theta+\alpha+\delta) \cos(\theta-\beta))}]^2$
 Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (Mononobe Okabe), $K_E = 0.420$
 Προσθετέ ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi = (0.420/0.301) = 0.395$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού $F_x=14.54 \times 0.395=5.74$ kN/m

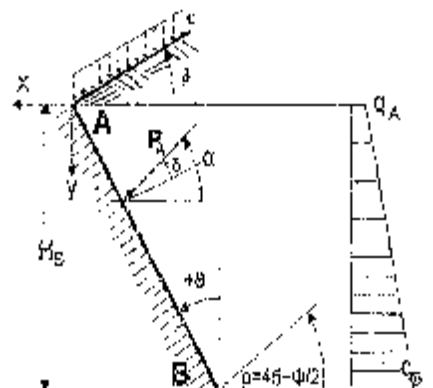
6.2.24.2. Υπολογισμός καθημερινής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τοίχου από $y=2.000$ m έως $y=2.500$ m, $H=0.500$ m

Πάνω Σημείο A $x= 0.750$ m $y= 2.000$ m
 Κάτω Σημείο B $x= 0.750$ m $y= 2.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

Συνολ. εδάφους :
 Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_k=20.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=9.81$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνολικής κολληίας εδάφους $c=0.005$ kN/mm²
 Γωνία επιφανειακής τριβής με οριζόντια $\beta= 0.00^\circ$
 Γωνία παρταγής τοίχου με κατακόρυφο $\theta= 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta= 15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο γόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

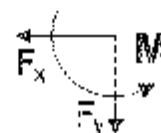
Ωθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επικλίνδου ελλισθόμενης $\rho = 15^\circ - \phi/2 = 30.00^\circ$
 συντελεστής παθητικής ώθησης $\lambda p = 4.97$
 Ωθήση γαιών καθ ύψος $q(y) = \lambda p \cdot \gamma \cdot y \cdot \beta$

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

Μόνιμες δράσεις

Ωθήση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$
 Ωθήση (πίεση) στην βάση ($y - y_B = 0.500 \text{ m}$) $q_B = -39.82 \text{ kN/m}^2$
 Ωθήση (δύναμη) γαιών $P_0 = \lambda \cdot \gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \beta \cdot B = 9.33 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$
 Ωθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y, $P_{0x} = -9.51 \text{ kN/m}$, $P_{0y} = 2.58 \text{ kN/m}$
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x = 0.750 \text{ m}$, $y = 2.333 \text{ m}$
 Ροπή ώθησης γαιών εκ τρος σημείο $(x = 0, y = 0)$, $M = 24.36 \text{ kNm/m}$



Ευνοια δυνάμεων και ρομών

δυνάμεις P_0 εκτός στο κάτω σημείο B ($x = 0.750 \text{ m}$, $y = 2.500 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια ώθηση γαιών $F_{0x} = -9.51 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{0y} = 2.58 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή ώθησης γαιών $M_0 = -24.36 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Ευνοιακή οριζόντια ώθηση γαιών $F_{0x} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{0y} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή ώθησης γαιών $M_0 = 0.00 \text{ kNm/m}$

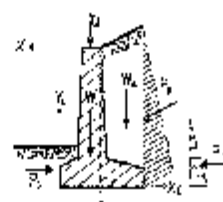
Υδροστατικές δυνάμεις

Ευνοιακή οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{0x} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{0y} = 0.00 \text{ kN/m}$
 Ευνοιακή ροπή υδροστατικής δύναμης $M_0 = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.24.4. Ελεγχοι ευστάθειας τοίχου

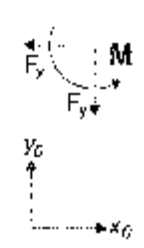
Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 2.50	19.63	5.27	0.000	1.667
Πάθητ.κή ώθηση γαιών	Pp	x1.00	2.00- 2.60	-9.61	2.58	0.750	2.333
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	39.38	-0.386	1.568

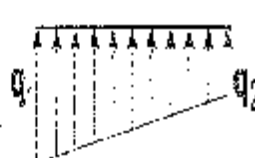


Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00- 2.50	19.63	5.27	1.250	0.933	9.76
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	39.38	0.864	0.932	-34.02
				Σύνολο	44.64			24.26

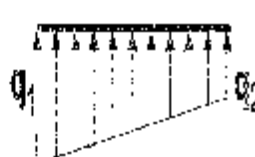


Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 44.64 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -24.26 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 3.64 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 3.64/44.64=0.082 m= 1.250/5=0.208m
 Τόσεις εδάφους σ1=0.050 N/mm² σ2=0.022 N/mm²
 Ενεργό πάχος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L=1.250 εκ0.082= 1.087 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lkqm/γ=1.087x(1000x0.20)/1.00= 217.60 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Rd=44.64 <= Rd=217.60 kN/m κατάξει.



Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+ρόνισμα)+1.50x(κινητά κομμάτια)

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 58.42 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -26.17 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 0.35 kNm/m
 Εκκεντρότητα = 0.35/58.42=-0.006 m= 1.250/5=0.208m
 Τόσεις εδάφους σ1=0.048 N/mm² σ2=0.045 N/mm²
 Ενεργό πάχος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) L=1.250 εκ0.006= 1.238 m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης Rd=Lkqm/γ=1.238x(1000x0.20)/1.00= 247.60 kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας Rd=58.42 <= Rd=247.60 kN/m κατάξει.



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0,y0=0) (x=1.250,y=2.500 m)

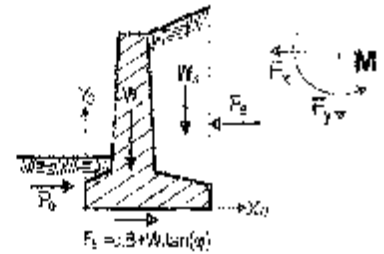
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]	M0- [kNm/m]
Ενεργητ.κή ώθηση	Pa	x1.35	0.00- 2.50	19.63	5.27	1.250	0.933	16.35	6.50
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	39.38	0.864	0.932	0.00	34.02
				Σύνολο				16.35	40.61



Σύνολο ροπών ανατροπής = 16.35 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 40.61 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή M0+16.35 <= M0-40.61 kNm/m κατάξει.

Έλεγχος ασφαλείας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, 58.6.3, 56.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	E_{k+} [kN/m]	E_{k-} [kN/m]	E_y [kN/m]
Κινηματική ώθηση γαιών	E_a	x1.35	0.00- 2.50	19.63	0.00	5.37
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	x1.00	2.00- 2.50	0.00	9.61	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	0.00	39.38
Σύνολο				19.63	9.61	44.64



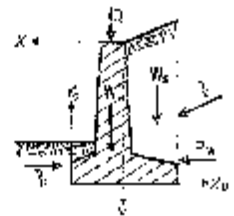
Τριβή εδάφους $\delta = \alpha \cdot \tan(\phi) = 44.64 \cdot \tan(30^\circ) / 1.00 = 25.77 \text{ kN/m}$
 Συνεπικύρωση $\delta \alpha = \alpha \cdot \gamma = 0.35 \cdot (0.21 \cdot 1000) / 1.00 = 12.50 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 19.63 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 47.88 kN/m
 Έλεγχος ως ολίσθηση $E_a - 19.63 < E_p + \mu \cdot W = 47.88 \text{ kN/m εντάξει}$

Ε.2.24.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος κυστέθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) ασκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	δυναμική [kN/m]	E_x [kN/m]	Δύναμη E_y [kN/m]	x [m]	y [m]
Κινηματική ώθηση γαιών	E_a	x1.00	0.00- 2.50	14.54	3.90	-0.000	1.667	
Παθητική ώθηση γαιών	E_p	x0.30	2.00- 2.50	2.88	0.77	0.750	2.233	
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	39.38	0.386	1.568	



πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1	y2	E_x [kN/m]	E_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{0+} [kNm/m]
Κινηματική ώθηση γαιών	E_a	x1.00	0.00- 2.50	5.74		1.250	0.833	4.78
Βάρος τοίχου	W	x1.00		6.30	-1.89	0.864	0.932	7.53
Σύνολο				12.04	-1.89			12.28

Έλεγχος μέγιστης εκκένωσης εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, 36.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	E_x [kN/m]	E_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M [kNm/m]
Κινηματική ώθηση γαιών	E_a	x1.00	0.00- 2.50	20.28	3.90	1.250	0.833	12.01
Βάρος τοίχου	W	x1.00		6.30	17.48	0.864	0.932	-26.52
Σύνολο				41.38				14.51

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 41.38 kN/m
 Γίνωλο ροπών ως προς μεσοστά σημείο = -14.51 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 11.36 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (EC8, ENV1998-5:1994)
 $R_{k,ed} = 11.36/41.38 = 0.274$ με $1.250/6 = 0.2083$
 Τάσεις εδάφους $\sigma_1 = 0.079$ kN/mm² $\sigma_2 = 1.250$ kN/mm²
 Ενεργό πλάτος θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 1.250 - 2 \times 0.274 = 0.701$ m
 φέρουσα ικανότητα Περιέλιψης $R_d = I_{cs} \times \gamma = 0.701 \times 10000 \times 0.20 / (1.00 - 145.20) = 140.20$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $N_d = 41.38 < R_d = 140.20$ kN/m εντάξει



Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.250, y=2.500$ m)

Τύπος	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	X01 [kNm/m]	M0- [kNm/m]	
Ενεργητική ώθηση	Pa	x1.00	0.00 - 2.50	20.28	3.90	1.250	5.833	16.85	4.88
Βάρος τοίχου	W	x1.00		6.30	37.49	0.862	0.932	7.50	30.302
Σύνολο							=	34.59	38.90

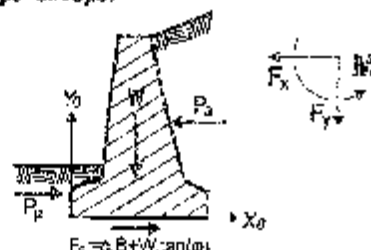
(*σ. ροπή αρνητικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προσηθίζονται στις ρομές ανατροπής)

Έλεγχος ατοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (EC8, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο ($x_0=0, y_0=0$) ($x=1.250, y=2.500$ m)

Σύνολο ροπών ανατροπής = 24.35 kNm/m
 Σύνολο ροπών ευστάθειας = 38.90 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{02} = 24.35 < M_{01} = 38.90$ kNm/m εντάξει

Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τύπος	(γ)	y1 - y2	Fx+ [kN/m]	Fx- [kN/m]	Fy [kN/m]	
Ενεργητική ώθηση νατών	Pa	x1.00	0.00 - 2.50	20.28	0.00	3.90
Υαθητική ώθηση γαιών	Pr	x0.30	2.00 - 2.50	0.00	2.88	0.00
Βάρος τοίχου	W	x1.00		6.30	0.00	37.49
Σύνολο				26.58	2.88	41.38



Έλεγχος ατοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (EC8, ENV1998-5:1994)

Το.βη εδάφους $\delta d = \gamma d \cdot \tan \phi / \gamma = 41.38 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 23.89$ kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 26.58 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντιστάσεως = 26.98 kN/m (EAK 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $M_d = 26.58 < S_d + \Sigma \tau_{res} = 26.78$ kN/m εντάξει

6.2.34.6. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

φόρτιση $1.35 \times (\mu \delta \nu \epsilon \mu \alpha \delta \nu \sigma \mu \epsilon \nu \eta) + 1.00 \times (\mu \delta \nu \epsilon \mu \alpha \delta \nu \sigma \mu \epsilon \nu \eta) + 1.50 \times (\mu \delta \nu \epsilon \mu \alpha \delta \nu \sigma \mu \epsilon \nu \eta)$

Δυνάμεις (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τείχους

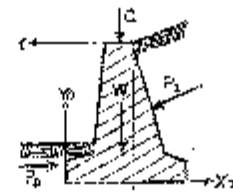
y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.187	0.375	0.78	4.12	-0.02
1.00	0.255	0.500	1.13	10.21	0.93
1.50	0.312	0.625	1.67	18.30	1.63
2.00	0.375	0.750	12.36	28.36	4.31

Έλεγχος αντοχής με επικετρπόμενες τάσεις

Θλίψη $\sigma_{\max} 0.09 \leftarrow \sigma_{\text{επ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$

Εφελκυσμός $\sigma_{\text{πακ}} 0.00 \leftarrow \sigma_{\text{επ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Διάτμηση $\tau_{\max} 0.02 \leftarrow \tau_{\text{επ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$



6.2.24.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τείχους (με σεισμό)

φόρτιση 1.00x(μόνιμα δυσμενή)+1.00x(μόνιμα καμμένα)+0.30x(κινητά)+1.30x(σεισμός)

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

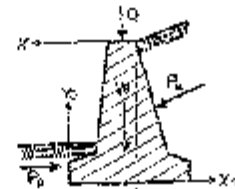
y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.187	0.375	1.43	2.07	0.15
1.00	0.255	0.500	4.73	9.99	1.10
1.50	0.312	0.625	4.99	17.80	3.65
2.00	0.375	0.750	16.97	27.45	8.57

Έλεγχος αντοχής με επικετρπόμενες τάσεις

Θλίψη $\sigma_{\max} 0.36 \leftarrow \sigma_{\text{επ}} = 4.00 \text{ N/mm}^2$

Εφελκυσμός $\sigma_{\text{πακ}} 0.00 \leftarrow \sigma_{\text{επ}} = 0.00 \text{ N/mm}^2$

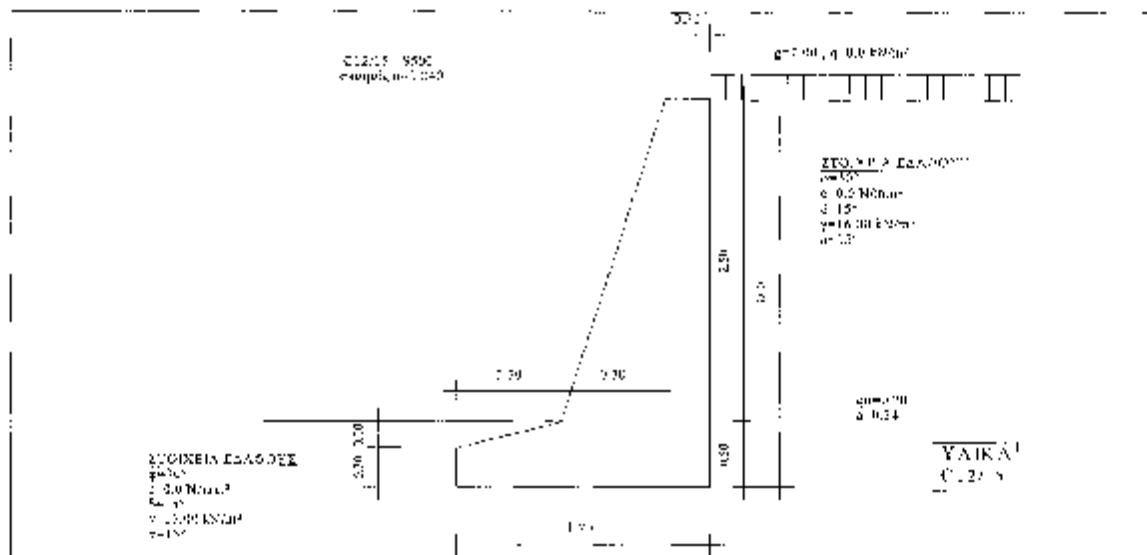
Διάτμηση $\tau_{\max} 0.02 \leftarrow \tau_{\text{επ}} = 0.30 \text{ N/mm}^2$



Τοίχος βαρύτητας ύψους 1.5m

6.2.25. Υπολογισμοί τμήματος κατασκευής : T2-1

Τοίχος βαρύτητας



6.2.25.1. Υπολογισμός ενεργητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb
 Τμήμα τοίχου από $y=0.000$ m έως $y=1.500$ m, $H=1.500$ m.

Ανω Σημείο A $x=-0.000$ m $y= 0.000$ m
 Κάτω σημείο B $x=0.000$ m $y= 1.500$ m

ιδιότητες εδάφους

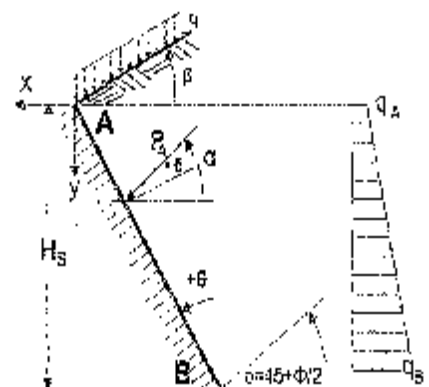
- Τύπος εδάφους :
- Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους $\gamma=16.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³
- Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
- Γωνία επαφής τριβής του εδάφους $\phi=30.00^\circ$
- Επιμετρική συντελεστικότητα εδάφους $c=0.005$ N/mm²
- Γωνία επιφανειακής εδάφους με οριζόντια $\beta= 0.00^\circ$
- Γωνία κορυφής τοίχου με κατακόρυφο $\theta= 0.00^\circ$
- Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta=15.00^\circ$

Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

- Ομοιόμορφο μόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1= 0.00$ kN/m²
- Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2= 0.00$ kN/m²

Μέθοδος σύμφωνη με θεωρία Coulomb

- Γωνία επιπέδου ολισθήσεως $\rho=45^\circ+\phi/2=60.00^\circ$
- Συντελεστής ενεργητικής ώθησης $K_a= 0.301$
- Μέθοδος γαιών καθ ύψος $q_1 \gamma^2 - q_2 \gamma \cdot y \cdot \gamma \cdot K_a$



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

Μόνιμες δράσεις

Θήση (πίεση) στην κορυφή ($\gamma-\gamma_A=0$ m) $q_A= 0.00$ kN/m²
 Θήση (πίεση) στην βάση ($\gamma-\gamma_B= 3.000$ m) $q_B= 7.22$ kN/m²
 Θήση (δύναμη) γαιών $P_A=\frac{1}{2}(q_A+q_B)H= 3.41$ kN/m σε γωνία $\alpha=15.00^\circ$
 Θήση (δύναμη) γαιών κατά x και y, $P_{Ax}= 5.23$ kN/m, $P_{Ay}= 1.40$ kN/m
 Σημείο εφαρμογής ώθησης γαιών $x=0.000$ m, $y=1.000$ m
 Κατή ώθηση γαιών ως προς σημείο ($x=0$, $y=0$), $M= -5.23$ kNm/m

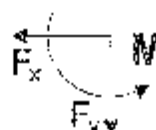


Σύνολα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-Ροπή στο κάτω σημείο B ($x=0.000$ m, $y=1.500$ m):

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}= 5.23$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}= 1.40$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_A= - 2.52$ kNm/m



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_A= 0.00$ kNm/m

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax}= 0.00$ kN/m
 Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay}= 0.00$ kN/m
 Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_A= 0.00$ kNm/m

Σεισμικές δυνάμεις (EC8, EN1998-5:1994, §7.3 και Παράρτ. B)

Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $k_h=0.24/1.50=0.160$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)
 Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $k_v=0.20 \times 0.24=0.048$ (EC8, EN1998-5:1994, §7.3.2.2)

Μέθοδος Κομποβέ-Οκাবে (EC8, EN1998-5:1994, Παράρτ. B)

για ώθηση γαιών κατά τη Στάθμη σε ομοίο
 (τοίχος με ανεκτική ολισθήση) (EN1998-5, Παράρτ. B): $K_E = \frac{\cos^2(\varphi-\alpha)}{\cos^2\theta \cos(\delta+\alpha)} \left[1 + \frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\beta)} \right]$
 $\alpha = \arctan(k_h / (1-\alpha_v)) = \arctan(0.160 / (1-0.048)) = 9.54^\circ$
 Συντελεστής ανιχνευτικής ώθησης (Μασσαλίνα-Οκάβε), $K_E= 1.420$
 Πρόσθετη ώθηση γαιών λόγω σεισμού $\xi=(0.420/0.301 \cdot 1)= 1.395$

Μόνιμες δράσεις

Πρόσθετη δύναμη ώθησης γαιών λόγω σεισμού $k_x=5.23 \times 1.395=7.29$ kN/m

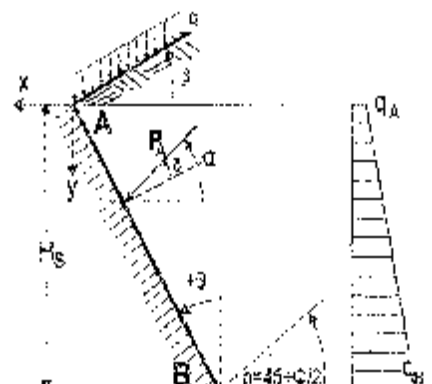
Ε.2. 25.2. Υπολογισμός παθητικής ώθησης γαιών κατά Coulomb

Τμήμα τείχους από $\gamma=1.200$ m έως $\gamma=1.500$ m, $H=0.300$ m

Στο Σημείο A $x= 0.300$ m $\gamma= 1.200$ m
 Στο Σημείο B $x= 0.300$ m $\gamma= 1.500$ m

Ιδιότητες εδάφους

Τύπος εδάφους :
 Ειδικό βάρος (ηρό εδάφους) $\gamma=16.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους $\gamma_{sat}=20.00$ kN/m³
 Ειδικό βάρος νερού $\gamma_w=10.00$ kN/m³
 Γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους $\varphi=30.00^\circ$
 Συντελεστής συνδεδεσιμότητας εδάφους $c=0.005$ kN/m²
 Γωνία επιφανειακού εδάφους με οριζόντιο $\beta= 0.00^\circ$
 Γωνία παρεπάρ τοίχου με κατακόρυφο $\delta= 0.00^\circ$
 Γωνία τριβής μεταξύ τοίχου & εδάφους $\delta= 15.00^\circ$



Φορτία επί του εδάφους στην κορυφή

Ομοιόμορφο κόνιμο φορτίο στην κορυφή $q_1 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Ομοιόμορφο κινητό φορτίο στην κορυφή $q_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Σθήση σύμφωνα με θεωρία Coulomb

Γωνία επικέδου ολίσθησης $\rho = 15^\circ - \varphi/2 = 30.00^\circ$

Συντελεστής καθημερινής ώθησης $K_p = 1.977$

Σθήση γαιών καθ ύψος $\sigma(y) = q_1 + \gamma \cdot y$

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

Μόνιμες δράσεις

Σθήση (πίεση) στην κορυφή ($y - y_A = 0 \text{ m}$) $q_A = 0.00 \text{ kN/m}^2$

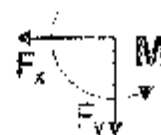
Σθήση (πίεση) στην βάση ($y - y_A = 0.000 \text{ m}$) $q_B = -23.29 \text{ kN/m}^2$

Σθήση (δύναμη) γαιών $U = \frac{1}{2}(q_A + q_B) \cdot H = 3.59 \text{ kN/m}$ σε γωνία $\alpha = 15.00^\circ$

Σθήση (δύναμη) γαιών κατά x και y , $F_{Ax} = -3.46 \text{ kN/m}$, $F_{Ay} = 0.93 \text{ kN/m}$

Σημείο εφαρμογής ώθησης: γαιών $x = 0.000 \text{ m}$, $y = 1.400 \text{ m}$

Ροπή ώθησης γαιών ως προς σημείο ($x = 0$, $y = 0$), $M = 5.12 \text{ kNm/m}$



Επίπεδα δυνάμεων και ροπών

Δυνάμεις-Ροπές στο κάτω σημείο Β ($x = 0.000 \text{ m}$, $y = 1.400 \text{ m}$)

Μόνιμες δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = -3.46 \text{ kN/m}$

Συνολική κατακόρυφη ώθηση γαιών $F_{Ay} = 0.93 \text{ kN/m}$

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = -0.35 \text{ kNm/m}$



Μεταβλητές δράσεις

Συνολική οριζόντια ώθηση γαιών $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$

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

Συνολική ροπή ώθησης γαιών $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

Υδροστατικές δυνάμεις

Συνολική οριζόντια υδροστατική δύναμη $F_{Ax} = 0.00 \text{ kN/m}$

Συνολική κατακόρυφη υδροστατική δύναμη $F_{Ay} = 0.00 \text{ kN/m}$

Συνολική ροπή υδροστατικής δύναμης $M_B = 0.00 \text{ kNm/m}$

6.2.25.3. Στοιχεία τοίχου-Παράμετροι-Κανονισμοί

Διαστάσεις	
Θλικό ύψος τοίχου	1.500 m
Μήκος τοίχου	1.000 m
Πλάτος τοίχου στην κορυφή	0.200 m
Πλάτος κορμού τοίχου στην βάση	0.400 m
Ολικό πλάτος βάσης τοίχου	0.600 m
Πλάτος βάσης τοίχου μπροστά	0.200 m
Πλάτος βάσης τοίχου πίσω	0.200 m
Υψος κορμού τοίχου	1.200 m
Υψος βάσης τοίχου	0.300 m
Υψος βάσης τοίχου μπροστά	0.100 m
Υψος βάσης τοίχου πίσω	0.200 m
Κλίση παρειάς τοίχου μπροστά	9.462°
Κλίση παρειάς τοίχου πίσω	$\theta = 0.000^\circ$

Φορτία	
Κόνηρο φορτίο στην κορυφή	$Q_p = 0.00 \text{ kN/m}$
Κινητό φορτίο στην κορυφή	$Q_v = 0.00 \text{ kN/m}$

Βάρος τοίχου	
Μεδικό βάρος υλικού τοίχου	25.000 kN/m ³
Εμβαδόν διατομής τοίχου	0.600 m ²
Τίμα βάρους τοίχου ανά μέτρο W	0.600x25.000= 15.00 kN/m
Κέντρο βάρους τοίχου x=0.173 m, y=0.910 m (x ₀ =0.427 m, y ₀ =0.550 m)	

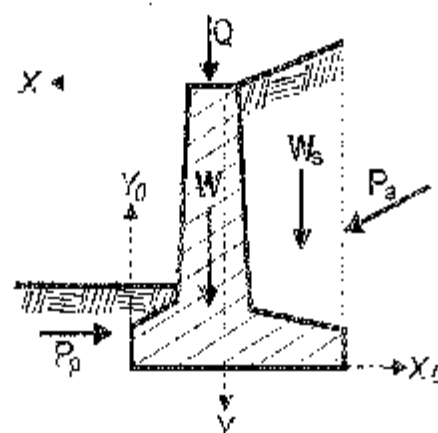
Υλικά τοίχου	
Ανοδόμη Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επιμετάλληση οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.1)	
Θερμόλιτο Σκυρόδεμα-Χάλυβας: C12/15-S500, Επιμετάλληση οπλισμού: 30 mm (ENV1992, §4.1.3.1)	

Σεισμικοί συντελεστές	
Ανεγμένη σεισμική επίδραση εδάφους $a=0.24$ (EC8, ENV1998-5:1994, §4.2.2)	
Μειωμένη συντελεστή υπερκαρφιακής $q_w=1.60$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)	
Οριζόντιος σεισμικός συντελεστής $a_h=0.24/1.50=0.160$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)	
Κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής $a_v=0.30*0.24=0.072$ (EC8, ENV1998-5:1994, §7.3.3.2)	

Σεισμικές δυνάμεις (επιτός δυνάμεων λόγω ώθησης γαιών)	
Οριζόντια δύναμη σεισμού λόγω βάρους $F_{wh} = 15.00 \times 0.160 = 2.40 \text{ kN/m}$	
Κατακόρυφη δύναμη σεισμού λόγω βάρους $F_{wv} = 15.00 \times 0.072 = 0.72 \text{ kN/m}$	

Επιμέρους συντελεστές (EC7, ENV1997-1-1:1997, Πίν. 2.1)	
Αράση Μόνιμη, Διομενής -1.35, Ευμενής -1.00	
Αρτία Μεταβλητή, Διομενής -1.50	
Ψαφικές τοιότητες, $c_{1eq} = -1.00$, $c_2 = -1.00$, $c_3 = -1.00$, $c_4 = -1.00$	
Ασχηματικές καταστάσεις -1.00	

Ιδιότητες εδάφους θεμελίωσης	
Θαλασσική ενταχική εδάφους $c_u = 0.30 \text{ N/mm}^2$	
Γωνία τριβής εδάφους στη βάση $\phi = 30.00^\circ$	
Ευνελεστές συντελεστής $c = 0.010 \text{ kN/mm}^2$	



6.2.25.4. Έλεγχοι ενστάθειας τοίχου

Δυνάμεις (ενέργειας και αντίστασης) αποκείμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
Σταθμητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00 - 1.50	7.05	1.89	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	Pp	x1.00	1.20 - 1.50	-3.46	0.93	0.400	1.400
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	15.00	-0.173	0.910
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	3.84	0.100	0.500

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2)

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	N [kNm/m]
Σταθμητική ώθηση γαιών	Pa	x1.35	0.00 - 1.50	7.05	1.89	0.600	0.500	3.10
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	15.00	0.427	0.560	-6.40
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	3.84	0.700	0.900	-2.69
				Σύνολο:	20.73			-6.69

Γίνωλο κατακόρυφων δυνάμεων = 20.73 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = 6.69 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = 1.60 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $1.50/20.73=0.072$ m < $0.800/6=0.133$ m
 Τάση εδάφους $\sigma_1=0.041$ N/mm² $\sigma_2=0.211$ N/mm²
 Έναρξη πλάτους θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $l=0.800-3x0.077=0.646$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίου $R_d=L_{eff}/\gamma=0.646x(1500x0.20)/1.00=129.20$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d=20.73 < R_d=129.20$ kN/m εντάξει

Έλεγχος περίπτωσης με 1.35x(ίδιο βάρος+ρόνιμα)+1.50x(κινητά κορυφής)

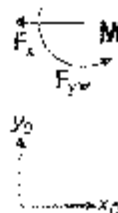
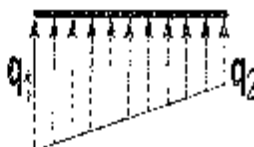
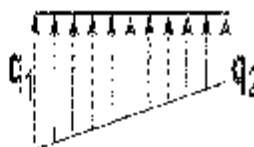
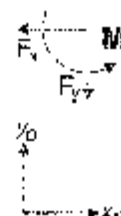
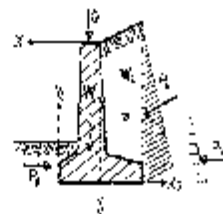
Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 27.32 kN/m
 Σύνολο ροπών ως προς μπροστά σημείο = -9.87 kNm/m
 Σύνολο ροπών ως προς μέσον βάσεως = -1.06 kNm/m
 Εκκεντρότητα = $-1.06/27.32=-0.039$ m < $0.800/6=0.133$ m
 Τάση εδάφους $\sigma_1=0.033$ N/mm² $\sigma_2=0.229$ N/mm²
 Έναρξη πλάτους θεμελίου (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $l=0.800-3x0.039=0.722$ m
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίου $R_d=L_{eff}/\gamma=0.722x(1500x0.20)/1.00=144.45$ kN/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d=27.32 < R_d=144.45$ kN/m εντάξει

Έλεγχος ποτοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §9.6.3)

ανατροπή ως προς το μπροστά κάτω σημείο (x0=0, y0=0) (x=0.600, y=1.500 m)

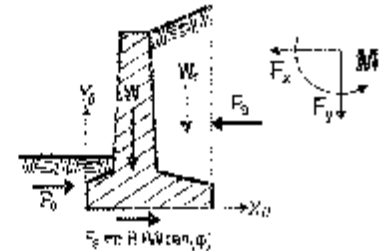
Τμήμα	(γ)	y1	y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	x0+ [m]	M0 [kNm/m]
Σταθμητική ώθηση	Pa	x1.35	0.00 - 1.50	7.05	1.89	0.600	0.500	1.54	1.13
Βάρος τοίχου	W	x1.00		0.00	15.00	0.427	0.560	0.00	6.40
Βάρος επίχωσης	Wa	x1.00		0.00	3.84	0.700	0.900	0.00	2.69
				Σύνολο				1.54	10.22

Σύνολο ροπών ανατροπής = 3.14 kNm/m
 Σύνολο ροπών ενστάθειας = 10.22 kNm/m
 Έλεγχος σε ανατροπή $M_{sd}=3.14 < M_{ra}=10.22$ kNm/m εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.6.3, §6.5.3)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _{x+} [kN/m]	F _{x-} [kN/m]	F _y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P _a x1.35	0.00 - 1.50	7.06	0.00	1.89
Παθητική ώθηση γαιών	P _p x1.00	1.20 - 1.50	0.00	3.46	0.00
Βάρος τοίχου	W x1.00		0.00	0.00	15.00
Βάρος επίχωσης	W _e x1.00		0.00	0.00	3.84
Σύνολο=			7.06	3.46	20.73



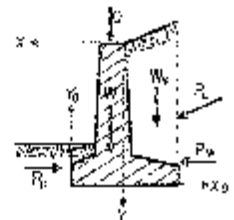
Υπερή κλίση: Sd-γδ.ταρπ/γ= 20.75x1tan(30°)/1.00= 11.97 kN/m
 Συνεκτ.κόστητα Sd-λ.ευ/γ = 0.60x(0.010x1000)/1.00= 6.00 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 7.060 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 35.43 kN/m
 Έλεγχος σε ολίσθηση Sd=7.060< Sd+Dpr=23.43 kN/m εντάξει.

5.2.25.5. Αντισεισμικός έλεγχος (EC8, EN1998-5:1994)

Έλεγχος ευστάθειας τοίχου (με σεισμό)

Δυνάμεις (ενέργειες και αντίστασης) αποκούμενες στον τοίχο

Τμήμα	(γ)	y1	y2	Δύναμη Fx [kN/m]	Δύναμη Fy [kN/m]	x [m]	y [m]
ενεργητική ώθηση γαιών	P _a x1.00	0.00	1.50	6.23	1.40	-0.000	1.000
Παθητική ώθηση γαιών	P _p x0.30	1.20	1.50	-1.04	0.28	0.400	1.400
Βάρος τοίχου	W x1.00			0.00	15.00	0.175	0.940
Βάρος επίχωσης	W _a x1.00			0.00	3.84	0.100	0.600



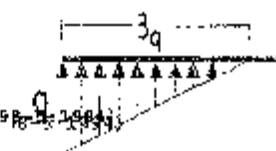
πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	Fx [kN/m]	Fy [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M0+ [kNm/m]
ενεργητική ώθηση γαιών	P _a x1.00	0.00 - 1.50	2.97		1.400	0.500	1.93
Βάρος τοίχου	W x1.00		2.40	-0.65	0.427	0.560	1.65
Βάρος επίχωσης	W _a x1.00		0.61	-0.18	0.400	0.900	0.68
Σύνολο=			5.98	0.90			4.26

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, EN1997-1-1:1997, §6.5.2) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	y1 - y2	F _x [kN/m]	-F _y [kN/m]	x0 [m]	y0 [m]	M [kNm/m]
ενεργητική ώθηση γαιών	P _a x1.00	0.00 - 1.50	7.20	1.40	0.600	0.600	2.61
Βάρος τοίχου	W x1.00		2.40	-4.28	0.427	0.560	-4.75
Βάρος επίχωσης	W _a x1.00		0.61	-3.66	0.750	0.900	-2.01
Σύνολο=			10.21	-6.54			-4.15

Σύνολο κατακόρυφων δυνάμεων = 19.34 kN/m
 Σύνολο ρομών ως προς μισοστό σημείο = -3.93 kNm/m
 Σύνολο ασπών ως προς μέσον βάσεως = 3.79 kNm/m
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους (EC7, ENV1997-1-1:1997, §6.5.2) (ECS, ENV1998-5:1994)
 $k_{\text{κκν}} \gamma_{\text{ε}} = 3.79 / 9.34 = 0.196 < 0.800/6 = 0.133 \text{ m}$
 Τύπος εδάφους $c_1 = 0.063 \text{ N/mm}^2$ $E_{\text{q}} = 0.613 \text{ m}$
 Κεντρικό κλάστρο θεμελίων (EC7, ENV1997-1-1:1997, B.1) $L = 0.800 - 2 \times 0.196 = 0.408 \text{ m}$
 Φέρουσα ικανότητα θεμελίωσης $R_d = k_{\text{κν}} \gamma_{\text{ε}} = 0.408 \times (1000 \times 5.20) / 1.00 = 81.60 \text{ kN/m}$
 Έλεγχος φέρουσας ικανότητας $V_d = 19.34 < R_d = 81.60 \text{ KN/m}$ εντάξει



Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (με σεισμό)
 ανατροπή ως προς το μισοστό κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.600, y = 1.500 \text{ m}$)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	x_0 [m]	y_0 [m]	M_{0+} [kNm/m]	M_0 [kNm/m]
Ενεργητική ώθηση	P_a $\times 1.50$	0.00 - 1.50	7.30	1.40	0.600	0.500	3.65	0.94
Μήρια τοίχου	W $\times 1.50$		2.40	14.28	0.427	0.560	1.65	6.40 +
Μήρια επίχωσης	W_a $\times 1.50$		0.60	3.55	0.700	0.900	0.68	2.69
							Σύνολο	5.98

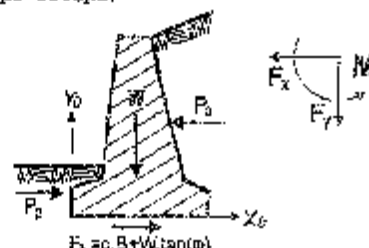
Για ρομές ηρωτικών κατακόρυφων φορτίων λόγω σεισμού προκύπτουν στις ρομές ανατροπής

Έλεγχος αστοχίας λόγω ανατροπής (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3) (ECS, ENV1998-5:1994)
 ανατροπή ως προς το μισοστό κάτω σημείο ($x_0 = 0, y_0 = 0$) ($x = 0.600, y = 1.500 \text{ m}$)

Σύνολο ρομών ανατροπής = 5.98 kNm/m
 Σύνολο ρομών κατάθεσης = 9.93 kNm/m
 Έλεγχος ως ανατροπή $M_{\text{αδ}} = 5.98 < M_{\text{κτ}} = 9.93 \text{ kNm/m}$ εντάξει.

Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (με σεισμό)

Τμήμα	(γ)	$y_1 - y_2$	F_{x+} [kN/m]	F_{x-} [kN/m]	F_y [kN/m]
Ενεργητική ώθηση γαιών	P_a $\times 1.00$	0.00 - 1.50	7.30	0.00	3.40
Παθητική ώθηση γαιών	P_p $\times 0.30$	1.20 - 1.50	0.00	1.04	0.00
Μήρια τοίχου	W $\times 1.00$		2.40	0.00	14.28
Μήρια επίχωσης	W_a $\times 1.00$		0.60	0.00	3.66
		Σύνολο	10.30	1.04	18.34



Έλεγχος αστοχίας λόγω ολίσθησης (EC7, ENV1997-1-1:1997, §8.6.3, §6.5.3) (ECS, ENV1998-5:1994)

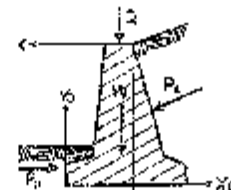
Τριβή εδάφους $S_d = V_d \cdot \tan(\phi) / \gamma = 19.34 \times \tan(30^\circ) / 1.00 = 11.17 \text{ kN/m}$
 Σύνολο δυνάμεων ολίσθησης = 10.30 kN/m
 Σύνολο δυνάμεων αντίστασης = 12.20 kN/m (EAK 5.2.3)
 Έλεγχος σε ολίσθηση $M_d = 10.31 < S_d = 12.20 \text{ kN/m}$ εντάξει

6.2.25.6. Έλεγχος κέρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου

Φόρτιση $1.75 \times (\text{μόνιμα δυσμενή}) + 1.00 \times (\text{μόνιμα ευμενή}) + 1.50 \times (\text{κινητά δυσμενή})$

Αντίμετα (στο κέντρο βάρους διατομής) στον κορμό του τοίχου

y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.142	0.383	0.79	3.34	0.02
1.20	0.200	0.400	4.52	10.21	1.17



Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Πάχος σ max 0.08 <= σσηπ= 4.00 N/mm²
 Εφελκυσμός σ max 0.00 <= σσηπ= 0.00 N/mm²
 Διάτρηση σ max 0.01 <= σσηπ= 0.30 N/mm²

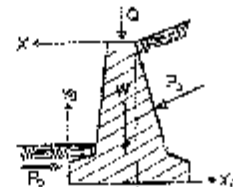
5.2.29.7. Έλεγχος επάρκειας διαστάσεων κορμού τοίχου (με σεισμό)

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

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

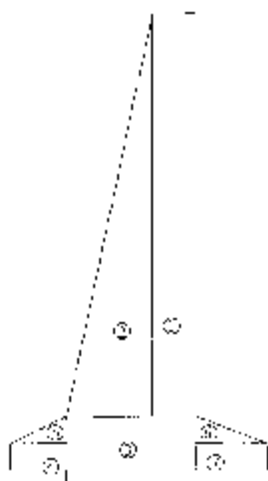
y [m]	h [m]	b [m]	F_x [kN/m]	F_y [kN/m]	M [kNm/m]
0.50	0.142	0.383	1.29	3.18	0.17
1.20	0.200	0.400	6.11	9.90	2.09

Έλεγχος αντοχής με επιτρεπόμενες τάσεις
 Πάχος σ max 0.02 <= σσηπ= 4.00 N/mm²
 Εφελκυσμός σ max 0.00 <= σσηπ= 0.00 N/mm²
 Διάτρηση σ max 0.02 <= σσηπ= 0.30 N/mm²



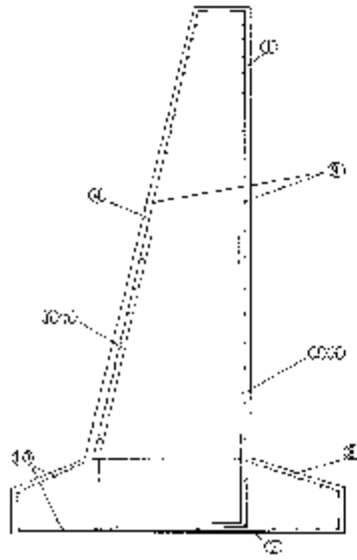
Κατάλογος οπλισμού

ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΤΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ						
Α/Α	ΣΧΗΜΑ ΓΑΒΔΟΥ	Έμφ.	Φ (mm)	μήτ. Γαβδ.	Μήκος (m)	Πόρος (kg)
①		27	12	0,888	3,65	27,71
②		12	12	0,888	2,87	23,13
③		27	12	0,888	3,66	27,75
④		12	12	0,888	2,87	23,13
⑤		30	8	0,355	5,00	19,20
⑥		35	12	0,888	2,25	17,93
⑦		35	12	0,888	2,25	17,93
⑧		25	12	0,888	5,00	37,50
ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΑΝΑ ΜΕΤΡΟ ΜΗΚΟΥΣ (kg/m)						570,55



	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₅	G ₆	G ₇
όγκος σκυροδέματος	0,9	0,9	0,45	0,12	0,04	0,05	0,15
Σύνολο							2,610

Αρίθμηση
οπλισμένων τοίχων
αντιστήριξης



7. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Στο παρόν κεφάλαιο θα παρουσιαστούν ενδιαφέρουσες παραμετρικές μελέτες για τοίχους αντιστήριξης Βαρύτητας και Οπλισμένου σκυροδέματος, από τις οποίες μπορούν να εξαχθούν χρήσιμα συμπεράσματα.

Στις παραμετρικές μελέτες θεωρούμε γενικά:

γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους $\varphi=30^\circ$, ειδικό βάρος εδάφους $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ για τους οπλισμένους τοίχους και $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ στους οπλισμένους τοίχους χρησιμοποιείται ομοιόμορφο κινητό φορτίο $q=5 \text{ kN/m}^2$, μόνιμο συγκεντρωμένο φορτίο στέψης $P_G=0 \text{ kN/m}$ οι τοίχοι βρίσκονται σε περιοχή με ζώνη σεισμικότητας II (π.χ. Καλυμάτα).

Τα υλικά κατασκευής του τοίχου είναι C12/15 για το σκυρόδεμα των τοίχων βαρύτητας και C20/25 με ειδικό βάρος $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$ και S500s για τον χάλυβα οπλισμού.

Σημειώνεται ότι εξετάζεται μια σειρά τοίχων που διαφέρουν και ως προς το ύψος και ως προς τις διαστάσεις αυτό γιατί στόχος είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς τοίχων αντιστήριξης που ικανοποιούν κατ'ελάχιστο όλες τις απαιτήσεις ασφαλείας.

Σε κάθε μια από τις παραμετρικές μελέτες, λαμβάνοντας υπόψη τα πιο πάνω δεδομένα, εξετάζεται η μεταβολή παραμέτρων για τους εξεταζόμενους τοίχους παρακάτω:

1. Του συντελεστή ολίσθησης $n_{ολ}$.
2. Του συντελεστή ανατροπής $n_{αν}$.
3. Των μέγιστων εδαφικών τάσεων $\sigma_1 \sigma_2$.
4. Του απαιτούμενου βάρους οπλισμού $B_{οπ}$.
5. Του απαιτούμενου όγκου του σκυροδέματος των τοίχων

Παρουσίαση-περιγραφική παραμετρικής διερεύνησης οπλισμένων τοίχων



ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ1 (ύψους 1.0m)								
	η_{ov}	η_{ok}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{AVL} +g _{EVLM} +1.5q	7.41	6.27	21	36	Φ12/20	Φ12/20	Φ12/20	0.54	49.68
0.30g _{IIAΘ} +1.00g _{EVLM} +E	3.63	2.21	24	16	(5.652)	(5.652)	(5.652)		

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ1.5 (ύψους 1.5m)								
	η_{ov}	η_{ok}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{AVL} +g _{EVLM} +1.5q	5.95	4.49	37	46	Φ12/20	Φ12/20	Φ12/20	0.78	64.78
0.30g _{IIAΘ} +1.00g _{EVLM} +E	3.07	1.84	42	16	(5.652)	(5.652)	(5.652)		

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ2 (ύψους 2.0m)								
	η_{ov}	η_{ok}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{AVL} +g _{EVLM} +1.5q	5.25	3.92	36	55	Φ12/20	Φ12/20	Φ12/20	1.285	83.01
0.30g _{IIAΘ} +1.00g _{EVLM} +E	2.96	1.72	43	20	(5.652)	(5.652)	(5.652)		

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ2.5 (ύψους 2.5m)								
	η_{ov}	η_{ok}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{AVL} +g _{EVLM} +1.5q	4.4	3.21	51	62	Φ12/20	Φ12/20	Φ12/20	1.54	96.13
0.30g _{IIAΘ} +1.00g _{EVLM} +E	2.58	1.54	62	17	(5.652)	(5.652)	(5.652)		

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ3 (ύψους 3.0m)								
	η_{ov}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\Phi_{1,1}$ (cm ²)	$\Phi_{2,2}$ (cm ²)	$\Phi_{3,3}$ (cm ²)	V_{all} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{avt} +g _{evm} +1.5q	4.24	2.91	67	71	Φ12/17.5 (6.46)	Φ12/17.5 (6.46)	Φ12/17.5 (6.46)	1.8	121.67
0.30g _{πaθ} +1.00g _{evm} +E	2.46	1.47	80	16					

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ3.5 (ύψους 3.5m)								
	η_{ov}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\Phi_{1,1}$ (cm ²)	$\Phi_{2,2}$ (cm ²)	$\Phi_{3,3}$ (cm ²)	V_{all} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{avt} +g _{evm} +1.5q	4.26	2.67	69	82	Φ12/20+ Φ12/20 (11.304)	Φ12/20 (5.652)	Φ12/20 (5.652)	2.33	144.01
0.30g _{πaθ} +1.00g _{evm} +E	2.5	1.40	85	21					

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ4 (ύψους 4.0m)								
	η_{ov}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\Phi_{1,1}$ (cm ²)	$\Phi_{2,2}$ (cm ²)	$\Phi_{3,3}$ (cm ²)	V_{all} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{avt} +g _{evm} +1.5q	4.9	2.7	72	99	Φ12/20+ Φ12/20 (11.304)	Φ14/20 (7.693)	Φ14/20 (7.693)	2.92	172.59
0.30g _{πaθ} +1.00g _{evm} +E	2.75	1.44	88	32					

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ4.5 (ύψους 4.5m)								
	η_{ov}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\Phi_{1,1}$ (cm ²)	$\Phi_{2,2}$ (cm ²)	$\Phi_{3,3}$ (cm ²)	V_{all} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{avt} +g _{evm} +1.5q	5.72	2.82	79	116	Φ12/10+ Φ14/10 (26.96)	Φ14/10 (15.39)	Φ14/10 (15.39)	3.65	281.76
0.30g _{πaθ} +1.00g _{evm} +E	3.04	1.51	94	42					

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ5 (ύψους 5.0m)								
	η_{ov}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\Phi_{1,1}$ (cm ²)	$\Phi_{2,2}$ (cm ²)	$\Phi_{3,3}$ (cm ²)	V_{all} (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)
1.35g _{avt} +g _{evm} +1.5q	6.18	2.87	90	129	Φ12/10+ Φ16/10 (31.4)	Φ14/10 (15.39)	Φ14/10 (15.39)	4.36	341.07
0.30g _{πaθ} +1.00g _{evm} +E	3.17	1.55	104	48					

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ5.5 (ύψους 5.5m)									
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Omega}$ (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)	
1.35g _{AVΣ} +g _{BYM} +1.5q	6.2	2.7	77	147	Φ14/10+	Φ20/20	Φ20/20	4.8	435.93	
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{BYM} +E	3.24	1.49	97	60	Φ20/10 (46.39)	(15.5)	(15.5)			

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ6 (ύψους 6.0m)									
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Omega}$ (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)	
1.35g _{AVΣ} +g _{BYM} +1.5q	6.52	2.59	59	165	Φ14/10+	Φ20/20	Φ20/20	6.2	492.89	
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{BYM} +E	1.44	3.44	82	75	Φ20/10 (46.39)	(15.5)	(15.5)			

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ6.5 (ύψους 6.5m)									
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Omega}$ (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)	
1.35g _{AVΣ} +g _{BYM} +1.5q	6.14	2.44	61	177	Φ14/10+Φ	Φ20/20	Φ20/20	6.7	537.99	
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{BYM} +E	3.32	1.39	87	79	20/10 (46.39)	(15.5)	(15.5)			

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ7 (ύψους 7.0m)									
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Omega}$ (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)	
1.35g _{AVΣ} +g _{BYM} +1.5q	5.69	2.31	71	185	Φ14/9-	Φ20/18	Φ20/18	7.35	599.32	
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{BYM} +E	3.15	1.36	101	79	Φ20/9 (51.54)	(17.22)	(17.22)			

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ Τ7.5 (ύψους 7.5m)									
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Omega}$ (m ³)	Βάρος οπλ. (kg/m)	
1.35g _{AVΣ} +g _{BYM} +1.5q	5.2	2.2	73	191	Φ14/9-	Φ20/18	Φ20/18	8.69	648.37	
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{BYM} +E	3.00	1.29	105	79	Φ20/9 (51.54)	(17.22)	(17.22)			

Παρουσίαση-περιγραφή παραμετρικής διερεύνησης άοπλων τοίχων

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T1 (ύψους 3.00m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} -g _{ΕΥΜ} +1.5q	3.01	2.32	38	66	-	-	-	2.405
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} -E	1.89	1.01	68	6	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T8 (ύψους 2.50m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} -g _{ΕΥΜ} +1.5q	3.94	2.76	44	56	-	-	-	1.95
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} -E	2.07	1.02	68	3	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ K1 (ύψους 2.50m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.48	2.44	48	45	-	-	-	1.575
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} -E	1.59	1.01	79	-	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T6 (ύψους 2.00m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	3.27	2.97	45	38	-	-	-	1.18
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} -E	1.78	1.02	68	-	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T2 (ύψους 1.60m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.05	2.89	45	21	-	-	-	0.617
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.33	1.04	85	-	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T4 (ύψους 1.50m)							
	η_{av}	η_{ol}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	V_{All} (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.79	3.35	51	19	-	-	-	0.54
0.30g _{ΠΛΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.58	1.19	73	54	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T5 (ύψους 1.50m)							
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Pi}$ (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.95	3.01	48	23	-	-	-	0.63
0.30g _{ΠΑΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.57	1.00	73	-	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T7 (ύψους 1.50m)							
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Pi}$ (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.96	3.65	42	25	-	-	-	0.7
0.30g _{ΠΑΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.61	1.11	65	-	-	-	-	-

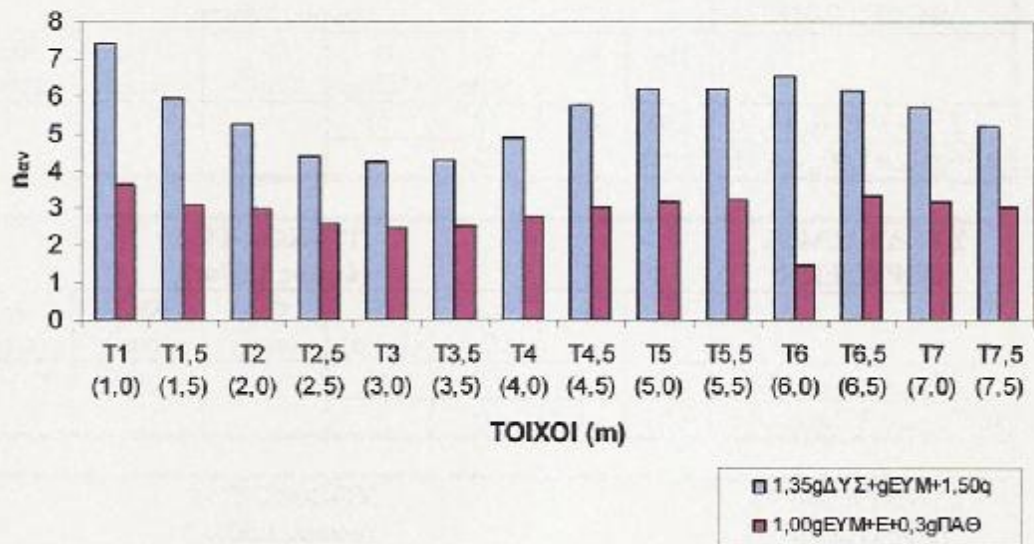
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T9 (ύψους 1.50m)							
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Pi}$ (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.94	3.22	40	26	-	-	-	0.665
0.30g _{ΠΑΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.61	1.02	63	-	-	-	-	-

ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T2-1 (ύψους 1.50m)							
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Pi}$ (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	2.89	3.32	44	24	-	-	-	0.6
0.30g _{ΠΑΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.66	1.18	63	-	-	-	-	-

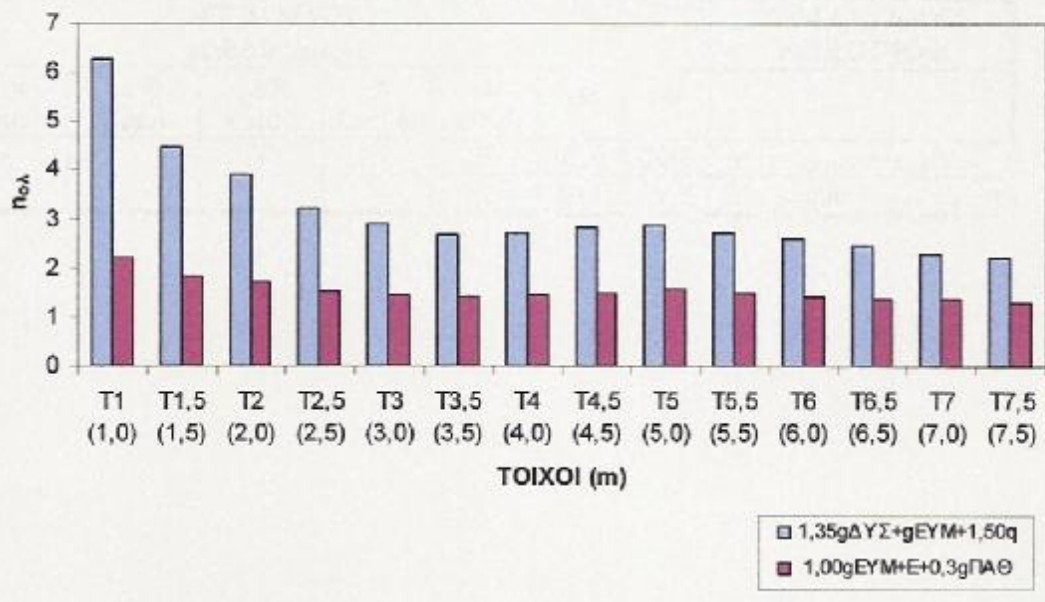
ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΣ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ	ΤΟΙΧΟΣ T3 (ύψους 0.90m)							
	η_{av}	η_{oi}	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	Φ_{1-1} (cm ²)	Φ_{2-2} (cm ²)	Φ_{3-3} (cm ²)	$V_{\Delta\Pi}$ (m ³)
1.35g _{ΔΥΣ} +g _{ΕΥΜ} +1.5q	3.59	6.30	22	23	-	-	-	0.31
0.30g _{ΠΑΘ} +1.00g _{ΕΥΜ} +E	1.95	1.65	32	-	-	-	-	-

ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

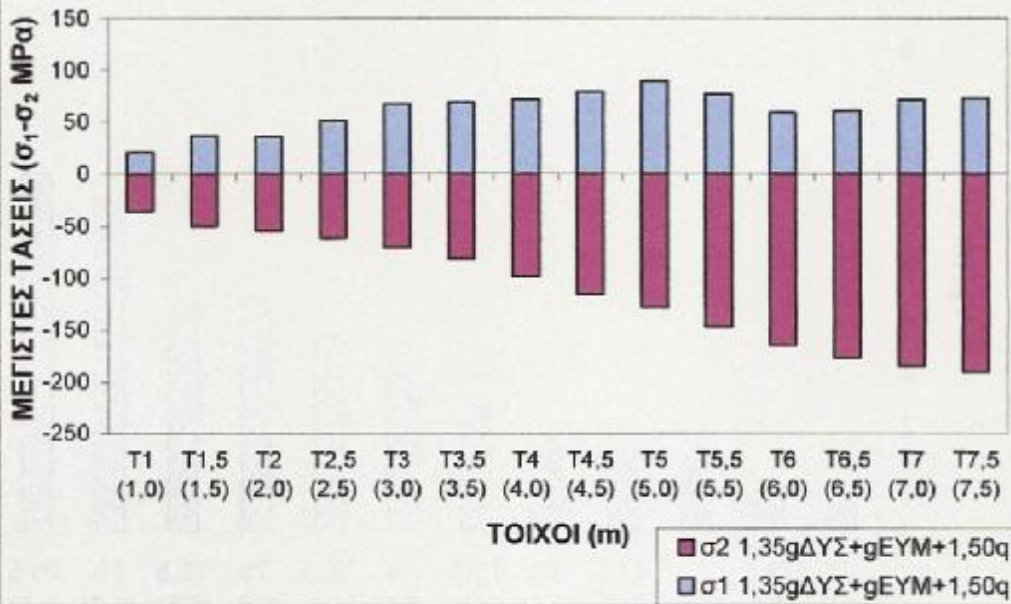
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ



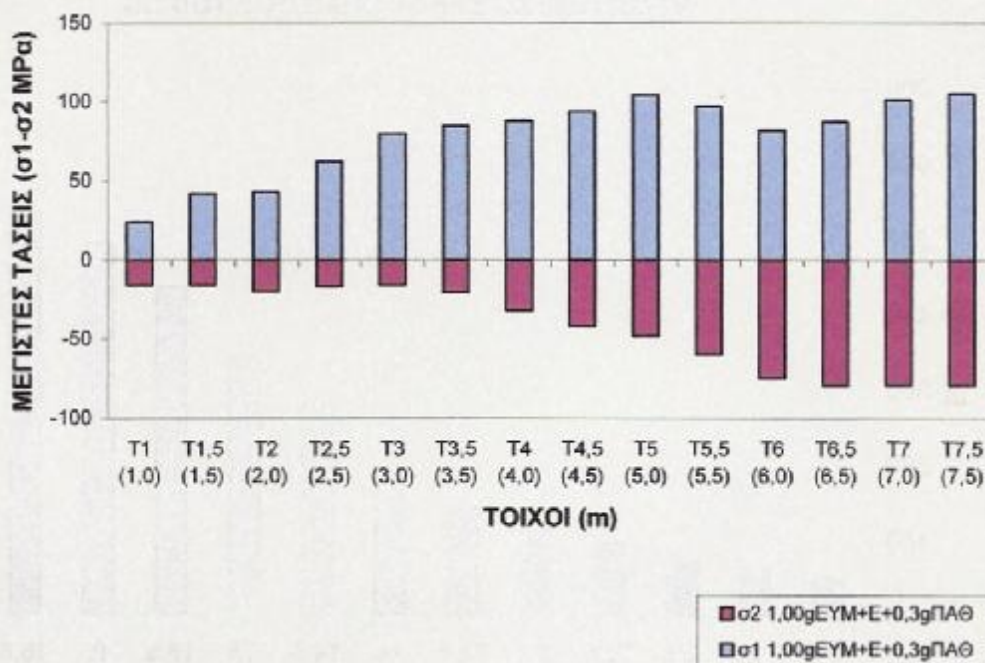
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ



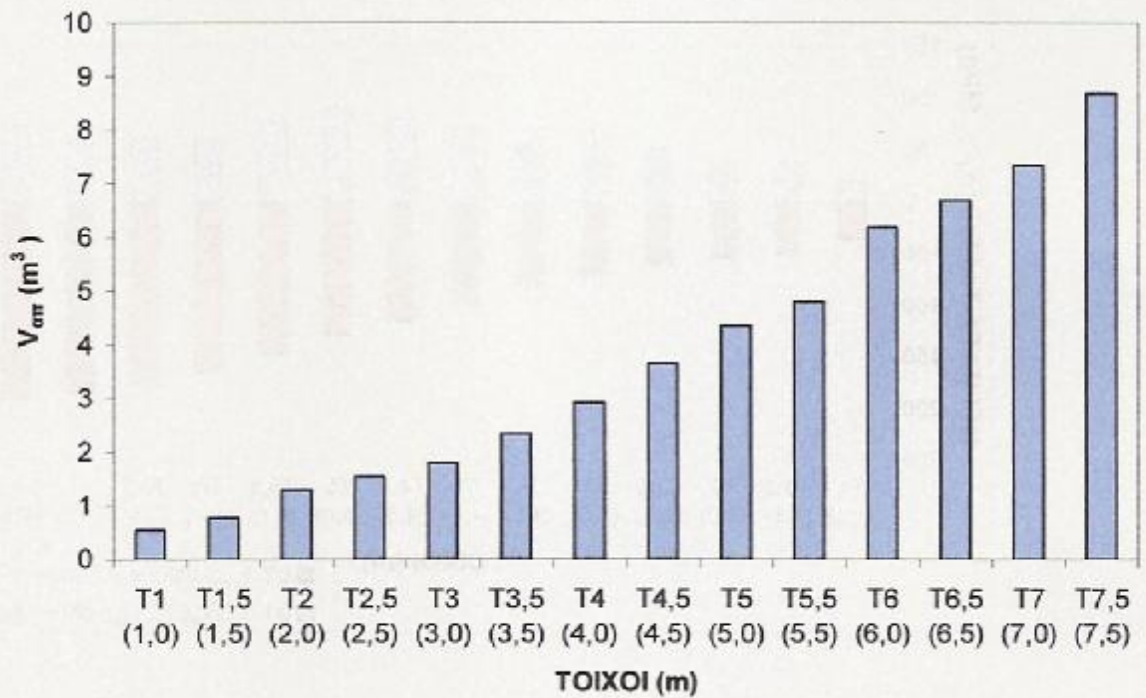
ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ σ_1 - σ_2 (1,35g+g+1,50q)



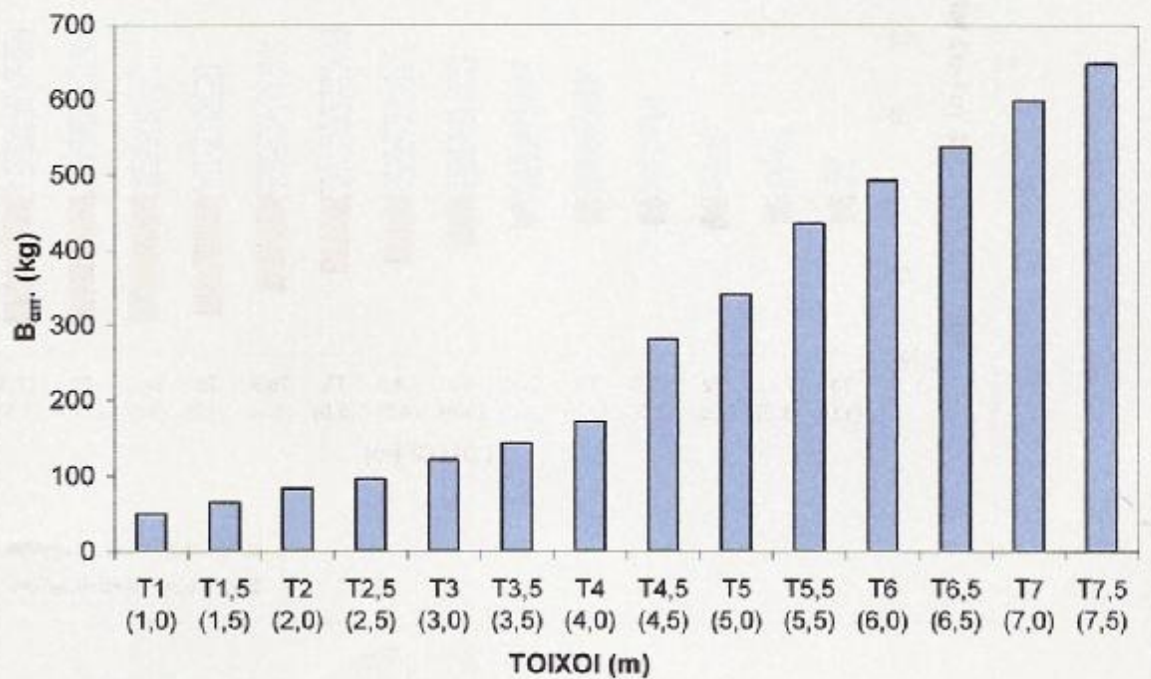
ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ σ_1 - σ_2 (g+E+0.3g)



ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΩΝ

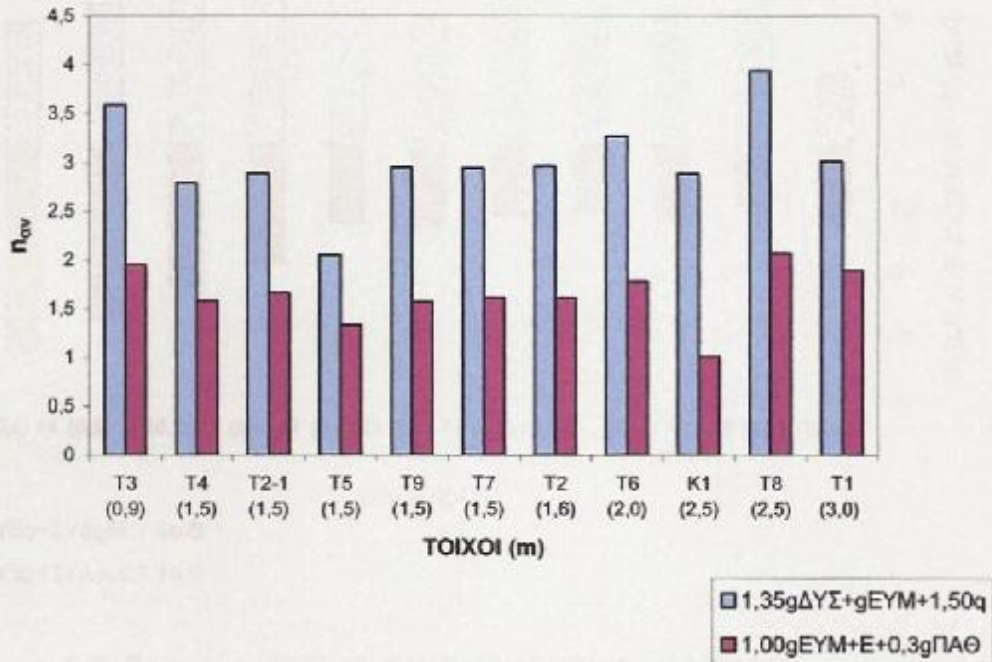


ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ

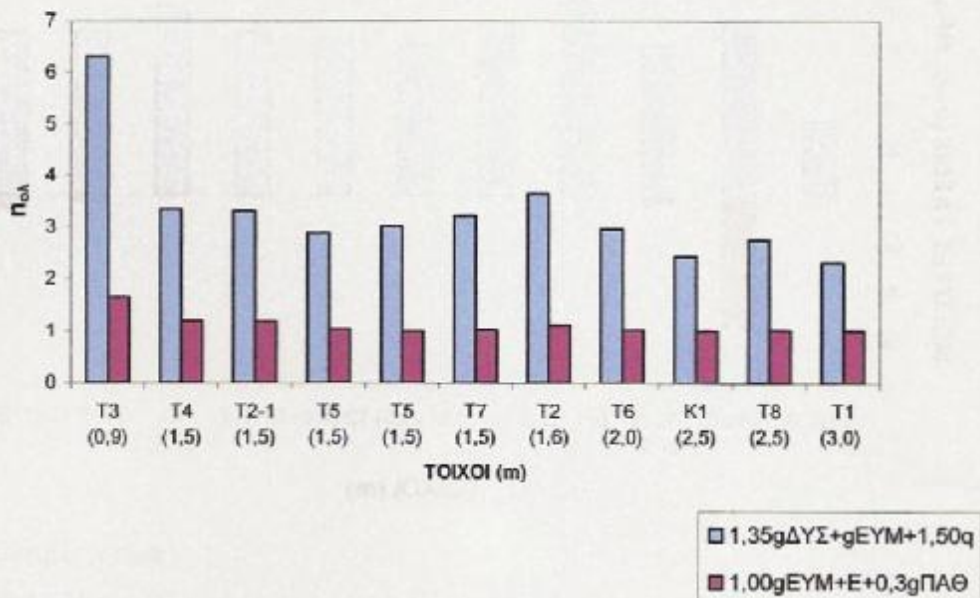


ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΟΠΛΩΝ ΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

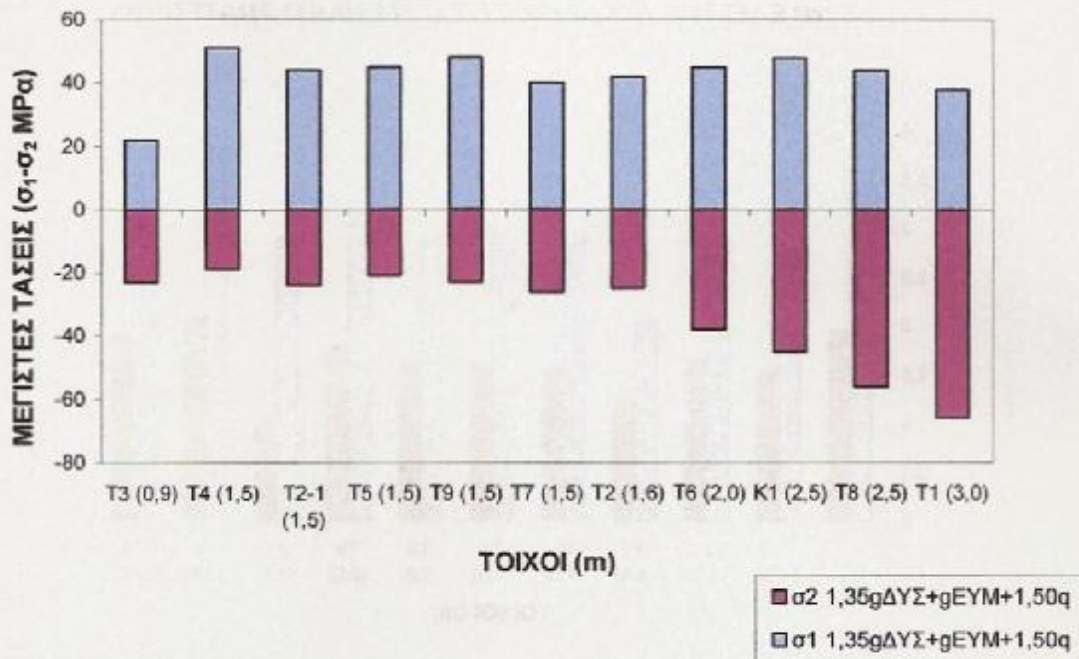
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ



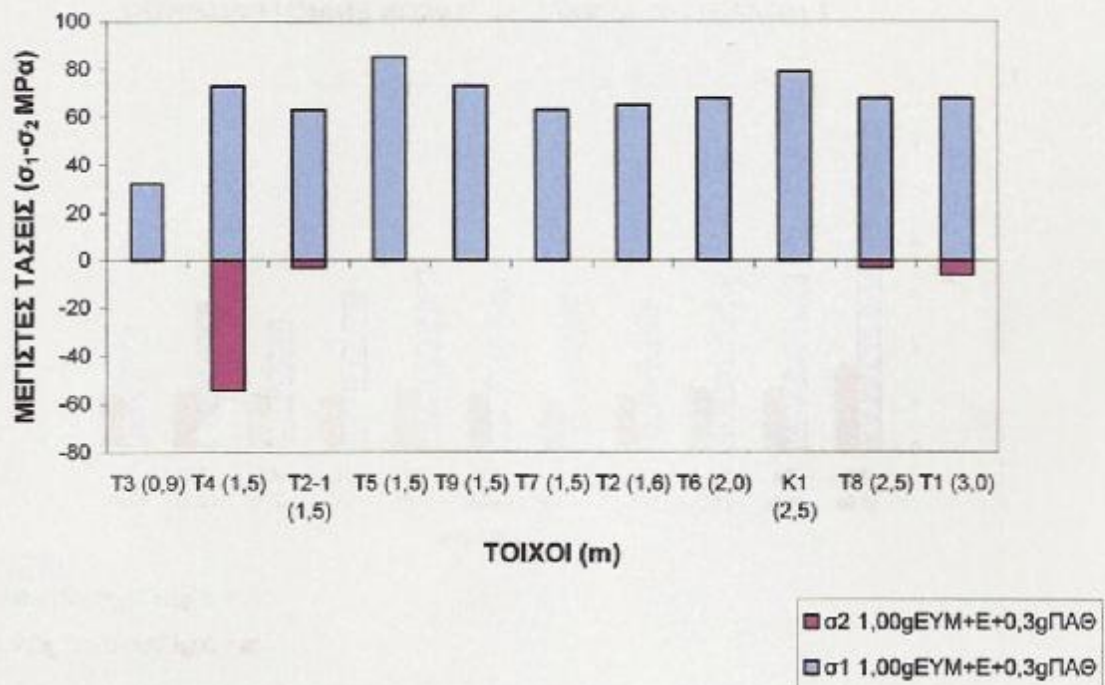
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΤΟΙΧΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ



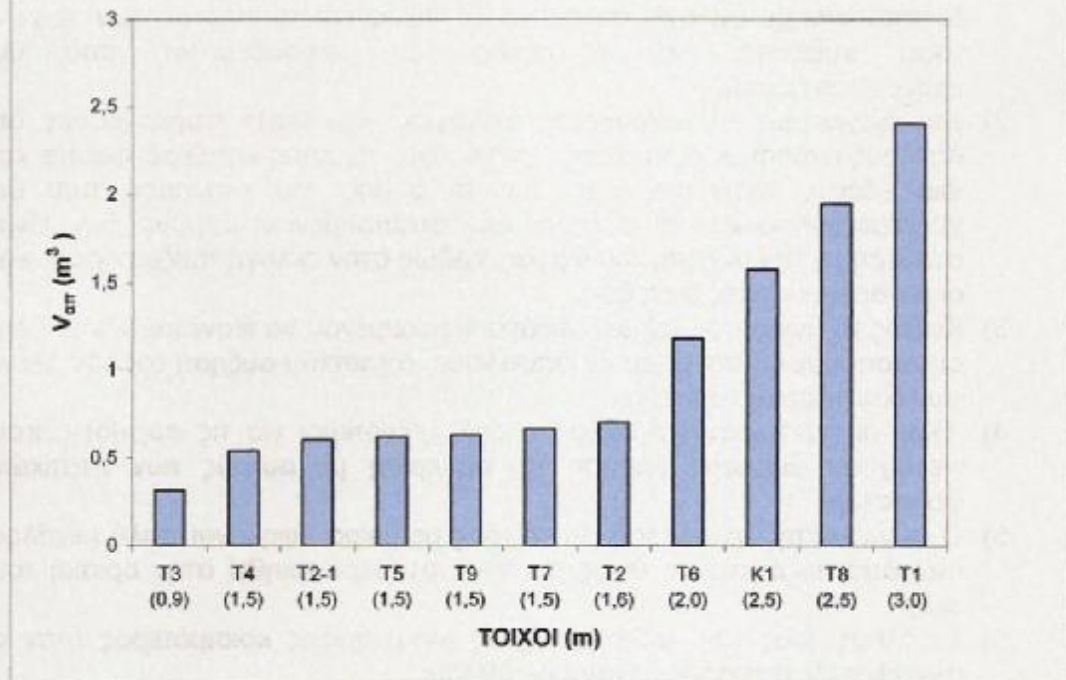
ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ $\sigma_1-\sigma_2$ (1,35g+g+1.5q)



ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ $\sigma_1-\sigma_2$ g+E+0.30g



ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΟΣ ΟΓΚΟΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ ΤΟΙΧΩΝ



Συμπεράσματα από τα διαγράμματα:

- 1) Από το διάγραμμα «Απαιτούμενος όγκος σκυροδέματος, $V_{\text{απ}}$ (m^3)» διαπιστώνουμε ότι όσο αυξάνεται το ύψος και το πλάτος των τοίχων τόσο αυξάνεται και ο όγκος του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιήσουμε.
- 2) Στο διάγραμμα «Απαιτούμενος σπλισμός, $B_{\text{σπ}}$ (kg)» παρατηρούμε ότι όσο αυξάνονται οι διαστάσεις και το ύψος έχοντας σταθερά φορτία και ίδια εδάφη, τόσο αυξάνεται και το βάρος του σπλισμού που θα χρησιμοποιήσουμε. Η αύξηση του απαιτούμενου βάρους δεν είναι σταθερή με την αύξηση του ύψους, καθώς στην εκλογή παίζουν ρόλο και οι κατασκευαστικές διατάξεις.
- 3) Καθώς το ύψος των τοίχων αυξάνει προκειμένου να ικανοποιούνται όλοι οι απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας, απαιτείται αύξηση σχεδόν όλων των διαστάσεων του τοίχου.
- 4) Όλοι οι συντελεστές ασφαλείας είναι μικρότεροι για τις φορτίσεις που περιέχουν σεισμική φόρτιση σε σύγκριση με αυτούς των στατικών φορτίσεων.
- 5) Ο συντελεστής ολίσθησης για τοίχους με μικρά ύψη είναι πολύ μεγάλος ενώ όσο αυξάνεται το ύψος τείνει να σταθεροποιηθεί στην οριακή του τιμή.
- 6) Σε όλους τους υπό μελέτη τοίχους αντιστήριξης κρισιμότερος ήταν ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στον τομέα υπολογισμού τοίχων αντιστήριξης από σπλισμένο σκυρόδεμα, ο Ηλεκτρονικός Υπολογιστής (Η/Υ) έχει γίνει ένα σημαντικότερο εργαλείο το οποίο βοηθάει το μηχανικό-μελετητή να εκτελεί την εργασία του.
2. Ο υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης από σπλισμένο σκυρόδεμα με Ηλεκτρονικό Υπολογιστή (Η/Υ) πραγματοποιείται εύκολα, ταχύτατα και δίνει αποτελέσματα εξαιρετικής ακρίβειας. Εξίσου εύκολος και ταχύς μπορεί να είναι και ο σχεδιασμός των ξυλοτύπων με χρήση Η/Υ.
3. Ο υπολογισμός τοίχων αντιστήριξης από σπλισμένο σκυρόδεμα με χρήση Η/Υ, δίνει τη δυνατότητα στον μηχανικό-μελετητή να δοκιμάζει γρήγορα και εύκολα εναλλακτικές λύσεις, ώστε να επιτυγχάνει το βέλτιστο σχεδιασμό.
4. Ο μελετητής-μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα Η/Υ που χρησιμοποιεί, με βάση την επιστημονική του εκτίμηση. Απαιτείται επομένως πολύ καλή γνώση του υπολογισμού (επίλυση και διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης που προϋποθέτει βαθιά γνώση της Στατικής, της Εδαφομηχανικής της διαστασιολόγησης φορέων από Οπλισμένο Σκυρόδεμα, των Τεχνικών Έργων Υποδομής, καθώς και των ισχυόντων κανονισμών.
Στην παρούσα Πτυχιακή Εργασία, ο υπολογισμός Τοίχων Αντιστήριξης από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με Η/Υ, πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ 2000/2003) και τον Ελληνικό Κανονισμό Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ 2000/2003).
5. Πραγματοποιήθηκαν εφαρμογές που περιελάμβαναν τον πλήρη υπολογισμό τοίχων αντιστήριξης βαρύτητας και σπλισμένου σκυροδέματος υπό στατική και σεισμική φόρτιση, σύμφωνα με τον ΕΑΚ και τον ΕΚΩΣ. Ο υπολογισμός (επίλυση-διαστασιολόγηση) των τοίχων αντιστήριξης πραγματοποιήθηκε: α) χωρίς την χρήση Η/Υ για λόγους σύγκρισης, β) με τη χρήση επαγγελματικού προγράμματος Η/Υ.
6. Η σεισμική φόρτιση έχει μεγάλη επίδραση τόσο στην επίλυση (έλεγχοι ασφάλειας σε ανατροπή, ολίσθηση και εύρεση μέγιστης τάσης εδάφους), όσο και στη διαστασιολόγηση (υπολογισμός απαιτούμενων σπλισμών) των τοίχων αντιστήριξης από σπλισμένο σκυρόδεμα. Η επίδραση αυτή αυξάνεται όσο πιο μεγάλη είναι η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής (π.χ. η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της Πάτρας II είναι δυσμενέστερη της ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας της Αθήνας I).

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δ.-Π. Ν. Κοντονή, «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1995-1999.
2. Α.-Π. Ν. Κοντονή, Επιστημονικά-Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα, 1985-2007.
3. Δ.-Π. Ν. Κοντονή, «Πολιτικός Μηχανικός & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο Διαδίκτυο (Internet) και τις υπηρεσίες του» (Διδακτικές Σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ I & II» (Φύλλα έργου), Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1999-2007.
4. Θ. Α. Γεωργόπουλος, «Ωπλισμένο Σκυρόδεμα κατά: Ευρωκώδικα EC2, Ελληνικό Κανονισμό, DIN 1045», Τόμοι Α', Β', Γ' και Πίνακες, Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1998.
5. Δ. Θ. Βαλαλάς «Εδαφομηχανική», εκδόσεις Α'φών Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη, 1985.
6. Α. Θ. Βαλαλάς «Αντιστηρίξεις και Θεμελιώσεις», Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη, 1979.
7. Κ. Ματσούκης «Μαθήματα Λιμενικών Έργων», Α' έκδοση, Ξάνθη, 1990.
8. Γ. Αθανασόπουλος «Μαθήματα Θεμελιώσεων», Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 1995.
9. Γ. Αθανασόπουλος «Μαθήματα Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής», Πανεπιστήμιο Πατρών, Πάτρα, 1999.
10. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.), «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.)», Αθήνα, 2000.
 - Τροποποίηση και Συμπλήρωση της απόφασης έγκρισης του "Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000" Φ.Ε.Κ. Β' 781/18-6-2003, Απόφαση 2-Αριθ. Δ17α/1ΦΝ και Φ.Ε.Κ. Β' 447/5-3-2005 Αρ. απόφασης Δ17α/52/ΦΝ429.
 - Τροποποίηση ΕΑΚ-2000 λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας (Φ.Ε.Κ. Β' 1154/12-8-2003. Απόφαση Αριθ. Δ17α/115/9/ΦΝ275).
 - Διόρθωση παραρτημάτων του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ-2000 (Φ.Ε.Κ. Β' 1153/12-8-2003 Απόφαση 9-Αριθ. Δ17α/115/10/ΦΝ429).

- Τροποποίηση της απόφασης έγκρισης του ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος ΕΚΩΣ-2000 (Φ.Ε.Κ. Β' 576/28-4-2005)
1. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π.). «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ.)», Αθήνα, 1999.
 2. Υ.ΠΕ.ΧΩ.ΔΕ, Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, «Κανονισμός για τη Μελέτη και Κατασκευή Έργων από Σκυρόδεμα», Αθήνα, 1997.
 3. R. Stiegler, «Ισχύει Αντιστηρίξιας», τόμος 3, Ελληνική έκδοση, Μ. Γκορόδας, Αθήνα 1979.
 4. J. E. Bowles «Foundation Analysis and Design», Fifth edition, McGraw-Hill, International edition, New York, 1996.
 5. B. M. Das, «Principles of Foundation Engineering», Third edition. PWS Publishing Company, Boston, 1995.
 6. J. N. Cernica, «Geotechnical Engineering: Foundation Design», John Wiley & Sons, Inc., New York, 1995.
 7. G. Winter, L. C. Urquhart, C. E. O'Rourke, A. H. Nilson «Design of Concrete Structures», Seventh edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1968.

