

Πίνακας Περιεχομένων

○ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή	2
1.1 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας	2
1.2 Δομή εργασίας	3
○ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Τοίχοι αντιστήριξης.....	4
2.1 Έργα αντιστήριξης	4
2.2 Τοίχοι αντιστήριξης	7
2.3 Τύποι εδαφικής αστοχίας σε τοίχους αντιστήριξης	10
2.4 Ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης	12
2.5 Υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine	13
2.6 Υπολογισμός εδαφικών ωθήσεων κατά Coulomb	18
2.7 Υπολογισμός σεισμικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης κατά Mononobe-Okabe	21
2.8 Υπολογισμός ωθήσεων κατά Seed-Whitman	25
○ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Μέθοδοι σχεδιασμού με Ευρωκώδικες και ACI 318.....	27
3.1 Γενικά	27
3.2 Οριακές καταστάσεις αντοχής	28
3.3 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	30
3.4 Σχεδιασμός με Ευρωκώδικες	31
3.5 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος και χάλυβα σύμφωνα με Ευρωκώδικες	38
3.6 Σχεδιασμός δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτμησης με EC2	49
3.7 Σχεδιασμός δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτμησης με ACI 318	54
○ ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Αριθμητική ανάλυση τοίχου αντιστήριξης προβόλου με Ευρωκώδικες και ACI 318	61
4.1 Περιγραφή τοίχου αντιστήριξης και δεδομένα	61
4.2 Ανάλυση και σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με EC2	63
4.3 Ανάλυση και σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με ACI 318	77
○ ΕΦΑΛΑΙΟ 5: Συμπεράσματα	Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.
○ Βιβλιογραφία.....	85
○ Παράρτημα Ι.....	87
○ Παράρτημα ΙΙ	100

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας

Στην παρούσα διπλωματική εργασία παρουσιάζονται και συζητούνται οι βασικότερες μέθοδοι που χρησιμοποιούνται διεθνώς για τον γεωτεχνικό δομοστατικό σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης προβολικού τύπου από οπλισμένο σκυρόδεμα για στατικές συνθήκες φόρτισης.

Ο σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να συγκρίνει τη μεθοδολογία σχεδιασμού που χρησιμοποιείται στη χώρα μας και υπαγορεύεται από τους Ευρωκώδικες, με εκείνη που χρησιμοποιείται στις χώρες της Βορείου Αμερικής και που βασίζεται στους κανονισμούς σχεδιασμού που ισχύουν στις χώρες αυτές (ACI 318, ASIC).

Για τη γεωτεχνική ανάλυση των τοίχων παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικότερες έννοιες σχεδιασμού των στατικών ωθήσεων της εδαφομηχανικής, τόσο για ψαθυρά, όσο και για συνεκτικά εδάφη.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται ξεχωριστά οι γεωτεχνικοί έλεγχοι που προτείνονται από τον Ευρωκώδικα 2 και τους αντίστοιχους κανονισμούς της Βορείου Αμερικής. Ενώ ακόμη, παρουσιάζονται συνοπτικά οι μέθοδοι στατικής ανάλυσης του σχεδιασμού των διατομών των τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα, όπως προτείνεται από τον EC2.

Με βάση τα παραπάνω, μελετάται ένας τυπικός τοίχος στήριξης προβόλου, με τις δύο μεθοδολογίες, και τα αποτελέσματα που εξάγονται, συγκρίνονται και συζητούνται.

Οι υπολογισμοί της ανάλυσης πραγματοποιούνται με το «χέρι» , προκειμένου να γίνεται σύγκριση των δύο μεθοδολογιών σε όλα τα στάδια της εφαρμογής τους. Για την ανάλυση των τοίχων αντιστήριξης μορφής προβόλου από οπλισμένο σκυρόδεμα, με τους Ευρωκώδικες, έχει αναπτυχθεί λογισμικό πρόγραμμα στο προγραμματιστικό περιβάλλον PYTHON, το οποίο παρουσιάζεται στο παράρτημα Ι.

1.2 Δομή εργασίας

Στο παρόν υποκεφάλαιο, παρουσιάζεται η δομή της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Αρχικά, στο Κεφάλαιο 2, για τη γεωτεχνική ανάλυση των τοίχων παρουσιάζονται συνοπτικά οι βασικότερες έννοιες σχεδιασμού τόσο των στατικών, όσο και των δυναμικών ωθήσεων που αφορούν στους τοίχους αντιστήριξης.

Στο Κεφάλαιο 3, παρουσιάζονται συνοπτικά οι μέθοδοι σχεδιασμού που προτείνονται από τους Ευρωκώδικες και οι αντίστοιχοι Αμερικάνικοι κανονισμοί για τον σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στο Κεφάλαιο 4, πραγματοποιείται η αριθμητική ανάλυση ενός τοίχου αντιστήριξης, εφαρμόζοντας τις δύο μεθοδολογίες.

Στο Κεφάλαιο 5, παρουσιάζονται και συζητούνται τα συμπεράσματα που προέκυψαν, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας.

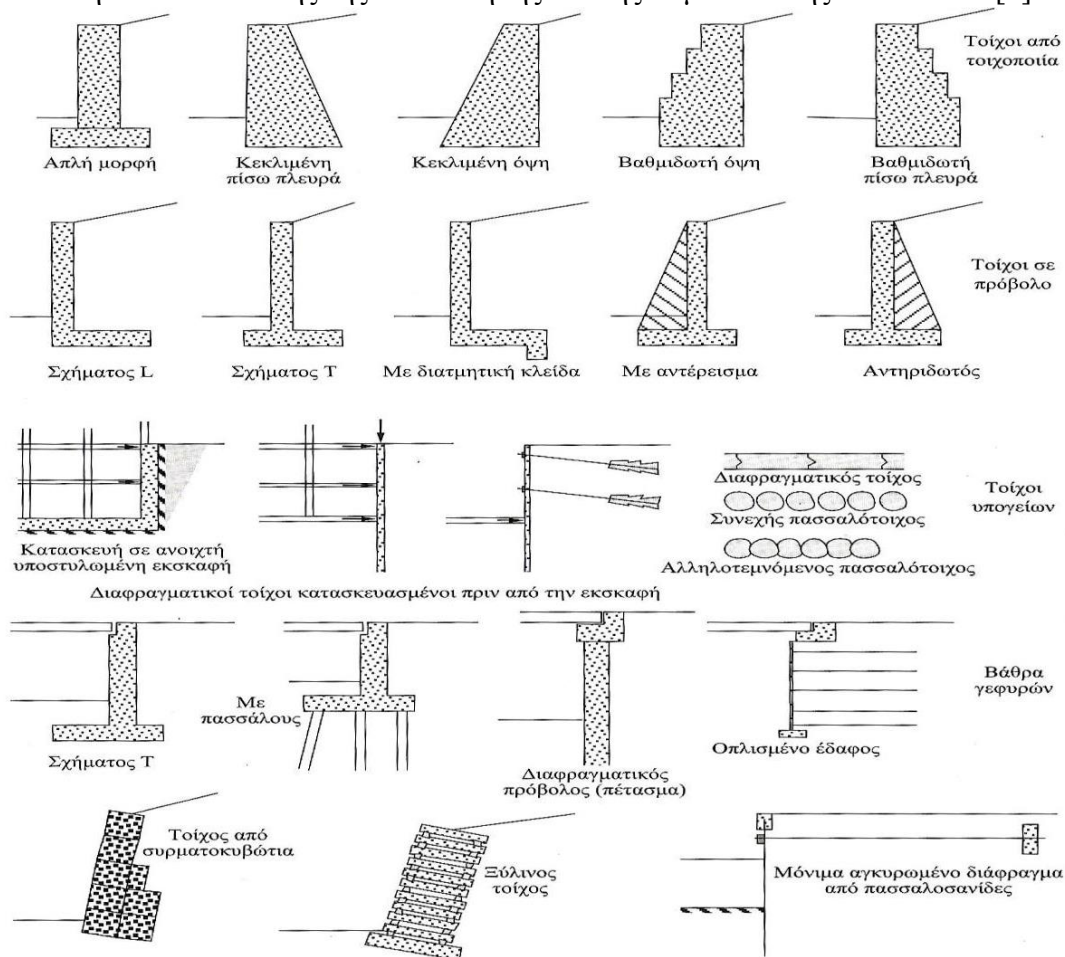
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Τοίχοι αντιστήριξης

2.1 Έργα αντιστήριξης

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης αποτελούν μία κατηγορία μείζονος σημασίας των έργων υποδομής και ουσιαστικά αφορούν στα έργα αυτά όπου συγκρατούν εδαφικές στρώσεις, βραχώδεις σχηματισμούς και υλικά επιχώσεων μεγάλωνοντας την μέγιστη αποδεκτή κλίση τους. Αναλυτικότερα, τα έργα αντιστήριξης κατασκευάζονται στις περιπτώσεις, όπου απαιτείται η συγκράτηση εδαφικών στρώσεων/επιχώσεων και η αντιστήριξη βραχωδών σχηματισμών, σε περιοχές με έντονες ανισοσταθμίες. Η κατασκευή τέτοιων έργων λαμβάνει χώρα είτε για μόνιμη, είτε για προσωρινή ικανοποίηση των προαναφερθέντων περιπτώσεων και συγκεκριμένα όταν δεν

ικανοποιούνται οι απαιτούμενες συνθήκες ευστάθειας του ιδίου εδάφους [1]. Βασικά θέματα, όπου χρήζουν διερεύνησης, αποτελούν η επιλογή του κατάλληλου τύπου κατασκευής, αλλά και ο τρόπος με τον οποίο γίνεται η κατασκευή αυτή καθαυτή.

Αναλυτικότερα, τα έργα αυτά περιλαμβάνουν όλους τους τύπους διατάξεων και τοίχων αντιστήριξης, όπου τα δομικά τους στοιχεία παραλαμβάνουν δυνάμεις από το υλικό το οποίο αντιστηρίζουν (Σχήμα 2.1). Η επιλογή, λοιπόν, του κατάλληλου τύπου κατασκευής προκύπτει βάσει των ακόλουθων τεσσάρων βασικών κριτηρίων: α) την ελαχιστοποίηση της συνολικής δαπάνης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου, β) τη διασφάλιση της ακεραιότητας, της κανονικής λειτουργίας του έργου και της ασφάλειάς του, αναφορικά με τη γειτνίαση του έργου με άλλα έργα, ιδιοκτησίες ή εγκαταστάσεις, γ) τα όρια της απαλλοτρίωσης ή/και τις άδειες των χρήσεων γης, καθώς και δ) τη δυνατότητα διευκόλυνσης της τοποθέτησης και της συμπύκνωσης των υλικών [2].



Σχήμα 2.1: Τυπικές κατασκευές αντιστήριξης

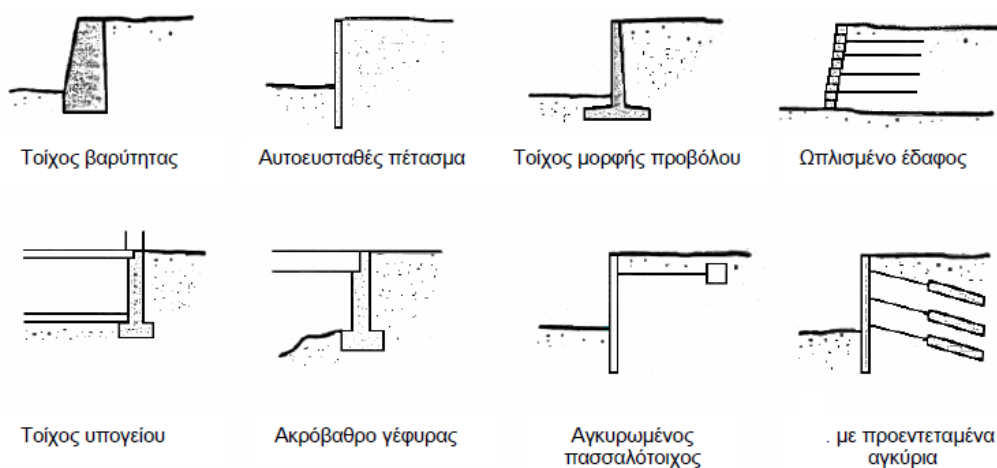
Όσον αφορά στον τρόπο κατασκευής ενός τέτοιου έργου, οι πιθανές εναλλακτικές είναι δύο. Είτε λαμβάνει χώρα από κάτω προς τα πάνω, όπου κατασκευάζεται η αντιστήριξη, συνήθως από οπλισμένο σκυρόδεμα, κι ακολουθεί η επίχωση του πρίσματος μεταξύ τοίχους και πρανούς. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν και οι τοίχοι αντιστήριξης που αποτελούν το υπό μελέτη αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ουσιαστικά, η κατηγορία αυτή αφορά σε άκαμπτα δομικά στοιχεία, τα οποία δύνανται να ισορροπούν τις πιέσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεωμάζα, με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση [2]. Αντίθετα, στη δεύτερη κατηγορία η εκσκαφή έπεται της κατασκευής αντιστήριξης, όπως γίνεται χαρακτηριστικά στους διαφραγματικούς τοίχους. Αναλυτικότερα, τα διαφράγματα αυτά κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή επί τόπου εγχυνόμενα (κατά συνεχή τρόπο) ή με πασσάλους (κατά ασυνεχή τρόπο) [3]. Τα διαφράγματα αυτά επαφίονται με τη γεωμάζα και φέρνουν το σύστημα σε ισορροπία μέσω της διατμητικής αντοχής του εδάφους κάτω από τη στάθμη εκσκαφής.

Ιστορικά, τα πρώτα έργα γεωτεχνικής μηχανικής, τα οποία συνδέονται με την αντιμετώπιση προβλημάτων αντιστήριξης, προκύπτουν από την χρήση του εδάφους ως κατασκευαστικό υλικό. Αρχικά, στα πρώτα έργα αντιστήριξης χρησιμοποιούνται κατακόρυφοι ξύλινοι πάσσαλοι τοποθετημένοι παράλληλα σε 2 σειρές, με σκοπό την εκτροπή της εισροής νερού από την εκσκαφή. Το διάστημα μεταξύ των πασσάλων, στα πρώτα χρόνια, γεμίζει με άργιλο (203 π.Χ – 211 μ.Χ), ενώ το υλικό πλήρωσης έκτοτε διαφοροποιείται ανά τους αιώνες, με κυριότερο το ασβεστοκονίαμα το 16^ο αιώνα. Ενώ ακόμη, χρονικά παράλληλα, αναπτύσσεται και η μυθολογία αντιστήριξης με σανίδες και οριζόντιες πλαισιωτές αντηρίδες, η οποία χρησιμοποιείται αδρά έως και το 19^ο αιώνα για την κατασκευή μεγάλων σε έκταση έργων, όπως σιδηροδρομικών δικτύων. Τον 20^ο αιώνα γίνεται για πρώτη φορά η χρήση πασσαλοσανίδων από χάλυβα και τοίχων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ενώ, οι τελευταίες τεχνικές αντιστήριξης συνδέονται: α) με την ανάμιξη εδάφους και πολυμερών υλικών με μεγάλο συντελεστή θερμικής διόγκωσης (πολυμερή εδάφη), ώστε να δημιουργείται προένταση στη γεωμάζα και β) η ανάμιξη εδάφους και τσιμέντου (εκτοξευόμενη τσιμεντέντενεση), κάτω από ιδιαίτερα υψηλές πιέσεις νερού. Οι σύγχρονες αυτές τεχνικές δημιουργούν μία επί τόπου αυτοφερούμενη γεωμάζα, όπου λειτουργεί ως διάφραγμα ικανό να λάβει τις ωθήσεις του εδάφους.

2.2 Τοίχοι αντιστήριξης

Τοίχος αντιστήριξης θεωρείται κάθε τεχνικό έργο, το οποίο αντιστηρίζει επίχωμα ύψους τουλάχιστον 0.50m πάνω από τη στάθμη του επιχώματος ή του φυσικού εδάφους που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του. Βασική ιδιότητα των τοίχων αντιστήριξης αποτελεί η ικανότητά τους να συγκρατούν τις ωθήσεις της γεωμάζας. Οι τοίχοι αντιστήριξης ποικίλουν ανάλογα με τον τρόπο κατασκευής, τη μορφή τους, τον τρόπο θεμελίωσής, αγκύρωσης κ.α., όπου ικανή και αναγκαία συνθήκη αποτελεί η ικανότητά τους να αντιστέκονται ταυτόχρονα σε ωθήσεις γαιών και υδροστατικές πιέσεις, χωρίς παραπάνω από τις αποδεκτές μετακινήσεις λόγω ανατροπής, ολίσθησης ή βέλους κάμψης.

Η κατηγοριοποίηση των τοίχων αντιστήριξης γίνεται βάσει της δυσκαμψίας του τοίχου (και κατ' επέκταση του υλικού του), του βάρους του, καθώς και των συνθηκών αγκύρωσής του. Οι πιο διαδεδομένες κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης είναι: α) οι τοίχοι βαρύτητας, β) οι τοίχοι πρόβολοι ή αυτοφερόμενα πετάσματα και γ) οι αγκυρωμένοι τοίχοι (Σχήμα 2.2).



Σχήμα 2.2: Τύποι τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι βαρύτητας, γνωστοί και ως άοπλοι τοίχοι (Σχήμα 2.3), θεωρούνται ο πιο απλός τύπος τοίχου αντιστήριξης, καθώς και ο παλαιότερος, με υλικό κατασκευής

αρχικό τους φυσικούς. Συνήθως, κατασκευάζονται από συμπαγές σκυρόδεμα. Στους τοίχους βαρύτητας, η κάμψη, η διάτμηση και τα βέλη κάμψης θεωρούνται αμελητέα, χάρη στο μεγάλο στατικό ύψος του τοίχου. Ωστόσο, προστίθεται οπλισμός στις όψεις του, ώστε να μειώνονται οι επιπτώσεις των θερμοκρασιακών μεταβολών και να προλαμβάνεται κατά συνέπεια η ρηγμάτωσή του. Επιπρόσθετα, δεν παρατηρείται λυγισμός, αλλά ολίσθηση του άκαμπτου σώματος ή και την περιστροφή του, λόγω του μεγάλου πάχους και της ακαμψίας που τους διέπουν. Κατά πλειοψηφία, οι τοίχοι της κατηγορίας αυτής χαρακτηρίζονται από τραπεζοειδές σχήμα και αποτελούν αρκετά ογκώδεις, όπου είναι πρακτικά απαραμόρφωτες. Τέλος, αυξάνουν την επίδραση των σεισμικών φαινομένων, λόγω τους αυξημένου βάρους που διαθέτουν για να αντισταθμίσουν τις γεωμάζες.



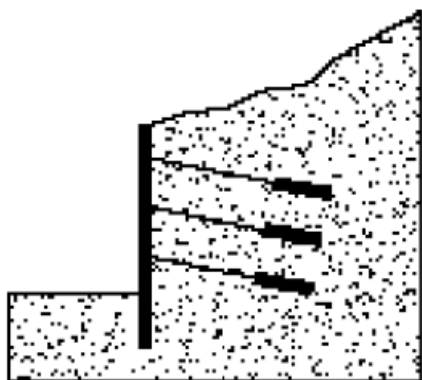
Σχήμα 2.3: Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας

Αντίστοιχα, οι τοίχοι πρόβολοι (Σχήμα 2.4) χαρακτηρίζονται από λεπτότερες διατομές, με συνηθέστερο υλικό κατασκευής τους το οπλισμένο σκυρόδεμα. Συνήθως, αντιμετωπίζονται ως κατακόρυφοι πρόβολοι, πακτωμένοι σε μία μεγάλη άκαμπτη βάση, όπου εξασφαλίζει την ικανοποίηση των απαιτούμενων συνθηκών ευστάθειας χάρη στο βάρος της άνω επίχωσής της. Και σε αυτούς τους τοίχους παρατηρείται ολίσθηση και στροφή του σώματος, με τη διαφορά ότι παρατηρούνται και φαινόμενα κάμψης. Επιπρόσθετα, η επίδραση των πλευρικών εδαφικών τάσεων στους τοίχους προβόλους επηρεάζεται από την παραμόρφωση τοίχου και εδάφους, καθώς και από τη σχετική τους δυσκαμψία [4].



Σχήμα 2.4: Τυπική διατομή τοίχου προβόλου

Τέλος, στην τρίτη κατηγορία ανήκουν οι αγκυρωμένοι τοίχοι (Σχήμα 2.5), όμοια με τη δεύτερη κατηγορία, η κατασκευή τους χαρακτηρίζεται από λεπτότερες διατομές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι άμεσες εδαφικές επιταχύνσεις ελέγχονται μέσω προεντεταμένων ή μη αγκυριών, όπου λειτουργούν σαν ελκυστήρες, μειώνοντας έτσι σημαντικά τις καμπτικές ροπές του τοίχου αντιστήριξης [4],[5]. Οι εν λόγω αντηρίδες διαστασιολογούνται έτσι, ώστε να δύνανται να εξασφαλίζεται η απαιτούμενη ευστάθεια και, κατά τον σχεδιασμό τους, μελετώνται ως πρόβολοι στους οποίους αντιστοιχεί η μέγιστη ροπή κάμψης. Λόγω του τρόπου κατασκευής τους, μειώνεται ο απαιτούμενος όγκος σκυροδέματος, και κατ' επέκταση ο απαιτούμενος όγκος εκσκαφών, καθιστώντας τη κατηγορία αυτή ιδανική για κατασκευές εντός κατοικημένων περιοχών, ώστε να αντιστηρίζονται οι γειτονικές κατασκευές.

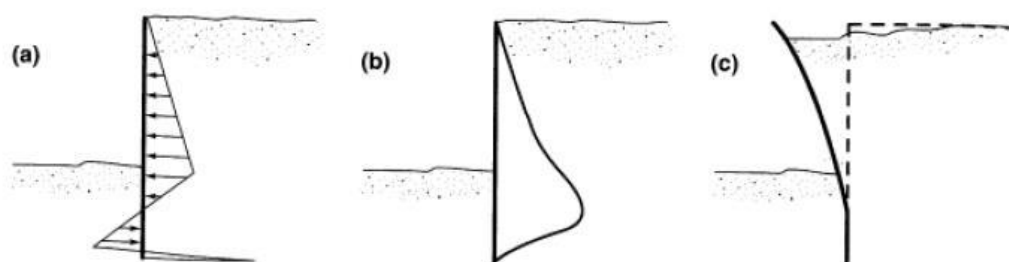


Σχήμα 2.5: Τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου

2.3 Τύποι εδαφικής αστοχίας σε τοίχους αντιστήριξης

Σημαντικό μέρος του σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης αποτελεί η διερεύνηση των πιθανών μορφών αστοχίας τους και των συνθηκών από τις οποίες αυτές προκαλούνται, ώστε η τελική κατασκευή να ισορροπεί χωρίς να αναπτύσσονται μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις από τις αποδεκτές. Οι πιθανές μορφές αστοχίας επηρεάζονται άμεσα από την κατηγορία του εκάστοτε τύπου αντιστήριξης, καθώς οι αστοχίες συνδέονται άμεσα από το ίδιο βάρος του τοίχου, τις εδαφικές ωθήσεις, τις υδροστατικές δυνάμεις, καθώς και από τα εκάστοτε εξωτερικά φορτία. Ωστόσο, σε μία σεισμική δραστηριότητα αναπτύσσονται επιπλέον αδρανειακές δυνάμεις, καθώς ακόμη μεταβάλλεται και η προαναφερθείσα διατμητική αντοχή του εδάφους, επηρεάζοντας έτσι την ισορροπία του συστήματος και δημιουργώντας κατ' επέκταση μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο.

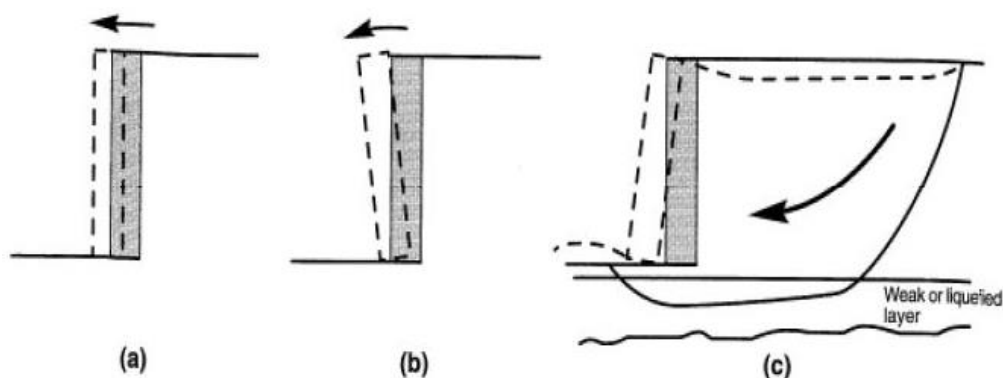
Με την θεώρηση της άκαμπτης συμπεριφοράς των τοίχων αντιστήριξης, οι αστοχίες προκαλούνται συνήθως λόγω των κινήσεων του τοίχου ως άκαμπτο σώμα, που είναι η ολίσθηση και η ανατροπή (Σχήμα 2.6). Συγκεκριμένα, αστοχία λόγω ολίσθησης προκαλείται εξαιτίας των μεγάλων οριζόντιων εδαφικών ωθήσεων, ενώ αντίστοιχα λόγω ανατροπής στην περίπτωση όπου οι ροπές ευστάθειας είναι μικρότερες από τις απαιτούμενες, ενώ επηρεάζεται έντονα κι από την ενδεχόμενη αστάθεια του εδάφους. Τέλος, σε τοίχους πιο σύνθετης μορφής παρουσιάζονται διατμητικές κι εφελκυστικές αστοχίες σε διάφορα τμήματα του τοίχου [6].



Σχήμα 2.6: Μηχανισμοί αστοχίας τοίχου βαρύτητας: α) ολίσθηση (sliding) β) ανατροπή (overturning) γ) γενικευμένη αστάθεια (gross instability failure)

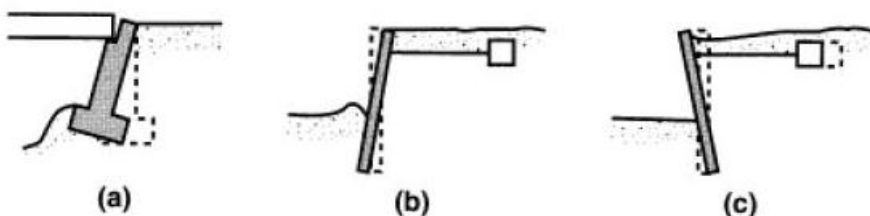
Συνεχίζοντας, οι τοίχοι αντιστήριξης μορφής προβόλου παρουσιάζουν αστοχίες που συνδέονται με μηχανισμούς, ίδιους με τους προαναφερθέντες, με μόνη διαφορά, μία επιπλέον μορφή αστοχίας λόγω κάμψης, στην περίπτωση όπου οι καμπτικές ροπές ξεπεράσουν την αντίστοιχη αντοχή (Σχήμα 2.7). Οι εδαφικές και καμπτικές ροπές που

αντιμετωπίζουν οι τοίχοι πρόβολοι επηρεάζονται έντονα από τη γεωμετρία, την ακαμψία και την αντοχή τόσο του τοίχου, όσο και του εδάφους.



Σχήμα 2.7: Μηχανισμοί αστοχίας τοίχων προβόλου: α) κατανομή εδαφικών τάσεων β) καμπτικές ροπές γ) αστοχία λόγω κάμψης

Οι αγκυρωμένοι τοίχοι αυτοί μπορούν να περιστραφούν γύρω από το σημείο αγκύρωσης, το οποίο θεωρείται ακίνητο, είτε είναι πιθανό να αστοχήσουν λόγω κάμψης, στην περίπτωση από είναι εύκαμπτοι (Σχήμα 2.8). Επιπρόσθετα, πιθανή είναι και η αστοχία του συστήματος αγκύρωσης ή ακόμη και η αστοχία λόγω λυγισμού των αγκυρώσεων αυτών καθαυτών. Ενώ τέλος, αναπτύσσονται επιπλέον αξονικές και εγκάρσιες τάσεις στα τμήματα του συστήματος αγκύρωσης του τοίχου, δυσχεραίνοντας έτσι την πιθανότητα αστοχίας των προαναφερθέντων περιπτώσεων.



Σχήμα 2.8: Μηχανισμοί αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων: α) περιστροφή ακρόβαθρου γέφυρας, β) περιστροφή λόγω μικρών παθητικών τάσεων, γ) αστοχία λόγω μικρής δύναμης αγκύρωσης

2.4 Ωθήσεις τοίχων αντιστήριξης

Οι εδαφικές ωθήσεις, που αναπτύσσονται σε ένα τοίχο αντιστήριξης, διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: α) στις στατικές ωθήσεις και β) στις δυναμικές ωθήσεις. Κάθε κατηγορία αφορά διαφορετικό μέρος του σχεδιασμού και είναι υπεύθυνη για διαφορετικά είδη αστοχίας και περιγράφονται αναλυτικά παρακάτω. Οι ενεργητικές ωθήσεις αφορούν στις θετικές πιέσεις όπου ασκεί το έδαφος στον τοίχο λόγω χαλάρωσής του, ενώ ως παθητικές ωθήσεις ορίζονται οι τάσεις του εδάφους που αναπτύσσονται κατά την ώθηση του τοίχου προς το έδαφος [1]..

Ο υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων επιτυγχάνεται με την ανάλυση των ενεργών τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος. Το έδαφος ασκεί πλευρικές ωθήσεις στα κατακόρυφα στοιχεία, λόγω του ιδίου βάρους του. Η ώθηση αυτή επηρεάζεται έντονα από την αντίστοιχη δυνατότητα ή μη του στοιχείου σε πλευρική μετακίνηση. Ακόμη, η ώθηση αυτή επηρεάζεται άμεσα από την κατάσταση του εδάφους και συγκεκριμένα, τα μεγέθη που λαμβάνονται υπόψη είναι τα ακόλουθα:

- Η ολική κατακόρυφη τάση σ_v λόγω του ιδίου βάρους του
- Η πίεση του ύδατος των πόρων u
- Η ενεργός κατακόρυφη τάση σ_v'
- Η ενεργός οριζόντια τάση σ_h' και εξαρτάται από το υλικό και από την ιστορία φόρτισης του
- Η ολική οριζόντια τάση $\sigma_h = \sigma_h' + u$

Ο σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει καταρχήν τον υπολογισμό των δυνάμεων, που πρόκειται να τον καταπονήσουν υπό στατικές συνθήκες. Στη συνέχεια, οι δυνάμεις αυτές προσαυξάνονται με τους συντελεστές ασφαλείας, ώστε να προσδιοριστούν οι αποδεκτές παραμορφώσεις και αστοχίες. Ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων οφείλει να λαμβάνει υπόψη τον αποδεκτό τύπο αστοχίας και την οριακή κατάσταση που εξετάζεται καθώς και το εύρος κάθε μετακίνησης και παραμόρφωσης. Αναλυτικότερα, ο υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων συνδέεται με τις ακόλουθες παραμέτρους[7]:

- την επιφόρτιση και την κλίση της ελεύθερης εδαφικής επιφάνειας που αντιστηρίζεται,

- την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο,
- την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης,
- την διεύθυνση και το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος,
- την συνολική ισορροπία (οριζόντια και κάθετη) του έργου αντιστήριξης,
- τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους,
- τη δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος αντιστήριξης,
- την τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου (στην πλευρά της επίχωσης).

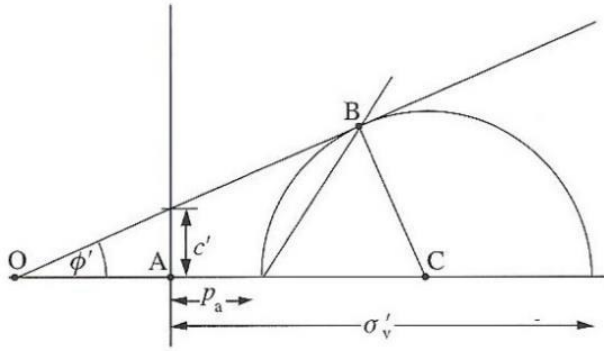
Βάσει των δυνάμεων αυτών, εφαρμόζονται εναλλακτικές μέθοδοι εδαφομηχανικής για τον υπολογισμό των στατικών ωθήσεων στους τοίχους αντιστήριξης. Οι πιο ευρέως διαδεδομένες απλοποιημένες μέθοδοι είναι: α) η μέθοδος Rankine και β) η μέθοδος Coulomb.

2.5 Υπολογισμός των εδαφικών ωθήσεων κατά Rankine

Η θεωρία Rankine [8],[9] αποτελεί μία απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού της ενεργητικής και παθητικής ώθησης, που ασκούνται σε ένα τοίχο αντιστήριξης. Υπολογίζει το λόγο των δύο κύριων τάσεων, όταν το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας, όταν δηλαδή παρουσιάζεται σε αυτό αστοχία σε διάτμηση, με βάση το Σχήμα 2.9. Στην κατάσταση ενεργητικής ώθησης, η κατακόρυφος ενεργός τάση σ_v στο έδαφος θεωρείται σταθερή και αποτελεί τη μέγιστη κύρια τάση. Λόγω της εδαφικής παραμόρφωσης που προξενείται από την απομάκρυνση του τοίχου αντιστήριξης, ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του και η οριζόντια τάση στον τοίχο μειώνεται. Η τάση αυτή είναι η ενεργητική ώθηση που αναπτύσσεται στα εδάφη. Η διατμητική αστοχία συμβαίνει σε γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων με γωνίες θ ως προς την οριζόντια πίσω από τον τοίχο, όπου $\pm \theta = 45^\circ + \varphi'/2$. Από τη σχετική ανάλυση, με βάση το Σχήμα 2.9, προκύπτει η Σχέση 2.1

$$P_a = K_a \sigma'_v - c \sqrt{K_a} \quad (2.1)$$

όπου K_a ο συντελεστής της ενεργητικής ώθησης και c η συνοχή του εδάφους.



$$\sigma_v' + OA = OC + BC = OC(1 + \sin \phi')$$

$$p_a + OA = OC - BC = OC(1 - \sin \phi')$$

$$\therefore \frac{\sigma_v' + OA}{p_a + OA} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$OA = \frac{c'}{\tan \phi'}$$

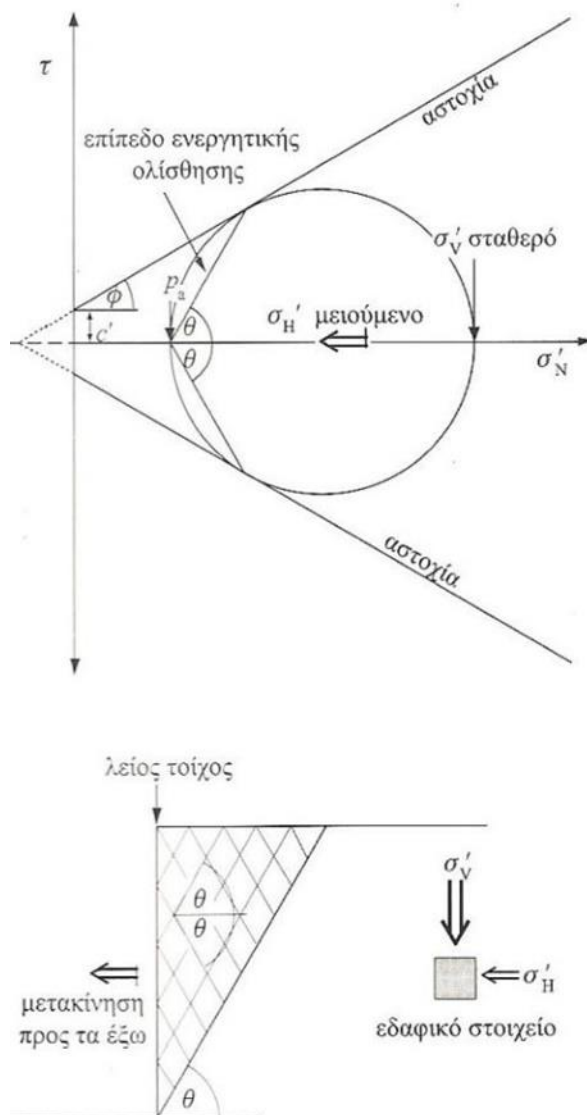
που δίνει

$$p_a = \sigma_v' \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) - 2c' \sqrt{\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}}$$

Σχήμα 2.9: Ενεργητική κατάσταση Rankine

Στην περίπτωση ενός ιδανικού λείου κατακόρυφου τοίχου με οριζόντιο αντιστηριζόμενο έδαφος, οι κύριες τάσεις θεωρούνται κατακόρυφες και οριζόντιες, ενώ ο συντελεστής της ενεργητικής ώθησης προκύπτει από τη Σχέση 2.2 της μορφής:

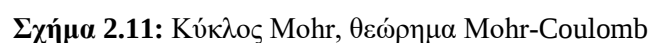
$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.2)$$



Σχήμα 2.10: Ενεργητική πίεση Rankine

Στην περίπτωση όπου το αντιστηριζόμενο μη-συνεκτικού εδάφους σχηματίζει γωνία β με το οριζόντιο επίπεδο, ο συντελεστής ενεργητικής ώθησης, για $\beta \leq \varphi$, προκύπτει από τη Σχέση 2.3 [10],[11]:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.3)$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.4)$$
$$\sigma'_H = p_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.5)$$


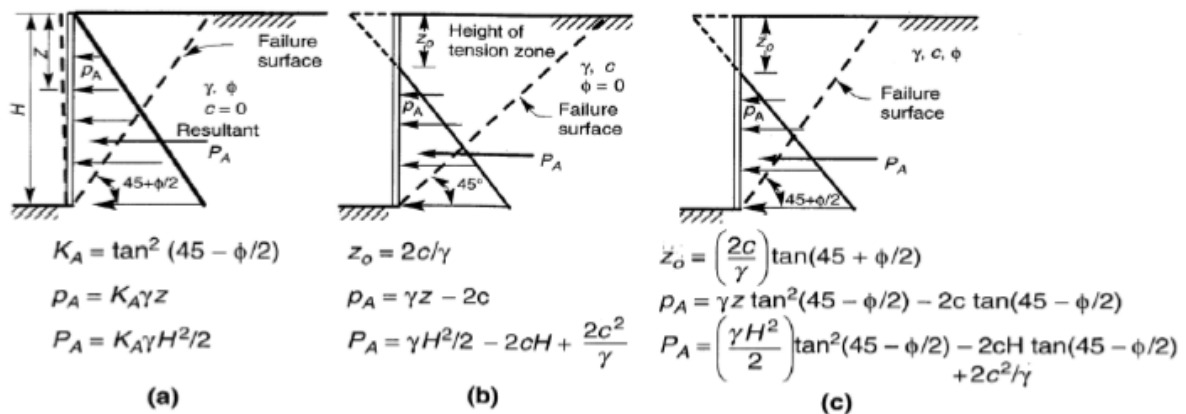
Βάσει της γεωμετρίας του κύκλου Mohr, προκύπτει πως, όταν ενεργούν οι παθητικές ωθήσεις, η οριζόντια τάση σ'_H αυξάνεται μέχρι να φτάσει το έδαφος σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας, όπου μεγιστοποιείται και προκύπτει η μέγιστη παθητική πίεση P_p , ενώ αντίστοιχα η κατακόρυφος ενεργός τάση σ'_v παραμένει σταθερή. Ακόμη, ορίζεται ο συντελεστής μέγιστης παθητικής ώθησης K_p , όπου για οριζόντια έδαφος αντιστήριξης με λείο κατακόρυφο τοίχο, προκύπτει από τη Σχέση 2.6, ενώ για αντιστηριζόμενο μη συνεκτικό έδαφος που βρίσκεται σε γωνία β με το οριζόντιο επίπεδο, ο συντελεστής μέγιστης παθητικής αστοχίας υπολογίζεται μέσω της Σχέσης 2.7:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (2.6)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad (2.7)$$

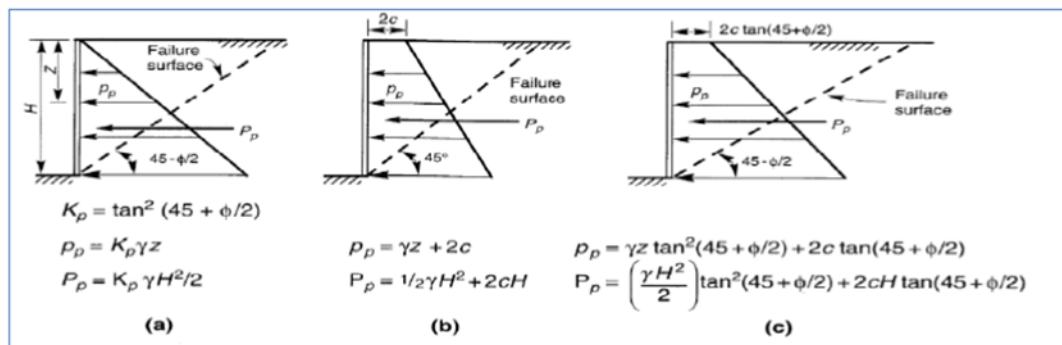
Η παθητική συνισταμένη P_p δρα στο 1/3 του ύψους του τοίχου από τη βάση, έχει διάγραμμα τριγωνικής μορφής και προκύπτει από τη Σχέση 2.8 και το Σχήμα 2.12:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.8)$$



Σχήμα 2.12: Ενεργητική πίεση κατά Rankine: α) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής, β) συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής, γ) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής

Κατά τον σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη η παρουσία των υδατικών πιέσεων. Συγκεκριμένα, η υδροστατική δύναμη του νερού προστίθεται στην οριζόντια δύναμη που ασκείται στον τοίχο, λόγω των εδαφικών ωθήσεων (Σχήμα 2.13).

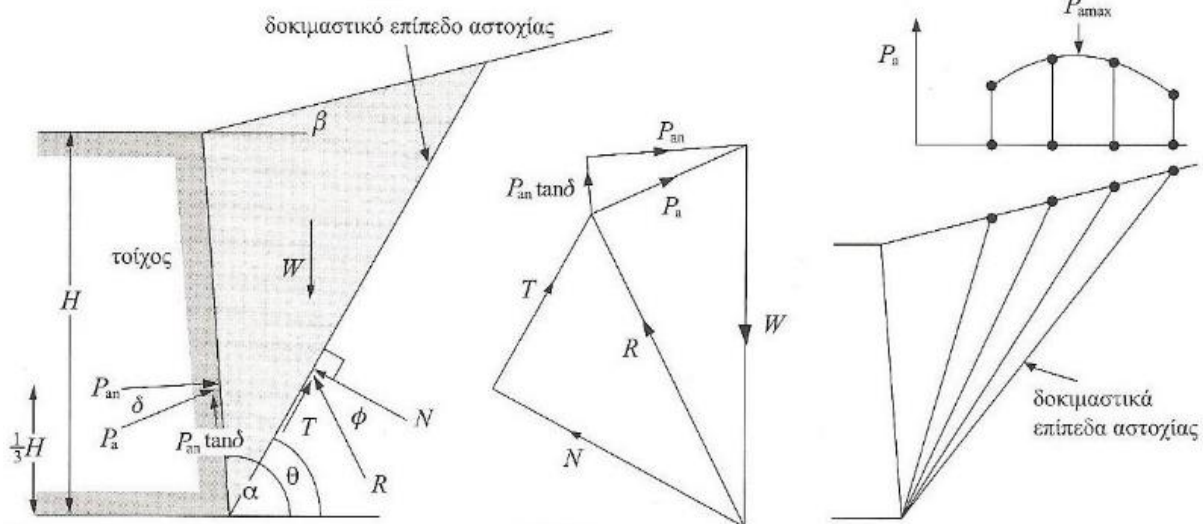


Σχήμα 2.13: Παθητική πίεση κατά Rankine: α) μη-συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής, β) συνεκτικό έδαφος χωρίς αντίσταση τριβής, γ) συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής

2.6 Υπολογισμός εδαφικών ωθήσεων κατά Coulomb

Η μέθοδος Coulomb [12] αποτελεί τη δεύτερη και παλαιότερη απλοποιημένη μέθοδο υπολογισμού των ενεργητικών και παθητικών εδαφικών ωθήσεων των τοίχων αντιστήριξης. Σε αντίθεση με τη μέθοδο Rankine, η μέθοδος αυτή θεωρεί πως η τριβή επηρεάζει τις πιέσεις που ασκούνται στο σύστημα τοίχος - έδαφος, καθώς και η κλίση του τοίχου αντιστήριξης και του εδάφους αυτού καθαυτού. Ακόμη, αναφορικά με την τριβή, η μέθοδος Coulomb κάνει την παραδοχή ότι αυτή κατανέμεται ομοιόμορφα στην επιφάνεια όπου ασκείται. Τέλος, σημαντικότερη όλων αποτελεί η παραδοχή πως όλες οι επιφάνειες αστοχίας θεωρούνται επίπεδες, τόσο για την ενεργητική όσο και την παθητική αστοχία. Ωστόσο, αυτό δεν ταυτίζεται με την πραγματικότητα, καθώς, λόγω της τριβής του τοίχου που λαμβάνεται υπόψιν, οι επιφάνειες αστοχίας καμπυλώνονται στα κατώτατα τμήματά τους [5].

Αναλυτικότερα, όταν ο τοίχος αντιστήριξης μετακινείται από το έδαφος, μία εδαφική μάζα αποκόπτεται από το έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μίας επιφάνειας θραύσης, δημιουργώντας μία σφήνα μεταξύ επιφάνειας θραύσης, επιφάνειας εδάφους και διεπιφάνειας μετώπου - εδάφους. Χρησιμοποιώντας τη γεωμετρία που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.14, λαμβάνει χώρα ο υπολογισμός της συνισταμένης των ενεργητικών ωθήσεων, μέσω της θεωρίας ισορροπίας του χώρου της προαναφερθείσας σφήνας.



Σχήμα 2.14: Θεωρία Coulomb - ενεργητική ώθηση

Επιπρόσθετα, θεωρώντας πως το εδαφικό πρίσμα κινείται σε σχέση με το τραχύ μέτωπο του τοίχου αντιστήριξης, προκύπτει πως η συνισταμένη των ωθήσεων γαιών ασκείται υπό γωνία δ σε σχέση με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου [3]. Αντίστοιχα, η εδαφική διατμητική αντοχή ενεργοποιείται λόγω της βαρύτητας, όπου τείνει να μετακινήσει τη σφηνοειδή επιφάνεια βάρους W προς τα κάτω, ενεργοποιώντας έτσι την τριβή στο τραχύ μέτωπο του τοίχου και την επιφάνεια αστοχίας. Η ενεργός αυτή ώθηση της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας, σε συνθήκες ελάχιστης ενεργητικής πίεσης, προκύπτει από τη Σχέση 2.9:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.9)$$

όπου το K_a υπολογίζεται από τη Σχέση 2.10:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.10)$$

Επιπρόσθετα, η γωνία α της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας με το οριζόντιο επίπεδο προκύπτει από τη Σχέση 2.11:

$$\alpha = \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.11)$$

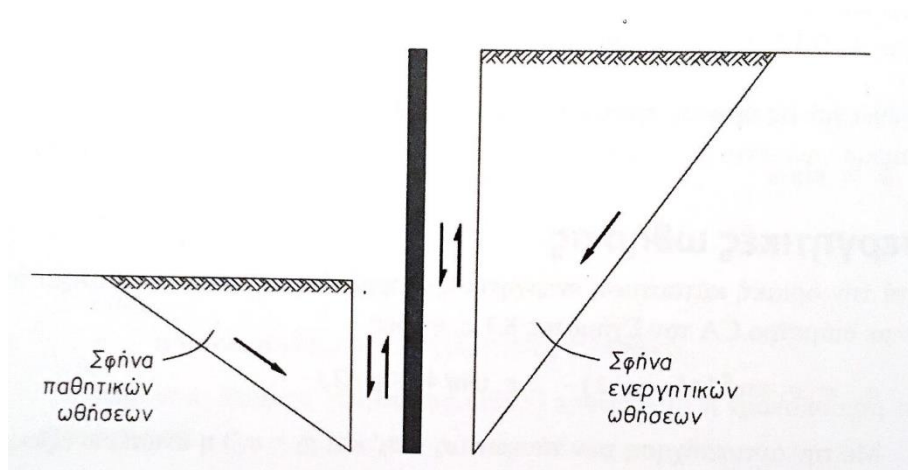
με τους συντελεστές C_1 και C_2 να προκύπτουν από τις Σχέσεις 2.12 και 2.13 αντίστοιχα.

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] [1 + \tan(\delta + \theta) \cot(\varphi - \theta)]} \quad (2.12)$$

$$C_2 = 1 + \{\tan(\delta + \beta) [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)]\} \quad (2.13)$$

Στην περίπτωση όπου υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας κάτω από τον τοίχο αντιστήριξης, υπάρχει η πιθανότητα διήθησης προς ένα κατακόρυφο στραγγιστήρι στον τοίχο ή στον πόδα. Για το λόγο αυτό, χρήζει κατασκευής ένα δίκτυο ροής, ώστε να αποτιμηθούν οι επιδράσεις της ροής και η κατανομή των πιέσεων του νερού που επηρεάζουν τις ενεργές τάσεις. Ωστόσο, αυτό αποτελεί μία αρκετά πολύπλοκη διαδικασία. Προς αποφυγή αυτής και υπέρ μίας απλοποιημένης μεθόδου, γίνεται η υπόθεση ότι η διαφορά στο ολικό υδραυλικό ύψος κατανέμεται κανονικά γύρω από την κατασκευή, αμφότερα αυτής και οι πιέσεις των πόρων λαμβάνονται από τη Σχέση 2.14 (Σχήμα 2.15):

$$\text{Πιεζομετρικό ύψος} = \text{Ολικό ύψος} - \text{Ύψος θέσης} \quad (2.14)$$



Σχήμα 2.15: Ανάπτυξη δυνάμεων τριβής κατά μήκος της διεπιφάνειας εδάφους και στοιχείου αντιστήριξης

Αντίστοιχα, η παθητική ώθηση προκύπτει από τη Σχέση 2.14 (Σχήμα 2.15):

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (2.14)$$

όπου ο συντελεστής μέγιστης παθητικής αστοχίας προσδιορίζεται από τη Σχέση 2.15:

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

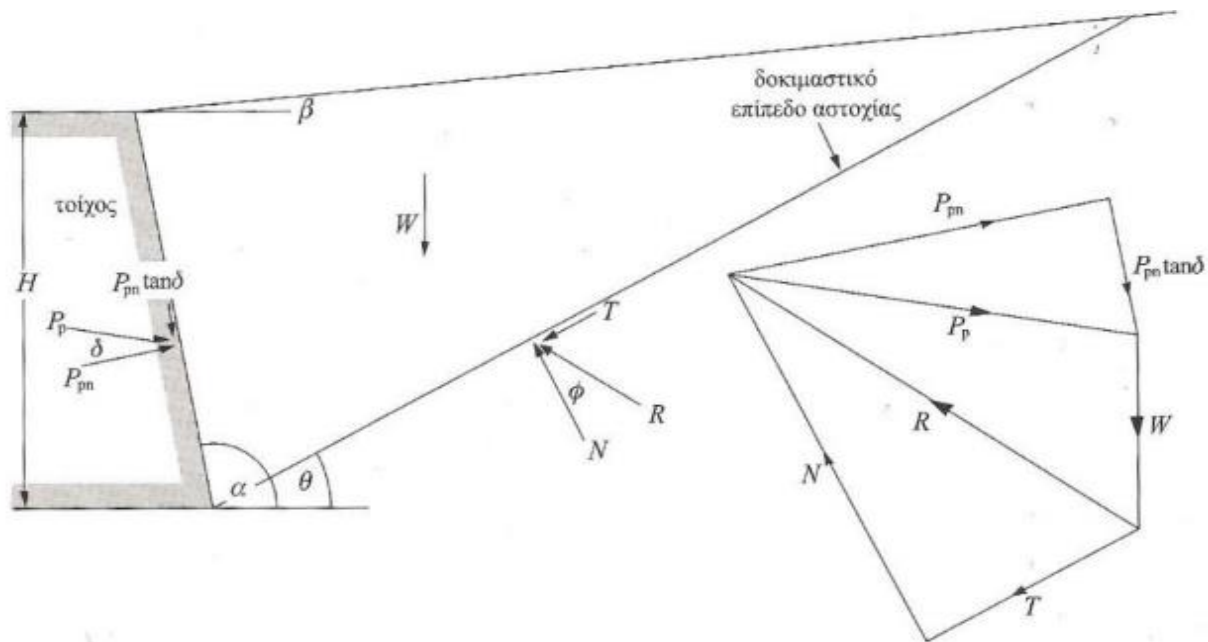
Όπως και στην ενεργητική σφήνα, η γωνία κρίσιμης αστοχίας για την παθητική προκύπτει από τη Σχέση 2.16:

$$\alpha = -\varphi + \tan^{-1} \left[\frac{\tan(\varphi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (2.16)$$

με τους συντελεστές C_3 και C_4 να προκύπτουν από τις Σχέσεις 2.17 και 2.18 αντίστοιχα.

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] [1 + \tan(\delta - \theta) \cot(\varphi + \theta)]} \quad (2.17)$$

$$C_4 = 1 + \{\tan(\delta - \beta) [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)]\} \quad (2.18)$$



Σχήμα 2.16: Θεωρία Coulomb - παθητική ώθηση (για μικρές τιμές του δ)

2.7 Υπολογισμός σεισμικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης κατά Mononobe-Okabe

Ο ολοκληρωμένος σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης οφείλει να εξετάζει τη συμπεριφορά του κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η σεισμική αυτή συμπεριφορά επηρεάζεται άμεσα από τις πλευρικές ωθήσεις κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, όπου στις οποίες, πέρα από τις ήδη υφιστάμενες γεωστατικές τάσεις, προστίθενται και οι δυναμικές που οφείλονται καθαρά στο σεισμικό γεγονός. Έτσι, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, μεταβάλλονται οι υπό μελέτη εδαφικές πιέσεις στον τοίχο αντιστήριξης, ενώ συγκεκριμένα σε ένα τοίχο βαρύτητας αυτές αυξάνονται

ιδιαίτερα σημαντικά. Δύο αναλυτικές μέθοδοι υπολογισμού, των δυναμικών ωθήσεων που ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης, είναι αυτή των Monopobe – Okabe [13] και αυτή των Seed και Whitman [14], όπου αναλύονται συνοπτικά παρακάτω.

Η μέθοδος Monopobe-Okabe βασίζεται στην απλοποιημένη μέθοδο Coulomb και αποτελεί μία ψευδοστατική διαδικασία υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων ενός τοίχου αντιστήριξης για ένα συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός. Πιο συγκεκριμένα, αποτελεί μία μέθοδος όπου συνυπολογίζει τις δυναμικές και παθητικές ωθήσεις, θεωρώντας ψευδοστατικές επιταχύνσεις πάνω στην εδαφική σφήνα στον οριζόντιο και τον κατακόρυφο άξονα. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, η μέθοδος θεωρεί πως οι δυνάμεις ασκούνται σε μία ενεργητική σφήνα με συνεκτικούς εδάφους και πως οι δυνάμεις αυτές αποτελούνται από τις στατικές δυνάμεις της μεθόδου Coulomb, από την οριζόντια ψευδοστατική δύναμη $a_h=k_h g$ και την αντίστοιχη κατακόρυφη $a_v=k_v g$. Έτσι, η συνολική ενεργητική ώθηση προκύπτει από τη Σχέση 2.19:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.19)$$

όπου K_{AE} είναι ο συντελεστής ενεργητικής πίεσης αναφορικά με τις δυναμικές ωθήσεις και, για γωνίες $\varphi - \beta \geq \psi$, προκύπτει από τη Σχέση 2.20, όπου η γωνία ψ προκύπτει από τη Σχέση 2.21 αντίστοιχα:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.20)$$

$$\psi = \tan^{-1} [k_h / (1 - k_v)] \quad (2.21)$$

Αναφορικά με γωνία της κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας υπολογίζεται, όμοια με τη στατική περίπτωση, βάσει της Σχέσης 2.22:

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi - \beta - \psi) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (2.22)$$

με τους συντελεστές C_{1E} και C_{2E} να προκύπτουν από τις Σχέσεις 2.23 και 2.24:

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \beta - \psi) [\tan(\varphi - \beta - \psi) + \cot(\varphi - \theta - \psi)] [1 + \tan(\delta + \theta + \psi) \cot(\varphi - \theta - \psi)]} \quad (2.23)$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \theta + \psi) [\tan(\varphi - \beta - \psi) + \cot(\varphi - \theta - \psi)] \} \quad (2.24)$$

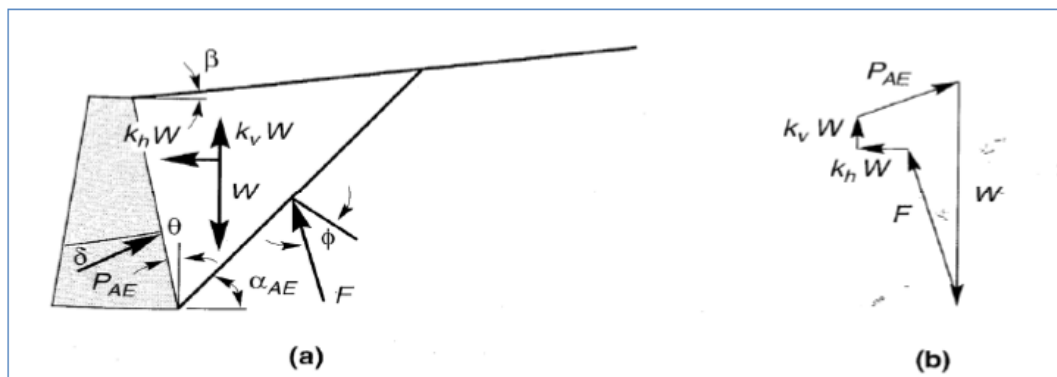
Συνεχίζοντας την εφαρμογή της μεθόδου, υπολογίζεται η συνολική ενεργητική ώθηση, σύμφωνα με τη Σχέση 2.25:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (2.25)$$

Παρά την έως τώρα θεώρηση πως η στατική ώθηση ασκείται στο $1/3$ του ύψους του τοίχου αντιστήριξης από τη βάση του, στη μέθοδο αυτή πειραματικά προκύπτει ότι η συνιστώσα ΔP_{AE} ασκείται σε μεγαλύτερο ύψος, όπου συγκεκριμένα ο υπολογισμός του ύψους αυτού προκύπτει από τη Σχέση 2.26:

$$h = \frac{P_A \frac{H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (2.26)$$

Πειραματικά, προκύπτει πως το προαναφερθέν ύψος τείνει στο $1/2$ του ύψους του τοίχου αντιστήριξης (Σχήμα 2.17), ενώ για τη μέθοδο αυτή δύναται να αγνοηθεί η κατακόρυφη επιτάχυνση, σε μία τυπική περίπτωση τοίχου αντιστήριξης.



Σχήμα 2.17: α) Ασκούμενες δυνάμεις στην ενεργητική σφήνα Mononobe-Okabe, β) Δυναμοπολύγωνο Mononobe-Okabe

Συνεχίζοντας, ακολουθεί ο υπολογισμός των παθητικών μεγεθών της μεθόδου. Η συνολική παθητική ώθηση ενός τοίχου αντιστήριξης ξηρού μη-συνεκτικού αντιστηριζόμενου εδάφους υπολογίζεται από τη Σχέση 2.27:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (2.27)$$

όπου το K_{PE} υπολογίζεται από τη Σχέση 2.28:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2.28)$$

Η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας υπολογίζεται από τη Σχέση 2.29:

$$\alpha_{PE} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan(\varphi + \beta + \psi) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (2.29)$$

όπου:

$$C_{3E} = \frac{1}{\sqrt{\tan(\varphi + \beta - \psi) [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)] [1 + \tan(\delta - \theta + \psi) \cot(\varphi + \theta - \psi)]}} \quad (2.30)$$

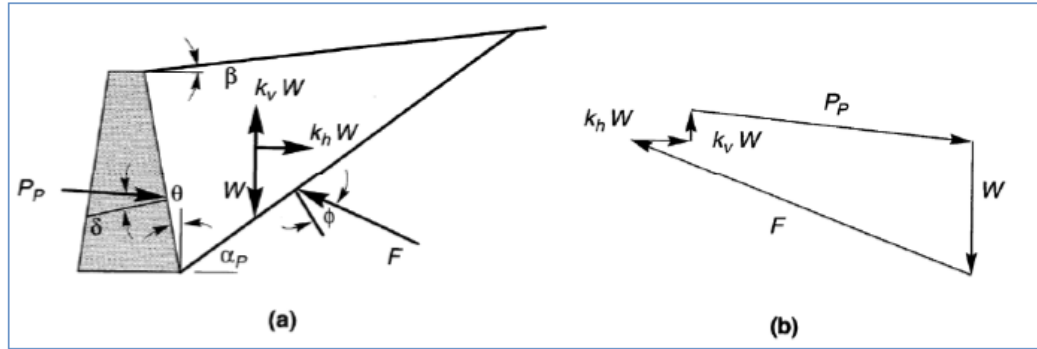
και:

$$C_{4E} = 1 + \{\tan(\delta - \theta + \psi) [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)]\} \quad (2.31)$$

Η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων προκύπτει από τη Σχέση 2.32:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (2.32)$$

Ολοκληρώνοντας τη θεωρία της μεθόδου Mononobe-Okabe, άξιο αναφοράς αποτελεί πως όταν η ψευδοστατική επιτάχυνση είναι θετικής διεύθυνσης, η παθητική ώθηση συμβάλλει θετικά στην ευστάθεια του τοίχου αντιστήριξης και οι σεισμικές ωθήσεις είναι μικρότερες των στατικών (Σχήμα 2.18). Στην αντίθετη περίπτωση, οι ενεργητικές ωθήσεις αυξάνουν, οι σεισμικές ωθήσεις ξεκινούν να συμβάλλουν όλο και περισσότερο στην επίλυση του συστήματος τοίχου-εδάφους και συνεπώς η ευστάθεια του τοίχου μειώνεται συνεχώς με τις στατικές ωθήσεις να κρίνονται όλο και πιο αμελητέες [1].



Σχήμα 2.18: α) Ασκούμενες δυνάμεις στην παθητική εδαφική σφήνα, β) Δυναμοπολύγωνο παθητικών και στατικών δυνάμεων

2.8 Υπολογισμός ώθήσεων κατά Seed-Whitman

Η μέθοδος Seed-Whitman αποτελεί εξέλιξη και υποκατηγορία της μεθόδου Mononobe – Okabe, η οποία για τυπικές τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ υπολογίζει το συντελεστή δυναμικής ώθησης σύμφωνα με τη Σχέση 2.33:

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} \alpha_h \quad (2.33)$$

Έπιπρόσθετα, η μέθοδος αυτή διαφοροποιείται από την προηγούμενη, καθώς αντικαθιστώντας στη Σχέση 2.19 τη νέα σχέση υπολογισμού του συντελεστή δυναμικής ώθησης (Σχέση 2.33), προκύπτει η νέα σχέση υπολογισμού της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης (Σχέση 2.34):

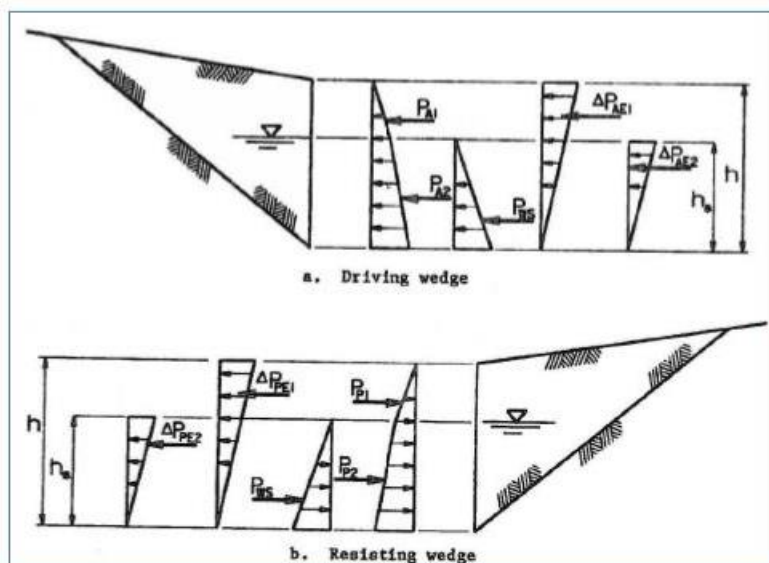
$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (K_A + \frac{3}{4} a_h) \quad (2.34)$$

Επαγωγικά, η δυναμική ώθηση προκύπτει πλέον από τη Σχέση 2.35:

$$\Delta P_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2 \cong \frac{3}{8} \alpha_h \gamma H^2 \quad (2.35)$$

Τέλος, το ύψος εφαρμογής της συνολικής ώθησης, όπως διαφαίνεται και στο Σχήμα 2.19, υπολογίζεται από τη Σχέση 2.36, όπου ουσιαστικά αποτελεί διαφοροποίηση της Σχέσης 2.26 της μεθόδου Mononobe – Okabe.

$$h = \frac{P_{A\frac{H}{3}} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \cong 0.4H \quad (2.36)$$



Σχήμα 2.19: Συνολικές σεισμικές ωθήσεις αποτελούμενες από τις συνιστώσες και δυναμικές ωθήσεις (Seed & Whitman, 1970)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Μέθοδοι σχεδιασμού με Ευρωκώδικες και ACI 318

3.1 Γενικά

Ο σκοπός του σχεδιασμού μιας κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα είναι η επίτευξη μιας αποδεκτής πιθανότητας ότι αυτή θα λειτουργεί ικανοποιητικά καθ' όλη την διάρκεια της ζωής της. Αυτό σημαίνει ότι η κατασκευή αυτή θα πρέπει:

- να μεταφέρει τα φορτία που την καταπονούν με ασφάλεια στο έδαφος,
- να μη παραμορφώνεται υπερβολικά, και
- να διαθέτει επαρκή ανθεκτικότητα και αντίσταση στις επιδράσεις της υγρασίας και πυρκαγιάς.

Τις τελευταίες δεκαετίες, η μέθοδος σχεδιασμού κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα, που έχει επικρατήσει διεθνώς, είναι αυτή των οριακών καταστάσεων. Η μέθοδος αυτή στηρίζεται στη θεωρία, το πείραμα και την εμπειρία. Τονίζεται ότι, οι υπολογισμοί από μόνοι τους (η θεωρία) δεν επαρκούν για μια ασφαλή, λειτουργική και ανθεκτική κατασκευή. Απαιτείται, εξίσου, η σωστή επιλογή των υλικών, η ποιότητα, ο έλεγχος και η επίβλεψη της κατασκευής.

Ασφαλής σχεδιασμός μιας κατασκευής σημαίνει ότι αυτή δεν θα πρέπει να γίνει ακατάλληλη για χρήση, κατά την διάρκεια της ζωής της, φθάνοντας μια οριακή κατάσταση. Αυτό επιτυγχάνεται σχεδιάζοντας την κατασκευή με τέτοιο τρόπο ώστε αυτή να μην φθάσει την οριακή αυτή κατάσταση. Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής θα πρέπει να γίνει για δύο οριακές καταστάσεις:

- για την οριακή κατάσταση αντοχής: η συνολική κατασκευή ή τα στοιχεία της δεν πρέπει να καταρρεύσουν, να ανατραπούν ή να υποστούν λυγισμό, όταν επιβάλλονται τα φορτία σχεδιασμού,
- για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας: η κατασκευή δεν πρέπει να γίνει ακατάλληλη προς χρήση εξαιτίας υπερβολικών παραμορφώσεων, ρηγματώσεων ή ταλαντώσεων.
- Επίσης, η κατασκευή θα πρέπει να έχει αντοχή στον χρόνο, δηλαδή, δεν πρέπει να υποβαθμίζεται ή να υφίσταται εκτεταμένες βλάβες από το περιβάλλον στο οποίο θα εκτεθεί, ή από χημικές ουσίες που θα έλθουν σε επαφή με αυτή. Σε κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα, η συνήθης πρακτική είναι να τις σχεδιάζουμε πρώτα για την οριακή κατάσταση αντοχής, και στην συνέχεια, να τις ελέγχουμε για λειτουργικότητα και να εξασφαλίζουμε την ανθεκτικότητα παίρνοντας τις αναγκαίες προφυλάξεις.

3.2 Οριακές καταστάσεις αντοχής

Σύμφωνα με τους Δομικούς Ευρωκώδικες [15],[16], κατά τον σχεδιασμό μέσω οριακών καταστάσεων εξετάζεται εάν η κατασκευή, ή μέρος αυτής, ικανοποιεί μία σειρά απαιτήσεων (οριακών καταστάσεων), πέρα των οποίων η κατασκευή δεν ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις.

Αυτές ορίζονται ως οι καταστάσεις πέρα από τις οποίες η κατασκευή δεν πληροί τις απαιτήσεις συμπεριφοράς του σχεδιασμού. Μπορεί να περιλαμβάνει ένα εύρος οριακών καταστάσεων όπως:

- ρηγμάτωση, που δίνει μια άσχημη εμφάνιση
- μη αποδεκτές δονήσεις
- παραμόρφωση ή εκτροπή που οδηγεί σε απώλεια στεγανότητας, ή μείωση ανθεκτικότητας, ή απώλεια λειτουργικότητας

- κατάρρευση ολόκληρης ή μέρους μιας κατασκευής λόγω υπέρμετρης μετακίνησης, όπως υποχώρηση, καθίζηση, ή ανύψωση των θεμελίων
- κατάρρευση ολόκληρης ή μέρους μιας κατασκευής λόγω αστοχίας του εδάφους από υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας, της αντίστασης σε ολίσθηση, ή ολικής αστάθειας όπως σε ένα πρανές, ένα ανάχωμα και φυσικά και όπως και στην δική μας περίπτωση, σε έναν τοίχο αντιστήριξης.

Η οριακή κατάσταση αντοχής αφορά στην κατάσταση, όπου σχετίζεται με την κατάρρευση ή αστοχία μιας κατασκευής ή ενός δομικού στοιχείου (συμπεριλαμβανομένης της απώλειας ισορροπίας ή ευστάθειας).

Η οριακή κατάσταση STR

Μια κατασκευή από Ο/Σ θα πρέπει να σχεδιάζεται έτσι ώστε αυτή να μπορεί να παραλαμβάνει και να μεταφέρει με ασφάλεια στο έδαφος όλους τους συνδυασμούς φορτίων, που θα την καταπονήσουν κατά την διάρκεια της ζωής της. Με τον σχεδιασμό, οι διατομές των δομικών στοιχείων της κατασκευής θα πρέπει να αποκτούν την απαιτούμενη ικανότητα (αντοχή) ώστε να είναι ικανές να αντιδρούν αποτελεσματικά (να ανθίστανται) στα εντατικά φορτία διατομής που θα αναπτυχθούν σε αυτές. Στον σχεδιασμό έναντι οριακών καταστάσεων αντοχής, οι τιμές των πραγματικών φορτίων που καταπονούν την κατασκευή παίρνονται υπόψη επαυξημένες, ενώ οι τιμές των πραγματικών αντοχών των υλικών μειωμένες, χρησιμοποιώντας κατάλληλους συντελεστές. Αυτό γίνεται για να παρθούν υπόψη αβεβαιότητες που υπεισέρχονται στην εκτίμηση της τιμής των πραγματικών φορτίων και αντοχών.

Η οριακή κατάσταση EUQ (ευστάθεια)

Το τελικό αποτέλεσμα του σχεδιασμού θα πρέπει να είναι μια κατασκευή ευσταθής. Η ολική ευστάθεια μιας κατασκευής επιτυγχάνεται με διατμητικά τοιχώματα, πυρήνες κλιμακοστασίων, άκαμπτα πλαίσια ή με συνδυασμό των στοιχείων αυτών. Στην οριακή αυτή κατάσταση, η κατασκευή ή ένα τμήμα της, θεωρούμενα ως απολύτως στερεό σώμα, θα ελέγχονται ότι δεν χάνουν την στατική τους ισορροπία.

Η στιβαρότητα (Robustness)

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να εξασφαλίζει ότι μια βλάβη σε ένα επιμέρους μικρό τμήμα της κατασκευής, ή η αστοχία ενός μόνο στοιχείου της κατασκευής, δε θα προξενεί

κατάρρευση του μεγαλύτερου τμήματος της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι, με τον κατάλληλο σχεδιασμό, η κατασκευή θα πρέπει να αποκτά έναν μηχανισμό αντίστασης στην διαδοχική κατάρρευση. Άλλες οριακές καταστάσεις αστοχίας, που θα μπορούσαν να εμφανισθούν σε μια κατασκευή, είναι:

- Η οριακή κατάσταση GEO: Η κατασκευή αστοχεί είτε από θραύση εδάφους ή από υπερβολικές εδαφικές μετακινήσεις.
- Η οριακή κατάσταση FAT: Η κατασκευή αστοχεί από κόπωση.
- Η οριακή κατάσταση UPL: Η κατασκευή ή το έδαφος χάνουν την στατική τους ισορροπία, λόγω της άνωσης νερού ή λόγω άλλων κατακόρυφων δράσεων.
- Η οριακή κατάσταση HYD: Η κατασκευή αστοχεί από φαινόμενα που συνδέονται με την ροή του νερού στο έδαφος .

3.3 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Η εγκάρσια μετατόπιση των στοιχείων (βύθιση)

Οι παραμορφώσεις μιας κατασκευής δεν πρέπει να επηρεάζουν την λειτουργικότητα ή την εμφάνισή της. Ο υπολογισμός της βύθισης ενός δομικού στοιχείου μιας κατασκευής δεν είναι πάντα μια εύκολη υπόθεση. Σε συμβατικές περιπτώσεις, οι κανονισμοί επιτρέπουν την χρήση σχετικών διαγραμμάτων στατικού ύψους/ανοίγματος, για τον έλεγχο ικανοποίησης των σχετικών απαιτήσεων.

Η Ρηγμάτωση

Οι ρηγματώσεις των στοιχείων μιας κατασκευής μπορούν να κρατηθούν σε λογικά όρια ακολουθώντας τις σχετικές οδηγίες των κανονισμών για τις λεπτομέρειες όπλισης. Σε ένα δομικό στοιχείο, το εύρος των ρωγμών μπορεί να υπολογισθεί, αλλά είναι μια δυσχερής διαδικασία και στις πιο απλές ακόμα περιπτώσεις. Ο υπολογισμός του εύρους ρωγμών γίνεται στα πλαίσια της γραμμικής ανάλυσης της διατομής. Η ρηγμάτωση μπορεί να ελεγχθεί με τις λεπτομέρειες όπλισης, που σχετίζονται με τις αποστάσεις των ράβδων όπλισμού στις περιοχές που το σκυρόδεμα είναι σε εφελκυσμό.

3.4 Σχεδιασμός με Ευρωκώδικες

Δράσεις

Με τον όρο ‘δράση’, εννοούμε τις δυνάμεις (φορτία) που εφαρμόζονται άμεσα σε μια κατασκευή, ή τις επιταχύνσεις και τις εμποδιζόμενες παραμορφώσεις, που εισάγουν έμμεσα δυνάμεις σε αυτήν. Για παράδειγμα, οι θερμοκρασιακές διακυμάνσεις σε ένα δομικό στοιχείο του δομικού συστήματος μιας κατασκευής προκαλούν θερμικές διαστολές (ή συστολές) σε αυτό, οι οποίες, αν εμποδίζονται να αναπτυχθούν, προκαλούν θερμικές τάσεις στο δομικό σύστημα. Το ίδιο συμβαίνει στο δομικό σύστημα κατασκευής, αν εμποδισθεί η ανάπτυξη των διαφορικών καθιζήσεων, οι οποίες μπορούν να εμφανισθούν στην θεμελίωσή της. Οι επιταχύνσεις που επιβάλλονται στη μάζα της κατασκευής από ένα σεισμό, προκαλούν αδρανειακές δυνάμεις στο δομικό της σύστημα.

Το αποτέλεσμα μιας δράσης στο δομικό σύστημα της κατασκευής είναι η ανάπτυξη τάσεων και παραμορφώσεων στο ‘εσωτερικό’ του. Οι τάσεις περιγράφουν την εντατική κατάσταση του δομικού συστήματος, η οποία, εναλλακτικά, μπορεί να περιγραφεί με τα εντατικά μεγέθη διατομής. Οι παραμορφώσεις μαζί με τις μετατοπίσεις περιγράφουν την παραμορφωσιακή κατάσταση του δομικού συστήματος. Στην συνέχεια, μια δράση που επενεργεί στο δομικό σύστημα μιας κατασκευής θα συμβολίζεται με F και το αποτέλεσμα της στο δομικό σύστημα, που μπορεί να είναι είτε ένα μέγεθος έντασης ή ένα μέγεθος παραμόρφωσης, θα συμβολίζεται με το γράμμα E .

Οι δράσεις, που θα επενεργήσουν σε μία κατασκευή, κατά την διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της, ταξινομούνται σε :

- Μόνιμες δράσεις (G): Το μέγεθος των δράσεων αυτών θεωρείται σταθερό με το χρόνο. Επίσης, ως μόνιμες δράσεις θεωρούνται και εκείνες των οποίων το μέγεθος μεταβάλλεται μονοτονικά μέχρι να φθάσει σε μια ορισμένη οριακή τιμή. Τέτοιες δράσεις είναι το ίδιο βάρος των δομικών στοιχείων της κατασκευής, των δαπέδων, των επιστρώσεων, των τοιχοπληρώσεων, κτλ.
- Μεταβλητές δράσεις (Q): Η μεταβολή των δράσεων αυτών μεταβάλλεται με το χρόνο. Οι μεταβλητές δράσεις που επενεργούν στα δάπεδα των κατασκευών προέρχονται από τους τους ανθρώπους, τα έπιπλα, τον εξοπλισμό, κλπ. Στις

μεταβλητές δράσεις, συμπεριλαμβάνονται οι πιέσεις του ανέμου, που εξασκούνται πλευρικά στις κατασκευές, και το βάρος του χιονιού, που εξασκείται στις οροφές των κατασκευών.

- Τυχηματικές δράσεις (A): Συνήθως, οι δράσεις αυτές έχουν μικρή χρονική διάρκεια εφαρμογής στην κατασκευή, έχουν όμως σημαντικό μέγεθος. Η πιθανότητα να εμφανισθούν στην κατασκευή, κατά την διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της, είναι πολύ μικρή. Τέτοιες δράσεις, για παράδειγμα, προέρχονται από την σύγκρουση ενός οχήματος πάνω στην κατασκευή, από μια έκρηξη, κλπ.
- Σεισμικές δράσεις (A_E). Οι σεισμικές δράσεις είναι οι αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην μάζα των κατασκευών κατά την διάρκεια ενός σεισμού.

Χαρακτηριστικές τιμές δράσεων

Η χαρακτηριστική τιμή μιας δράσης, που θα δηλώνεται με F_k , αντιπροσωπεύει την ‘πραγματική’ τιμή της, με την οποία θα επενεργήσει στην κατασκευή κατά την διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της. Η χαρακτηριστική τιμή θα παρέχεται με μια ονομαστική τιμή, που δεν θα προκύπτει στατιστικά (ίδιο βάρος), ή με μια αντιπροσωπευτική τιμή, που θα προσδιορίζεται στατιστικά. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων, που προκύπτουν στατιστικά, αντιπροσωπεύονται με τις μέγιστες τιμές τους, που δεν θα ξεπερασθούν κατά την διάρκεια της ζωής της κατασκευής. Στατιστικά, οι μέγιστες αυτές τιμές έχουν μια πιθανότητα 95 % να μην ξεπερασθούν κατά την διάρκεια της ζωής της κατασκευής.

Η χαρακτηριστική τιμή μιας μόνιμης δράσης θα εκτιμάται ως εξής. Αν η μεταβολή της κατά την διάρκεια της ζωής σχεδιασμού της κατασκευής είναι μικρή, θα χρησιμοποιείται μια μόνο τιμή, που θα δηλώνεται με G_k . Αν η μεταβολή της είναι σημαντική, θα χρησιμοποιούνται δύο χαρακτηριστικές τιμές: μια ανώτερη τιμή, που θα δηλώνεται με $G_{k,suo}$, και μια κατώτερη τιμή που θα δηλώνεται με $G_{k,inf}$.

Η χαρακτηριστική τιμή μίας μεταβλητής δράσης Q , που θα δηλώνεται με Q_k , θα εκτιμάται στατιστικά, με τον τρόπο που προαναφέρθηκε. Για τις μεταβλητές δράσεις, εισάγεται η έννοια της αντιπροσωπευτικής τιμής. Έτσι, η κάθε μεταβλητή δράση Q_k μπορεί να πάρει μια από τις παρακάτω αντιπροσωπευτικές τιμές:

- η τιμή συνδυασμού $\psi_0 Q_k$, που χρησιμοποιείται στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού και σε μη αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.
- η συχνή τιμή $\psi_1 Q_k$, που χρησιμοποιείται στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού που εμπλέκουν τυχηματικές δράσεις και σε αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.
- η ψευτο-μόνιμη τιμή $\psi_2 Q_k$, που χρησιμοποιείται στις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού που εμπλέκουν τυχηματικές δράσεις και σε αναστρέψιμες οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας,

Επίσης, χρησιμοποιείται σε υπολογισμούς μακροχρόνιων αποτελεσμάτων στις κατασκευές, όπως, για παράδειγμα, είναι ο υπολογισμός της βύθισης μιας δοκού λόγω ερπυσμού.

Στις παραπάνω εκφράσεις των αντιπροσωπευτικών τιμών μιας μεταβλητής δράσης, τα ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 είναι οι συντελεστές συνδυασμού και παρέχονται από τον Πίνακα 3.1, για διάφορα επιβαλλόμενα φορτία, ενώ μόνιμα και κινητά φορτία για διάφορους τύπους των παραπάνω φορτίων παρέχονται από σχετικούς πίνακες.

Πίνακας 3.1: Τιμές των ψ_0 , ψ_1 , ψ_2

Επιβαλλόμενα φορτία				
Κατηγορία	Περιγραφή	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	Επιφάνειες κατοικιών	0.7	0.5	0.3
B	Επιφάνειες γραφείων	0.7	0.5	0.3
C	Επιφάνειες συναθροίσεων	0.7	0.7	0.6
D	Επιφάνειες καταστημάτων	0.7	0.7	0.6
E	Επιφάνειες αποθηκών	1.0	0.9	0.8
F	Επιφάνειες κυκλοφορίας με βάρος οχημάτων $W \leq 30 \text{ KN}$	0.7	0.7	0.6
G	Επιφάνειες κυκλοφορίας με βάρος οχημάτων $30 \text{ KN} \leq W \leq 160 \text{ KN}$	0.7	0.5	0.3
H	Στέγες	0	0	0
Φορτία χιονιού για περιοχές με υψόμετρο $>1000 \text{ m}$		0.7	0.5	0.2
Φορτία χιονιού για περιοχές με υψόμετρο $\leq 1000 \text{ m}$		0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια		0.6	0.2	0

Δράσεις σχεδιασμού

Στον σχεδιασμό, μια δράση F , που θα επενεργήσει σε μια κατασκευή, χρησιμοποιείται με την τιμή σχεδιασμού της. Γενικά, η τιμή σχεδιασμού μιας δράσης θα συμβολίζεται με F_d και θα προσδιορίζεται από την Σχέση 3.1:

$$F_d = \gamma_f F_{rep} \quad (3.1)$$

Στην παραπάνω σχέση, το F_{rep} είναι η αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης, που ορίζεται με την Σχέση 3.2:

$$F_{rep} = \psi F_k \quad (3.2)$$

όπου F_k είναι η χαρακτηριστική τιμή της δράσης με $\psi = 1, \psi_0, \psi_1, \psi_2$. Το γ_f είναι ένα συντελεστής, που θα ονομάζεται μερικός συντελεστής δράσης. Ο συντελεστής αυτός εισάγει στον σχεδιασμό την πιθανότητα της δυσμενούς απόκλισης της δράσης από την αντιπροσωπευτική της τιμή. Πιο συγκεκριμένα, ο συντελεστής δράσης (ή φορτίου) εισάγεται προκειμένου, στον σχεδιασμό, να ληφθεί υπόψη

- η πιθανή αύξηση του φορτίου (υπερφόρτωση),
- ο πιθανός ανακριβής υπολογισμός του φορτίου,
- η πιθανή ανάπτυξη απρόβλεπτων τάσεων στα δομικά στοιχεία της κατασκευής, και
- η αξιοπιστία της χρησιμοποιούμενης μεθόδου υπολογισμού.

Οριακή κατάσταση EUQ

Μια κατασκευή, λόγω των δράσεων που θα επενεργήσουν σε αυτήν, θα πρέπει να μην ανατρέπεται, να είναι δηλαδή ευσταθής. Κατά τον σχεδιασμό της κατασκευής, ο έλεγχος της οριακής κατάστασης ισορροπίας της γίνεται με την επαλήθευση της Σχέσης 3.3:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (3.3)$$

Όπου $E_{d,dst}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του μεγέθους εκείνου, που αναπτύσσεται στην κατασκευή από τις δράσεις και προξενεί την αστάθεια της. Η ποσότητα $E_{d,stb}$ είναι η τιμή σχεδιασμού του αντίστοιχου μεγέθους που προξενεί ευστάθεια στην κατασκευή.

Η παραπάνω σχέση μπορεί να συμπληρωθεί κατάλληλα με επιπρόσθετους όρους, αν αυτό απαιτηθεί. Τέτοιοι όροι είναι οι δυνάμεις τριβής, που αναπτύσσονται μεταξύ τμημάτων της κατασκευής ή της κατασκευής με το έδαφος. Στον έλεγχο αυτό, η κατασκευή θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως απολύτως στερεό σώμα.

Οριακή κατάσταση STR

Σέ ένα δομικό στοιχείο, οι τύποι αστοχίας που εμφανίζονται σε αυτό, με εξαίρεση τον λυγισμό, αντιστοιχούν σέ ένα εντατικό μέγεθος διατομής του στοιχείου, ή σε έναν συνδυασμό εντατικών μεγεθών διατομής του. Έτσι, έχουμε αστοχία του στοιχείου από κάμψη, αστοχία από διάτμηση κλπ. Καθότι η αστοχία ενός δομικού στοιχείου συνδέεται με τα εντατικά μεγέθη διατομής του, ο σχεδιασμός του ανάγεται στον σχεδιασμό των διατομών του έναντι των τύπων αστοχίας. Στον σχεδιασμό μιας διατομής ενός δομικού στοιχείου έναντι ενός συγκεκριμένου τύπου αστοχίας, που συνδέεται, ας πούμε, με το εντατικό μέγεθος διατομής E , ο έλεγχος της οριακής κατάστασης STR της διατομής εμπλέκει δύο ποσότητες:

- την τιμή αντίστασης (αντοχής) σχεδιασμού της διατομής R_d έναντι του τύπου αστοχίας, που συνδέεται με το εντατικό μέγεθος E , και
- την τιμή σχεδιασμού E_d του εντατικού μεγέθους E της διατομής.

Κατά τον έλεγχο της της οριακής κατάστασης STR της διατομής, θα πρέπει να ικανοποιείται η Σχέση 3.4:

$$E_d \leq R_d \quad (3.4)$$

Με την σχέση αυτή, τίθεται ένα όριο R_d στο εντατικό μέγεθος E , που δεν πρέπει να ξεπερασθεί από την τιμή σχεδιασμού του E_d . Υπέρβαση του ορίου αυτού, σημαίνει αστοχία της διατομής. Το όριο αυτό, που εκφράζει την ‘αντοχή’ της διατομής, προκύπτει θεωρητικά από την επιμέρους μηχανική συμπεριφορά και αντοχή των δύο υλικών. που συνθέτουν το δομικό στοιχείο, δηλαδή το σκυρόδεμα και ο χάλυβας οπλισμού.

Συνδυασμός δράσεων για οριακές καταστάσεις αντοχής

Σε μια κατασκευή, μπορούν να επενεργούν ταυτόχρονα πολλές δράσεις (φορτία). Ας υποθέσουμε ότι οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων φορτίων, που επενεργούν στο κτίριο, είναι οι $G_{k,1}$, $G_{k,2}$, $G_{k,3}$, ... , ενώ οι χαρακτηριστικές τιμές των μεταβλητών

φορτίων είναι οι $Q_{k,1}, Q_{k,2}, Q_{k,3}, \dots$. Στα μεταβλητά φορτία, ως έχουμε επιλέξει την χαρακτηριστική τιμή εκείνου του φορτίου εκείνου που το θεωρούμε ως το κυρίαρχο φορτίο μεταβλητό φορτίο στην κατασκευή.

i. *Συνδυασμός φορτίων EQU*

Στην οριακή κατάσταση EQU, τα φορτία σχεδιασμού, που επενεργούν στην κατασκευή, θα υπολογίζονται παρέχεται από την Σχέση 3.5:

$$\text{Φορτίο σχεδιασμού} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_i Q_{k,i} \quad (3.5)$$

Στην σχέση αυτή, οι συντελεστές φορτίου είναι:

- $\gamma_{G,j} = 1.00$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{G,j} = 0.90$ για ευμενή επίδραση,
- $\gamma_{Q,1} = 1.50$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{Q,1} = 1.00$ για ευμενή επίδραση,
- $\gamma_{Q,i} = 1.50$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{Q,i} = 1.00$ για ευμενή επίδραση,

όπου, υπενθυμίζεται ότι το $Q_{k,1}$ είναι το κυρίαρχο μεταβλητό φορτίο και $Q_{k,i} (i > 1)$, τα δευτερεύοντα μεταβλητά φορτία.

ii. *Συνδυασμός φορτίων STR*

Στην οριακή κατάσταση STR, τα φορτία σχεδιασμού, που επενεργούν στην κατασκευή, θα υπολογίζονται παρέχεται από την Σχέση 3.6:

$$\text{Φορτίο σχεδιασμού} = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_i Q_{k,i} \quad (3.6)$$

για την περίπτωση που τα μόνιμα φορτία έχουν ευμενή επίδραση στην κατασκευή, και από την Σχέση 3.7:

$$\text{Φορτίο σχεδιασμού} = \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_i Q_{k,i} \quad (3.7)$$

για την περίπτωση που τα μόνιμα φορτία έχουν δυσμενή επίδραση στην κατασκευή.

Πίνακας 3.2: Απλοποιημένες εξισώσεις για ελέγχους EQU και STR

Σταθερές και μεταβαλλόμενες περιπτώσεις σχεδιασμού	Μόνιμα φορτία		Κυρίαρχο μεταβλητό φορτίο		Δευτερεύον μεταβλητό φορτίο	
	Δυσμενές	Ευμενές	Δυσμενές	Ευμενές	Δυσμενές	Ευμενές
EQU (1.1)	$1.10 G_{k,sup}$	$0.90 G_{k,inf}$	$1.50 Q_{k,1}$	0	$1.50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	0
STR (1.1)	$1.35 G_{k,sup}$	$1.00 G_{k,inf}$	$1.50 Q_{k,1}$	0	$1.50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	0
STR (1.1)a	$1.35 G_{k,sup}$	$1.00 G_{k,inf}$	$1.50 \psi_{0,i} Q_{k,1}$	0	$1.50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	0
STR (1.1)b	$1.15 G_{k,sup}$	$1.00 G_{k,inf}$	$1.50 Q_{k,1}$	0	$1.50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	0

Στην σχέση αυτή, οι συντελεστές φορτίου είναι:

- $\gamma_{G,j} = 1.35$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{G,j} = 1.00$ για ευμενή επίδραση,
- $\gamma_{Q,1} = 1.50$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{Q,1} = 1.00$ για ευμενή επίδραση,
- $\gamma_{Q,i} = 1.50$ για δυσμενή επίδραση και $\gamma_{Q,i} = 1.00$ για ευμενή επίδραση,
- $\xi = 0.85$ για δυσμενή επίδραση των μόνιμων φορτίων.

Αν οι χαρακτηριστικές τιμές όλων των μόνιμων φορτίων προέρχονται από την ίδια πηγή, όπως είναι το ίδιο βάρος για παράδειγμα, τότε αυτές πολλαπλασιάζονται με 1.35, αν το αποτέλεσμα της δράσης είναι δυσμενές, και με 1.0, αν το αποτέλεσμα είναι ευμενές. Αν στην κατασκευή επενεργούν δύο μόνο μεταβλητά φορτία, τότε οι παραπάνω εξισώσεις αντιπροσωπεύονται από τον Πίνακα 3.2.

Συνδυασμός δράσεων για οριακές καταστάσεις αντοχής

Στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, οι συνδυασμοί που παρέχει ο EC1 είναι αυτοί των Σχέσεων (3.3) για συντελεστές φορτίου ίσους με 1.00. Στην περίπτωση αυτή, η εξίσωση παίρνει την απλοποιημένη μορφή (Σχέση 3.8):

$$\text{Φορτίο σχεδιασμού} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_i Q_{k,i} \quad (3.8)$$

Οι συνδυασμοί παρέχονται από τον Πίνακα 3.3.

Πίνακας 3.3: Συντελεστές φορτίου για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Συνδυασμοί	Μόνιμα φορτία		Μεταβλητά φορτία	
	Δυσμενές	Ευμενές	Δυσμενές	Ευμενές
Χαρακτηριστική	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Συχνή	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

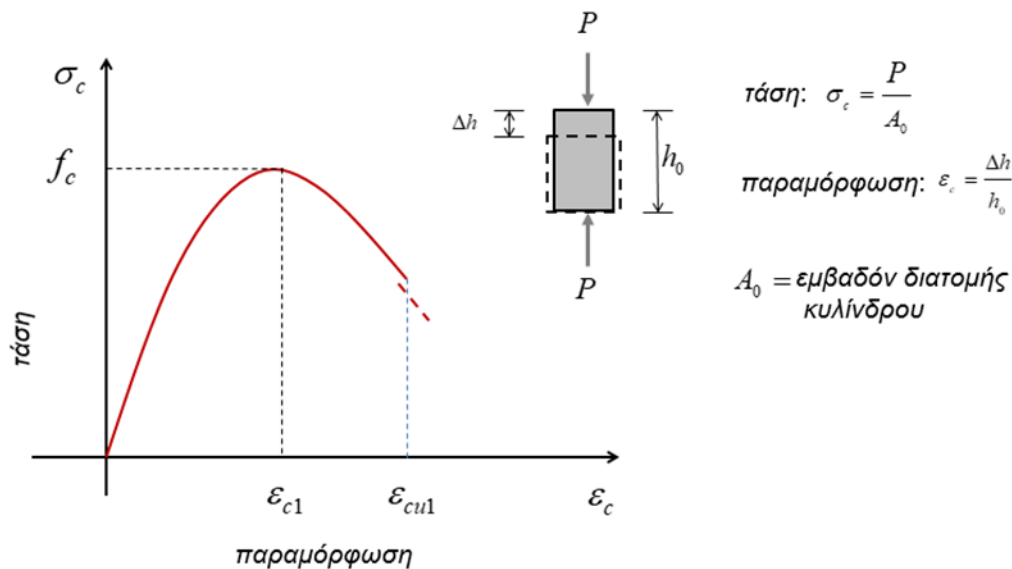
3.5 Μηχανικές ιδιότητες σκυροδέματος και χάλυβα σύμφωνα με Ευρωκώδικες

Η καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων

Το σκυρόδεμα επιδεικνύει μια σχετικά μεγάλη ικανότητα να παραλαμβάνει θλιπτικές τάσεις, ενώ εκδηλώνει μια αδυναμία να παραλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις. Η ικανότητα του σκυροδέματος να παραλαμβάνει θλιπτικές τάσεις εκφράζεται με την θλιπτική του αντοχή, η οποία προσδιορίζεται πειραματικά με τυποποιημένες δοκιμές. Οι υπόλοιπες αντοχές του σκυροδέματος, όπως η εφελκυστική αντοχή, η διατμητική αντοχή, κλπ, προσδιορίζονται με άλλες πειραματικές δοκιμές. Οι αντοχές αυτές εξαρτώνται από την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος και μπορούν να εκφραστούν σε όρους της θλιπτικής αντοχής του. Η συμπεριφορά του σκυροδέματος σε θλίψη περιγράφεται με την καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων, που προσδιορίζεται με την πειραματική δοκιμή θλίψης.

Στην πειραματική δοκιμή θλίψης, ένα δοκίμιο σκυροδέματος κυλινδρικής ή κυβικής μορφής, με τυποποιημένες διαστάσεις, υποβάλλεται σε θλίψη μέχρι τον θρυμματισμό του. Κατά την δοκιμή, σε κάθε βαθμίδα τάσης $\sigma_c (= P/A_0)$ που επιβάλλεται στο δοκίμιο καταγράφεται η προκαλούμενη παραμόρφωσή του $\varepsilon_c (= \Delta h/h_0)$. Η γραφική παράσταση της επιβαλλόμενης τάσης σ_c σαν συνάρτηση της προκαλούμενης παραμόρφωσης ε_c αποτελεί την καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος που αντιπροσωπεύει το δοκίμιο. Η τυπική μορφή μια τέτοιας καμπύλης παρουσιάζεται

στο Σχήμα 3.1. Μια τέτοια καμπύλη αποτελείται από ένα αρχικό σχεδόν γραμμικό κλάδο και από έναν μη γραμμικό κλάδο. Ο μη γραμμικός κλάδος παρουσιάζει μια μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί σε μια θλιπτική τάση και σε μια θλιπτική παραμόρφωση ε_{c1} . Η μέγιστη αυτή τιμή της θλιπτικής τάσης εκφράζει την θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, που αντιπροσωπεύει το δοκίμιο. Η θλιπτική παραμόρφωση ε_{c1} , που αντιστοιχεί στην μέγιστη θλιπτική τάση f_c , είναι της τάξης του 0.002. Ο θρυμματισμός του σκυροδέματος του δοκιμίου εκδηλώνεται σε μια παραμόρφωση , που, για αντοχές του σκυροδέματος μικρότερες των 50 MPa, είναι της τάξης του 0.0035. Το σημείο διαχωρισμού των δύο κλάδων της καμπύλης δεν ορίζεται σαφώς πάνω στην καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων. Για αντοχές σκυροδέματος μικρότερες των 50 MPa, το σημείο διαχωρισμού των δύο κλάδων της καμπύλης θεωρείται ότι αντιστοιχεί στο 40% της μέγιστης θλιπτικής τάσης f_c .



Σχήμα 3.1: Η καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης του σκυροδέματος

Η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος

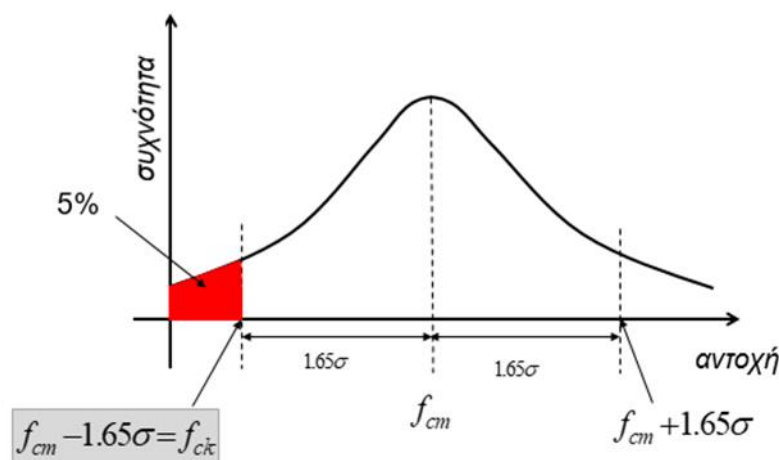
Στον σχεδιασμό των κατασκευών, χρησιμοποιείται η χαρακτηριστική θλιπτική κυλινδρική αντοχή του σκυροδέματος, που συμβολίζεται με f_{ck} . Η ποσότητα αυτή προσδιορίζεται στατιστικά από μια σειρά πειραματικών δοκιμών με την διαδικασία που περιγράφεται παρακάτω. Έστω n ότι είναι ο αριθμός των πειραματικών δοκιμών σε δοκίμια, που προέρχονται από την ίδια παρτίδα σκυροδέματος, και $f_c^{(1)}, f_c^{(2)}, \dots, f_c^{(n)}$ οι θλιπτικές αντοχές των δοκιμών που προσδιορίστηκαν από τις πειραματικές δοκιμές.

Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος f_{ck} προσδιορίζεται από την Σχέση 3.9:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1.65\sigma \quad (3.9)$$

$$\text{όπου } f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^n f_c^{(1)}}{n}, \sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_c^{(1)} - f_{cm})^2}{n-1}} \quad (3.10)$$

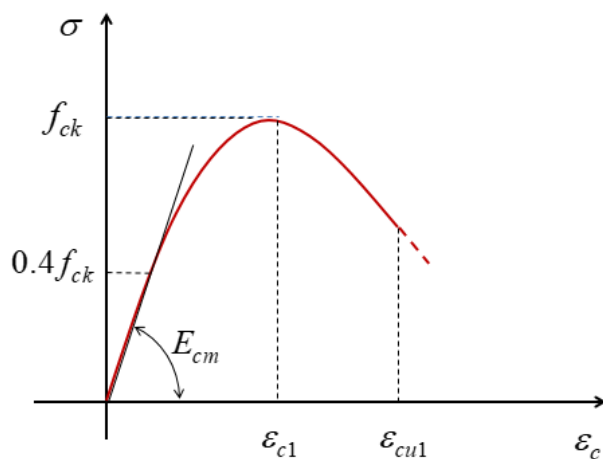
είναι η μέση τιμή των θλιπτικών αντοχών που μετρήθηκαν και η τυπική τους απόκλιση. Στατιστικά, οι θλιπτικές αντοχές των δοκιμίων, που μετριοούνται στο εργαστήριο, ακολουθούν μια κανονική κατανομή, όπως δείχνονται στο Σχήμα 3.2:



Σχήμα 3.2: Η κανονική κατανομή των θλιπτικών αντοχών του σκυροδέματος και ο ορισμός της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής

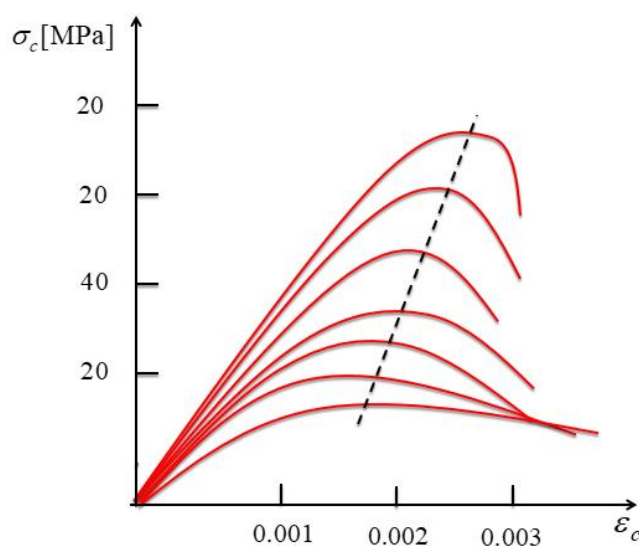
Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή ορίζεται ως εκείνη η αντοχή κάτω από την οποία αναμένεται να πέσει το 5% των αποτελεσμάτων. Στατιστικά, η τιμή αυτή δείχνεται στο διάγραμμα του Σχήματος 3.2.

Μια τυπική καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος σε όρους της κυλινδρικής θλιπτικής αντοχής του δείχνεται στο Σχήμα 3.3. Στην καμπύλη αυτή, το πρώτο τμήμα θεωρείται προσεγγιστικά γραμμικό, μέχρι το σημείο εκείνο που αντιστοιχεί σε θλιπτική τάση ίση με $0.4f_{ck}$. Το σημείο αυτό της καμπύλης χρησιμοποιείται για την εκτίμηση του μέσου μέτρου ελαστικότητας του σκυροδέματος E_{cm} .



Σχήμα 3.3: Η τυπική μορφή της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος και η μέση τιμή του μέτρου ελαστικότητας

Το Σχήμα 3.4 παρουσιάζει διάφορες καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης για διάφορες ποιότητες σκυροδέματος. Όπως φαίνεται στο σχήμα αυτό, οι καμπύλες αυτές παρουσιάζουν την ίδια περίπου μορφή, για όλες τις ποιότητες σκυροδέματος. Επίσης, το σχήμα αυτό δείχνει ότι, όσο αυξάνει η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος, τόσο ‘γραμμικοποιείται’ ο ανερχόμενος κλάδος της καμπύλης. Αυτό συνοδεύεται από μια αύξηση της παραμόρφωσης ε_{c1} και από μια μείωση της παραμόρφωσης ε_{cu1} . Αυτό σημαίνει ότι η αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος συνοδεύεται με αύξηση της ψαθυρότητάς του.



Σχήμα 3.4: Οι καμπύλες τάσεων παραμορφώσεων του σκυροδέματος για διάφορες ποιότητες σκυροδέματος.

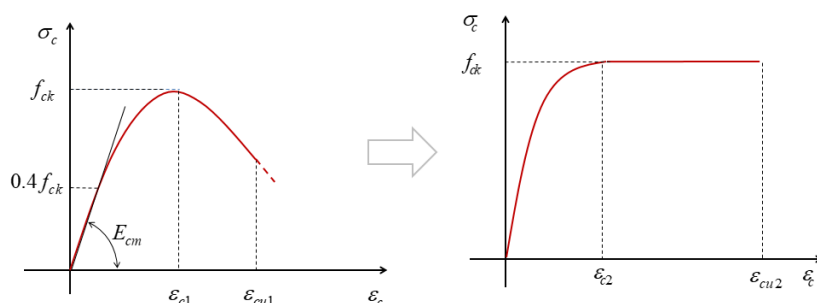
Οι εξιδανικευμένες καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης

Στον σχεδιασμό των κατασκευών, οι πειραματικές καμπύλες τάσεων-παραμορφώσεων προσομοιώνονται με απλές καμπύλες, προκειμένου να μπορούν να χρησιμοποιηθούν εύκολα στις σχετικές αναλύσεις. Στον EC2, για σκυροδέματα με θλιπτική αντοχή μικρότερη των 50 MPa, η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων του σκυροδέματος προσομοιώνεται με έναν παραβολικό κλάδο, που αντιστοιχεί στον ανερχόμενο κλάδο της πειραματικής καμπύλης, και με έναν ευθύγραμμο κλάδο, που αντιστοιχεί στο υπόλοιπο τμήμα της. Η εξιδανικευμένη μορφή της πειραματικής καμπύλης δείχνεται στο Σχήμα 3.5.

Η προσομοιωμένη καμπύλη του Σχήματος 3.5 περιγράφεται αναλυτικά με τις με την Σχέση 3.11:

$$\sigma_c = f_{ck} \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2, & \text{όταν } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} = 0.002 \\ 1, & \text{όταν } \varepsilon_{c1} = 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} = 0.0035 \end{cases} \quad (3.11)$$

Στην παραπάνω σχέση, οι θλιπτικές παραμορφώσεις και οι θλιπτικές τάσεις θεωρούνται με θετικό πρόσημο.



Σχήμα 3.5: Η προσομοίωση της καμπύλης τάσεων παραμορφώσεων στον EC2 για $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$.

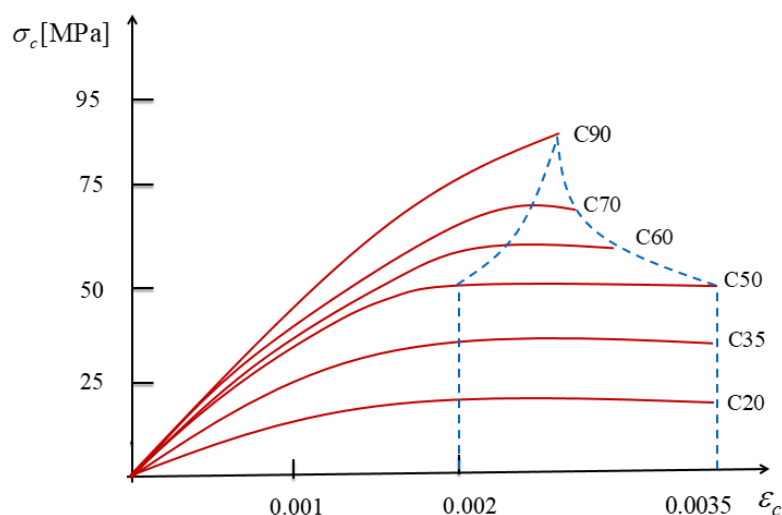
Για σκυροδέματα με θλιπτικές αντοχές μεγαλύτερες των 50 MPa, ο ανερχόμενος κλάδος της καμπύλης τάσης-παραμόρφωσης προσομοιώνεται με καμπύλες που περιγράφονται με την Σχέση 3.12:

$$\sigma_c = f_{ck} \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n, & \text{όταν } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1, & \text{όταν } \varepsilon_{c1} = 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (3.12)$$

όπου οι τιμές του n , ε_c , ε_{c2} παρέχονται από τον Πίνακα 3.4 και η γραφική απεικόνιση αυτών των καμπυλών δείχνεται στο Σχήμα 3.6.

Πίνακας 3.4: Οι τιμές του n , ε_c , ε_{c2}

	C20	C35	C50	C55	C60	C70	C80	C90
$\varepsilon_{c2}(\%)$	2,0	2,0	2,0	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\varepsilon_{cu2}(\%)$	3,5	3,5	3,5	3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2	2	2	1,75	1,6	1,45	1,4	1,4



Σχήμα 3.6: Η προσομοίωση της καμπύλης τάσεων παραμορφώσεων στον EC2 για ποιότητες σκυροδέματος.

Οι καμπύλες τάσης-παραμόρφωσης στον σχεδιασμό

Στον σχεδιασμό, η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος μειώνεται προκειμένου να παρθούν υπόψη αβεβαιότητες που σχετίζονται με την παρασκευή του σκυροδέματος, την ακρίβεια των χρησιμοποιούμενων μεθόδων ανάλυσης και άλλους παράγοντες. Οι παράγοντες αυτοί εισάγονται με έναν συντελεστή γ_c που είναι μεγαλύτερος της μονάδας και ενέχει την θέση του συντελεστή ασφάλειας. Η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού ορίζεται με την Σχέση 3.13:

$$f_{cd} = a_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.13)$$

Στην σχέση αυτή, υπεισέρχεται ένας δεύτερος συντελεστής a_{cc} , που εισάγει τις δυσμενείς επιδράσεις μιας δεύτερης κατηγορίας παραγόντων πάνω στην θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Δύο τέτοιοι παράγοντες είναι η μακροχρόνια δράση των θλιπτικών φορτίων στην κατασκευή και οι κατασκευαστικές αποκλίσεις στην θέση

εφαρμογής των φορτίων στην πράξη. Η μείωση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος της κατασκευής από τους παράγοντες αυτούς έχει εκτιμηθεί στο 20%. Έτσι, ο συντελεστής αυτός κυμαίνεται μεταξύ του 1 και 0.80. Στο Εθνικό Προσάρτημα, η τιμή του συντελεστή αυτού έχει επιλεγθεί $a_{cc} = 0.85$. Ο συντελεστής αυτός αφορά κυρίως στους υπολογισμούς κάμψης με ή χωρίς αξονική δύναμη. Με τον ορισμό της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού που έγινε παραπάνω, οι καμπύλες σχεδιασμού τάσεων-παραμορφώσεων, για σκυροδέματα με θλιπτική αντοχή μικρότερη από 50 MPa, παίρνουν την μορφή:

$$\sigma_c = f_{ck} \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^2, & \text{όταν } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} = 0.002 \\ 1, & \text{όταν } \varepsilon_{c1} = 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} = 0.0035 \end{cases} \quad (3.14)$$

Για σκυροδέματα μεγαλύτερων αντοχών, οι καμπύλες σχεδιασμού παρέχονται από τη σχέση:

$$\sigma_c = f_{ck} \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}}\right)^n, & \text{όταν } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\ 1, & \text{όταν } \varepsilon_{c1} = 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases} \quad (3.15)$$

Η εφελκυστική τάση σκυροδέματος

Η χαμηλή εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος οφείλεται στις τοπικές συγκεντρώσεις εφελκυστικών τάσεων, που αναπτύσσονται λόγω της εξωτερικής φόρτισης σε διάφορες περιοχές του όγκου του. Οι περιοχές αυτές είναι οι γειτονιές μικρορηγματώσεων και μικροκοιλοτήτων, που προϋπάρχουν ή σχηματίζονται στις διεπιφάνειες τσιμεντοκονιάματος-αδρανών και στο τσιμεντοκονίαμα.

Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος f_{ct} αντιστοιχεί στην αντοχή που προκύπτει άμεσα από την δοκιμή του μονοαξονικού εφελκυσμού χρησιμοποιώντας κυλινδρικά δοκίμια σκυροδέματος διαμέτρου d . Στην περίπτωση αυτή, η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος υπολογίζεται από την σχέση:

$$f_{ct} = \frac{F_u}{\pi d^2 / 4} \quad (3.16)$$

όπου, F_u είναι η δύναμη που προκαλεί την εφελκυστική αστοχία του δοκιμίου.

Όμως, στην πράξη, η χρήση της δοκιμής αυτής συναντά μεγάλες δυσκολίες, που σχετίζονται με τον τρόπο εφαρμογής των δυνάμεων της μηχανής στο δοκίμιο. Για να ξεπεραστούν οι δυσκολίες αυτές, έχουν εισαχθεί δυο εναλλακτικές δοκιμές, από τις

οποίες υπολογίζεται έμμεσα η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος: η δοκιμή απόσχισης και η δοκιμή κάμψης τριών σημείων.

Στην δοκιμή απόσχισης, το δοκίμιο, που έχει κυλινδρική μορφή, τοποθετείται οριζόντια στη μηχανή θλίψης, από την οποία καταπονείται με ομοιόμορφα κατανεμημένες δυνάμεις. Αν το δοκίμιο αστοχήσει για την τιμή F_u της επιβαλλόμενης δύναμης, η εφελκυστική τάση που προκαλεί την αστοχία υπολογίζεται από την σχέση:

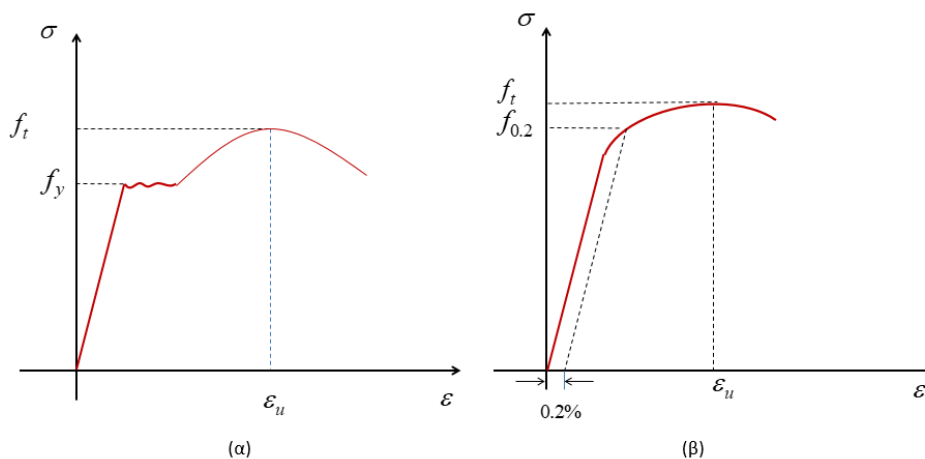
$$f_{t,sp} = \frac{2F_u}{\pi/d} \quad (3.17)$$

Χάλυβας

Σε αντίθεση με το σκυρόδεμα, οι ράβδοι χάλυβα, που χρησιμοποιούνται ως οπλισμός σε δομικά στοιχεία κατασκευών από σκυρόδεμα, έχουν μεγάλη ικανότητα να παραλαμβάνουν τόσο εφελκυστικές όσο και θλιπτικές τάσεις. Η συμπεριφορά των ράβδων οπλισμού προσδιορίζεται από την δοκιμή του μονοαξονικού εφελκυσμού στην μηχανή εφελκυσμού.

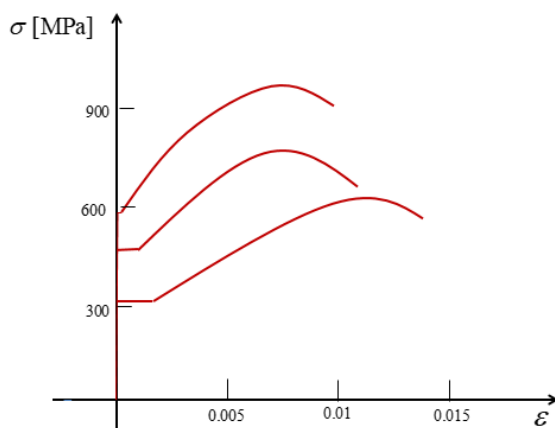
Στην δοκιμή αυτή, ένα ευθύγραμμο δοκίμιο από τις ράβδους οπλισμού εφελκύεται με δύο ίσες και αντίθετες δυνάμεις μέχρι την τελική του θραύση. Για κάθε βαθμίδα τάσης $\sigma_c (= P/A_0)$, που επιβάλλεται στο δοκίμιο καταγράφεται η προκαλούμενη παραμόρφωσή του $\varepsilon_c (= \Delta h/h_0)$. Η γραφική παράσταση της επιβαλλόμενης τάσης σ_c σαν συνάρτηση της προκαλούμενης παραμόρφωσης ε_c αποτελεί την καμπύλη τάσης-παραμόρφωσης του χάλυβα της ράβδου οπλισμού. Για χάλυβα οπλισμού κατεργασμένου εν ψυχρώ, η καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων δείχνεται στο Σχήμα 3.7(α), ενώ για χάλυβα οπλισμού, κατεργασμένου εν ψυχρώ, στο Σχήμα 3.7(β). Η καμπύλη του σχήματος 3.7(α) παρουσιάζει ένα ευθύγραμμο κλάδο, που αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά της ράβδου, και σε ένα μη γραμμικό κλάδο, που περιγράφει την πλαστική συμπεριφορά της. Ο πλαστικός κλάδος της καμπύλης, στο αρχικό του τμήμα, παρουσιάζει μια χαρακτηριστική διακύμανση γύρω από μια γραμμή, που είναι σχεδόν παράλληλη στον άξονα παραμορφώσεων. Το τμήμα αυτό ακολουθείται από ένα ανερχόμενο τμήμα, που φθάνει μέχρι μια μέγιστη τιμή της εφελκυστικής τάσης f_t . Το ακραίο τμήμα του πλαστικού κλάδου, που το ακραίο του σημείο αντιστοιχεί στην θραύση του δοκιμίου, συνδέεται με φαινόμενα αστάθειας και δεν χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό. Σε αντίθεση με τον χάλυβα οπλισμού που έχει κατεργασθεί εν θερμώ, η θέση του σημείου διαρροής των ράβδων οπλισμού, που έχουν

κατεργασθεί εν ψυχρώ, δεν ορίζεται σαφώς πάνω στην πειραματική καμπύλη. Σε αυτές τι καμπύλες, το σημείο διαρροής ορίζεται ως η τομή της πειραματικής καμπύλης με την ευθεία γραμμή που διέρχεται από το σημείο του άξονα των παραμορφώσεων και είναι παράλληλη στον ευθύγραμμο ελαστικό κλάδο.



Σχήμα 3.7: Τυπικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων χάλυβα οπλισμού (α) κατεργασμένου εν θερμώ και (β) κατεργασμένου εν ψυχρώ.

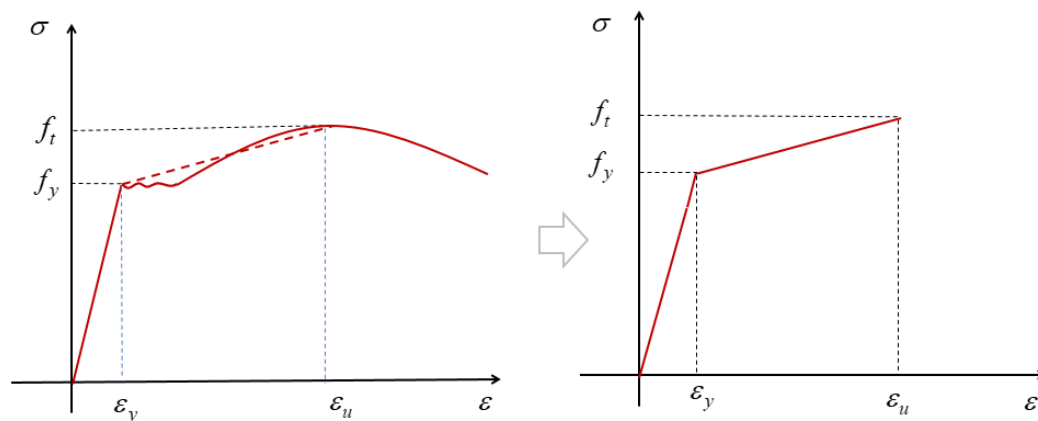
Για διάφορες ποιότητες ράβδων οπλισμού χάλυβα, οι καμπύλες τάσεων παραμορφώσεων δείχνονται στο Σχήμα 3.8. Οι καμπύλες του τμήματος αυτού δείχνουν ότι οι κλίσεις των ευθύγραμμων κλάδων τους ως προς τον άξονα των παραμορφώσεων είναι ίδιες για όλες τις ποιότητες χάλυβα των ράβδων οπλισμού. Αυτό σημαίνει ότι, ανεξάρτητα από την ποιότητα χάλυβα, το μέτρο ελαστικότητας E_s των ράβδων οπλισμού παραμένει σταθερό. Ο EC2 προτείνει την τιμή $E_s = 200,000$ MPa για όλες τις ποιότητες ράβδων οπλισμού που χρησιμοποιούνται.



Σχήμα 3.8: Καμπύλες τάσεων παραμορφώσεων για διάφορες ποιότητες οπλισμού χάλυβα.

Η εξιδανικευμένη καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων

Στον σχεδιασμό, η πειραματική καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων εξιδανικεύεται με ένα διγραμμικό διάγραμμα, όπως δείχνεται στο Σχήμα 3.9. Στο διάγραμμα αυτό, η πρώτη γραμμή έχει σταθερή κλίση για όλες τις ποιότητες χάλυβα και αντιπροσωπεύει το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα οπλισμού, που παίρνεται ίσο με $E_s = 200,000 \text{ MPa}$. Το δεύτερο ευθύγραμμο τμήμα, που ξεκινάει από το πέρας του πρώτου, αντιπροσωπεύει τον πλαστικό κλάδο της ράβδου οπλισμού

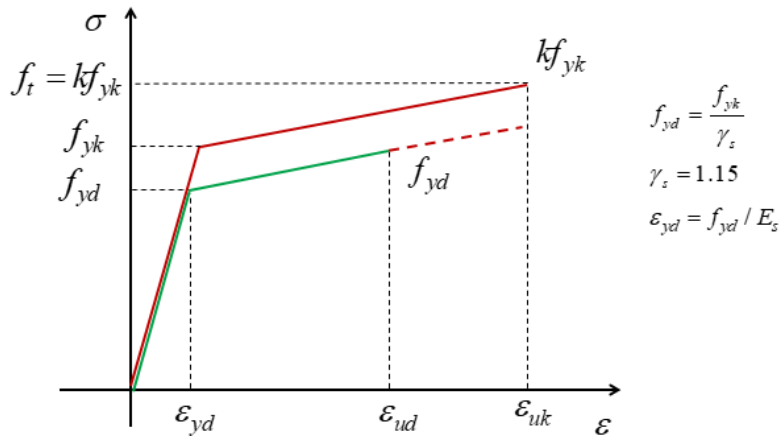


Σχήμα 3.9: Εξιδανίκευση διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων για χάλυβα οπλισμού.

Η αρχή του τμήματος αυτού αντιστοιχεί στην τάση διαρροής του χάλυβα f_y , και το πέρας του, στην μέγιστη εφελκυστική τάση f_t , που μπορεί να παραλάβει ο χάλυβας. Οι δύο αυτές τιμές των τάσεων αντιστοιχούν στις παραμορφώσεις ε_y και ε_u της ράβδου οπλισμού, αντίστοιχα. Το ευρος μεταξύ των δύο αυτών παραμορφώσεων αποτελεί ένα μέτρο της πλαστιμότητας των ράβδων οπλισμού. Η πλαστιμότητα είναι μια ιδιότητα του υλικού που περιγράφει την ικανότητά του να απορροφά ενέργεια πριν την θραύση του. Όταν η τάση στην ράβδο προσεγγίσει την τιμή f_t , η ενέργεια που απορροφάται από την ράβδο περιγράφεται με το εμβαδόν που περιορίζεται μεταξύ της διγραμμικής καμπύλης και του οριζόντιου άξονα.

Ο EC2 υιοθετεί το διγραμμικό διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων για το χάλυβα, εισάγοντας την έννοια της χαρακτηριστικής τιμής της τάσης διαρροής του χάλυβα οπλισμού f_{yk} , που την ορίζει στατιστικά με τον ίδιο τρόπο που ορίζει την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος. Στην χαρακτηριστική αυτή τιμή διαρροής αντιστοιχεί η παραμόρφωση ε_{yk} . Στο εξιδανικευμένο διάγραμμα του EC2, η μέγιστη εφελκυστική τάση που μπορεί να παραλάβει η ράβδος από χάλυβα

προσδιορίζεται από την σχέση $f_t = k f_{yk}$. Ο συντελεστής k της σχέσης αυτής και η χαρακτηριστική παραμόρφωση ε_{uk} , που αντιστοιχεί στην τάση f_t , παρέχονται από τον Πίνακα 3.5 για διάφορες κατηγορίες πλαστιμότητας του χάλυβα οπλισμού.



Σχήμα 3.10: Εξιδανίκευση διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων για χάλυβα οπλισμού.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι, στην απλούστευση αυτή, ο EC2 δεν θέτει άνω όριο στην παραμόρφωση ε_{uk} . Επακόλουθο αυτής της υπόθεσης είναι ότι, στην πλαστική κατάσταση της ράβδου οπλισμού, η δύναμη που καταπονεί την ράβδο παραμένει σταθερή και είναι ανεξάρτητη από την παραμόρφωσή της. Όπως θα δούμε παρακάτω, η θεώρηση αυτή, διευκολύνει την διαδικασία σχεδιασμού διατομών δομικών στοιχείων έναντι κάμψης και αξονικής δύναμης.

Πίνακας 3.5: Κλάσεις πλαστιμότητας για ράβδους οπλισμού.

	Κλάση πλαστιμότητας A	Κλάση πλαστιμότητας B	Κλάση πλαστιμότητας C
$k = (f_t / f_y)_k$	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 αλλά < 1.35
$\varepsilon_{uk} (\%)$	≥ 2.5	≥ 5	≥ 7.5

3.6 Σχεδιασμός δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτμησης με EC2

Σχεδιασμός έναντι κάμψης

Παρακάτω αναλύεται η διαδικασία υπολογισμού του οπλισμού κάμψης. Σε ένα άνοιγμα ή σε ένα στήριγμα, ο καμπτικός οπλισμός μιας συνεχούς πλάκας γίνεται με βάση την μέγιστη ροπή του ανοίγματος ή την ροπή που αντιστοιχεί στο στήριγμα. Έχοντας υπολογίσει το στατικό ύψος της δοκού d και παίρνοντας $b=1000$ mm, ο καμπτικός οπλισμός υπολογίζεται, έτσι ώστε η καμπτική αντοχή της διατομής M_{Rd} να ισούται με την μέγιστη δρώσα ροπή του ανοίγματος ή του στηρίγματος M_{Ed} , δηλαδή $M_{Rd}=M_{Ed}$.

Για μια δρώσα ροπή M_{Ed} , ο καμπτικός οπλισμός της πλάκας με δεδομένα:

- το πλάτος $b=1000$ mm και στατικό ύψος d της πλάκας, και
- τις χαρακτηριστικές τιμές αντοχής σκυροδέματος και χάλυβα, f_{ck} και f_{yk} αντίστοιχα,

μπορεί να γίνει με την παρακάτω διαδικασία.

Αρχικά, υπολογίζεται η αδιάστατη ροπή:

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2f_{ck}} \quad (3.18)$$

Θα πρέπει να ισχύει:

$$K \leq K_{lim} = 0.167 \quad (3.19)$$

Αν δεν ικανοποιείται η παραπάνω σχέση, θα πρέπει να γίνει επανασχεδιασμός της πλάκας αλλάζοντας το πάχος της.

Υπολογίζεται το μηχανικό ποσοστό οπλισμού ω με την σχέση:

$$\omega = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5K'} \quad (3.20)$$

Στην συνέχεια, προσδιόρισε τον απαιτούμενο (απλό) οπλισμό με την σχέση:

$$A_s = \omega \frac{f_{ck}}{f_{yk}} bd \quad (3.21)$$

Στην συνέχεια, ελέγχεται αν ικανοποιείται η σχέση:

$$A_s \geq A_{s,min} = \frac{0.26f_{ctm}bd}{f_{yk}}, f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{\frac{2}{3}}, f_{ck} \geq 25\text{MPa} \quad (3.22)$$

καθώς και η σχέση:

$$A_s \leq A_{s,max} = 0.04A_c \quad (3.23)$$

στις περιοχές χωρίς ματίσματα. Στις παραπάνω σχέσεις, το A_c είναι το εμβαδόν της διατομής. Αν δεν ικανοποιείται η Σχέση 3.21, τότε τίθεται $A_s = A_{s,min}$. Αν δεν ικανοποιείται η Σχέση 3.22 αλλάζουμε τη διατομή.

Σχεδιασμός έναντι διάτμησης

Επειδή στις συμπαγείς πλάκες αποφεύγεται η τοποθέτηση διατμητικού οπλισμού, ο έλεγχος επάρκειας μιας διατομής της πλάκας σε διάτμηση θα γίνεται με τις σχέσεις:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (3.24)$$

όπου V_{Ed} είναι η δρώσα διατμητική δύναμη, και

$$V_{Rd,c} = 0.12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3}bd \geq 0.035k^{2/3}f_{ck}^{1/2}bd \quad (3.25)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0, (d \text{ σε mm}), \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02 \quad (3.26)$$

Η $V_{Rd,c}$ είναι η διατμητική αντοχή της διατομής χωρίς οπλισμό διάτμησης.

3.7 Αντισεισμικός σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης κατά EC8

Για την κατασκευή ενός τοίχου αντιστήριξης στην Ελλάδα, είναι υποχρεωτικό να ληφθεί υπόψη ο Ευρωκώδικας 8, όπου αφορά συνδέεται με τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Αυτό υφίσταται καθώς η Ελλάδα χαρακτηρίζεται από έντονη σεισμικότητα και σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό του 2000 (Ε.Α.Κ. 2000) διαιρείται σε τρεις ζώνες (Σχήμα 3.11), βάσει της εκάστοτε σεισμικής επικινδυνότητας. Η ζώνη 1 χαρακτηρίζεται ως μια χαμηλής έντασης ζώνη, η ζώνη 2 καταλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του ελλαδικού, ενώ η ζώνη 3 παρουσιάζεται κυρίως στις περιοχές που δρα το οριζοντιολισθητικό ρήγμα της Δ.Ζ.Κ.Ε (Διατμητική Ζώνη Κεντρικής Ελλάδος) και ο Ε.Α.Κ. 2000 ορίζει τη μέγιστη επιτάχυνση.



Σχήμα 3.11: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. 2000

Ακόμη, ο Ε.Α.Κ. 2000 κατηγοριοποιεί το έδαφος του ελλαδικού χώρου σε πέντε ομάδες, καθώς αυτό διαφοροποιεί τη συμπεριφορά του της εκάστοτε κατασκευή σε ένα σεισμικό γεγονός. Η διαφοροποίηση διαμορφώνεται ως εξής: α) κατηγορία Α – βραχώδη και ημιβραχώδη εδάφη, β) κατηγορία Β – έντονα αποσαθρωμένα βραχώδη εδάφη, γ) κατηγορία Γ – εδάφη από στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας, δ) κατηγορία Δ – μαλακές αργίλους και ε) κατηγορία Χ – χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλώδη εδάφη, όπου είναι επιρρεπή στη ρευστοποίηση.

Ο Ευρωκώδικας 8 (EN 1998 – EC8), ο οποίος είναι γνωστός ως «Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών – Μέρος 1 Γενικοί Κανόνες, Σεισμικές Δράσεις, Κανόνες για Κτίρια», εφαρμόζεται στην μελέτη και κατασκευή κτηρίων και έργων πολιτικού μηχανικού σε σεισμικές περιοχές. Στόχος του είναι να διασφαλίσει ότι σε περίπτωση σεισμού [17]:

- παρέχεται προστασία της προστασία της ανθρώπινης ζωής,
- οι βλάβες είναι περιορισμένες, και
- έργα, που είναι σημαντικά για την αστική προστασία, παραμένουν σε λειτουργία.

Με άλλα λόγια, ο EC8 έχει ως στόχο την ικανοποιητική λειτουργία των κατασκευών αντιστήριξης, κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος, αλλά και μετά από αυτό.

Σύμφωνα με τον EC8, για να είναι ασφαλής η εκάστοτε κατασκευή αντιστήριξης, ο σχεδιασμός της πρέπει να βασίζεται σε εγκεκριμένες και δοκιμασμένες μεθόδους, όπου λαμβάνουν υπόψη τις παραμέτρους της δυναμικής απόκρισης του συστήματος εδάφους-κατασκευής. Μερικές από τις παραμέτρους αυτές είναι οι ακόλουθες:

- η μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους κατά τη δυναμική αλληλεπίδραση του με τον φορέα αντιστήριξης,
- η επίδραση των αδρανειακών δυνάμεων που σχετίζονται με τη μάζα του εδαφικού υλικού της κατασκευής, αλλά και όλων των άλλων βαρυτικών δυνάμεων που συμμετέχουν στην αλληλεπίδραση του συστήματος εδάφους-κατασκευής,
- οι υδροδυναμικές δράσεις, οι οποίες προκύπτουν από τυχόν παρουσία νερού στην πίσω πλευρά του τοίχου, στο αντιστηριζόμενο έδαφος ή και στην εξωτερική πλευρά του τοίχου με τη μορφή εξωτερικού νερού (π.χ. λιμενικά έργα),
- η συμβατότητα μεταξύ των παραμορφώσεων του εδάφους, του τοίχου και των αγκυρώσεών του, όπου υπάρχουν.

Αναλυτικότερα, ο σχεδιασμός κατά EC8 επικεντρώνεται στον φορέα αντιστήριξης, τη θεμελίωσή του και την αντίστοιχη εδαφική σφήνα, όπου σε περιπτώσεις αυξημένης ευκαμψίας βρίσκεται σε κατάσταση ενεργητικής ώθησης. Σημαντικό μέρος του σχεδιασμού αποτελεί και ο προσδιορισμός του φορτίου, όπου επιβάλλεται στην εδαφική σφήνα και η εδαφική μάζα στο πέδιλο του τοίχου αντιστήριξης, η οποία εφόσον υπάρχει βρίσκεται σε κατάσταση παθητικής ισορροπίας. Για να είναι εφικτό αυτό, βασική προϋπόθεση αποτελεί η ύπαρξη κίνησης, όπου στην περίπτωση άκαμπτων τοίχων αντιστήριξης παρουσιάζονται σε μορφή ολίσθησης ή περιστροφής.

Συνδυασμός δράσεων

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη στον αντισεισμικό σχεδιασμό, σύμφωνα με τον EC8, είναι οι ακόλουθες:

- γ_G = επιμέρους συντελεστής για μόνιμη δράση
- γ_P = επιμέρους συντελεστής για δράση προέντασης

- γ_G = επιμέρους συντελεστής για μεταβλητή δράση
- ψ_0 = συντελεστής για τιμή συνδυασμού μεταβλητής δράσης
- ψ_1 = συντελεστής για συχνή τιμή μεταβλητής δράσης
- ψ_2 = συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης
- ξ = μειωτικός συντελεστής για δυσμενείς μόνιμες δράσεις

Σχεδιασμός

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός λαμβάνει χώρα με τη χρήση ψευδοστατικής μεθόδου, όπου διακρίνει τις σεισμικές δυνάμεις σε οριζόντιες a_h και κατακόρυφες a_v , με τους αντίστοιχους συντελεστές k_h και k_v (Σχέσεις 3.28 και 3.29):

$$k_h = a \frac{s}{r} \quad (3.28)$$

όπου r είναι ο λόγος μεταξύ της επιτάχυνσης και της τιμής όπου αντιστοιχεί στην κατάσταση οριακής ισορροπίας. Ουσιαστικά, η επιτάχυνση είναι αυτή όπου προκαλεί την μέγιστη μόνιμη μετατόπιση συμβατή με τους υπάρχοντες περιορισμούς, και η τιμή της προκύπτει από τον Πίνακα 3.6, ενώ για τοίχους αντιστήριξης που αντέχουν μεγαλύτερες μετατοπίσεις, η τιμή ξεπερνά αυτές που διαφαίνονται στον πίνακα.

$$k_v = \begin{cases} \frac{a_{vg}}{a_g} \geq 0.6, \pm 0.5k_h \\ \frac{a_{vg}}{a_g} < 0.6, \pm 0.33k_h \end{cases} \quad (3.29)$$

Πίνακας 3.6: Τιμές του παράγοντα r για τον υπολογισμό του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή (EC8).

Τύπος Φορέα Αντιστήριξης	r
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Ελεύθεροι τοίχοι βαρύτητας με αποδεκτή οριζόντια μετακίνηση μέχρι $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Καμπτόμενοι τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος, τοίχοι αγκυρωμένοι ή με αντηρίδες, τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος εδραζόμενοι σε κατακόρυφους πασσάλους, τοίχοι υπογείων και ακρόβαθρα γεφυρών με εμποδιζόμενη μετακίνηση	1

Τέλος, αναφορικά με τους ακλόνητους τοίχους αντιστήριξης, η εύρεση των δυναμικών ωθήσεων προκύπτει από τη Σχέση 3.30:

$$\Delta P_d = a S \gamma H^2 \quad (3.30)$$

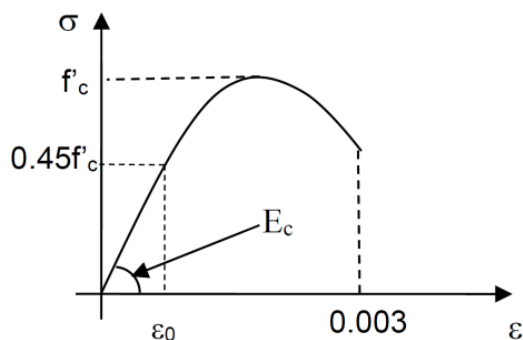
όπου a ο σχεδιαστικός συντελεστής επιτάχυνσης και S ο εδαφικός συντελεστής.

3.8 Σχεδιασμός δομικών στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτμησης με ACI 318

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται συνοπτικά οι διαδικασίες που προτείνονται από τον ACI 318 [18] για τον σχεδιασμό στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος έναντι κάμψης και διάτμησης.

Σκυρόδεμα

Στο Σχήμα 3.11, παρουσιάζεται το εξιδανικευμένο διάγραμμα του σκυροδέματος, που χρησιμοποιεί ο κώδικας ACI 318, ενώ το αντίστοιχα διάγραμμα για τον χάλυβα παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.12:



Σχήμα 3.12: Εξιδανικευμένο διάγραμμα σκυροδέματος κατά ACI 318

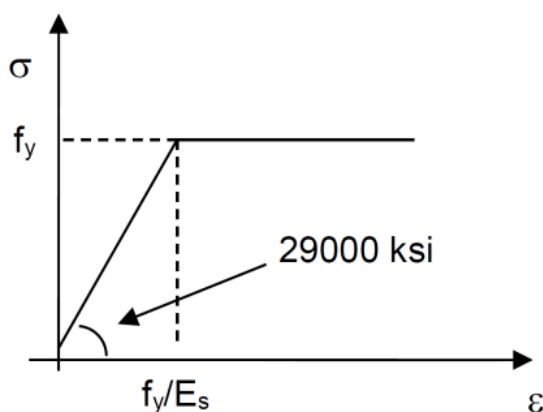
Ο συντελεστής ελαστικότητας του σκυροδέματος υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τα f'_c , w_c και την Σχέση 3.13:

$$E_c = w_c^{1.5} * 0.043 \sqrt{f'_c} \quad (3.31)$$

Όπου E_c = μέτρο ελαστικότητας στις 28 ημέρες [psi, MPa], f'_c = χαρακτηριστική αντοχή κυλίνδρου στις 28 ημέρες [psi; MPa] και w_c = πυκνότητα σκυροδέματος [150 lb/ft³; 2400 kg/m³]

Χάλυβας

Αντίστοιχα, ο συντελεστής ελαστικότητας (E_s) ορίζεται από τον χρήστη [29000 ksi; 200,000 MPa], ενώ δεν έχει τεθεί όριο για την τελική καταπόνηση του μαλακού χάλυβα σε ανάλυση και σχεδιασμό.



Σχήμα 3.13: Εξιδανικευμένο διάγραμμα χάλυβα κατά ACI

Δράσεις

• Συνδυασμοί φόρτωσης

1. Συνολικοί συνδυασμοί φορτίου:

$$DL + 1.0 LL + 1.0 PT \quad (3.32)$$

2. Συνδυασμοί σταθερού φορτίου:

$$DL + 0.3 LL + 1.0 PT \quad (3.33)$$

Αναφορικά με το σκυρόδεμα:

- Μέγιστη θλιπτική τάση $0.60f_c$.
- Η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση εφελκυσμού για πλάκες και δοκούς μονής κατεύθυνσης εξαρτάται από την επιλογή σχεδιασμού σε μία από τις τρεις κατηγορίες μη ρωγμών (U), μετάβασης (T) ή ρωγμών (C):

$$\text{Κατηγορία U: } f_t \leq 0.62\sqrt{f_c} \quad (3.34)$$

$$\text{Κατηγορία T: } 0.62\sqrt{f_c} < f_t \leq 1\sqrt{f_c} \quad (3.35)$$

$$\text{Κατηγορία C: } f_t > \sqrt{f_c} \quad (3.36)$$

Για σχεδιασμό πλακών δύο διευθύνσεων επιτρέπεται μόνο η κατηγορία U (χωρίς ρωγμές):

$$\text{Κατηγορία U με } f_t \leq 0.5\sqrt{f_c} \quad (3.37)$$

Συνδυασμοί φορτίων

Ακολουθούν οι συνδυασμοί φορτίων για τη βαρυτική σχεδίαση συστημάτων δαπέδου:

$$D + 1.0 \text{ Hyp}$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ ή } S \text{ ή } R) + 1.0 \text{ Hyp} \quad (3.38)$$

$$1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ή } S \text{ ή } R) + 1.0 L + 1.0 \text{ Hyp} \quad (3.39)$$

Ο κώδικας ορίζει δεσμευμένες (προεπιλεγμένες) περιπτώσεις φόρτωσης Νεκρό και Ζωντανό φορτίο. Επομένως, τα φορτία που ταξινομούνται ως L_r , S και R θα πρέπει να εισάγονται ως πρόσθετες περιπτώσεις φορτίου από τον χρήστη.

Απαιτήσεις

Οι απαιτήσεις σχεδιασμού είναι:

(i) Η ροπή σχεδιασμού (M_u) πρέπει να είναι μικρότερη από τη ροπή που μπορεί να αναπτυχθεί η τομή, την ονομαστική ροπή (M_n), μειωμένη κατά ένα συντελεστή μείωσης της αντοχής (ϕ). Η έκφραση ϕM_n αναφέρεται ως ικανότητα σχεδιασμού.

$$M_u < \phi M_n \quad (3.40)$$

(ii) Το τμήμα πρέπει να έχει ελάχιστη ολκιμότητα. Σε αυτό το πλαίσιο, η ολκιμότητα ορίζεται ως ο λόγος της περιστροφής ενός τμήματος κατά την αστοχία (e_u στη θέση του πλαστικού μεντεσέ) προς την περιστροφή του τμήματος στο ελαστικό του όριο (e_y κατά την έναρξη της πλαστικότητας). Το σχήμα 4α απεικονίζει τον ορισμό της πλαστιμότητας όπως εκφράζεται με μ .

Τα πειράματα έχουν αποδείξει ότι η ολκιμότητα (μ) είναι κατά κύριο λόγο συνάρτηση της ποσότητας και της θέσης της προέντασης και του οπλισμού σε μια διατομή, καθώς και της γεωμετρίας μιας διατομής. Η ολκιμότητα μιας διατομής ελέγχεται από τον λόγο c/dt και τον συντελεστή μείωσης της αντοχής ϕ . Η ελάχιστη πλαστιμότητα που απαιτείται από τον κώδικα επιτυγχάνεται μέσω του περιορισμού που επιβάλλεται στην αναλογία c/dt . Για τον βασικό συντελεστή μείωσης της αντοχής ($\phi = 0.9$) ο λόγος c/dt περιορίζεται στο 0.375.

$$c_{\max} = 0.375t \quad (3.41)$$

$$a_{\max} = \beta_1 c_{\max} \quad (3.42)$$

Με παρόμοιο τρόπο, ο καναδικός κώδικας (CSA-A23.3), ο βρετανικός κώδικας (BS 8110) και ο ευρωπαϊκός κώδικας (EC2) εφαρμόζουν την απαίτηση πλαστιμότητας περιορίζοντας το μέγιστο βάθος του ουδέτερου άξονα (c) σε κλάσμα d ή h .

Με βάση το όριο που καθορίζεται για το βάθος του ουδέτερου άξονα (c), πριν από την ενεργοποίηση μείωσης του συντελεστή μείωσης της αντοχής (ϕ), προσδιορίζονται έξι συνθήκες σχεδιασμού.

Μονοαξονική διάτμηση

Ο σχεδιασμός βασίζεται στα εξής:

$$\Phi V_n \geq V_u V_n = V_c + V_s \leq V_{n,max} \quad (3.43)$$

$$V_{n,max} = 0.66\sqrt{f'_c b_w d} \quad (3.44)$$

όπου V_n = συντελεστής διατμητικής αντίστασης, V_u = συντελεστής διατμητικής δύναμης, λόγω φορτίων σχεδιασμού, V_c = αντίσταση διάτμησης που αποδίδεται στο σκυρόδεμα, V_s = αντίσταση διάτμησης που παρέχεται από οπλισμό διάτμησης, b_w = πλάτος του ιστού [in], d = ενεργό βάθος διάτμησης [in] $\sqrt{f'_c} \leq 100\text{psi}, 8.3\text{ MPa}$.

Διατμητική αντοχή σχεδιασμού σκυροδέματος, V_c

- Για μέλη όπου $A_v \geq A_{v,min}$:

$$V_c = [0.17\lambda\sqrt{f'_c} + N_u 6A_g]b_w d \quad (3.45)$$

- Για μέλη όπου $A_v < A_{v,min}$:

$$V_c = [0.66\lambda_s \lambda(\rho_w) 1/3\sqrt{f'_c} + N_u 6A_g]b_w d \quad (3.46)$$

όπου $V_{c,max} = 5\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$, $N_u 6A_g \leq 0.05\sqrt{f'_c}$, 1 = συντελεστής τροποποίησης της αντοχής του σκυροδέματος, 1 για σκυρόδεμα κανονικού βάρους, 0.85 για ελαφρό σκυρόδεμα άμμου, 0.75 για ολόσωμο σκυρόδεμα $\lambda_s = \sqrt{21 + d/10} \leq 1$, N_u/A_g είναι σε psi, MPa

Διατμητική ενίσχυση, A_v

▪ Εάν η $V_u - \Phi V_c > V_{n,max}$ είναι υπερβολική. Αναθεωρήστε το τμήμα ή αυξήστε την αντοχή του σκυροδέματος

▪ Εάν $V_u < 0.5\Phi V_c$ δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης

$$\text{▪ Αν } 0.5\Phi V_c < V_u < \Phi V_c \quad A_v = A_{v,min} \quad (3.47)$$

$$\text{▪ Εάν } V_u > \Phi V_c \quad A_{v14} = \frac{(V_u - \Phi V_c)_s}{\Phi f_{yt} d} \geq A_{v,min} \quad (3.48)$$

Για μη προεντεταμένες δοκούς, εάν $\Phi\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \leq V_u < \Phi V_c$, δεν απαιτείται $A_{v,min}$ στις συνθήκες του ACI318-19.

Κρίσιμες διατομές

Το πλησιέστερο κρίσιμο τμήμα για τον έλεγχο των τάσεων είναι το $d/2$ από την όψη της στήλης όπου το «d» είναι το πραγματικό βάθος της πλάκας ή του πάνελ/καπάκι πτώσης. Τα επόμενα τμήματα που ελέγχονται βρίσκονται $d/2$ μακριά από το προηγούμενο κρίσιμο τμήμα.

Εάν η υπολογιζόμενη τάση υπερβαίνει το όριο που απαιτείται από τον κωδικό:

$$v_{\max} = \Phi_u 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (3.49)$$

Ο κώδικας προσθέτει οπλισμό και συνεχίζει να ελέγχει κρίσιμα τμήματα οκταγωνικού σχήματος μέχρι να καλυφθεί η επιτρεπόμενη τάση.

Εάν μοντελοποιούνται πίνακες πτώσης ή εξαρτήματα καλύμματος, οι τάσεις ελέγχονται επίσης στο $d/2$ από την όψη του πάνελ/καπάκι στο οποίο το «d» είναι το πραγματικό βάθος της πλάκας. Οι επόμενες ενότητες απέχουν $d/2$ από το προηγούμενο κρίσιμο τμήμα.

Σχεδιασμός έναντι διάτμησης

Οι υπολογισμένες τάσεις συγκρίνονται με την επιτρεπόμενη τάση

Εάν $V_u < \Phi_v V_c$, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

Εάν το $V_u > \Phi_v V_{n, \max}$, αναθεωρήστε την ενότητα.

Εάν $\Phi_v V_{n, \max} > V_u > \Phi_v V_c$, απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

Όπου χρειάζεται, παρέχεται οπλισμός διάτμησης σύμφωνα με τα ακόλουθα:

$$A_v = \frac{(V_u - \Phi_v V_c) u s}{\Phi_v f_v \sin \alpha} \quad (3.50)$$

Εάν απαιτείται, ο οπλισμός διάτμησης θα επεκταθεί στο τμήμα όπου:

$$V_u \leq \Phi_v 0,17 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (3.51)$$

Ελάχιστη διατμητική αντίσταση για σεισμική μετατόπιση

Για αρμούς πλάκας σε υποστυλώματα που δεν έχουν σχεδιαστεί ειδικά ως μέρος του συστήματος σεισμικής αντίστασης στις Κατηγορίες σεισμικής σχεδίασης D, E και F, ο κώδικας ACI318 απαιτεί ελάχιστη διατμητική αντίσταση ώστε να μειωθεί η πιθανότητα αμφίδρομης διατμητικής αστοχίας όπου ο λόγος μετατόπισης της ιστορίας σχεδίασης υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού.

Απαιτείται η ακόλουθη ποσότητα οπλισμού διάτμησης έτσι ώστε:

$$V_s \geq 3,5\sqrt{f'_c} \quad (3.52)$$

Στην ακόλουθη έκφραση που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του A_v , όταν η ποσότητα $(V_u - \Phi V_c) \leq V_s$, χρησιμοποιείται $3.5\sqrt{f'_c}$ για κρίσιμα τμήματα:

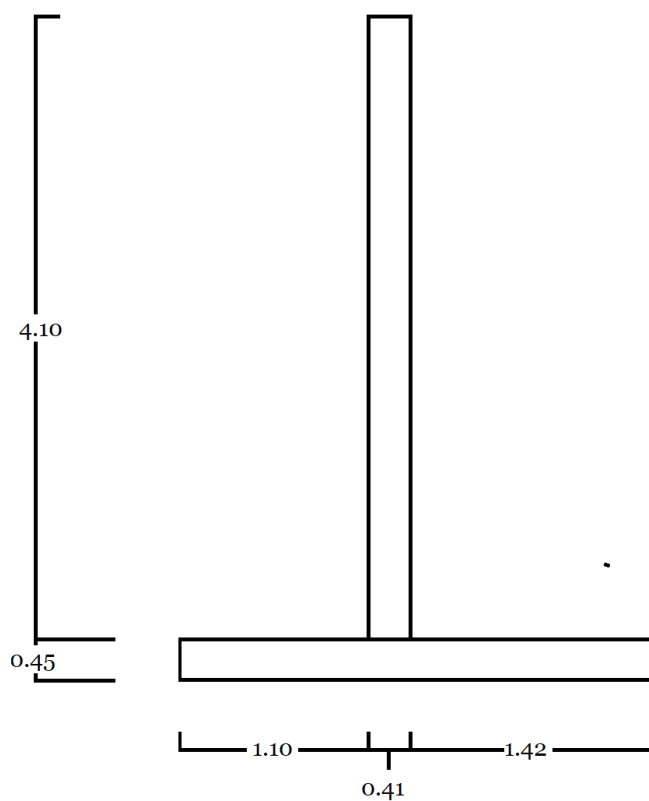
$$A_v = \frac{(V_u - \Phi V_c)u_s}{\Phi v_f \sin \alpha} \quad (3.53)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Αριθμητική ανάλυση τοίχου αντιστήριξης προβόλου με Ευρωκώδικες και ACI 318

4.1 Περιγραφή τοίχου αντιστήριξης και δεδομένα

Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει η ανάλυση και ο σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης μορφής προβόλου από οπλισμένο σκυρόδεμα σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες και τον ACI-318. Για το γεωτεχνικό σχεδιασμό του τοίχου θα χρησιμοποιηθούν ο EC7 και ο αντίστοιχος κανονισμός που προτείνεται από τον AASHTO. Ο σκοπός αυτής της μελέτης είναι να γίνει συγκριτική παρουσίαση των μεθόδων που εφαρμόζονται από τους δύο κανονισμούς και των αντίστοιχων αριθμητικών αποτελεσμάτων που απαιτούνται. Ο τοίχος αντιστήριξης που θα σχεδιαστεί δείχνεται στο σχήμα 4.1. Οι διαστάσεις του τοίχου αντιστήριξης που δείχνονται στο σχήμα επιλέχθηκαν δοκιμαστικά σύμφωνα με τις υποδείξεις που υπάρχουν στη βιβλιογραφία.

Πίσω από τον τοίχο αναμένεται η επίχωση με συμπακνωμένο χονδρόκοκκο και ελεύθερα στραγγισμένο εδαφικό υλικό, με ειδικό βάρος υλικού επίχωσης $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, γωνία τριβής $\varphi = 30^\circ$ και μηδενική συνοχή υλικού ($c=0$). Ο τοίχος θεωρείται ότι εδράζεται σε έδαφος με επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{\text{allow}} = 385 \text{ kN/m}^2$ και συντελεστή τριβής μεταξύ σκυροδέματος και εδάφους θεμελίωσης ίσο με $\mu = 0.50$. Η ανώτατη στάθμη της εδαφικής επίχωσης είναι οριζόντια διαμορφωμένη και η επιφόρτιση του εδάφους σε κατάσταση λειτουργίας αναμένεται ίση με $q = 10 \text{ kN/m}^2$. Τα δεδομένα αυτά και οι υπόλοιπες εδαφικές παράμετροι των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών παρουσιάζονται στον πίνακα 4.1.



Σχήμα 4.1: Η γεωμετρία των τοίχων αντιστήριξης

Πίνακας 4.1: Δεδομένα τοίχου αντιστήριξης

Παράμετροι	Συμβολισμός	Μέγεθος	Μονάδα μέτρησης
Ειδικό βάρος υλικού επίχωσης	γ	18	kN/m^3
Γωνία τριβής	φ	30	ο
Συνοχή υλικού επίχωσης	c	0	-
Επιτρεπόμενη τάση εδάφους	σ_{allow}	385	kN/m^2

Επιφόρτιση εδάφους	q	10	kN/m ²
Συντελεστής τριβής σκυροδέματος / εδάφους θεμελίωσης	μ	0.50	-
Σκυρόδεμα	C20	-	-
Χάλυβας	S500	-	-

4.2 Ανάλυση και σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με EC2

Αρχικά, γίνεται ο υπολογισμός των δυνάμεων που επενεργούν στον τοίχο. Οι υπολογισμοί αυτοί αφορούν τις ενεργητικές ωθήσεις λόγω ιδίου βάρους, τις ενεργητικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης, καθώς και των αντίστοιχων κατακόρυφων και οριζόντιων φορτίων (Σχήμα 4.2). Υπολογίζεται ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων και γίνεται ο προσδιορισμός των εδαφικών ωθήσεων:

$$K_{\alpha} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1 - \sin 30^{\circ}}{1 + \sin 30^{\circ}} = 0.333 \quad (4.1)$$

$$\sigma_a^g(z = 4.55\text{m}) = K_{\alpha} \gamma h = 4.55 * 18 * 0.333 = 27.30 \text{ kN/m}^2 / \tau\mu \quad (4.2)$$

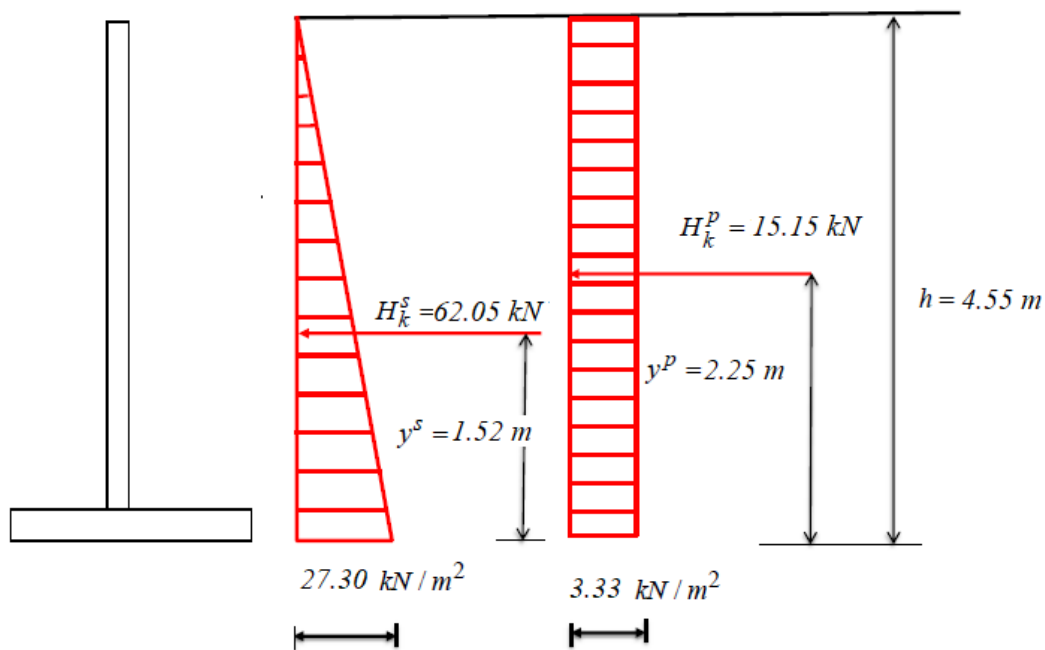
$$H_k^s = \frac{1}{2} K_{\alpha} \gamma h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 4.55^2 = 62.05 \text{ kN}/\tau\mu \quad (4.3)$$

$$y^s = \frac{4.55}{3} = 1.52 \text{ m} \quad (4.4)$$

$$\sigma_a^p(z = 4.55\text{m}) = p \cdot k_A = 10 * 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2 / \tau\mu \quad (4.5)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 * 10 * 4.55 = 15.15 \text{ kN}/\tau\mu \quad (4.6)$$

$$y^p = \frac{1}{2} \cdot 4.55 = 2.28 \text{ m} \quad (4.7)$$



Σχήμα 4.2: Ενεργητικές ωθήσεις λόγω ιδίου βάρους, Ενεργητικές ωθήσεις λόγω επιφόρτισης, καθώς και τα αντίστοιχα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία

Πίνακας 4.2: Υπολογισμός βαρών και ροπών του τοίχου αντιστήριξης Ι

Τμήμα i	W_i [kN]	x_i [m]	$W_i x_i$ [kNm]	y_i [m]	$W_i y_i$ [kNm]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	$0.41 \cdot 4.10 \cdot 25$ =42.00	$1.10 + 0.41/2$ =1.92	80.64	$4.10/2 + 0.45$ =0.92	38.70
2	$0.45 \cdot 2.93 \cdot 25$ =32.96	$2.93/2 = 1.47$	48.29	$0.45/2 = 0.225$	7.42
3	$1.42 \cdot 4.10 \cdot 18$ =104.8	$0.41 + 1.10 + 1.42/2$ =2.22	232.66	0.92	96.42
Sum	179.76		361.59		142.04

Ο υπολογισμός των κατακόρυφων φορτίων του τοίχου αντιστήριξης Ι παρουσιάζεται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 4.2. Στη δεύτερη στήλη του Πίνακα 4.2, υπολογίζονται τα βάρη των επιμέρους τμημάτων του τοίχου, στις στήλες 3 και 4 οι οριζόντιες και

κατακόρυφες αποστάσεις του κέντρου βάρους των επιμέρους τμημάτων από το σημείο A, και στις στήλες 5, και 6 οι ροπές των βαρών αυτών ως προς τον οριζόντιο και κατακόρυφο άξονα που διέρχονται από το σημείο A. Το συνολικό κατακόρυφο βάρος του τοίχου αντιστήριξης I και οι σχετικές συντεταγμένες του κέντρου βάρους προκύπτουν από το άθροισμα των στηλών 2 και 5 αντίστοιχα (Σχέσεις 4.8 - 4.10).

$$W_k = \Sigma W_i x_c = 179.76 \text{ kN} \quad (4.8)$$

$$x_c = \frac{\Sigma W_i x_i}{\Sigma W_i} = \frac{361.59}{179.76} = 2.01 \text{ m} \quad (4.9)$$

$$y_c = \frac{\Sigma W_i y_i}{\Sigma W_i} = \frac{142.04}{179.76} = 0.79 \text{ m} \quad (4.10)$$

Συνεχίζοντας, λαμβάνουν χώρα οι απαιτούμενοι έλεγχοι βάσει του EC2. Αναλυτικότερα, οι έλεγχοι αυτοί αφορούν στην ανατροπή, την ολίσθηση και τη θραύση εδάφους.

Ο έλεγχος έναντι ανατροπής απαιτεί τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής, τον υπολογισμό της ροπής επαναφοράς και στη συνέχεια τη μεταξύ τους σύγκριση. Συγκεκριμένα, η ροπή ανατροπής προκύπτει από τη Σχέση 4.11, ενώ η ροπή επαναφοράς ή ευστάθειας από τη Σχέση 4.12:

$$\begin{aligned} M_{\text{over,d}} &= 1.1 H_k^s y^s + 1.5 H_k^p y^p = \\ &= 1.1 * 62.05 * 1.52 + 1.5 * 15.15 * 2.28 = 155.56 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (4.11)$$

$$M_{\text{stab,d}} = 0.9 W_k x^c = 325.19 \text{ kNm} \quad (4.12)$$

$$M_{\text{stab,d}} > M_{\text{over,d}} , \text{ OK!} \quad (4.13)$$

Στη συνέχεια γίνεται ο έλεγχος, αναφορικά με τη θραύση εδάφους, ο οποίος συνδέεται με τις ροπές ευστάθειας και ανατροπής, την εκκεντρότητα e , καθώς και της τάσεις εδάφους. Υπολογίζεται πρώτα η διαφορά των προαναφερθέντων ροπών (Σχέση 4.16) και ακολουθεί ο υπολογισμός της εκκεντρότητας e (Σχέση 4.18).

$$M_{\text{over,d}} = H_k^s y^s + H_k^p y^p = 62.05 * 1.52 + 15.15 * 2.28 = 128.85 \text{ kNm} \quad (4.14)$$

$$M_{stab,d} = W_k x^c = 361.32 \text{ kNm} \quad (4.15)$$

$$\Delta M = M_{stab,d} - M_{over,d} = 361.32 - 128.85 = 232.47 \text{ kNm} \quad (4.16)$$

$$l = \frac{\Delta M}{W_k} = \frac{232.47}{179.76} = 1.29 \text{ m} \quad (4.17)$$

$$e = \frac{B}{2} - l = \frac{2.93}{2} - 1.29 = 0.18 \text{ m} \quad (4.18)$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.49 \text{ m} \quad (4.19)$$

Έτσι, ο υπολογισμός της ελάχιστης και μέγιστης τάσης προκύπτει από τις Σχέσεις 4.20 και 4.21:

$$\sigma_{min} = \frac{W_k}{B \cdot 1.00} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 38.74 \text{ kPa} \quad (4.20)$$

$$\sigma_{max} = \frac{W_k}{B \cdot 1.00} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 83.97 \text{ kPa} < \sigma_{all} = 385 \text{ kPa} \quad (4.21)$$

Στον έλεγχο έναντι ολίσθησης, τα κατακόρυφα φορτία από το βάρος των υπερκείμενων σωμάτων θεωρούνται ευνοϊκές δράσεις, όπως φαίνεται στις Σχέσεις 4.22 – 4.24:

$$H_{αντίσταση \text{ στην ολίσθηση}} = \mu W_k = 0.5 \cdot 179.76 = 89.9 \text{ kN} \quad (4.22)$$

$$H_{ολίσθησης} = 1.35 H_k^s + 1.5 H_k^p = 1.35 \cdot 62.05 + 1.5 \cdot 15.15 = 106.5 \text{ kN} \quad (4.23)$$

$$H_{αντίσταση \text{ στην ολίσθηση}} = 89.9 < H_{ολίσθησης} = 106.5 \quad (4.24)$$

Άρα ο έλεγχος στην ολίσθηση δεν ικανοποιείται. Στην περίπτωση αυτή κατασκευάζεται κλειδί κάτω από τον κορμό ύψους 0.5m και πάχους 0.41m. Η παθητική αντίσταση που προσφέρει το κλειδί είναι:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1}{0.333} = 3 \quad (4.25)$$

Η παθητική ώθηση θα είναι:

$$\sigma_z (z = 0.95\text{m}) = 18 \cdot 0.95 = 17.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.26)$$

$$H_p = 17.1 \cdot 0.95 \cdot \frac{3}{2} = 24.37 \text{ kN} / \text{τμ} \quad (4.27)$$

$$H'_{αντίσταση \text{ στην ολίσθηση}} = 89.9 + 24.37 = 114.27 > 106.5 \text{ , OK!} \quad (4.28)$$

Στη συνέχεια, γίνεται ο προσδιορισμός των εδαφικών τάσεων σχεδιασμού, σύμφωνα με τις Σχέσεις 4.29 – 4.35:

$$M_{\text{over,d}} = 1.35H_k^s y^s + 1.5H_k^p y^p = 1.35 * 62.05 * 1.52 + 1.5 * 15.15 * 2.28 = 179.14 \text{ kNm} \quad (4.29)$$

$$M_{\text{stab,d}} = 1.0W_k x^c = 179.76 * 2.01 = 361.32 \text{ kNm} \quad (4.30)$$

$$\Delta M_d = M_{\text{stab,d}} - M_{\text{over,d}} = 361.32 - 179.14 = 182.18 \text{ kNm} \quad (4.31)$$

$$l = \frac{\Delta M}{W_k} = 1.01 \text{ m} \quad (4.32)$$

$$e = \frac{B}{2} - l = \frac{2.93}{2} - 1.01 = 0.46 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.49 \text{ m} \quad (4.33)$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 3.56 \text{ kPa} \quad (4.34)$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 119.14 \text{ kPa} < \sigma_{\text{all}} = 385 \text{ kPa} \quad (4.35)$$

Ο υπολογισμός των οπλισμών του υπό μελέτη τοίχου αντιστήριξης προσδιορίζεται σε τρεις βασικές διατομές: α) τη βάση του κορμού, β) τη βάση της πτέρνας και γ) την αρχή του δακτύλου.

Τα φορτία όπου καταπονούν τον κορμό είναι οι ωθήσεις από τις δύο πλευρές του τοίχου και το ίδιο βάρος του τοίχου, το οποίο στην προκειμένη αμελείται. Αναλυτικά, υπολογίζονται τα εμβαδά των διαγραμμάτων των ωθήσεων σε κάθε πλευρά του τοίχου από τη στέψη του κορμού, μέχρι την εκάστοτε στάθμη, καθώς αυτά αντιπροσωπεύουν τις αντίστοιχες συγκεντρωμένες δυνάμεις. Ο απαιτούμενος καμπτικός οπλισμός προκύπτει βάσει της μέγιστης ροπής που αφορά στην υπό μελέτη διατομή.

Για τη διαστασιολόγηση, αντίστοιχα, του οπλισμού της πτέρνας, τα φορτία που επηρεάζουν την υπολογιστική διαδικασία είναι τα βάρη των υπερκείμενων γαιών, το ίδιο βάρος της πτέρνας και οι κάτωθεν τάσεις του εδάφους, οι οποίες δρουν θετικά.

Τέλος, για τον υπολογισμό του οπλισμού στη τρίτη διατομή (αρχή του δακτύλου) είναι τα ίδια με αυτά της προηγούμενης διατομής, με τη διαφορά ότι ανακουφιστικά δρα το ίδιο βάρος του δακτύλου.

Αναλυτικότερα, παρουσιάζεται η διαδικασία υπολογισμού του οπλισμού κάμψης, όσον αφορά στον κορμό (Σχήμα 4.3). Αρχικά, οι οριζόντιες δυνάμεις που επενεργούν στον κορμό προκύπτουν από τις Σχέσεις 4.36 – 4.40:

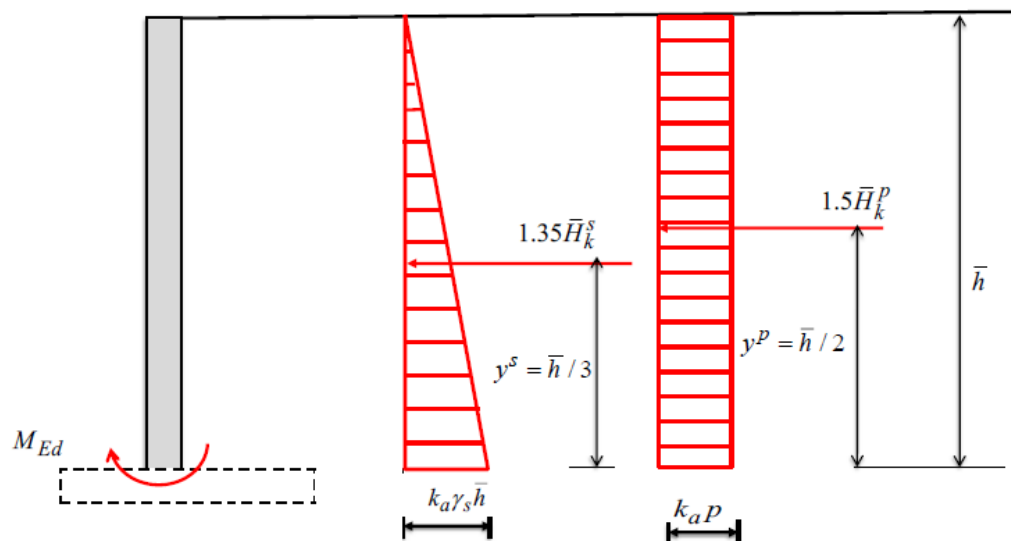
$$\sigma_a^s(z = 4.10\text{m}) = K_a \gamma h = 4.10 * 18 * 0.333 = 24.58 \text{ kN/m}^2 / \tau\mu \quad (4.36)$$

$$H_k^s = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 4.10^2 = 50.38 \text{ kN}/\tau\mu \quad (4.37)$$

$$y^s = \frac{4.10}{3} = 1.37 \text{ m} \quad (4.38)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 * 10 * 4.10 = 13.65 \text{ kN}/\tau\mu \quad (4.39)$$

$$y^p = \frac{1}{2} \cdot 4.10 = 2.05 \text{ m} \quad (4.40)$$



Σχήμα 4.3: Διατομή I - Κάμψη

Συνεχίζοντας, υπολογίζεται η ροπή που αφορά στην κάμψη από τη Σχέση 4.41 και, βάσει αυτής, υπολογίζεται εν τέλει ο απαιτούμενος οπλισμός (Σχέση 4.44):

$$M_{Ed} = 1.35 H_k^s y^s + 1.5 H_k^p y^p = 1.35 * 50.38 * 1.37 + 1.5 * 13.65 * 2.05 = 135.15 \text{ kNm} \quad (4.41)$$

$$K = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{ck}} = \frac{135.15 * 1000 * 1000}{1000 * 293^2 * 20} = 0.079 < 0.167 \quad (4.42)$$

$$\omega = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5K} = 0.098 \quad (4.43)$$

$$A_s = \omega b d \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 0.098 * 1000 * 293 * \frac{20}{500} = 1149 \text{ mm}^2 \quad (4.44)$$

Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός, βάσει κανονισμού, προκύπτει ως εξής:

$$f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3} = 0.3 * 20^{\frac{2}{3}} = 2.21 \text{MPa} \quad (4.45)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.26f_{ctm}bd}{f_{yk}} = 0.26 * 2.21 * 1000 * \frac{293}{500} = 337 \text{ mm}^2 < A_s = 1149 \text{ mm}^2 \quad (4.46)$$

Τοποθετούνται $\Phi 16/16 = 1257 \text{ mm}^2 > A_{s,req} = 1149 \text{ mm}^2$.

$$f_s = \frac{f_{yk}}{1.15} * \frac{g_k + 0.3q_k}{1.35g_k + 1.5q_k} = \frac{500}{1.15} * \frac{50.38 + 0.3 * 13.65}{1.35 * 50.38 + 1.5 * 13.65} = 268 \text{MPa} \quad (4.47)$$

Τοποθετούνται $\Phi 16/16$ (1257 mm^2)

Οπλισμός Διανομής $0.20 * 1149 = 230 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 10/20$ (393 mm^2)

Εκτός από τον οπλισμό που απαιτείται λόγω κάμψης, θα πρέπει να γίνει έλεγχος του τοίχου σε διάτμηση. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η τέμνουσα για την οποία δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης (Σχήμα 4.4), ενώ αν η δύναμη που ασκείται είναι μεγαλύτερη από τη μέγιστη τέμνουσα προκύπτει πως απαιτείται οπλισμός διάτμησης.

$$h' = 4.10 - 0.35 = 3.75 \text{ m} \quad (4.48)$$

$$k_a \gamma h' = 0.333 * 18 * 3.75 = 22.48 \text{ kN/m}^2 \quad (4.49)$$

$$H_k^s = \frac{1}{2} K_a \gamma h'^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 3.75^2 = 42.15 \text{ kN} \quad (4.50)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 * 10 * 3.75 = 12.49 \text{ kN} \quad (4.51)$$

$$V_{Ed} = 1.35 * 42.15 + 1.5 * 12.49 = 75.64 \text{ kN/}\tau\mu \quad (4.52)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{bd} = \frac{75.64 * 1000}{1000 * 350} = 0.22 \text{ MPa} \quad (4.53)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{1149}{1000 * 350} = 0.0033 < 0.02 \quad (4.54)$$

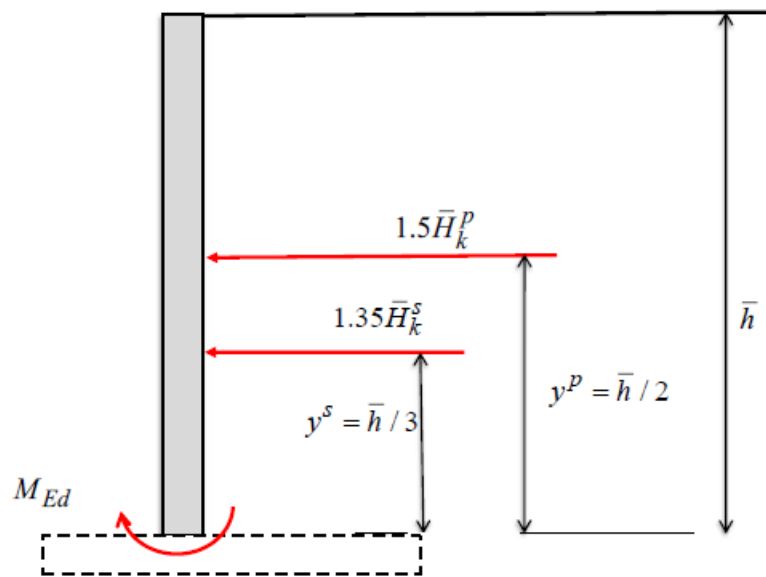
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1.76 \leq 2 \quad (4.55)$$

$$v_{Rd,c} = 0.12k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 * 1.76 * (100 * 0.0033 * 20)^{\frac{1}{3}} = 0.40 \text{MPa} \quad (4.56)$$

$$v_{min} = 0.035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} = 0.035 * 1.76^{\frac{3}{2}} * 20^{\frac{1}{2}} = 0.37 \text{ MPa} \quad (4.57)$$

$$v_{Rd,c} = 0.37 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0.22 \text{ MPa} \quad (4.58)$$

Συνεπώς, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, OK!



Σχήμα 4.4: Διατομή I - Διάτμηση

Αντίστοιχα, ακολουθείται ο απαιτούμενος υπολογισμός του οπλισμού κάμψης, αναφορικά με τη διατομή II (Σχήμα 4.5), η οποία αποτελείται από τις Σχέσεις:

$$W_s = 1.42 * 4.10 * 18 = 104.80 \text{ kN} \quad (4.59)$$

$$W_{\pi\lambda} = 1.42 * 0.45 * 25 = 16.00 \text{ kN} \quad (4.60)$$

$$W_p = 1.42 * 10 = 14.00 \text{ kN} \quad (4.61)$$

$$\sigma_{\pi\alpha\rho} = 205.87 - \frac{205.87}{1.27} * 1.10 = 27.56 \text{ kPa} \quad (4.62)$$

$$R_s = \frac{1}{2} * 27.56 * (1.27 - 1.10) = 2.34 \text{ kN} \quad (4.63)$$

$$x_R = \frac{1}{3} * (1.27 - 1.10) = 0.10 \text{ m} \quad (4.64)$$

$$M_{Ed} = 1.35(W_s + W_{\pi\lambda}) * 0.9 + 1.5W_p * 0.9 - R_s x_R = 1.35(104.80 + 16.00) * 0.9 + 1.5 * 14.00 * 0.9 - 2.34 * 0.10 = 165.44 \text{ kNm} \quad (4.65)$$

$$K = \frac{M_{Ed}}{bd^2 f_{ck}} = \frac{165.44 * 1000 * 1000}{1000 * 350^2 * 20} = 0.068 < 0.167 \quad (4.66)$$

$$\omega = 0.652 - \sqrt{0.425 - 1.5K} = 0.083 \quad (4.67)$$

$$A_s = \omega b d \frac{f_{ck}}{f_{yk}} = 0.083 * 1000 * 350 * \frac{20}{500} = 1163 \text{ mm}^2 \quad (4.68)$$

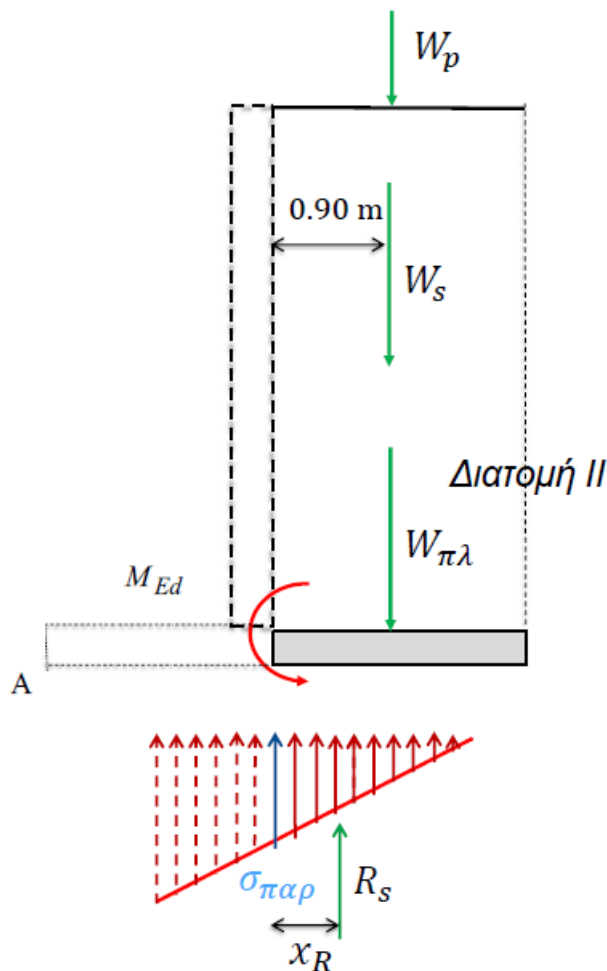
$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 0.3 * 20^{2/3} = 2.21 \text{ MPa} \quad (4.69)$$

$$A_{s,min} = \frac{0.26 f_{ctm} b d}{f_{yk}} = 0.26 * 2.21 * 1000 * \frac{350}{500} = 402 \text{ mm}^2 < A_s = 1163 \text{ mm}^2 \quad (4.70)$$

Τοποθετούνται Φ16/16 (1257 mm²)

$$f_s = \frac{f_{yk}}{1.15} * \frac{(W_s + W_{\pi\lambda} - R_s) + 0.3 * W_{\pi\lambda}}{1.35(W_s + W_{\pi\lambda}) - R_s + 1.5 * W_{\pi\lambda}} = \frac{500}{1.15} * \frac{104.80 + 16.00 - 2.34 + 0.3 * 16.00}{1.35(104.80 + 16.00) - 2.34 + 1.5 * 16.00} = 290.00 \text{ MPa} \quad (4.71)$$

Τοποθετούνται Φ16/16 (1257 mm²)



Σχήμα 4.5: Διατομή II - Κάμψη

Οπλισμός Διανομής $0.20 * 1163 = 233 \text{ mm}^2 \rightarrow \Phi 12/30 (377 \text{ mm}^2)$

Όμοια, για τη διάτμηση:

$$W_s = (1.42 - 0.35) * 4.10 * 18 = 79.00 \text{ kN} \quad (4.72)$$

$$W_{\pi\lambda} = (1.42 - 0.35) * 0.45 * 25 = 12.04 \text{ kN} \quad (4.73)$$

$$W_p = (1.42 - 0.35) * 10 = 10.70 \text{ kN} \quad (4.74)$$

$$\sigma_d = 205.87 - \frac{205.87}{1.27} * 1.10 = 27.56 \text{ kPa} \quad (4.75)$$

$$R_s = \frac{1}{2} * 79.00 * (1.27 - 1.10) = 6.72 \text{ kN} \quad (4.76)$$

$$V_{Ed} = 1.35(W_s + W_{\pi\lambda}) + 1.5W_p - R_s = 1.35 * (79.00 + 12.04) + 1.5 * 10.7 - 6.72 = 132.23 \text{ kN} \quad (4.77)$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{bd} = \frac{132.23 * 1000}{1000 * 350} = 0.38 \text{ MPa} \quad (4.78)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{bd} = \frac{1257}{1000 * 350} = 0.0036 < 0.02 \quad (4.79)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{350}} = 1.76 \leq 2 \quad (4.80)$$

$$v_{Rd,c} = 0.12k(100\rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} = 0.12 * 1.76 * (100 * 0.0036 * 20)^{\frac{1}{3}} = 0.41 \text{ MPa} \quad (4.81)$$

$$v_{min} = 0.035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.035 * 1.76^{\frac{3}{2}} * 20^{\frac{1}{2}} = 0.37 \text{ MPa} \quad (4.82)$$

$$v_{Rd,c} = 0.41 \text{ MPa} > v_{Ed} = 0.38 \text{ MPa} \quad (4.83)$$

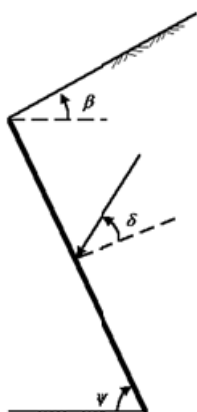
Συνεπώς, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, OK!

Αντισεισμικός έλεγχος σύμφωνα με Ευρωκώδικες

Ο αντισεισμικός έλεγχος αποτελεί ένα πολύ σημαντικό μέρος του σχεδιασμού, καθώς ελέγχει τη συμπεριφορά του τοίχου αντιστήριξης σε διάφορες συνθήκες λειτουργίας, όπου η αστοχία του τοίχου δεν είναι αποδεκτή. Ο αντισεισμικός έλεγχος αποτελείται από μία σειρά ελέγχων ευστάθειας σε κατάσταση σεισμού, όπου εξετάζουν τόσο τον

τοίχο αυτό καθαυτό, όσο και το έδαφος και τον οπλισμό όπου επιλέγεται να τοποθετηθεί.

Συγκεκριμένα, οι έλεγχοι αυτοί είναι οι εξής: α) έλεγχος ανατροπής, β) έλεγχος ολίσθησης, γ) έλεγχος θραύσης του εδάφους και δ) έλεγχος οπλισμού. Ωστόσο, για να λάβουν χώρα οι προαναφερθέντες έλεγχοι, απαιτείται πρώτα ο υπολογισμός της σεισμικής δύναμης που θεωρείται ότι ασκείται στον τοίχο αντιστήριξης, ο οποίος γίνεται με τη μέθοδο Monopobe-Okabe, που αναλύεται στο υποκεφάλαιο 2.7.



Σχήμα 4.6

Αναφορικά με τη σεισμική δύναμη που ασκείται στον τοίχο, απαραίτητος είναι ο υπολογισμός του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων των Monopobe – Okabe (Σχέσεις 4.84 - 4.92), για $\delta = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\psi = 90^\circ$, $\varphi = 30^\circ$:

$$k_h = \frac{a}{q_w} = \frac{0.24}{1.5} = 0.16 \quad (4.84)$$

$$k_v = 0.33k_h = 0.053 \quad (4.85)$$

Θετική κατεύθυνση κατακόρυφου σεισμού (Σχέσεις 4.82 και 4.83):

$$\theta_{(+)} = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1+k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.16}{1+0.053} \right) = 8.64^\circ \quad (4.86)$$

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

$$\frac{\sin^2(111.36)}{\cos(8.64) \sin^2(90) \sin(81.36) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(21.36)}{\sin(81.36) \sin(120)}} \right]^2} = 0.416 \quad (4.87)$$

Δύναμη ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων με σεισμό (Σχέση 4.84):

$$E_{AE(+)} = \frac{1}{2} \gamma (1 + k_v) K h^2 = \frac{1}{2} * 18 * (1 + 0.053) * 0.416 * 4.55^2 = 81.62 \text{ kN} \quad (4.88)$$

Αρνητική κατεύθυνση κατακόρυφου σεισμού (Σχέσεις 4.85 και 4.86):

$$\theta_{(-)} = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.16}{1 - 0.053} \right) = 9.59^\circ \quad (4.89)$$

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

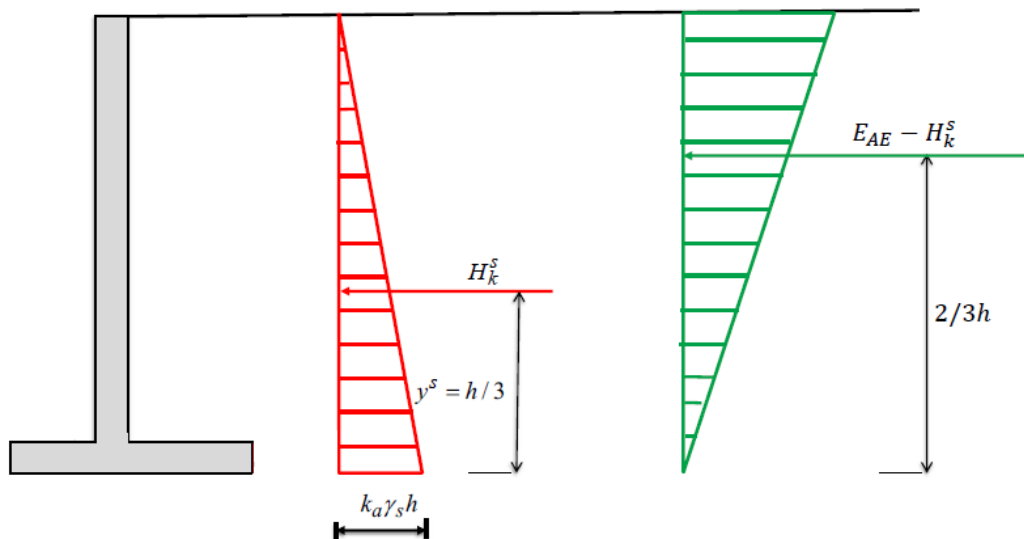
$$\frac{\sin^2(110.41)}{\cos(9.59) \sin^2(90) \sin(80.41) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(30) \sin(20.41)}{\sin(80.41) \sin(120)}} \right]^2} = 0.429 \quad (4.90)$$

Δύναμη ενεργητικών εδαφικών ωθήσεων με σεισμό (Σχέση 4.91):

$$E_{AE(-)} = \frac{1}{2} \gamma (1 - k_v) K h^2 = \frac{1}{2} * 18 * (1 - 0.053) * 0.429 * 4.55^2 = 75.70 \text{ kN} \quad (4.91)$$

Δυσμενέστερη είναι η θετική κατεύθυνση, οπότε όπως παρουσιάζεται στη Σχέση (4.92):

$$E_{AE} = 81.62 \text{ kN} \quad (4.92)$$



Σχήμα 4.7: Σχεδιασμός ωθήσεων από σεισμό

Συνεπώς, η ώθηση από το σεισμό προκύπτει από τη Σχέση (4.93):

$$\Delta E = E_{AE} - H_1 = 81.62 - 62.05 = 19.57 \text{ kN} \quad (4.93)$$

Στη συνέχεια, ακολουθούν οι έλεγχοι ευστάθειας, σε σεισμό. Αυτοί είναι ο έλεγχος, σε ανατροπή, σε ολίσθηση και ο έλεγχος θραύσης του εδάφους. Ο αντισεισμικός έλεγχος σε ανατροπή απαιτεί τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής $M_{over,d}$ της αδρανειακής δύναμης της κατασκευής E_h (Σχέσεις 4.94 – 4.95), καθώς και της αντίστοιχης ροπής ευστάθειας. Εφόσον η ροπή ευστάθειας είναι μεγαλύτερη από αυτή της ανατροπής, τότε ο έλεγχος είναι επιτυχής (4.96).

$$M_{over,d} = H_k^s y^s + 0.3 H_k^p y^p + \Delta E y^E = 62.05 * 1.52 + 0.3 * 15.15 * 2.28 + 19.57 * 3.04 = 164.17 \text{ kNm} \quad (4.94)$$

$$M_{stab,d} = W_k x_c = 2,01 * 179.76 = 361.32 \text{ kNm} \quad (4.95)$$

$$M_{stab,d} > M_{over,d} , \text{ OK!} \quad (4.96)$$

Αντίστοιχα, για τον έλεγχο έναντι ολίσθησης, υπολογισμού χρήζει η αδρανειακή δύναμη κατασκευής προκύπτει από τη Σχέση 4.97:

$$E_h = a_h W_{tot} = 0.16 * 179.76 = 28.76 \text{ kN} \quad (4.97)$$

Άρα,

$$H_{αντίσταση \text{ στην ολίσθηση}} = \mu W_k = 0.50 * 179.76 = 89.90 \text{ kNm/}\tau\mu \quad (4.98)$$

$$H_{ολίσθησης} = H_k^s + 0.3 H_k^p + \Delta E + E_h = 62.05 + 0.3 * 15.15 + 19.57 + 28.76 = 113.93 \text{ kN/}\tau\mu \quad (4.99)$$

$$H_{αντίσταση \text{ στην ολίσθηση}} < H_{ολίσθησης} \quad (4.100)$$

Ο έλεγχος στην ολίσθηση δεν ικανοποιείται. Στην περίπτωση αυτή κατασκευάζεται κλειδί κάτω από τον κορμό ύψους 0.55m και πάχους 0.41m. Η παθητική αντίσταση που προσφέρει το κλειδί είναι:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1}{0.333} = 3 \quad (4.101)$$

Η παθητική ώθηση θα είναι:

$$\sigma_z(z = 1.00\text{m}) = 18 * 1 = 18 \text{ kN / m}^2 \quad (4.102)$$

$$H_p = 18 * 1 * \frac{3}{2} = 27 \text{ kN / τμ} \quad (4.103)$$

$$H'_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}} = 89.9 + 27 = 116.9 > 113.93, \text{ OK!} \quad (4.104)$$

Ο τελευταίος έλεγχος που λαμβάνει χώρα είναι αυτό της θραύσης εδάφους με σεισμό, ο οποίος προκύπτει από τις Σχέσεις 4.105 – 4.112:

$$M_{\text{over,d}} = 164.17 \text{ kNm} \quad (4.105)$$

$$M_{\text{stab,d}} = 361.32 \text{ kNm} \quad (4.106)$$

$$\Delta M = M_{\text{stab,d}} - M_{\text{over,d}} = 361.32 - 164.17 = 197.15 \text{ kNm} \quad (4.107)$$

$$l = \frac{\Delta M}{W_k} = \frac{197.15}{179.76} = 1.10 \text{ m} \quad (4.108)$$

$$e = \frac{B}{2} - l = \frac{2.93}{2} - 1.10 = 0.37 \text{ m} \quad (4.109)$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.49 \text{ m} \quad (4.110)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 14.87 \text{ kPa} \quad (4.111)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 107.84 \text{ kPa} < \sigma_{\text{all}} = 385 \text{ kPa} \quad (4.112)$$

Αντίστοιχα, ακολουθώντας όμοια διαδικασία με προηγουμένως, υπολογίζεται η ροπή που αφορά στην κάμψη, σύμφωνα με τις Σχέσεις 4.113 – 4.123:

$$\Delta \sigma_k = \frac{2\Delta E}{h} = \frac{2 * 19.57}{4.55} = 8.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.113)$$

$$\Delta \sigma_\beta = \frac{8.60}{4.55} * 0.45 = 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.114)$$

$$\Delta E_1 = 0.85 * 4.1 = 3.49 \text{ kN} \quad (4.115)$$

$$h_1 = \frac{4.1}{2} = 2.05 \text{ m} \quad (4.116)$$

$$\Delta E_2 = \frac{1}{2} * (8.6 - 0.85) * 4.1 = 15.89 \text{ kN} \quad (4.117)$$

$$h_2 = \frac{2}{3} * 4.1 = 2.73 \text{ m} \quad (4.118)$$

$$H_k^s = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 4.10^2 = 50.38 \text{ kN} \quad (4.119)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 * 10 * 4.1 = 13.65 \text{ kN} \quad (4.120)$$

$$\Delta E_1 = 3.49 \text{ kN} \quad (4.121)$$

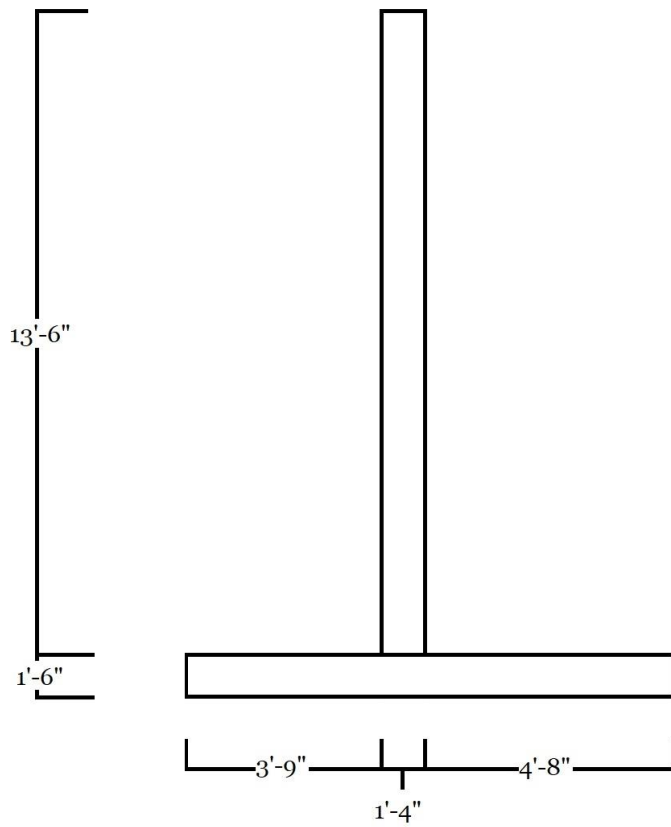
$$\Delta E_2 = 15.89 \text{ kN} \quad (4.122)$$

$$M_{Ed} = H_k^s h^s + 0.3 H_k^p h^p + \Delta E_1 h_1 + \Delta E_2 h_2 = 50.38 * 1.37 + 0.3 * 13.65 * 2.05 + 3.49 * 2.05 + 15.89 * 2.73 = 127.95 \text{ kNm} \quad (4.123)$$

Χωρίς σεισμό είχε βρεθεί $M_{Ed} = 135.15 \text{ kNm}$ που είναι δυσμενέστερο.

4.3 Ανάλυση και σχεδιασμός τοίχων αντιστήριξης με ACI 318

Πίσω από τον τοίχο (Σχήμα 4.6), αναμένεται η επίχωση με συμπυκνωμένο χονδρόκοκκο και ελεύθερα στραγγισμένο εδαφικό υλικό, με ειδικό βάρος υλικού επίχωσης $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, γωνία τριβής $\varphi = 30^\circ$ και μηδενική συνοχή υλικού ($c=0$). Ο τοίχος θεωρείται ότι εδράζεται σε έδαφος με επιτρεπόμενη τάση $\sigma_{allow} = 385 \text{ kN/m}^2$ και συντελεστή τριβής μεταξύ σκυροδέματος και εδάφους θεμελίωσης ίσο με $\mu = 0.50$. Η ανώτατη στάθμη της εδαφικής επίχωσης είναι οριζόντια διαμορφωμένη και η επιφόρτιση του εδάφους σε κατάσταση λειτουργίας αναμένεται ίση με $q = 10 \text{ kN/m}^2$. Τα δεδομένα αυτά και οι υπόλοιπες εδαφικές παράμετροι των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών παρουσιάζονται στον πίνακα 4.1.



Σχήμα 4.8: Η γεωμετρία των τοίχων αντιστήριξης

Αρχικά, για $\sin 30^\circ = 0.5$, οι συντελεστές πίεσης εδάφους είναι $K_{ah} = 0.333$ και $K_{ph} = 3.0$, όμοια με την προηγούμενη εφαρμογή.

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.333 \quad (4.124)$$

$$\sigma_a^g(z = 4.55\text{m}) = K_a \gamma h = 4.55 * 18 * 0.333 = 27.30 \text{ kN/m}^2 / \tau\mu \quad (4.125)$$

$$H_k^s = \frac{1}{2} K_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 4.55^2 = 62.05 \text{ kN/}\tau\mu \quad (4.126)$$

$$y^s = \frac{4.55}{3} = 1.52 \text{ m} \quad (4.127)$$

$$\sigma_a^p(z = 4.55\text{m}) = p \cdot k_A = 10 \cdot 0.333 = 3.33 \text{ kN/m}^2 / \text{τμ} \quad (4.128)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 \cdot 10 \cdot 4.55 = 15.15 \text{ kN/τμ} \quad (4.129)$$

$$y^p = \frac{1}{2} \cdot 4.55 = 2.28 \text{ m} \quad (4.130)$$

Πίνακας 4.3: Δεδομένα τοίχου αντιστήριξης

Παράμετροι	Συμβολισμός	Μέγεθος	Μονάδα μέτρησης
Ειδικό βάρος υλικού επίχωσης	γ	18	kN/m ³
Γωνία τριβής	ϕ	30	ο
Συνοχή υλικού επίχωσης	c	0	-
Επιτρεπόμενη τάση εδάφους	σ_{allow}	385	kN/m ²
Επιφόρτιση εδάφους	q	10	kN/m ²
Συντελεστής τριβής σκυροδέματος / εδάφους θεμελίωσης	μ	0.50	-
Σκυρόδεμα	C20	-	-
Χάλυβας	S500	-	-

Το συνολικό κατακόρυφο βάρος του τοίχου αντιστήριξης I και οι σχετικές συντεταγμένες του κέντρου βάρους προκύπτουν ομοίως με την εφαρμογή του EC2:

$$W_k = \Sigma W_i x_c = 179.76 \text{ kN} \quad (4.131)$$

$$x_c = \frac{\Sigma W_i x_i}{\Sigma W_i} = \frac{361.59}{179.76} = 2.01 \text{ m} \quad (4.132)$$

$$y_c = \frac{\Sigma W_i y_i}{\Sigma W_i} = \frac{142.04}{179.76} = 0.79 \text{ m} \quad (4.133)$$

Συνεχίζοντας, λαμβάνουν χώρα οι απαιτούμενοι έλεγχοι βάσει του ACI-318. Αναλυτικότερα, οι έλεγχοι αυτοί αφορούν στην ανατροπή, την ολίσθηση και τη θραύση εδάφους.

Ο έλεγχος έναντι ανατροπής απαιτεί τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής, τον υπολογισμό της ροπής επαναφοράς και στη συνέχεια τη μεταξύ τους σύγκριση.

$$M_{\text{over}} = 62.05 * 1.52 + 15.15 * 2.28 = 128.86 \text{ kNm} \quad (4.134)$$

$$M_{\text{stab}} = 179.76 * 2.01 = 361.32 \text{ kNm} \quad (4.135)$$

Ο συντελεστής ασφαλείας θα είναι:

$$n = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{over}}} = \frac{361.32}{128.86} = 2.8 > 1.5 \quad , \text{ OK!} \quad (4.136)$$

Έλεγχος Ολίσθησης:

$$H_{\text{ολίσθησης}} = 62.05 + 15.15 = 77.20 \text{ kN} \quad (4.137)$$

$$H_{\text{αντίστασης στην ολίσθηση}} = \mu * W_k = 0.5 * 179.76 = 89.9 \text{ kN} \quad (4.138)$$

Ο συντελεστής αστοχίας θα είναι:

$$W = \frac{89.9}{77.2} = 1.15 < 1.5 \quad (4.139)$$

Άρα ο έλεγχος στην ολίσθηση δεν ικανοποιείται. Στην περίπτωση αυτή κατασκευάζεται κλειδί κάτω από τον κορμό ύψους 0.5μ και πάχους 0.41m. Η παθητική αντίσταση που προσφέρει το κλειδί είναι:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{1}{0.333} = 3 \quad (4.140)$$

Η παθητική ώθηση θα είναι:

$$\sigma_z(z = 0.95\text{m}) = 18 * 0.95 = 17.1 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad (4.141)$$

$$H_p = 17.1 * 0.95 * \frac{3}{2} = 24.37 \text{ kN} / \text{τμ} \quad (4.142)$$

$$H'_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}} = 89.9 + 24.37 = 114.27 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{114.27}{77.65} = 1.47 \approx 1.5, \text{ άρα OK!}$$

Η ροπή κάμψης στον βραχίονα που αποτελεί την κύρια διατομή υπολογίζεται ως εξής:

$$M_u = (50.38 * 1.37 + 13.65 * 2.05) * 1.6 = 155.2 \text{ kNm} \quad (4.143)$$

$$V_u = (50.38 + 13.65) * 1.6 = 102.45 \text{ kNm} \quad (4.144)$$

$$\frac{M_u}{\Phi b d^2} = \frac{155.2 * 1}{0.90 * 1 * 0.35^2} = 492.7 \text{ kPa} \quad (4.145)$$

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}, \text{ από όπου προκύπτει ότι:}$$

$$14.75 \rho^2 - \rho + 0.003 = 0 \quad (4.146)$$

Και λύνοντας την εξίσωση προκύπτει ότι $\rho = 0.33$

$$A_s = \frac{\rho b d}{100} = \frac{0.33 * 1000 * 350}{100} = 1,155 \text{ mm}^2 \quad (4.147)$$

Έλεγχος σε διάτμηση

Για τον υπολογισμό χρησιμοποιείται συντελεστής μείωσης αντοχής ίσος με $\phi = 0.90$.

Η αντοχή στη διάτμηση υπολογίζεται ως εξής:

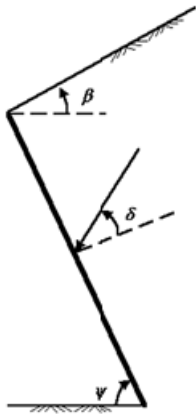
$$\Phi V_c = 2 \phi \sqrt{f'_c} b d = 2 * 0.75 * \sqrt{2899} * 12 * 13.8 = 16,049 \text{ lb} = \text{Kg} \quad (4.148)$$

$$V_u = (50.38 + 13.65) * 1.6 = 102.45 \text{ kNm} = 6,920 \text{ lb} \quad (4.149)$$

Εφόσον $V_u < \Phi V_c$, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης, OK!

Αντισεισμική ανάλυση σύμφωνα με ACI

Ύστερα από τη στατική επίλυση του υπό μελέτη τοίχου αντιστήριξης προβολικού τύπου πραγματοποιείται ο αντισεισμικός έλεγχος, σύμφωνα με τον ACI-318.



Σχήμα 4.9:

Λαμβάνει χώρα ο υπολογισμός του οριζώντιου και κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή, για $\delta = 0^\circ$, $\beta = 0^\circ$, $\psi = 90^\circ$, $\varphi = 30^\circ$:

$$a_v = 0.24, \quad a_h = \frac{2}{3} a_v = \frac{2}{3} 0.24 = 0.16 \quad (4.150)$$

Όμοια με Ευρωκώδικες προκύπτει η δύναμη ενεργητικών εδαφικών τάσεων, καθώς και η ώθηση από το σεισμό και παρουσιάζονται στις ακόλουθες σχέσεις 4.155 – 4.163:

$$\text{Ενεργητική ώθηση} = E_{AE} = 81.62 \text{ kN} \quad (4.151)$$

$$\text{Ύψος δράσης από τη βάση του τοίχου} = \frac{H}{3} = \frac{4.55}{3} = 1.52 \text{ m} \quad (4.152)$$

$$\text{Δυναμική ώθηση} = H_1 = 62.05 \text{ kN} \quad (4.153)$$

$$\text{Διαφορά } \Delta E = 19.57 \text{ kN} \quad (4.154)$$

$$\text{Ύψος δράσης από τη βάση του τοίχου} = \frac{H}{2} = \frac{4.55}{2} = 2.28 \text{ m} \quad (4.155)$$

$$M_{\text{over}} = 81.62 * 1.52 + 62.05 * 1.52 + 19.57 * 2.28 = 263 \text{ kN} \quad (4.156)$$

$$M_{\text{stab}} = 179.76 * 2.01 = 361.62 \text{ kNm} \quad (4.157)$$

$$\frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{over}}} = 1.37 > 1.2, \quad \text{άρα ο έλεγχος ικανοποιείται.}$$

Έλεγχος ολίσθησης

$$E_h = a_h * W_{\text{tot}} = 0.16 * 179.76 = 28.76 \text{ kN} \quad (4.158)$$

$$H_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}} = \mu W_k = 0.50 * 179.76 = 89.90 \text{ kNm/}\tau\mu \quad (4.159)$$

$$H_{\text{ολίσθησης}} = H_1 + H_k^p + \Delta E + E_h = 62.05 + 15.15 + 19.57 + 28.76 = 125.53 \text{ kN/}\tau\mu \quad (4.160)$$

$$\frac{H_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}}}{H_{\text{ολίσθησης}}} < 1.1 \quad (4.161)$$

Ο έλεγχος στην ολίσθηση δεν ικανοποιείται. Στην περίπτωση αυτή κατασκευάζεται κλειδί κάτω από τον κορμό ύψους 0.90m και πάχους 0.41m. Η παθητική αντίσταση που προσφέρει το κλειδί είναι:

$$K_p = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} = \frac{1}{0.333} = 3 \quad (4.162)$$

Η παθητική ώθηση θα είναι:

$$\sigma_z(z = 1.35\text{m}) = 18 * 1.35 = 24.3 \text{ kN / m}^2 \quad (4.163)$$

$$H_p = 24.3 * 1.35 * \frac{3}{2} = 49.21 \text{ kN / }\tau\mu \quad (4.164)$$

$$H'_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}} = 89.9 + 49.21 = 139.11 \quad (4.165)$$

$$\frac{H'_{\text{αντίσταση στην ολίσθηση}}}{H_{\text{ολίσθησης}}} = 1.11 > 1.10, \quad \text{OK!} \quad (4.166)$$

$$\text{Εκκεντρότητα: } e = \frac{B}{2} - l = 0.23 \text{ m} \quad (4.167)$$

$e < \frac{B}{6}$, συνεπώς:

$$\sigma_{\min} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = 32.47 \text{ kPa} \quad (4.168)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{W_k}{B * 1.00} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = 90.25 \text{ kPa} < \sigma_{\text{all}} = 385 \text{ kPa} \quad (4.169)$$

Έλεγχος Κάμψης

Τέλος, με όμοια διαδικασία με προηγουμένως, υπολογίζεται η ροπή που αφορά στην κάμψη, σύμφωνα με τις Σχέσεις 4.170 – 4.180:

$$\Delta \sigma_k = \frac{2\Delta E}{h} = \frac{2 * 19.57}{4.55} = 8.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.170)$$

$$\Delta \sigma_\beta = \frac{8.60}{4.55} * 0.45 = 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (4.171)$$

$$\Delta E_1 = 0.85 * 4.1 = 3.49 \text{ kN} \quad (4.172)$$

$$h_1 = \frac{4.1}{2} = 2.05 \text{ m} \quad (4.173)$$

$$\Delta E_2 = \frac{1}{2} * (8.6 - 0.85) * 4.1 = 15.89 \text{ kN} \quad (4.174)$$

$$h_2 = \frac{2}{3} * 4.1 = 2.73 \text{ m} \quad (4.175)$$

$$H_k^s = \frac{1}{2} k_a \gamma h^2 = \frac{1}{2} * 0.333 * 18 * 4.1^2 = 50.38 \text{ kN} \quad (4.176)$$

$$H_k^p = k_a p h = 0.333 * 10 * 4.1 = 13.65 \text{ kN} \quad (4.177)$$

$$\Delta E_1 = 3.49 \text{ kN} \quad (4.178)$$

$$\Delta E_2 = 15.89 \text{ kN} \quad (4.179)$$

$$M_{Ed} = H_k^s h^s + H_k^p h^p + \Delta E_1 h_1 + \Delta E_2 h_2 = 50.38 * 1.37 + 13.65 * 2.05 + 3.49 * 2.05 + 15.89 * 2.73 = 147.54 \text{ kNm} \quad (4.180)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία:

- Παρουσιάστηκαν συνοπτικά οι θεωρίες εδαφομηχανικής του οπλισμένου σκυροδέματος, έτσι όπως αυτές εφαρμόζονται στον σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης μορφής προβόλου με τους Ευρωκώδικες και τον ACI-318. Και στα δύο κανονιστικά πλαίσια εφαρμόζονται οι ίδιες θεωρίες με διαφορετικές μορφές συντελεστών ασφαλείας και με μικρές διαφοροποιήσεις στις παραδοχές συμπεριφοράς των υλικών (π.χ. στο σκυρόδεμα και στον χάλυβα).
- Αναπτύχθηκε ένα λογισμικό πρόγραμμα σε περιβάλλον Python για τον γεωτεχνικό και δομοστατικό σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Έγινε μία συγκριτική παρουσίαση ανάλυσης και σχεδιασμού ενός τοίχου αντιστήριξης μορφής προβόλου εφαρμόζοντας τους δύο κανονισμούς. Από την σύγκριση προέκυψε ότι τα Ευρωπαϊκά και Αμερικανικά κανονιστικά πλαίσια βρίσκονται σε καλή συμφωνία μεταξύ τους, τόσο στους γεωτεχνικούς όσο και στους δομοστατικούς ελέγχους. Καθότι υπάρχει διαφορετική μορφή συντελεστών ασφάλειας δεν μπόρεσε να γίνει άμεση ποσοτική σύγκριση. Ο έλεγχος ανατροπής και θραύσης εδάφους και στους δύο κανονισμούς ήταν πολύ πάνω από το οριακά επιτρεπόμενο. Στον έλεγχο ολίσθησης και οι δύο κανονισμοί οδήγησαν σε αστοχία και στην προσθήκη δοντιού στη βάση για την αποφυγή της. Αναφορικά με τη δομοστατική ανάλυση και οι δύο κανονισμοί οδήγησαν σε τιμές οπλισμού που διαφέρουν ελάχιστα. Για παράδειγμα, στην ένωση κατακόρυφου τοίχου της θεμελίωσης που είναι η πιο κρίσιμη διατομή της κατασκευής οι οπλισμοί κατά EC2, EC8 και ACI-318 ήταν 1149 mm^2 και 1155 mm^2 . Αναφορικά με τη διάτμηση και τα δύο κανονιστικά πλαίσια δεν επιτρέπουν οπλισμό διάτμησης. Ο έλεγχος γίνεται με την ικανοποίηση της συνθήκης μη υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος χωρίς οπλισμό διάτμησης.

Βιβλιογραφία

- [1] Κατσιράκης Ε.Κ. (2021). Μελέτη της σεισμικής απόκρισης του περιμετρικού τείχους της Ακρόπολης και διερεύνηση μέτρων απομείωσης των δυναμικών ωθήσεων, Σχολή Αρχιτεκτόνων μηχανικών, Πολυτεχνείο Κρήτης
- [2] Τριανταφύλλου Κ. (2021). Σχολή Μηχανικών, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο
- [3] Αβρανά Β. (2006). "Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης Τοίχων Αντιστήριξης- Εδάφους- Κατασκευής". Μεταπτυχιακή Διατριβή. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- [4] Βασιλειάδης, Κ. (2018). "Τρωτότητα και βέλτιστος σχεδιασμός λιμενικών κρηπιδότοιχων υπό στατικές και σεισμικές συνθήκες". Μεταπτυχιακή Διατριβή. Σχολή Ναυπηγών Μηχανολόγων Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- [5] Nilson A.H., Darwin D., Dolan C.W. (2004), Design of concrete structures 13th edition,
- [6] Αναγνωστόπουλος Χ., Χατζηγώγος Θ., Αναστασιάδης Α., Πιτιλάκη Δ. (2012). Θεμελιώσεις Αντιστηρίξεις και Γεωτεχνικά Έργα
- [7] Σταθοπούλου, Β. Δ., (2006). "Σεισμική Μόνωση Τοίχων Εδαφικής Αντιστήριξης με Γεωαφρό Διογκωμένης Πολυστερίνης – Παραμετρική Αριθμητική Ανάλυση", Μεταπτυχιακή Διατριβή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Πατρών.
- [8] Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", The Fifth Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 15, No.2, pp. 137-161
- [9] Rankine, W.J.M. (1857). "On the Stability of Loose Earth", Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147, pp. 9 – 27
- [10] Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.
<http://dx.doi.org/10.1002/9780470172766>
- [11] Taylor D.W. (1948). Fundamentals of soil mechanics, New York State College of Agriculture, Cornell University Ithaca, N.Y.
- [12] Coulomb, C.A., (1776). "Essai sur une Application des Regles de Maximis et Minimis a Quelques Problemes de Statique Relatifs a l' Architecture". Memoires de Mathematiqueet de Physique, Presentes a l' Academie Royale des Sciences; Paris, Vol. 7, pp. 343-382
- [13] Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929). "On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes". Proceeding of the World Engineering Congress, Tokyo, Vol. 9, pp. 179-185.
- [14] Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). "Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads". Proceedings, ASCE Speciality Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp.103-147.
- [15] EC2 (1992). Eurocode 2: Design of concrete structures
- [16] EC7 (1997). Eurocode 7: Geotechnical design

Παράρτημα Ι

Στο παρόν παράρτημα, παρουσιάζεται ο κώδικας επίλυσης σε προγραμματιστικό περιβάλλον PYTHON του υπό μελέτη τοίχου αντιστήριξης σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες.

```
import math
```

```
# import numpy as np
```

```
# import pandas as pd
```

```
ANGLE_OF_FRICTION = 30 # degrees-φ
```

```
MATERIAL_UNIT_WEIGHT = 18 # kN/m3-γ
```

```
SURCHARGE = 10 # kN/m2-q
```

```
ALLOWABLE_BEARING_PRESSURE = 150 # kN/m2-σ allow
```

```
FRICTION_COEFFICIENT = 0.45 # μ
```

```
SLIDE_RATIO_THRESHOLD = 1.5
```

```
OVERTURN_RATIO_THRESHOLD = 2
```

```
R_THRESHOLD = 0.02
```

```
MATERIALS = {'C20': 25, 'S500': 0}
```

```
fcu = 35
```

```
wallcover = 0.035
```

```
fy = 500
```

```
basecover = 0.05
```

```
b = 1
```

```
fck = 20
```

```
d = 0.25
```

```
class CantileverRetainingWall():
```

```
    """
```

Cantilevered reinforced concrete retaining walls are suitable for heights up to about 7 m.

They generally consist of a uniform vertical stem monolithic with a base slab.

A key is sometimes incorporated at the base of the wall in order to prevent sliding failure of the wall.

The stability of these structures often relies on the weight of the structure and the weight of backfill

on the base.

```
    """
```

```
    def __init__(self, base_width, base_thickness, toe_width, height, stem_thickness, neglect_passive_force=True):
```

```
        #2.4, 0.4, 0.3, 2.9, 0.3
```

```
        self.base_width = base_width
```

```
        self.base_thickness = base_thickness
```

```
        self.toe_width = toe_width
```

```
        self.stem_height = height
```

```
        self.stem_thickness = stem_thickness
```

```
        self.total_height = self.base_thickness + self.stem_height
```

```
        self.neglect_passive_force = neglect_passive_force
```

```
        self.active_pressure_coef = (1 - math.sin(math.radians(ANGLE_OF_FRICTION))) / (1 + math.sin(math.radians(ANGLE_OF_FRICTION)))
```

```
        self.passive_pressure_coef = 1 / self.active_pressure_coef
```

```
    @property
```

```
    def active_pressure(self):
```

```
        """ $p_a = \rho k_a z$ """
```

```
        return MATERIAL_UNIT_WEIGHT * self.active_pressure_coef * self.total_height
```

```

@property

def active_pressure_stem(self):

    return MATERIAL_UNIT_WEIGHT * self.active_pressure_coef * self.stem_height

@property

def passive_pressure(self):

    """ $p_p = \rho k_p z$ """

    return MATERIAL_UNIT_WEIGHT * self.passive_pressure_coef * self.stem_height

@property

def active_pressure_force(self):

    """ $F_a = 0.5 p_a h_1$ """

    return 0.5 * self.active_pressure * self.total_height

@property

def passive_pressure_force(self):

    """ $F_p = 0.5 p_p h_2$ """

    return 0.5 * self.passive_pressure * self.stem_height

@property

def friction_force(self):

    """ $F_t = \mu W_t$ """

    return FRICTION_COEFFICIENT * self.total_vertical_force

@property

def weight_of_wall(self):

    return self.stem_thickness * self.stem_height * MATERIALS['C20']

@property

def weight_of_base(self):

    return self.base_width * self.base_thickness * MATERIALS['C20']

```

```

@property

def weight_of_material(self):

    return (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) * self.stem_height *
MATERIAL_UNIT_WEIGHT

@property

def total_vertical_force(self):

    """ $W_t = W_1 + W_2 + W_3$ """

    return self.weight_of_wall + self.weight_of_base + self.weight_of_material

@property

def average_x(self):

    x1 = self.toe_width + (self.stem_thickness / 2)

    x2 = self.base_width / 2

    x3 = self.toe_width + self.stem_thickness + (self.base_width - self.toe_width -
self.stem_thickness) / 2

    restoring_moments_sum = self.weight_of_wall * x1 + self.weight_of_base * x2 +
self.weight_of_material * x3

    return restoring_moments_sum / self.total_vertical_force

def check_stability(self):

    self.check_sliding_failure()

    self.check_overturning_failure()

    self.check_ground_bearing_pressure_failure()

def check_sliding_failure(self):

    """Έλεγχος ολίσθησης"""

    if self.neglect_passive_force:

        sliding_safety_factor = self.friction_force / self.active_pressure_force

    else:

```

```
        sliding_safety_factor = (self.passive_pressure_force + self.friction_force) /  
self.active_pressure_force
```

```
if sliding_safety_factor >= SLIDE_RATIO_THRESHOLD:
```

```
    print(f'Factor of safety against overturning is {sliding_safety_factor:.2f} --> OK')
```

```
else:
```

```
    print('Sliding failure')
```

```
def check_overturning_failure(self):
```

```
    """Ελεγχος ανατροπής"""
```

```
    overturning_moments_sum = self.active_pressure_force * self.total_height / 3
```

```
    self.x1 = self.toe_width + (self.stem_thickness / 2)
```

```
    self.x2 = self.base_width / 2
```

```
    self.x3 = self.toe_width + self.stem_thickness + (self.base_width - self.toe_width -  
self.stem_thickness) / 2
```

```
    restoring_moments_sum = self.weight_of_wall * self.x1 + self.weight_of_base *  
self.x2 + self.weight_of_material * self.x3
```

```
    overturning_safety_factor = restoring_moments_sum / overturning_moments_sum
```

```
if overturning_safety_factor > OVERTURN_RATIO_THRESHOLD:
```

```
    print(f'Factor of safety against overturning is {overturning_safety_factor:.2f} --> OK')
```

```
else:
```

```
    print('Overturning failure')
```

```
def check_ground_bearing_pressure_failure(self):
```

```
    """Ελεγχος θραύσης εδάφους"""
```

```
    self.y1 = self.base_thickness + (self.stem_height / 2)
```

```
    self.y2 = self.base_thickness / 2
```

```
    self.y3 = self.base_thickness + self.stem_height / 2
```

```
    center_base_line_moment = self.active_pressure_force * self.total_height / 3 +  
self.weight_of_wall * 1.1 - self.weight_of_material * 0.55
```

```

        toe_pressure = self.total_vertical_force / self.base_width + 6 *
center_base_line_moment / self.base_width**2

        print("toe_pressure whi = {}".format(toe_pressure))

        heel_pressure = self.total_vertical_force / self.base_width - 6 * center_base_line_moment
/ self.base_width**2

        print("heel_pressure = {}".format(heel_pressure))

        if center_base_line_moment / self.total_vertical_force < self.base_width / 6:

            max_ground_pressure = toe_pressure

        else:

            max_ground_pressure = heel_pressure

        if max_ground_pressure < ALLOWABLE_BEARING_PRESSURE:

            print(f'Factor of safety against ground bearing pressure is {max_ground_pressure:.2f} -
-> OK')

        else:

            print('Ground bearing pressure failure')

    @property
    def backfill_stem_force(self):

        """ $F_s = 0.5k_a \rho h_s^2$ """

        return 0.5 * self.active_pressure_coef * MATERIAL_UNIT_WEIGHT *
self.stem_height**2

    @property
    def base_design_moment(self):

        return 1.4 * self.backfill_stem_force * self.stem_height / 3

    @property
    def effective_depth(self):

        material_diameter = 0.02 # assume steel - TODO get from table

        d = self.base_thickness - wall_cover - material_diameter / 2

```

```

    return d

@property

def ultimate_resistance_moment(self):

    M_u = 0.156 * f_cu * b * self.effective_depth**2

    if M_u > self.base_design_moment:

        print('No compression reinforcement is required!')

    else:

        pass

    return M_u

def steel_area(self):

    K = self.base_design_moment / (f_cu * b * self.effective_depth**2)

    print(f'K = {K}')

    z = self.effective_depth * (0.5 + math.sqrt(0.25 - K / 0.9))

    print(f'z = {z}')

    A_s = self.base_design_moment / (0.87 * f_y * z)

    print(f'A_s = {A_s}')

def kampsi(self, As_approve = 0.000565):

    """Υπολογισμός κάμψης

    Args:

        As_approve (float, optional): Από πίνακα tables.xlsx. Defaults to 0.000565.

    """

    self.As_approve = As_approve

    H1 = 0.5 * self.stem_height * self.active_pressure_stem

    h1 = self.stem_height / 3

    print(f'H1 = {H1}')

    print(f'h1 = {h1}')

```

```

H2 = self.stem_height * SURCHARGE * self.active_pressure_coef

h2 = self.stem_height / 2

print(f"H2 = {H2}")

print(f"h2 = {h2}")

self.Vsd = 1.5 * (H1 + H2)

print("Vsd = {}".format(self.Vsd))

self.Msd = 1.5 * (H1 * h1 + H2 * h2)

print("Msd = {}".format(self.Msd))

f_cd = f_ck / 1.5

self.msd = self.Msd / (b * d**2 * f_cd * 1000)

print("msd = {}".format(self.msd))

self.omega = 0.0739 # figure out from msd and table

f_yd = 500 / 1.15

self.A_s1 = self.omega * b * d * f_cd / f_yd

print(f"A_s1 = {self.A_s1}")

As_min = 0.015 * b * d / 100

print(f"As_min = {As_min}")

if As_min < self.As_approve:

    print("As_min is OK")

else:

    As_min = self.As_approve

def shear(self):

    """Οπλισμος διατμησης"""

    t_Rd = 260

    k = 1.6 - d

    print(f"k = {k}")

```

```

    rl = self.As_approve / (b * d)

    print(f"rl = {rl}")

    if rl < R_THRESHOLD:

        print("rl is OK")

    Vrd = t_Rd * k * (1.2 + 40 * rl) * b * d

    print(f"Vrd = {Vrd}")

    print(f"Vsd = {self.Vsd}")

    if self.Vsd < Vrd:

        print("No shearing reinforcement needed")

def oplismos_daktulou(self, d = 35):

    pass

def oplismos_fternas(self, d = 35):

    # Monima fortia

    # Apo edafos

    P1 = self.stem_height * (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) *
MATERI-AL_UNIT_WEIGHT #kN/m

    x1 = (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) / 2

    # Apo plaka

    P2 = self.base_thickness * (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) *
MATE-RIALS["C20"] #kN/m

    x2 = (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) / 2

    print(f"P1 = {P1}")

    print(f"P2 = {P2}")

    # Kinita fortia

    Q = (self.base_width - self.toe_width - self.stem_thickness) * self.base_thickness *
SURCH-ARGE

```

```

# Fortia dianomis

M_sd = (1.6-d) * (P1 * x1 + P2 * x2) + 1.5 * Q * (self.base_width - self.toe_width -
self.stem_thickness) / 2

V_sd = (1.6-d) * (P1 + P2) + 1.5 * Q

# Oplismos kamps

msd = (M_sd * 1000 * 1000) / (b * 1000 * math.pow(d * 100, 2) * (f_ck / 1.5))

omega = 0.0961

A_s = omega * (b * 100) * d * ((f_ck / 1.5) / (500 / 1.15))

print (f"A_s = {A_s}")

def earthquake_check(self, a = 0.24, qw = 1.5):

    ah = a / qw

    self.ah = ah

    av = 0.3 * ah

    d = 0

    theta = math.atan(ah / (1 - av)) * 180. / math.pi

    p1 = math.cos((ANGLE_OF_FRICTION - theta) * math.pi / 180.)

    p2 = math.cos(theta * math.pi / 180.) * math.cos((theta + d) * math.pi / 180.)

    p3 = 1 + math.sqrt(math.sin((ANGLE_OF_FRICTION + d) * math.pi / 180.) *
(math.sin((ANGLE_OF_FRICTION - theta) * math.pi / 180.)) / math.cos((d + theta) * math.pi
/ 180.))

    Kae = math.pow(p1, 2) / (p2 * math.pow(p3, 2))

    E = 0.5 * MATERIAL_UNIT_WEIGHT * math.pow((self.total_height), 2) * (1 - av) *
Kae

    self.earthquake_force = E - (0.5 * self.total_height * self.active_pressure)

    self.earthquake_force_triagl_dist = 2 * self.earthquake_force / self.total_height

    self.earthquake_force_dist = (2. / 3.) * self.total_height

def earthquake_overturning_failure(self):

```

```

Eh = self.ah * self.total_vertical_force

H1 = (0.5 * self.total_height * self.active_pressure)

h1 = self.total_height / 3.

H2 = self.active_pressure_coef * SURCHARGE * self.total_height

h2 = self.total_height / 2

Mover = H1 * h1 + 0.3 * H2 * h2 + self.earthquake_force * self.earthquake_force_dist

Mstab = self.total_vertical_force * self.average_x

self.earthquake_Mdiff = Mstab - Mover

if Mstab > Mover:

    print("Mstab is OK")

def earthquake_slide(self, l1 = 0.4, l2 = 2.0, m1 = 0.45, m2 = 0.58):

    mav = (m1 * l1 + m2 * l2) / (l1 + l2)

    Eh = self.ah * self.total_vertical_force

    H1 = (0.5 * self.total_height * self.active_pressure)

    H2 = self.active_pressure_coef * SURCHARGE * self.total_height

    Hslide = H1 + 0.3 * H2 + self.earthquake_force + Eh

    Hres = mav * self.total_vertical_force

    if Hres > Hslide:

        print("Hres is OK")

def earthquake_ground_bearing(self, sigmaallow = 150.):

    lr = self.earthquake_Mdiff / self.total_vertical_force

    e = (self.base_width / 2.) - lr

    if e < self.base_width / 6.:

        print("e is OK")

    sigmamax = (self.total_vertical_force / self.base_width) * (1 + (6 * e / self.base_width))

    sigmamin = (self.total_vertical_force / self.base_width) * (1 - (6 * e / self.base_width))

```

```

if sigmamax < sigmaallow:

    print ("sigmamax is OK")

def earthquake_reinforcement(self):

    Dsk = 2 * self.earthquake_force / self.total_height

    Dsb = (Dsk / self.total_height) * self.base_thickness

    DE1 = Dsb * self.stem_height

    h1 = self.stem_height / 2.0

    DE2 = 0.5 * (Dsk - Dsb) * self.stem_height

    h2 = (2.0/3.0) * self.stem_height

    DM = DE1 * h1 + DE2 * h2

    Hsk = 0.5 * self.active_pressure_coef * MATERIAL_UNIT_WEIGHT *
math.pow(self.stem_height, 2)

    Hpk = self.active_pressure_coef * SURCHARGE * self.stem_height

    hs = self.stem_height / 3.0

    hp = self.stem_height / 2.0

    Med = Hsk * hs + 0.3 * Hpk * hp + DE1 * h1 + DE2 * h2

def __str__(self):

    return f"""

    pa = {self.active_pressure}

    Fa = {self.active_pressure_force}

    pp = {self.passive_pressure}

    Fp = {self.passive_pressure_force}

    W1 = {self.weight_of_wall}

    W2 = {self.weight_of_base}

    W3 = {self.weight_of_material}

```

```

        Wt = {self.total_vertical_force}

        x1 = {self.x1}

        x2 = {self.x2}

        x3 = {self.x3}

        y1 = {self.y1}

        y2 = {self.y2}

        y3 = {self.y3}

        Ft = {self.friction_force}

        Fs = {self.backfill_stem_force}

        d = {self.effective_depth}

        """

    retaining_wall = CantileverRetainingWall(2.4, 0.4, 0.3, 2.9, 0.3)

    retaining_wall.check_stability()

    retaining_wall.kampsi()

    retaining_wall.shear()

    retaining_wall.earthquake_check()

    retaining_wall.earthquake_overturning_failure()

    retaining_wall.earthquake_slide()

    retaining_wall.earthquake_ground_bearing()

    retaining_wall.earthquake_reinforcement()

```

Παράρτημα II

Στο παρόν παράρτημα παρουσιάζονται ορισμένοι απαραίτητοι πίνακες για το σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης, οι οποίοι παρέχονται από τον EC2.

Πίνακας II.1: Κατηγορίες έκθεσης κατασκευών στο περιβάλλον

Κατηγορία	Περιγραφή	Παραδείγματα
1 Χωρίς διακινδύνευση διάβρωσης ή προσβολής		
X0	Για άοπλο σκυρόδεμα ή σκυρόδεμα χωρίς ενσωματωμένο μέταλλο: όλες οι συνθήκες έκθεσης εκτός περιπτώσεων ύπαρξης ψύξης/απόψυξης, επιφανειακής τριβής ή χημικής προσβολής	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος
2 Διάβρωση από ενανθράκωση		
XC1	Ξηρό ή μόνιμα υγρό	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με μέτρια ή υψηλή υγρασία αέρος. Σκυρόδεμα μόνιμα βυθισμένο σε νερό.
XC2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος υπό μακροχρόνια επαφή με νερό. Πληθώρα θεμελιώσεων.
XC3	Μέτρια υγρασία	Σκυρόδεμα εντός κτιρίων με πολύ χαμηλή υγρασία αέρος. Εξωτερικό σκυρόδεμα προσβαλλόμενο από τη βροχή
XC4	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Επιφάνειες σκυροδέματος σε επαφή με νερό, εκτός της κατηγορίας έκθεσης XC2.
3 Διάβρωση από χλωριούχα		
XD1	Μέτρια υγρασία	Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε αερομεταφερόμενα χλωριούχα.
XD2	Υγρό, σπανίως ξηρό	Πισίνες. Στοιχεία σκυροδέματος εκτεθειμένα σε βιομηχανικά απόβλητα που περιέχουν χλωριούχα.
XD3	Περιοδικά υγρό και ξηρό	Τμήματα γεφυρών εκτεθειμένα σε ψεκασμό χλωριούχων. Πεζοδρόμια. Πλάκες χώρων στάθμευσης αυτοκινήτων.
4 Διάβρωση από χλωριούχα θαλασσινού νερού		
XS1	Εκτεθειμένο σε άλατα θαλάσσης αερομεταφερόμενα αλλά χωρίς άμεση επαφή με το θαλασσινό νερό.	Κατασκευές κοντά ή επί της ακτής.
XS2	Μόνιμα βυθισμένο σε θαλασσινό νερό.	Τμήματα λιμενικών έργων.
XS3	Ζώνες παλίρροιας, παφλασμού και πιτσιλίσματος	Τμήματα λιμενικών έργων.
5 Προσβολή ψύξης / απόψυξης		

XF1	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός χωρίς παράγοντα απόψυξης.	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και στον πάγο.
XF2	Μέτριας κλίμακας υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης.	Κατακόρυφες επιφάνειες σκυροδέματος οδοποιίας εκτεθειμένες σε ψύξη και παράγοντες απόψυξης που μεταφέρονται με τον αέρα.
XF3	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός χωρίς παράγοντα απόψυξης.	Οριζόντιες επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες στη βροχή και στον πάγο.
XF4	Εκτεταμένος υδρεμποτισμός με παράγοντα απόψυξης ή θαλασσινό νερό.	Καταστρώματα οδών ή γεφυρών εκτεθειμένα σε παράγοντες απόψυξης. Επιφάνειες σκυροδέματος εκτεθειμένες σε άμεσο ψεκασμό με παράγοντες απόψυξης. Ζώνες παφλασμού σε λιμενικά έργα εκτεθειμένα σε πάγο.
6 Χημική προσβολή		
XA1	Ελαφρώς επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA2	Μετρίως επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα
XA3	Ιδιαίτερος επιθετικό χημικό περιβάλλον σύμφωνα με το EN 260-1, Πίνακας 2	Φυσικά εδάφη και υπόγεια ύδατα

Πίνακας Π.2: Απαιτήσεις ελάχιστης επικάλυψης $C_{min,b}$ για συνάφεια

Απαίτηση συνάφειας	
Διάταξη ράβδων	Ελάχιστη επικάλυψη $C_{min,b}$*
Μεμονωμένες ράβδοι	Διάμετρος ράβδου
Δεσμίδα ράβδων	Ισοδύναμη διάμετρος (σ_n)
* Εάν η μέγιστη ονομαστική διάσταση των αδρανών είναι μεγαλύτερη από 32 mm, τότε η $C_{min,b}$ πρέπει να προσανξάνεται κατά 5 mm.	

Πίνακας II.3: Κατηγοριοποίηση κατασκευών

Κατηγορία κατασκευής							
Κριτήριο	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον πίνακα 1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Χρόνος ζωής σχεδιασμού 100 χρόνια	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2	Αύξηση κατηγορίας κατά 2
Κατηγορία αντοχής	≥C30/37 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C30/37 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C35/45 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C30/37 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C40/50 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C40/50 μείωση κατηγορίας κατά 1	≥C45/55 μείωση κατηγορίας κατά 1
Δομικό στοιχείο με γεωμετρία πλάκας (η θέση του οπλισμού δεν επηρεάζεται από τη διαδικασία κατασκευής)	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1
Διασφάλιση ειδικού ελέγχου ποιότητας παραγωγής σκυροδέματος	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1	μείωση κατηγορίας κατά 1

Πίνακας II.4: Απαιτήσεις τιμών ελάχιστης επικάλυψης $c_{min,dur}$ για ανθεκτικότητα

Περιβαλλοντολογική απαίτηση για την $c_{min,dur}$ (mm)							
Κατηγορία Κατασκευής	Κατηγορία έκθεσης σύμφωνα με τον πίνακα 1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Πίνακας Π.5: Το απαιτούμενο ελάχιστο πάχος h_s μιας συμπαγούς πλάκας και η απαιτούμενη αξονική απόσταση a για διάφορες τιμές τις πρότυπης αντίστασης σε πυρκαγιά (εξαιρούνται οι πλάκες χωρίς δοκούς)

Ελάχιστες διαστάσεις (mm)				
Πρότυπη αντίσταση σε πυρκαγιά	Πάχος h_s (mm)	Αξονική απόσταση ράβδων από επιφάνεια a		
		Πλάκες μιας διεύθυνσης	Πλάκες δύο διευθύνσεων: $l_y/l_x \leq 1.5$ $1.5 < l_y/l_x \leq 2$	
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

- Τα l_x και l_y είναι τα ανοίγματα της πλάκας δύο διευθύνσεων . Το l_y να είναι το μεγαλύτερο από τα δύο.
- Η αξονική απόσταση a στις στήλες 4 και 5 αναφέρεται σε πλάκες που στηρίζονται και στις τέσσερις πλευρές. Σε διαφορετική περίπτωση, ισχύουν οι τιμές για τις πλάκες μιας διεύθυνσης.
- *Κατά πάσα πιθανότητα, καθοριστική είναι η ελάχιστη επικάλυψη ράβδων με σκυρόδεμα κατά EN 1992-1-1 .

Πίνακας II.6: Καμπτικές ροπές και διατμητικές δυνάμεις σε δομικά συστήματα συνεχών πλακών μιας κατεύθυνσης με ίσα, ή περίπου ίσα, ανοίγματα

Ακραίο στήριγμα/σύνδεση πλακών							
Αρθρωτή			Συνεχής				
	Ακραίο στήριγμα	Ακραίο άνοιγμα	Ακραίο στήριγμα	Ακραίο άνοιγμα	Πρώτο εσωτερικό στήριγμα	Εσωτερικά ανοίγματα	Εσωτερικά στηρίγματα
Ροπή	0	0.086Fl	-0.04 Fl	0.075 Fl	-0.086 Fl	0.063 Fl	-0.063 Fl
Τέμνουσα	0.40F		0.46 F		0.06 F		0.5 F

• Ο παραπάνω πίνακας είναι εφαρμόσιμος μόνο για πλάκες μιας κατεύθυνσης, όπου το εμβαδόν κάθε φατνώματος δεν υπερβαίνει τα 32 mm², $Q_k < 1.5G_k$, $Q_k < 5 \text{ kN/m}^2$
 • Το F είναι το ολικό φορτίο σχεδιασμού, το l είναι το μήκος ανοίγματος
 • Ελάχιστο άνοιγμα > 0.85 μεγαλύτερου ανοίγματος, ελάχιστος αριθμός ανοιγμάτων 3
 • Οι τιμές βασίζονται σε μια 15 % αναδιανομή, χωρίς αύξηση ροπών στα ανοίγματα

Πίνακας II.7: Μέγιστο εύρος ρωγμών

Κατηγορία έκθεσης	$w_{\max}$
X0, XC1	0.4
XC2, XC3, XC4	0.3
XD1, XD2	0.3
XS2, XS3	0.3

Πίνακας II.8: Μέγιστη απόσταση ράβδων για έλεγχο εύρους ρωγμών

Τάση χάλυβα (MPa)	Μέγιστη απόσταση ράβδων (mm)	
	$w_k=0.4 \text{ mm}$	$w_k=0.3 \text{ mm}$
160	300	300
200	300	250
240	250	200
280	200	150
320	150	100
360	100	50
360	100	50

Πίνακας II.9: Μέγιστη διάμετρος ράβδων για έλεγχο εύρους ρωγμών

Τάση χάλυβα (MPa)	Μέγιστη διάμετρος ράβδων (mm)	
	$w_k=0.4 \text{ mm}$	$w_k=0.3 \text{ mm}$
160	40	32
200	32	25
240	20	16
280	16	12
320	12	10
360	10	8
400	8	6
450	6	5

Πίνακας II.10: Εμβαδόν οπλισμού πλακών σε mm²

Διάμετροι ράβδων οπλισμού [mm]												
		6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
Αποστάσεις ράβδων [mm]	60	471	838	1309	1885	2566	3351	4241	5236	6336	7540	8849
	65	435	773	1208	1740	2368	3093	3915	4833	5848	6960	8168
	70	404	718	1122	1616	2199	2872	3635	4488	5430	6463	7585
	75	377	670	1047	1508	2053	2681	3393	4189	5068	6032	7079
	80	353	628	982	1414	1924	2513	3181	3927	4752	5655	6637
	85	333	591	924	1331	1811	2365	2994	3696	4472	5322	6246
	90	314	559	873	1257	1710	2234	2827	3491	4224	5027	5899
	95	298	529	827	1190	1620	2116	2679	3307	4001	4762	5589
	100	283	503	785	1131	1539	2011	2545	3142	3801	4524	5309
	105	269	479	748	1077	1466	1915	2424	2992	3620	4308	5056
	110	257	457	714	1028	1399	1828	2313	2856	3456	4113	4827
	115	246	437	683	983	1339	1748	2213	2732	3306	3934	4617
	120	236	419	654	942	1283	1676	2121	2618	3168	3770	4424
	125	226	402	628	905	1232	1608	2036	2513	3041	3619	4247
	130	217	387	604	870	1184	1547	1957	2417	2924	3480	4084
	135	209	372	582	838	1140	1489	1885	2327	2816	3351	3933
	140	202	359	561	808	1100	1436	1818	2244	2715	3231	3792
	145	195	347	542	780	1062	1387	1755	2167	2622	3120	3662
	150	188	335	524	754	1026	1340	1696	2094	2534	3016	3540
	155	182	324	507	730	993	1297	1642	2027	2452	2919	3425
	160	177	314	491	707	962	1257	1590	1963	2376	2827	3318
	165	171	305	476	685	933	1219	1542	1904	2304	2742	3218
	170	166	296	462	665	906	1183	1497	1848	2236	2661	3123
	175	162	287	449	646	880	1149	1454	1795	2172	2585	3034
	180	157	279	436	628	855	1117	1414	1745	2112	2513	2950
	185	153	272	425	611	832	1087	1376	1698	2055	2445	2870
	190	149	265	413	595	810	1058	1339	1653	2001	2381	2794
	195	145	258	403	580	789	1031	1305	1611	1949	2320	2723
	200	141	251	393	565	770	1005	1272	1571	1901	2262	2655

	220	129	228	357	514	700	914	1157	1428	1728	2056	2413
	240	118	209	327	471	641	838	1060	1309	1584	1885	2212
	260	109	193	302	435	592	773	979	1208	1462	1740	2042
	280	101	180	280	404	550	718	909	1122	1358	1616	1896
	300	94	168	262	377	513	670	848	1047	1267	1508	1770
	320	88	157	245	353	481	628	795	982	1188	1414	1659
	340	83	148	231	333	453	591	748	924	1118	1331	1562
	360	79	140	218	314	428	559	707	873	1056	1257	1475
	380	74	132	207	298	405	529	670	827	1000	1190	1397
	400	71	126	196	283	385	503	636	785	950	1131	1327
	420	67	120	187	269	367	479	606	748	905	1077	1264
	440	64	114	178	257	350	457	578	714	864	1028	1207
	460	61	109	171	246	335	437	553	683	826	983	1154
	480	59	105	164	236	321	419	530	654	792	942	1106