

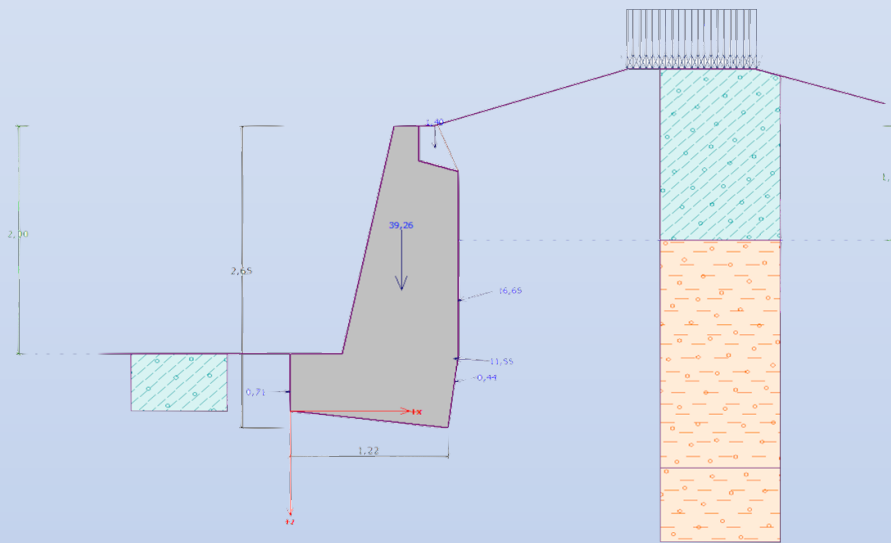


ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΕΛΟΠΟΝΝΗΣΟΥ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ



«Σύγκριση αναλυτικών μεθόδων υπολογισμού ωθήσεων γαιών. Παραμετρική μελέτη»

Όνοματεπώνυμο: Ορφέας Πλεμμένος

Αριθμός μητρώου: 20138

Επιβλέποντες καθηγητές: Βγενοπούλου Ειρήνη

Μαρινάκης Ευάγγελος

ΠΑΤΡΑ, 2024

Υπεύθυνη Δήλωση Φοιτητή

Βεβαιώνω ότι είμαι συγγραφέας αυτής της εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης έχω αναφέρει τις όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε αυτές αναφέρονται ακριβώς είτε παραφρασμένες. Επίσης βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία προετοιμάστηκε από εμένα προσωπικά ειδικά για τη συγκεκριμένη εργασία.

Η έγκριση της Διπλωματικής Εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου δεν υποδηλώνει απαραίτητως και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία του φοιτητή Πλεμμένου Ορφέα που την εκπόνησε.

Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοικτής πρόσβασης ο συγγραφέας/δημιουργός εκχωρεί στο Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου, μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημόσιου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσης τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο το χρόνο διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοικτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οιονδήποτε τρόπο παραχώρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας του συγγραφέα/δημιουργού ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιοδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς τη ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα/δημιουργού. Ο συγγραφέας/δημιουργός διατηρεί το σύνολο των ηθικών και περιουσιακών του δικαιωμάτων.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική πραγματεύεται τις ωθήσεις γαιών, παρέχοντας μια ολοκληρωμένη ανάλυση χρησιμοποιώντας διάφορες μεθοδολογίες. Η εργασία στο πρώτο κεφάλαιο αναφέρεται στα είδη τοίχων αντιστήριξης και γίνεται μία σύντομη αναφορά στους απαραίτητους ελέγχους όπως είναι ο έλεγχος ολίσθησης και ανατροπής. Το δεύτερο κεφάλαιο πραγματεύεται με η ευστάθεια εδαφικών πρανών και γίνεται μία περιληπτική αναφορά στις μεθόδους επίλυσης των πρανών. Στο τρίτο κεφάλαιο συναντάται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους.

Η διπλωματική μετά το τρίτο κεφάλαιο εμβαθύνει στις ωθήσεις γαιών, μια θεμελιώδη πτυχή της γεωτεχνικής μηχανικής. Μέθοδοι όπως οι Rankine, Coulomb, Caquot & Kerisel και Monopobe-Okabe αναλύονται αρχικά σε θεωρητικό επίπεδο κι έπειτα στο πέμπτο κεφάλαιο ως προς τη δυνατότητα εφαρμογής τους στον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών στο πλαίσιο του σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης. Η μελέτη καλύπτει διάφορες παραμέτρους, όπως την εσωτερική κλίση της παρειάς του τοίχου, την γωνία εσωτερικής τριβής και τις μεθόδους ελέγχου της ολίσθησης και της ανατροπής για συνθήκες με ή χωρίς σεισμό για να διασφαλιστεί η σταθερότητα και η αποτελεσματικότητά τους. Για την πρακτική εφαρμογή και επικύρωση των μεθόδων, χρησιμοποιείται το Gravity Wall Software της GEO5 που βοηθά στον ακριβή υπολογισμό και τη μοντελοποίηση της συμπεριφοράς του τοίχου αντιστήριξης υπό διαφορετικές συνθήκες, ενσωματώνοντας διάφορες αναλυτικές μεθόδους για την ενίσχυση της ακρίβειας της αξιολόγησης ευστάθειας.

Τα κεφάλαια έξι και επτά είναι οι ενότητες των αποτελεσμάτων, όπου εκεί παρουσιάζονται τα ευρήματα από την εφαρμογή των μεθόδων που συζητήθηκαν και γραφήματα τα οποία συγκρίνουν τα αποτελέσματα των εσωτερικών γωνιών τριβής. Στο τελευταίο κεφάλαιο αναλύονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από αυτά τα αποτελέσματα, τα οποία παρέχουν πληροφορίες για τις βέλτιστες πρακτικές για το σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης, προσφέροντας πολύτιμες συστάσεις για μελλοντικά έργα. Συνοπτικά, η παρούσα διπλωματική παρέχει μια λεπτομερή διερεύνηση των θεωριών ωθήσεων γαιών, υποστηριζόμενη από πρακτική εφαρμογή λογισμικού και ανάλυση, συμβάλλοντας στην πρόοδο των πρακτικών στον κλάδο του πολιτικού μηχανικού.

Abstract

This thesis deals with earth thrusts, providing a comprehensive analysis using various methodologies. The work in the first chapter refers to the types of retaining walls and a brief reference is made to the necessary controls such as sliding and overturning control. The second chapter deals with slope stability and a brief reference is made to slope resolution methods. In the third chapter, the bearing capacity of the soil is encountered.

After the third chapter, the thesis delves into earth thrusts, a fundamental aspect of geotechnical engineering. Methods such as Rankine, Coulomb, Caquot & Kerisel and Mononobe-Okabe are first analyzed at a theoretical level and then in the fifth chapter for their applicability in the calculation of earth thrusts in the context of retaining wall design. The study covers various parameters, such as the internal slope of the side of the wall, the angle of internal friction and the methods of sliding and overturning control for earthquake and earthquake conditions to ensure their stability and effectiveness. For the practical application and validation of the methods, GEO5's Gravity Wall Software is used to help accurately calculate and model the behavior of the retaining wall under different conditions, incorporating various analytical methods to enhance the accuracy of stability assessment.

Chapters six and seven are the results sections, where the findings from the application of the discussed methods are presented and graphs comparing the results of the internal friction angles. The final chapter analyzes the conclusions drawn from these results, which provide information on best practices for retaining wall design, offering valuable recommendations for future projects. In summary, this thesis provides a detailed investigation of earth thrust theories, supported by practical software application and analysis, contributing to the advancement of practices in the field of civil engineering.

Περιεχόμενα

| | |
|------------------------------------------------------------|----|
| Περίληψη | 2 |
| Abstract..... | 3 |
| Πρόλογος – Ευχαριστίες..... | 7 |
| Κατάλογος Εικόνων | 8 |
| 1. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Τοίχοι αντιστήριξης..... | 10 |
| 1.1. Είδη τοίχων αντιστήριξης..... | 10 |
| 1.2. Διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης | 11 |
| 1.3. Έλεγχος ολίσθησης..... | 14 |
| 1.4. Έλεγχος ανατροπής | 17 |
| 1.5. Ευστάθεια πρανών και τοίχοι αντιστήριξης | 18 |
| 1.6. Φέρουσα ικανότητα εδαφών και τοίχοι αντιστήριξης..... | 20 |
| 2. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Ευστάθεια εδαφικών πρανών | 22 |
| 2.1. Γενικές αρχές ευστάθειας πρανών..... | 24 |
| 2.2. Ευστάθειας πρανούς απεριορίστου μήκους..... | 25 |
| 2.3. Ευστάθειας πρανούς πεπερασμένου μήκους..... | 26 |
| 2.4. Μέθοδος λωρίδων..... | 29 |
| 2.5. Μέθοδος Fellenius | 30 |
| 2.6. Μέθοδος Bishop | 31 |
| 2.7. Μέθοδος Spencer..... | 33 |
| 2.8. Μέθοδος Morgenstern και Price..... | 34 |
| 2.9. Μέθοδος Janbu | 36 |
| 3. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Φέρουσα ικανότητα..... | 38 |
| 4. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ωθήσεις γαιών | 44 |
| 4.1. Μέθοδος Rankine | 45 |
| 4.2. Μέθοδος Coulomb..... | 51 |
| 4.3. Μέθοδος Caquot & Kerisel | 56 |

| | | |
|--------|--------------------------------------------------------------------|----|
| 4.4. | Μέθοδος Mononobe - Okabe | 58 |
| 5. | ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Λογισμικό Τοίχου Βαρύτητας της GEO5..... | 63 |
| 6. | ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Αποτελέσματα | 73 |
| 6.1. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb | 73 |
| 6.1.1. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb (χωρίς επίδραση σεισμού) | 73 |
| 6.1.2. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb με επίδραση σεισμού | 73 |
| 6.2. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel..... | 74 |
| 6.2.1. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel (χωρίς επίδραση σεισμού)..... | 74 |
| 6.2.2. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel με επίδραση σεισμού.... | 74 |
| 6.3. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085) | 75 |
| 6.3.1. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085) (χωρίς επίδραση σεισμού)... | 75 |
| 6.3.2. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085) με επίδραση σεισμού | 75 |
| 6.4. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine | 76 |
| 6.4.1. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine (χωρίς επίδραση σεισμού)..... | 76 |
| 6.4.2. | Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine με επίδραση σεισμού..... | 76 |
| 7. | ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Γραφήματα | 77 |
| 7.1. | Γραφήματα μεθόδου Coulomb..... | 77 |
| 7.1.1. | Γραφήματα μεθόδου Coulomb υπό στατικές συνθήκες..... | 77 |
| 7.1.2. | Γραφήματα μεθόδου Coulomb υπό σεισμική διέγερση | 78 |
| 7.2. | Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel..... | 79 |
| 7.2.1. | Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel υπό στατικές συνθήκες..... | 79 |
| 7.2.2. | Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel υπό σεισμική διέγερση | 80 |
| 7.3. | Γραφήματα μεθόδου DIN(4085)..... | 81 |
| 7.3.1. | Γραφήματα μεθόδου μεθόδου DIN(4085) υπό στατικές συνθήκες | 81 |
| 7.3.2. | Γραφήματα μεθόδου DIN(4085) υπό σεισμική διέγερση | 82 |
| 7.4. | Γραφήματα μεθόδου Rankine | 83 |
| 7.4.1. | Γραφήματα μεθόδου Rankine υπό στατικές συνθήκες | 83 |

| | |
|-------------------------------------------------------------|----|
| 7.4.2. Γραφήματα μεθόδου Rankine υπό σεισμική διέγερση..... | 84 |
| 8. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συμπεράσματα..... | 85 |
| Βιβλιογραφία | 86 |

Πρόλογος – Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική πραγματεύεται τις ωθήσεις γαιών, παρέχοντας μια ολοκληρωμένη ανάλυση χρησιμοποιώντας διάφορες μεθοδολογίες. Ένας τρόπος αντιμετώπισης των ωθήσεων αυτών και ενίσχυσης της ευστάθειας των πρανών, είναι οι τοίχοι αντιστήριξης. Στην επίλυση των ελέγχων ευστάθειας, σημαντικό στοιχείο είναι ο προσδιορισμός των ωθήσεων γαιών καθώς δεν υπάρχει ακριβής λύση για τον προσδιορισμό τους και υπάρχουν διάφορες προσεγγιστικές θεωρίες οι οποίες χρησιμοποιούνται σήμερα για τον υπολογισμό των ωθήσεων αυτών λόγω αυτού, ο σχεδιασμός των τοίχων γίνεται με διάφορους τρόπους επίλυσης με προσεγγιστικές μεθόδους.

Στόχος της διπλωματικής αυτής είναι να παρουσιάσει μια συγκριτική και παραμετρική μελέτη μεταξύ των διαφορών των μεθόδων ως προς την επιρροή τους στον συντελεστή ασφαλείας. Οι παράμετροι που εξετάζονται αφορούν τα χαρακτηριστικά μηχανικής αντοχής του εδάφους και της γεωμετρίας του τοίχου σε στατική και δυναμική φόρτιση. Οι μέθοδοι αυτοί επιλύθηκαν με την χρήση λογισμικού “Gravity Wall” της GEO5. Τέλος συγκεντρώνονται όλα τα αποτελέσματα σε πίνακες και γραφήματα.

Για την ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τους καθηγητές μου, κ. Βγενοπούλου Ειρήνη και κ. Μαρινάκη Ευάγγελο, για την εμπιστοσύνη και την υπομονή που έδειξαν σε όλη την διάρκεια της εργασίας καθώς και για την πολύτιμη βοήθεια που μου προσέφεραν σε όλα τα στάδια της.

Κατάλογος Εικόνων

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Εικόνα εξωφύλλου πηγή: GEO5 | |
| Εικόνα 1. Τα διαφορετικά είδη τοίχων αντιστήριξης (Βγενοπούλου, 2024)..... | 11 |
| Εικόνα 2. Διαστάσεις τοίχων αντιστήριξης (Βγενοπούλου, 2024)..... | 12 |
| Εικόνα 3. Περίπτωση τοίχου πρόβολου (Βγενοπούλου, 2024)..... | 12 |
| Εικόνα 4. Περίπτωση τοίχου βαρύτητας (α) (Βγενοπούλου, 2024). | 13 |
| Εικόνα 5. Περίπτωση τοίχου βαρύτητας (β) (Βγενοπούλου, 2024). | 13 |
| Εικόνα 6. Οι δυνάμεις που ασκούνται σε τοίχο βαρύτητας (Βγενοπούλου, 2024). | 14 |
| Εικόνα 7. Παθητική ώθηση εδάφους σε τοίχο βαρύτητας (Βγενοπούλου, 2024). | 16 |
| Εικόνα 8. Οι δυνάμεις σε τοίχο βαρύτητας για τον υπολογισμό του F (Βγενοπούλου, 2024)..... | 17 |
| Εικόνα 9.Οι δυνάμεις σε τοίχο βαρύτητας για τον υπολογισμό του F για ανατροπές (Βγενοπούλου, 2024). | 18 |
| Εικόνα 10. Αστοχίες πρανών (http://www.legah.metal.ntua.gr). | 23 |
| Εικόνα 11. Τα είδη των ολισθήσεων (Βγενοπούλου, 2024)..... | 28 |
| Εικόνα 12. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου των λωρίδων (Καββαδάς, 2005)..... | 29 |
| Εικόνα 13. Έλεγχος ευστάθειας κατόπιν πρανούς φράγματος (Καββαδάς, 2005). | 33 |
| Εικόνα 14. Οι δυνάμεις που λαμβάνει υπόψιν η μέθοδος Spencer (https://www.geoengineer.org)..... | 34 |
| Εικόνα 15. Μέθοδος Morgenstern-Price (https://www.geosoftware.gr). | 35 |
| Εικόνα 16. διορθωτικός συντελεστής f_0 (Barnes, 2000). | 37 |
| Εικόνα 17. Οι όροι N_c , N_q , N_γ υπολογίζονται βάσει τη γωνία τριβής του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης (Λουπασάκης, 2014)..... | 40 |
| Εικόνα 18. Η εξέλιξη της ζώνης τοπικής αστοχίας (Καββαδάς, 2005). | 41 |
| Εικόνα 19. Χαρακτηριστικές γραμμές αστοχίας αβαθών θεμελίων (Καββαδάς, 2005). | 43 |
| Εικόνα 20. σχηματικό παράδειγμα ωθήσεων (Καββαδάς, 2005)..... | 44 |
| Εικόνα 21. Σχηματικό παράδειγμα των ενεργών και παθητικών ωθήσεων γαιών (Καββαδάς, 2005). | 46 |
| Εικόνα 22. Οι συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ώθησης (Καββαδάς, 2005)... | 48 |
| Εικόνα 23. Προσδιορισμός της ώθησης γαιών με τη μέθοδο Coulomb (Καββαδάς, 2005)..... | 53 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Εικόνα 24. Οι δυνάμεις που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Καββαδάς, 2005). | 55 |
| Εικόνα 25. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου Caquot (Καββαδάς, 2005). | 57 |
| Εικόνα 26. Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΟΑΣΠ). | 60 |
| Εικόνα 27. Τιμές του μειωτικού συντελεστή q_w για διάφορους τύπους τοίχων αντιστήριξης (Καββαδάς, 2005). | 61 |
| Εικόνα 28: Εισαγωγή μεθόδου επίλυσης | 64 |
| Εικόνα 29: Εισαγωγή γεωμετρικών δεδομένων | 64 |
| Εικόνα 30: Τρισδιάστατη απεικόνιση μοντέλου | 65 |
| Εικόνα 31: Εισαγωγή υλικού σκυροδέματος..... | 65 |
| Εικόνα 32: Εισαγωγή δεδομένων εδαφών..... | 66 |
| Εικόνα 33: Εισαγωγή δεδομένων ανάντη εδάφους | 66 |
| Εικόνα 34: Εισαγωγή δεδομένων ανάντη εδάφους | 67 |
| Εικόνα 35: Εισαγωγή δεδομένων κατόντη εδάφους | 67 |
| Εικόνα 36: Καθορισμός ανάντη εδάφους..... | 68 |
| Εικόνα 37: Επιλογή ανάγλυφου του εδάφους | 68 |
| Εικόνα 38: Καθορισμός κατόντη εδάφους..... | 69 |
| Εικόνα 39: Ανάλυση πρανούς | 71 |
| Εικόνα 40: Τριδιάστατο μοντέλο ανάλυσης πρανούς | 72 |

1. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Τοίχοι αντιστήριξης

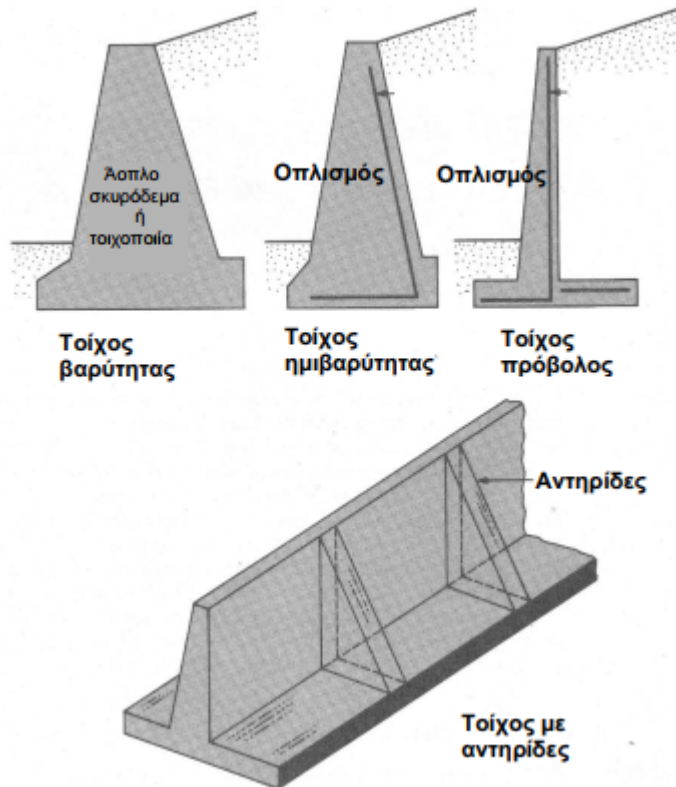
1.1. Είδη τοίχων αντιστήριξης

Ένα από τα αντικείμενα του πολιτικού μηχανικού είναι η αντιστήριξη των εδαφικών μαζών που τείνουν να κατολισθήσουν είτε λόγω τεχνικών έργων (δρόμοι, εκσκαφές κ.λ.π.) είτε λόγω φυσικών αιτιών. Κατασκευές αντιστήριξης γαιών είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, οι πασσαλοσανίδες, κ.λ.π. Οι τοίχοι αντιστήριξης διακρίνονται σε τέσσερις βασικές κατηγορίες (Βγενοπούλου, 2024):

- ❖ Τοίχοι αντιστήριξης βαρύτητας
- ❖ Τοίχοι αντιστήριξης ημιβαρύτητας
- ❖ Τοίχοι πρόβολοι
- ❖ Τοίχοι με αντηρίδες

Οι τοίχοι βαρύτητας αποτελούν μαζικές κατασκευές τραπεζοειδούς διατομής. Κατασκευάζονται από σκυρόδεμα (άοπλο ή οπλισμένο), τσιμεντόλιθους και σπανιότερα από φυσικούς λίθους. Συγκρατούν το αντιστηριζόμενο έδαφος με το ίδιο βάρος τους και με το έδαφος που πιθανόν συμμετέχει στην αντιστήριξη αυτή. Στην κατηγορία αυτών των τοίχων ανήκουν επίσης τα συρματοκιβώτια, τα οποία συντίθενται από πρισματικά κουτιά από γαλβανισμένο σύρμα που πληρούνται με πέτρες ή κροκάλες και οι κρηπιδότοιχοι, οι οποίοι συντίθενται από γραμμικά στοιχεία από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο και πληρούνται με κοκκώδη γεωϋλικά. Συνήθως συγκρατούν χώματα σε μικρό ύψος δηλαδή σε ύψος 3 ή 4 μέτρων και γενικά εμφανίζουν πλεονεκτήματα αισθητικής. Αυτός ο τύπος κατασκευής δεν είναι οικονομικός για ψηλούς τοίχους. Σε πολλές περιπτώσεις μια μικρή ποσότητα οπλισμού μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην κατασκευή μειώνοντας έτσι το μέγεθος του τοίχου. Αυτοί οι τοίχοι ονομάζονται γενικά τοίχοι ημιβαρύτητας. Αυτά έχουν ενσωματωμένο μία μικρή ποσότητα οπλισμού, έναν ενισχυτικό χάλυβα τάσης, έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται το πάχος του τοίχου χωρίς να απαιτείται εκτεταμένη ενίσχυση. Πρόκειται για ένα συνδυασμό του τοίχου βαρύτητας και των σχεδίων τοίχου με πρόβολο. Οι τοίχοι πρόβολοι κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα και αποτελούνται από κατακόρυφο στέλεχος και πλάκα βάσης. Αυτός ο τύπος τοίχου είναι οικονομικός μέχρις ύψους 8m. Οι τοίχοι με αντηρίδες είναι παρόμοιοι με τους τοίχους προβόλους. Ανά τακτικά διαστήματα όμως έχουν λεπτές κατακόρυφες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες λέγονται αντηρίδες και οι οποίες συνδέουν τον τοίχο και τη βάση του. Ο σκοπός κατασκευής των αντηρίδων είναι η μείωση των καμπτικών ροπών και της διάτμησης. Για τη μελέτη των κατασκευών αυτών χρησιμοποιείται η μέθοδος της οριακής

ισορροπίας. Έτσι ο σχεδιασμός τους γίνεται με την παραδοχή ότι η κατασκευή μπορεί να φέρει μια μέγιστη οριακή ώθηση εδάφους τόση ώστε να εξασφαλίζεται μη ολοκληρωτική καταστροφή. Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυσή τους γίνεται στην κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια εξασφαλίζεται ότι αυτή δεν θα συμβεί με την εισαγωγή καταλλήλων συντελεστών ασφαλείας. Η μέθοδος αυτή λέγεται μέθοδος της οριακής Ισορροπίας (Ποδαρά, 2018, Βγενοπούλου, 2024).

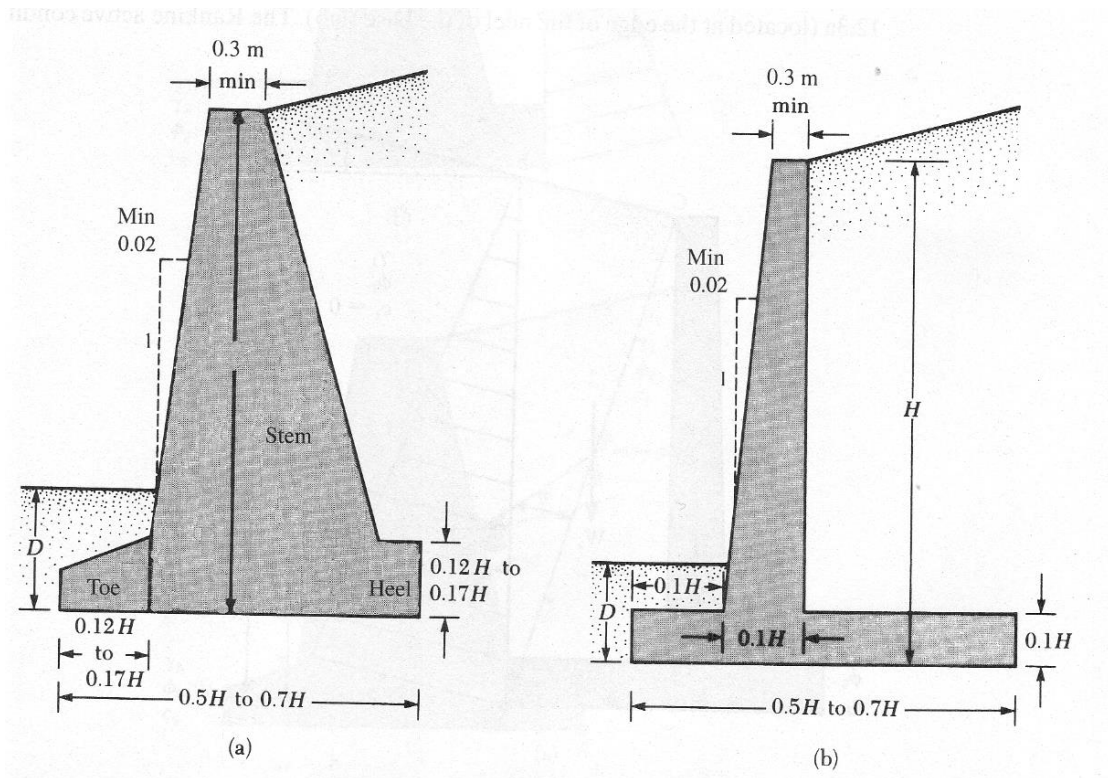


Εικόνα 1. Τα διαφορετικά είδη τοίχων αντιστήριξης (Βγενοπούλου, 2024).

1.2. Διαστασιολόγηση τοίχων αντιστήριξης

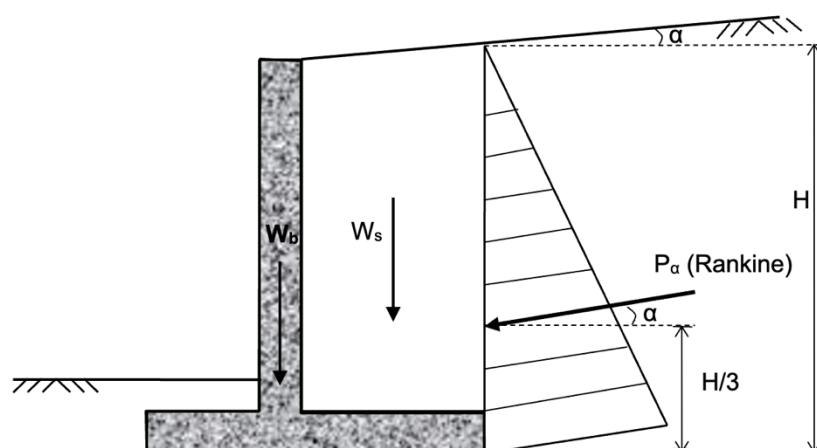
Για τη διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει κατ' αρχάς να υποθέσει κάποιες διαστάσεις (προδιαστασιολόγηση) και να ελέγξει την ευστάθεια του τοίχου.

Αν τα αποτελέσματα δεν επαρκούν πρέπει να αλλάξει τις διαστάσεις του και να επανελέγξει. Οι αρχικές διαστάσεις που μπορεί να υποθέσει κανείς για να ξεκινήσει τον έλεγχο φαίνονται στο παρακάτω σχήμα:



Εικόνα 2. Διαστάσεις τοίχων αντιστήριξης (Βγενοπούλου, 2024).

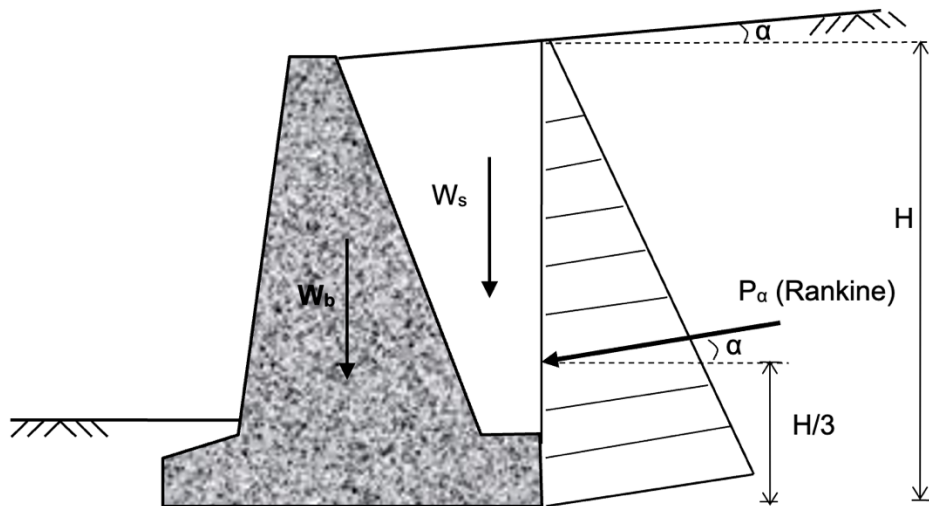
Για τον υπολογισμό των πλευρικών ωθήσεων πάνω στον τοίχο αντιστήριξης ο μηχανικός πρέπει να κάνει κάποιες παραδοχές. Έτσι, στον τοίχο πρόβολο υποθέτουμε ότι η ώθηση του εδάφους ασκείται στην επιφάνεια που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου:



Εικόνα 3. Περίπτωση τοίχου πρόβολου (Βγενοπούλου, 2024).

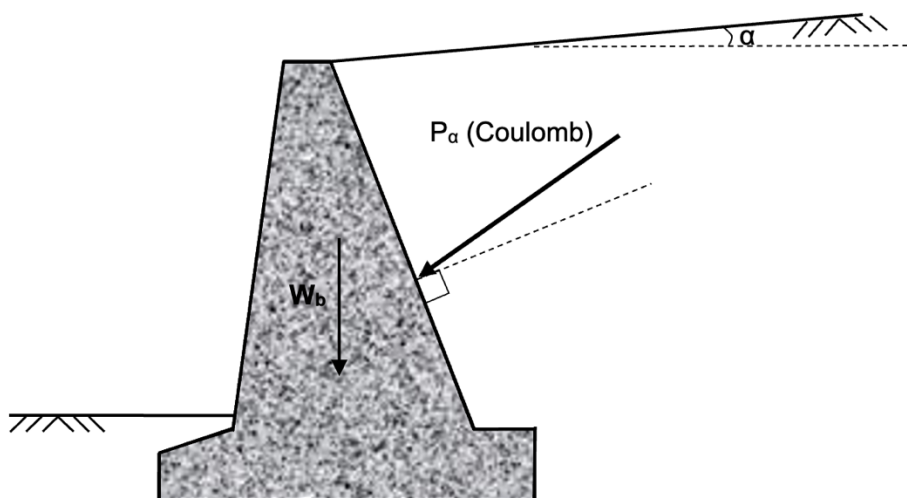
Στον υπολογισμό ευστάθειας του τοίχου λαμβάνονται υπόψη το βάρος του τοίχου καθώς και του εδάφους που πιέζει τον πόδα του τοίχου. Ο υπολογισμός της P_a γίνεται με τη θεωρία Rankine.

Ο τοίχος βαρύτητας μπορεί να υπολογιστεί με δύο τρόπους.



Εικόνα 4. Περίπτωση τοίχου βαρύτητας (α) (Βγενοπούλου, 2024).

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



Εικόνα 5. Περίπτωση τοίχου βαρύτητας (β) (Βγενοπούλου, 2024).

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

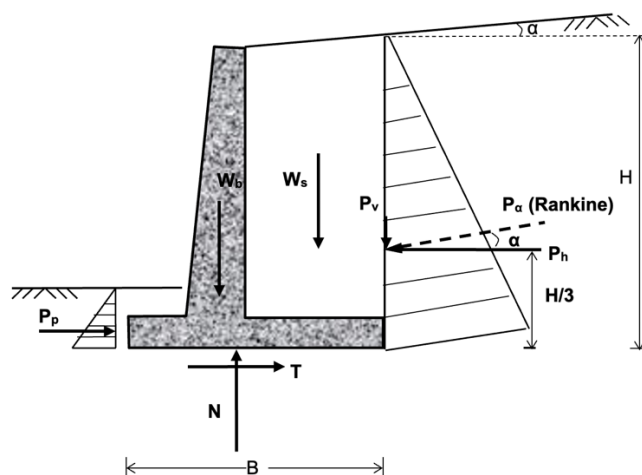
Για τον έλεγχο της ευστάθειας ενός τοίχου αντιστήριξης πρέπει να είναι γνωστές οι εδαφικές παράμετροι δηλαδή το ειδικό βάρος του εδάφους, η γωνία εσωτερικής τριβής και η συνοχή.

Κατ' αρχάς με γνωστή την πλευρική ώθηση των γαιών, εξετάζεται η κατασκευή συνολικά για ευστάθεια, η οποία περιλαμβάνει έλεγχο ανατροπής, ολίσθησης και φέρουσας ικανότητας του υποκείμενου εδάφους. Στη συνέχεια κάθε μέρος της κατασκευής ελέγχεται για επάρκεια της αντοχής του και έτσι προσδιορίζεται η απαιτούμενη ποσότητα οπλισμού (Βγενοπούλου, 2024).

1.3. Έλεγχος ολίσθησης

Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται από τη σχέση:

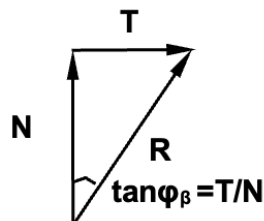
$$FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ} = \frac{\Sigma F_{ευστάθειας}}{\Sigma F_{ολίσθησης}}$$



Εικόνα 6. Οι δυνάμεις που ασκούνται σε τοίχο βαρύτητας (Βγενοπούλου, 2024).

Οι δυνάμεις που ασκούνται πάνω στον τοίχο αντιστήριξης είναι:

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



Η κατακόρυφη συνιστώσα της αντίδρασης N εξισορροπεί και επομένως ισούται με το άθροισμα όλων των κατακόρυφων δυνάμεων που ασκούνται στη βάση του τοίχου. Η οριζόντια, διατμητική συνιστώσα της αντίδρασης T είναι η μέγιστη διατμητική αντίδραση που μπορεί να προβάλει το έδαφος και επομένως ισούται:

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

Αλλά $\bar{\sigma} B$ είναι το άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων που δρουν στη βάση του τοίχου:

$$\bar{\sigma} B = W_b + W_s + P_v = V \text{ οπότε: } T = V \tan \varphi + cB$$

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

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

Οι δυνάμεις που προκαλούν την ολίσθηση είναι μόνον η οριζόντια συνιστώσα της P_a η $P_{acos\alpha}$:

$$\sum F_{ολίσθησης} = P_a \cos \alpha = P_h$$

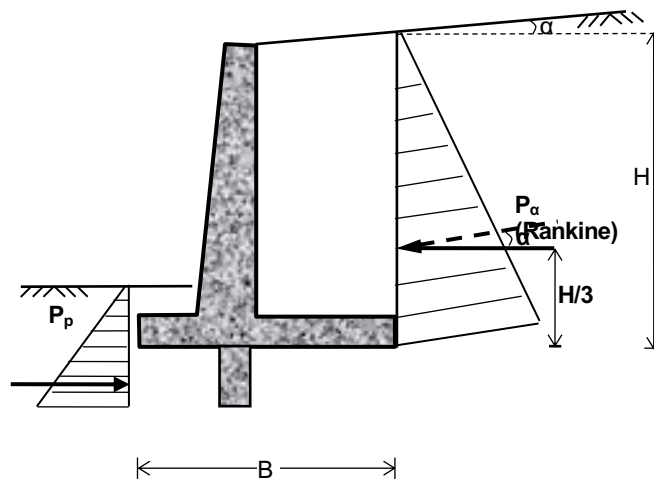
Έτσι η σχέση που δίνει το συντελεστή ασφαλείας γίνεται:

$$FS_{ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ} = \frac{\sum F_{ευστάθειας}}{\sum F_{ολίσθησης}} = \frac{V \tan \varphi + cB + P_p}{P_h}$$

Υπό στατικές συνθήκες, ως τιμή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται η τιμή 1.50 ενώ υπό σεισμική διέγερση θεωρείται ο συντελεστής ασφαλείας η τιμή 1.00.

Ανάλογα με τις εκάστοτε συνθήκες, τις αβεβαιότητες των διαφόρων παραμέτρων, την επικινδυνότητα του έργου και άλλους παράγοντες, είναι ενδεχόμενο να πρέπει να είμαστε πιο συντηρητικοί. Στην περίπτωση αυτή μπορεί να αγνοηθεί η ευνοϊκή επίδραση της P_p . Σε άλλη περίπτωση είναι δυνατόν να ληφθούν με μειωμένη τιμή η γωνία εσωτερικής τριβής: $\varphi' = \varphi/2 - 2\varphi/3$ είτε η συνοχή: $c' = 0.5c - 0.67c$ (Βγενοπούλου, 2024).

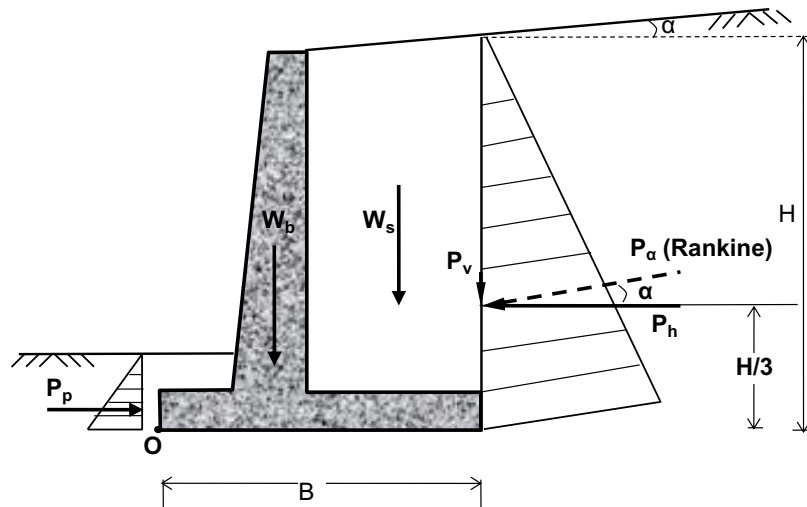
Αν ο συντελεστής ασφαλείας δεν προκύπτει από τον έλεγχο ικανοποιητικός θα πρέπει να αλλαχθούν οι διαστάσεις του τοίχου ή να κατασκευαστεί μια προεξοχή (όνυχας) κάτω από τη βάση του τοίχου η οποία θα έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της παθητικής ώθησης του εδάφους:



Εικόνα 7. Παθητική ώθηση εδάφους σε τοίχο βαρύτητας (Βγενοπούλου, 2024).

1.4. Έλεγχος ανατροπής

Ο τοίχος τείνει να ανατραπεί γύρω από το σημείο O. Οι ροπές ανατροπής προκύπτουν από την οριζόντια συνιστώσα της ενεργητικής ώθησης P_h . Οι ροπές ευστάθειας προκύπτουν από το βάρος του τοίχου, το βάρος του εδάφους υπεράνω του πέλματος και την κατακόρυφη συνιστώσα P_v της ενεργητικής ώθησης. Ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται από τη σχέση (Βγενοπούλου, 2024):

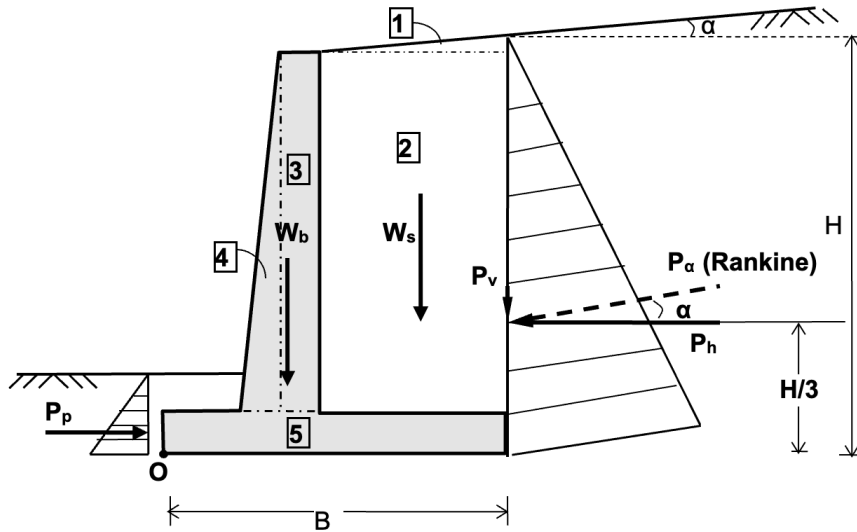


Εικόνα 8. Οι δυνάμεις σε τοίχο βαρύτητας για τον υπολογισμό του F (Βγενοπούλου, 2024).

Οι ροπές ανατροπής δίνονται από τη σχέση:

$$\sum M_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = P_h \frac{H}{3}$$

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



Εικόνα 9. Οι δυνάμεις σε τοίχο βαρύτητας για τον υπολογισμό του F για ανατροπές (Βγενοπούλου, 2024).

$$\sum M_{\text{ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ}} = W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 + W_4 x_4 + W_5 x_5 + P_v B$$

όπου x_1, \dots, x_5 οι μοχλοβραχίονες των επί μέρους βαρών W_1, \dots, W_5 ως προς το σημείο O. Η συμμετοχή της P_p στις ροπές ευστάθειας δεν λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Οπότε ισχύει:

$$FS_{\text{ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ}} = \frac{\sum M_{\text{ευστάθειας}}}{\sum M_{\text{ολίσθησης}}} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_2 + W_3 x_3 + W_4 x_4 + W_5 x_5 + P_v B}{P_h \frac{H}{3}}$$

Υπό στατικές συνθήκες, ως τιμή του συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής ορίζεται η τιμή 2.00 ενώ υπό σεισμική διέγερση θεωρείται ο συντελεστής ασφαλείας η τιμή 1.50.

1.5. Ευστάθεια πρανών και τοίχοι αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι σημαντικές κατασκευές στη γεωτεχνική μηχανική, σχεδιασμένες να συγκρατούν το έδαφος και να διατηρούν τη σταθερότητα των πρανών και άλλων χαρακτηριστικών του εδάφους. Αυτοί οι τοίχοι πρέπει να εξουδετερώνουν τις πλευρικές ωθήσεις γαιών που ασκούνται από το έδαφος, οι οποίες μπορεί να ποικίλλουν σημαντικά ανάλογα με τον τύπο του εδάφους, την περιεκτικότητα σε υγρασία και άλλες περιβαλλοντικές συνθήκες. Ο σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης περιλαμβάνει προσεκτική εξέταση πολλών

παραγόντων, συμπεριλαμβανομένου του τύπου του τοίχου, των ιδιοτήτων του συγκρατούμενου εδάφους και της φύσης των φορτίων που ασκούνται στον τοίχο. Οι συνήθεις τύποι τοίχων αντιστήριξης περιλαμβάνουν τοίχους βαρύτητας, οι οποίοι βασίζονται στο τεράστιο βάρος τους για να αντιστέκονται στην πίεση του εδάφους. τοίχοι προβόλου, οι οποίοι χρησιμοποιούν μια πλάκα αγκυρωμένη από μια βάση για να παρέχουν πρόσθετη στήριξη. και αγκυρωμένους τοίχους, που ενσωματώνουν καλώδια ή άλλες ενισχύσεις για τη σταθεροποίηση της κατασκευής. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι μηχανικοί πρέπει να διασφαλίζουν ότι οι τοίχοι είναι σχεδιασμένοι για να αποτρέπουν αστοχίες όπως ολίσθηση, ανατροπή ή αστοχία φέρουσας ικανότητας, χρησιμοποιώντας συχνά μεθόδους όπως Coulomb, Rankine και Caquot-Kerisel για τον υπολογισμό των απαραίτητων πιέσεων γης και συντελεστών ασφαλείας.

Η ευστάθεια των πρανών είναι επίσης μια θεμελιώδης πτυχή της γεωτεχνικής μηχανικής, η οποία εστιάζει στην κατανόηση και την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των πρανών του εδάφους υπό διάφορες συνθήκες. Η ευστάθεια επηρεάζεται κυρίως από τη διατμητική αντοχή του εδάφους και τις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτό, συμπεριλαμβανομένων των βαρυτικών δυνάμεων, των εξωτερικών φορτίων και των υδρολογικών παραγόντων. Η ευστάθεια ενός πρανού τυπικά αξιολογείται με τη χρήση μεθόδων που συγκρίνουν τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή του εδάφους με τη διατμητική τάση που επενεργεί σε πιθανές επιφάνειες αστοχίας. Αυτές οι μέθοδοι, όπως η σουηδική μέθοδος κύκλου, η μέθοδος Bishop και η μέθοδος Janbu, περιλαμβάνουν σύνθετους υπολογισμούς που λαμβάνουν υπόψη τη γεωμετρία του πρανού, τις ιδιότητες του εδάφους και την παρουσία νερού. Παράγοντες που μπορούν να μειώσουν την ευστάθεια των πρανών περιλαμβάνουν την αυξημένη περιεκτικότητα σε υγρασία, η οποία μειώνει την αντοχή στη διάτμηση του εδάφους. σεισμική δραστηριότητα, η οποία μπορεί να προκαλέσει πρόσθετες δυνάμεις. και ανθρώπινες δραστηριότητες όπως η εκσκαφή και η φόρτωση. Η κατανόηση αυτών των παραγόντων είναι ζωτικής σημασίας για την πρόβλεψη πιθανών αστοχιών και τον σχεδιασμό αποτελεσματικών μέτρων μετριασμού.

Η αλληλεπίδραση μεταξύ των τοίχων αντιστήριξης και της ευστάθειας των πρανών είναι ένα κρίσιμο ζήτημα στο σχεδιασμό και την κατασκευή δομών αντιστήριξης. Οι τοίχοι αντιστήριξης συχνά χρησιμεύουν ως λύση για τη σταθεροποίηση των πλαγιών που διαφορετικά θα ήταν επιρρεπείς σε αστοχία. Ο σχεδιασμός αυτών των τοίχων πρέπει να λαμβάνει υπόψη τόσο τις στατικές όσο και τις δυναμικές συνθήκες της κλίσης. Οι στατικές συνθήκες περιλαμβάνουν τη μακροπρόθεσμη σταθερότητα της κλίσης υπό κανονική φόρτιση, ενώ οι δυναμικές συνθήκες λαμβάνουν υπόψη μεταβατικά φορτία όπως αυτά που προκαλούνται από

σεισμούς ή απότομες αλλαγές στην περιεκτικότητα σε νερό. Η μέθοδος Monopobe-Okabe, για παράδειγμα, χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση των σεισμικών πιέσεων της γης που δρουν στους τοίχους αντιστήριξης, ενσωματώνοντας τις επιδράσεις των οριζόντιων και κάθετων σεισμικών επιταχύνσεων. Επιπλέον, η ίδια η διαδικασία κατασκευής μπορεί να επηρεάσει τη σταθερότητα της πλαγιάς. η εκσκαφή για την τοποθέτηση του τοίχου μπορεί να αποσταθεροποιήσει προσωρινά την κλίση, απαιτώντας προσεκτικό σχεδιασμό και τη χρήση προσωρινών στηρίξεων. Τελικά, η επιτυχής ενσωμάτωση τοίχων αντιστήριξης σε λύσεις σταθερότητας πρανών απαιτεί ενδελεχή κατανόηση τόσο της εδαφομηχανικής όσο και των αρχών της δομικής μηχανικής, διασφαλίζοντας ότι τόσο ο τοίχος όσο και η κλίση παραμένουν σταθερά κάτω από όλες τις αναμενόμενες συνθήκες.

1.6. Φέρουσα ικανότητα εδαφών και τοίχοι αντιστήριξης

Η φέρουσα ικανότητα των εδαφών αναφέρεται στην ικανότητα του εδάφους να υποστηρίξει τα φορτία που εφαρμόζονται στο έδαφος χωρίς να αντιμετωπίζει διατμητική αστοχία ή υπερβολική καθίζηση. Είναι απαραίτητο για το σχεδιασμό θεμελίων και τοίχων αντιστήριξης, καθώς η ανεπαρκής φέρουσα ικανότητα μπορεί να οδηγήσει σε δομική αστάθεια και αστοχία. Η φέρουσα ικανότητα εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως ο τύπος του εδάφους, η πυκνότητα, η περιεκτικότητα σε υγρασία και η παρουσία υπόγειων υδάτων. Τα συνεκτικά εδάφη, όπως τα άργιλο, έχουν γενικά υψηλότερη φέρουσα ικανότητα λόγω της συνεκτικής φύσης τους, ενώ τα μη συνεκτικά εδάφη, όπως η άμμος και τα χαλίκια, βασίζονται στην εσωτερική τριβή για αντοχή. Θεωρητικά μοντέλα, όπως η εξίσωση φέρουσας ικανότητας του Terzaghi, παρέχουν ένα πλαίσιο για την εκτίμηση της τελικής φέρουσας ικανότητας, λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες όπως η συνοχή του εδάφους, η εσωτερική γωνία τριβής και οι διαστάσεις του πέλματος. Οι δοκιμές πεδίου, όπως η Standard Penetration Test (SPT) και η Cone Penetration Test (CPT), χρησιμοποιούνται συνήθως για τον προσδιορισμό της επιτόπιας φέρουσας ικανότητας των εδαφών, παρέχοντας ζωτικά δεδομένα για τον ασφαλή σχεδιασμό θεμελίων και κατασκευών αντιστήριξης.

Κατά το σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης, η διασφάλιση της επαρκούς φέρουσας ικανότητας του υποκείμενου εδάφους είναι πρωταρχικής σημασίας για την αποφυγή υπερβολικής καθίζησης ή αστοχίας διάτμησης. Η βάση του τοίχου αντιστήριξης πρέπει να κατανέμει το φορτίο ομοιόμορφα στο έδαφος για να αποφευχθεί η τοπική αστοχία φέρουσας ικανότητας, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε κλίση, ολίσθηση ή ανατροπή του τοίχου. Οι

μηχανικοί συχνά ενισχύουν τη φέρουσα ικανότητα χρησιμοποιώντας ευρύτερες βάσεις, προσθέτοντας βαθιά θεμέλια όπως πασσάλους ή κιβώτια ή βελτιώνοντας το έδαφος μέσω συμπίεσης, αρμολόγησης ή χρήσης γεωφασμάτων. Το φορτίο που ασκεί ο τοίχος αντιστήριξης στο έδαφος περιλαμβάνει τόσο το βάρος του ίδιου του τοίχου όσο και τις πλευρικές πιέσεις γείωσης από το συγκρατούμενο έδαφος. Κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού, οι μηχανικοί χρησιμοποιούν παράγοντες ασφάλειας για να λάβουν υπόψη τις αβεβαιότητες στις ιδιότητες του εδάφους και στις συνθήκες φόρτωσης, διασφαλίζοντας ότι η κατασκευή παραμένει σταθερή κάτω από όλες τις αναμενόμενες συνθήκες. Προηγμένες αναλυτικές μέθοδοι και αριθμητικές προσομοιώσεις, όπως η ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη μοντελοποίηση των πολύπλοκων αλληλεπιδράσεων μεταξύ του τοίχου αντιστήριξης, του εδάφους και των εξωτερικών φορτίων, οδηγώντας σε πιο ακριβείς και αξιόπιστους σχεδιασμούς. Εξετάζοντας προσεκτικά τη φέρουσα ικανότητα των εδαφών και εφαρμόζοντας κατάλληλες τεχνικές σχεδιασμού και κατασκευής, οι μηχανικοί μπορούν να εξασφαλίσουν τη μακροπρόθεσμη σταθερότητα και απόδοση των τοίχων αντιστήριξης.

2. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Ευστάθεια εδαφικών πρανών

Τα πρανή της επιφάνειας της γης μπορούν να ταξινομηθούν σε φυσικά και τεχνητά. Τα φυσικά πρανή είναι εκείνα που εμφανίζονται στη φύση, συνήθως σε ορεινές περιοχές. Οι τεχνητές πλαγιές δημιουργούνται μέσω ανθρώπινων δραστηριοτήτων, όπως οι εκσκαφές και η κατασκευή αναχωμάτων για δρόμους, κανάλια, σιδηροδρόμους και φράγματα.

Τόσο τα φυσικά όσο και τα τεχνητά πρανή μπορούν να χωριστούν σε δύο κύριες κατηγορίες: σε αυτά απεριόριστου μήκους και σε αυτά πεπερασμένου μήκους. Οι πλαγιές απεριόριστου μήκους, όπως οι βουνοπλαγιές, εκτείνονται σε μεγάλες αποστάσεις με σταθερή κλίση. Οι πλαγιές πεπερασμένου μήκους συναντώνται σε κατασκευές όπως αναχώματα και χωμάτινα φράγματα. Η σταθερότητα τόσο των φυσικών όσο και των τεχνητών πρανών είναι πολύ σημαντική, καθώς η αστοχία μιας πλαγιάς μπορεί να έχει καταστροφικές συνέπειες και να οδηγήσει σε απώλεια ζωών. Υπάρχουν πολλές κύριες αιτίες αστοχίας κλίσης. Αυτές περιλαμβάνουν βαρυτικές δυνάμεις, δυνάμεις που δημιουργούνται από τη ροή του νερού μέσω της πλαγιάς, διάβρωση της επιφάνειας της πλαγιάς λόγω ροής επιφανειακών υδάτων, ταχεία μείωση της στάθμης του νερού δίπλα στην πλαγιά και σεισμικές δυνάμεις.

Οι προαναφερθείσες δυνάμεις αναγκάζουν τη χερσαία εδαφική μάζα σε μια κλίση να μετακινηθεί προς τα κάτω. Η πιο σημαντική από αυτές τις δυνάμεις είναι η συνιστώσα της βαρύτητας που ενεργεί προς την κατεύθυνση της δυνητικής κίνησης της εδαφικής μάζας της πλαγιάς. Η δύναμη που προκύπτει από την κίνηση του νερού είναι επίσης κρίσιμη για τη σταθερότητα, αν και συχνά υποτιμάται. Η διάβρωση της επιφάνειας της πλαγιάς μπορεί να έχει τόσο θετικά όσο και αρνητικά αποτελέσματα. Αυτό σημαίνει ότι μπορεί να λειτουργεί θετικά με το να μειώσει τις συνιστώσες της βαρύτητας αφαιρώντας τη μάζα του εδάφους ή να διαβρώσει τη βάση της πλαγιάς. Η μείωση της στάθμης του νερού σε επαφή με την κλίση μειώνει την άνωση, αυξάνοντας έτσι το βάρος της μάζας του εδάφους (Βγενοπούλου, 2024).

Σε περιπτώσεις όπου υπάρχει μεγάλη μάζα κορεσμένου λεπτόκοκκου εδάφους, η μεταβολή του όγκου συμβαίνει αργά επειδή το νερό δεν μπορεί να διαφύγει αμέσως, οδηγώντας σε αυξημένες πιέσεις νερού πόρων και μειωμένες αποτελεσματικές τάσεις. Αυτό αναγκάζει τη μάζα του εδάφους να εισέλθει σε κατάσταση ρευστοποίησης, εμποδίζοντάς την να φέρει διατμητικές τάσεις και καταλήγοντας σε αστοχία του πρανούς. Αυτή η συμπεριφορά πυροδοτείται από εναλλασσόμενες σεισμικές δυνάμεις.



Εικόνα 10. Αστοχίες πρανών (<http://www.legah.metal.ntua.gr>).

Η σταθερότητα μιας πλαγιάς διέπεται βασικά από την αναλογία μεταξύ της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής και της ενεργού διατμητικής τάσης, η οποία μπορεί να ποσοτικοποιηθεί ως συντελεστής ασφάλειας όταν αυτές οι ποσότητες ενσωματώνονται σε μια δυνητική (ή πραγματική) επιφάνεια ολίσθησης. Μια πλαγιά θεωρείται γενικά σταθερή εάν ο συντελεστής ασφάλειας, υπολογιζόμενος κατά μήκος οποιασδήποτε δυνητικής επιφάνειας ολίσθησης που εκτείνεται από την κορυφή μέχρι τον πόδα της πλαγιάς, υπερβαίνει σταθερά το 1. Η χαμηλότερη τιμή του συντελεστή ασφαλείας αντιπροσωπεύει τη συνολική κατάσταση ευστάθειας του πρανού. Ομοίως, μια πλαγιά είναι τοπικά σταθερή εάν προσδιορίζεται ένας συντελεστής ασφάλειας μεγαλύτερος από 1 κατά μήκος οποιασδήποτε πιθανής επιφάνειας ολίσθησης εντός ενός περιορισμένου τμήματος της πλαγιάς.

Οι συντελεστές ασφαλείας κοντά στο 1 (συνήθως μεταξύ 1 και 1,3, ανάλογα με τους κανονισμούς) υποδεικνύουν οριακά σταθερές κλίσεις που απαιτούν προσοχή, παρακολούθηση ή/και μηχανικές παρεμβάσεις (σταθεροποίηση πλαγιάς) για ενίσχυση του συντελεστή ασφαλείας και μείωση της πιθανότητας κίνησης. Μια προηγουμένως σταθερή πλαγιά μπορεί να επηρεαστεί από διάφορους προδιαθεσικούς παράγοντες ή διαδικασίες που μειώνουν τον συντελεστή ασφαλείας, είτε αυξάνοντας την τάση διάτμησης είτε μειώνοντας τη διατμητική αντοχή, οδηγώντας δυνητικά σε αστοχία. Οι παράγοντες που μπορούν να προκαλέσουν αστοχία πρανού περιλαμβάνουν υδρολογικά συμβάντα (όπως έντονες ή παρατεταμένες βροχοπτώσεις, ταχεία τήξη χιονιού, προοδευτικός κορεσμός του εδάφους και αυξημένη πίεση νερού εντός της πλαγιάς), σεισμική δραστηριότητα (συμπεριλαμβανομένων μετασεισμών), εσωτερική διάβρωση, διάβρωση επιφάνειας, τεχνητή φόρτωση πρανών (όπως από την κατασκευή κτιρίων), κοπή πρανών (για τη δημιουργία χώρου για δρόμους, σιδηροδρόμους ή

κτίρια) και πλημμύρες πλαγιών (για παράδειγμα, λόγω πλήρωσης μιας τεχνητής λίμνης μετά από φράγμα ποταμού).

2.1. Γενικές αρχές ευστάθειας πρανών

Η ανάλυση της ευστάθειας των πρανών βασίζεται σε πολλές θεμελιώδεις αρχές και παραδοχές:

Πρώτον, διενεργούνται κατάλληλες εργαστηριακές δοκιμές για τον προσδιορισμό των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους και συγκεκριμένα της συνοχής (c) και της εσωτερικής γωνίας τριβής (ϕ).

Δεύτερον, πραγματοποιείται λεπτομερής μελέτη των παραμέτρων μορφολογίας αστοχίας. Αυτό περιλαμβάνει τον εντοπισμό γεωμετρικών χαρακτηριστικών, την ανίχνευση τυχόν προοδευτικών ρωγμών, τον προσδιορισμό του βάθους της επιφάνειας αστοχίας και τη σημείωση τυχόν στρωματοποίησης του εδάφους.

Τρίτον, η ανάλυση αστοχίας περιλαμβάνει την εξέταση κυκλικών επιφανειών διαφορετικών γεωμετριών κατά μήκος των οποίων μπορεί να συμβεί ολίσθηση. Το πρόβλημα αντιμετωπίζεται ως δισδιάστατο, υποθέτοντας μεγάλο μήκος κλίσης. Η διατμητική αντοχή του εδάφους θεωρείται ότι συμμορφώνεται με το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, που εκφράζεται ως:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

όπου:

- c' είναι η ενεργή συνοχή, που αντιστοιχεί στις ενεργές τάσεις,
- σ' είναι η ενεργή ορθή τάση στην επιφάνεια αστοχίας, που υπολογίζεται ως $\sigma' = \sigma - u$,
- σ αντιπροσωπεύει την ολική ορθή τάση στην επιφάνεια αστοχίας,
- u υποδηλώνει την πίεση του νερού των πόρων,
- ϕ' είναι η ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής.

2.2. Ευστάθειας πρανούς απεριόριστου μήκους

Η ανάλυση ευστάθειας πρανών απεριόριστου μήκους είναι ένα εξειδικευμένο πλαίσιο στη γεωτεχνική μηχανική, που εστιάζει σε πρανή που εκτείνονται άπειρα προς μία κατεύθυνση. Αυτά τα πρανή συχνά μοντελοποιούνται για να απλοποιήσουν την ανάλυση, υποθέτοντας ότι οι συνθήκες είναι ομοιόμορφες κατά το μήκος του πρανούς. Αυτός ο τύπος ανάλυσης είναι ζωτικής σημασίας για την κατανόηση και την πρόβλεψη της συμπεριφοράς εκτεταμένων φυσικών πρανών, όπως αυτές που βρίσκονται σε μεγάλες οροσειρές ή παράκτιους βράχους. Οι βασικές αρχές της ανάλυσης είναι:

1. Ομοιόμορφες συνθήκες: Θεωρείται ότι οι ιδιότητες του εδάφους, η γωνία κλίσης και οι εξωτερικές δυνάμεις (όπως βαρυτικές και υδρολογικές δυνάμεις) είναι ομοιόμορφες σε όλο το άπειρο μήκος του πρανούς. Αυτή η υπόθεση επιτρέπει τη χρήση τεχνικών δισδιάστατης ανάλυσης.

2. Παράμετροι διατμητικής αντοχής: Η ανάλυση βασίζεται στον προσδιορισμό των μηχανικών παραμέτρων του εδάφους μέσω εργαστηριακών δοκιμών, συγκεκριμένα της συνοχής c και της εσωτερικής γωνίας τριβής ϕ .

3. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb: Η διατμητική αντοχή του εδάφους περιγράφεται χρησιμοποιώντας το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

Η σταθερότητα ενός πρανού απεριόριστου μήκους αξιολογείται από τον συντελεστή ασφαλείας F_s , ο οποίος είναι ο λόγος της διαθέσιμης διατμητικής αντοχής προς την ενεργή διατμητική τάση κατά μήκος της επιφάνειας πιθανής αστοχίας. Για μια άπειρη κλίση, ο παράγοντας ασφάλειας μπορεί να απλοποιηθεί σε:

$$F_s = \frac{(c' + (\gamma \cos^2 \beta - u) \tan \phi')}{(\gamma \sin \beta \cos \beta)}$$

όπου:

- γ είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους,
- β είναι η γωνία κλίσης,
- u είναι η πίεση του νερού στους πόρους.

Οι βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια είναι:

- ❖ **Βαρυτικές Δυνάμεις:** Η συνιστώσα της βαρύτητας που ενεργεί κάτω από την κλίση είναι η κύρια κινητήρια δύναμη της πιθανής αστοχίας. Αυτή η δύναμη αυξάνεται με τη γωνία κλίσης β .
- ❖ **Υδρολογικές συνθήκες:** Η ροή του νερού και η πίεση του νερού των πόρων εντός της πλαγιάς επηρεάζουν σημαντικά τη σταθερότητα. Η αυξημένη πίεση του νερού μπορεί να μειώσει την αποτελεσματική ορθή τάση, μειώνοντας έτσι την αντοχή στη διάτμηση και τον παράγοντα ασφάλειας.
- ❖ **Διάβρωση και καιρικές συνθήκες:** Η επιφανειακή διάβρωση μπορεί να αλλάξει τη γεωμετρία της πλαγιάς, είτε μειώνοντας τη μάζα του εδάφους και ενδεχομένως αυξάνοντας τη σταθερότητα είτε υπονομεύοντας τη βάση του πρανούς, οδηγώντας σε αστάθεια.
- ❖ **Σεισμική Δραστηριότητα:** Οι σεισμοί εισάγουν δυναμικές δυνάμεις που μπορούν να αυξήσουν προσωρινά τη διατμητική τάση εντός της πλαγιάς, προκαλώντας δυνητικά αστοχία.

Ο σκοπός της ανάλυσης της ευστάθειας συνοψίζεται στα παρακάτω:

- ❖ **Εκτίμηση κινδύνου:** Ο εντοπισμός πρανών με χαμηλό συντελεστή ασφάλειας βοηθά στην ιεράρχηση περιοχών για λεπτομερή διερεύνηση και πιθανή αποκατάσταση.
- ❖ **Σχεδιασμός μέτρων διαχείρισης:** Οι μηχανικοί μπορούν να σχεδιάσουν κατάλληλες τεχνικές σταθεροποίησης πρανών, όπως συστήματα αποστράγγισης για τη μείωση της πίεσης του νερού των πόρων, των κατασκευών συγκράτησης ή της βλάστησης για προστασία από τη διάβρωση.
- ❖ **Σχεδιασμός χρήσης γης:** Η κατανόηση της σταθερότητας των πρανών είναι ζωτικής σημασίας για την ασφαλή ανάπτυξη υποδομών, όπως δρόμοι, κτίρια και φράγματα, διασφαλίζοντας ότι κατασκευάζονται σε σταθερό έδαφος.

2.3. Ευστάθειας πρανούς πεπερασμένου μήκους


Η σταθερότητα των πρανών πεπερασμένου μήκους είναι ένα πρόβλημα που αντιμετωπίζεται πιο συχνά από αυτό του άπειρου μήκους. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η αστοχία εμφανίζεται συνήθως κατά μήκος καμπύλων επιφανειών. Η πιο διαδεδομένη μέθοδος για την ανάλυση ομοιογενών, ισότροπων πεπερασμένων πρανών είναι η σουηδική μέθοδος, η οποία βασίζεται σε κυκλικές καμπύλες επιφάνειες. Εκτεταμένες έρευνες αστοχιών πρανών από

Σουηδούς επιστήμονες έχουν δείξει ότι οι επιφάνειες αστοχίας συχνά ακολουθούν ένα κυκλικό τόξο. Αυτό το τόξο αστοχίας μπορεί να τέμνει τον πόδα του πρανούς ή να περάσει πάνω ή κάτω από αυτό (Βγενοπούλου, 2024).


Για να προσδιοριστεί η πιθανή επιφάνεια αστοχίας, αξιολογείται η αντοχή κατά μήκος των τόξων διαφόρων κύκλων. Ο κύκλος με την ελάχιστη αντίσταση διάτμησης προσδιορίζεται ως η πιο πιθανή επιφάνεια αστοχίας. Αυτή η μέθοδος έχει κερδίσει ευρεία αποδοχή. Αξιοσημείωτη συμβολή στην ανάπτυξη αυτής της μεθόδου είχαν οι Fellenius (1947), Terzaghi (1943), Gilboy (1934), Taylor (1937) και Bishop (1955). Ως αποτέλεσμα της δουλειάς τους, έχουμε πλέον εργαλεία για τη διεξαγωγή απλών και ακριβών αναλύσεων ευστάθειας πρανών. Υπάρχουν και άλλες μέθοδοι ανάλυσης περισσότερο ιστορικού ενδιαφέροντος όπως η μέθοδος Culmann (1875) και η λογαριθμική και ελικοειδής μέθοδοι. Η μέθοδος Culmann υποθέτει επίπεδη επιφάνεια αστοχίας και παρουσιάζει αρκετά καλή προσέγγιση μόνον στα πρανή μεγάλης κλίσης.

Οι περισσότερες μέθοδοι για την ανάλυση ευστάθειας πρανών μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως μέθοδοι πλαστικής ισορροπίας. Αυτές οι μέθοδοι συμμορφώνονται με το κριτήριο αποτυχίας Mohr–Coulomb. Σύμφωνα με αυτή την προσέγγιση, ένα τμήμα της πλαγιάς υπό ενεργές δυνάμεις τείνει να κινείται. Αυτή η κίνηση αντιστέκεται από τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Οι τιμές αυτών των δυνάμεων και αντιστάσεων υπολογίζονται και συγκρίνονται για να προσδιοριστεί ο παράγοντας ασφάλειας.

Σύμφωνα με την έρευνα που διεξήχθη από Σουηδούς επιστήμονες, οι επιφάνειες αστοχίας συνήθως μοιάζουν με κυκλικά τόξα. Όταν το έδαφος ολισθαίνει κατά μήκος αυτού του τόξου, η κίνηση μπορεί να χαρακτηριστεί ως στρεπτική ολίσθηση, με τη μάζα να κινείται προς τα κάτω και προς τα έξω. Τα είδη ολισθήσεων μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ως εξής:

 Επιφανειακή αστοχία

 Αστοχία πόδα

 Βαθιά αστοχία

Σε επιφανειακή αστοχία, η επιφάνεια ολίσθησης τέμνει το πρανές πάνω από το δάχτυλο του πόδα. Αυτό συμβαίνει όταν η γωνία κλίσης του πρανούς είναι αρκετά μεγάλη και το έδαφος έχει υψηλή αντοχή. Η αστοχία του πόδα λαμβάνει χώρα σε ομοιογενές έδαφος στην κλίση και τη βάση του. Τέλος, σε εδάφη μαλακής βάσης με ήπια κλίση, παρατηρείται βαθύς κύκλος ολίσθησης.

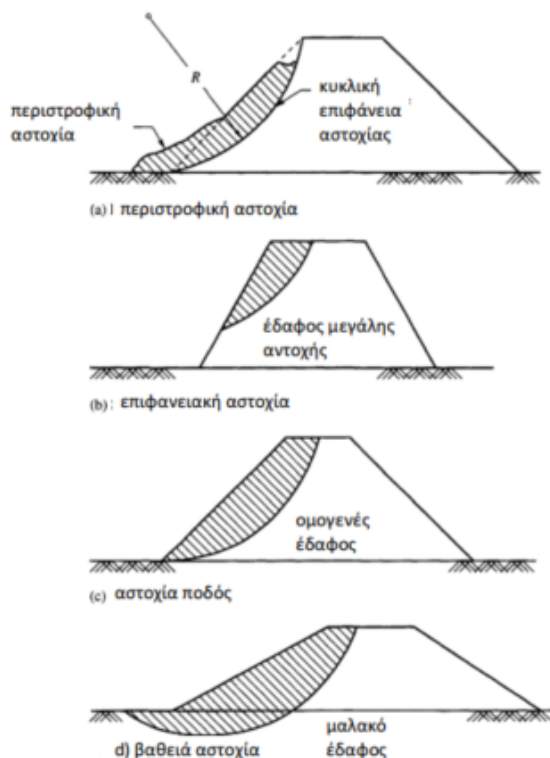
Οι μέθοδοι υπολογισμού διακρίνονται σε δυο είδη:

1. Μέθοδοι που θεωρούν το σύνολο της της ολισθαίνουσας μάζας. Οι κυριότερες είναι:

- ❖ αστοχία πρηνούς υπό αστράγγιστες συνθήκες
- ❖ η μέθοδος κύκλου τριβής (Taylor, 1937, 1948)
- ❖ η μέθοδος σταθερού αριθμού του Taylor (1948)

2. Μέθοδοι που διαιρούν την ολισθαίνουσα μάζα σε πολλές κατακόρυφες λωρίδες (η μέθοδος των λωρίδων). Οι κυριότερες είναι :

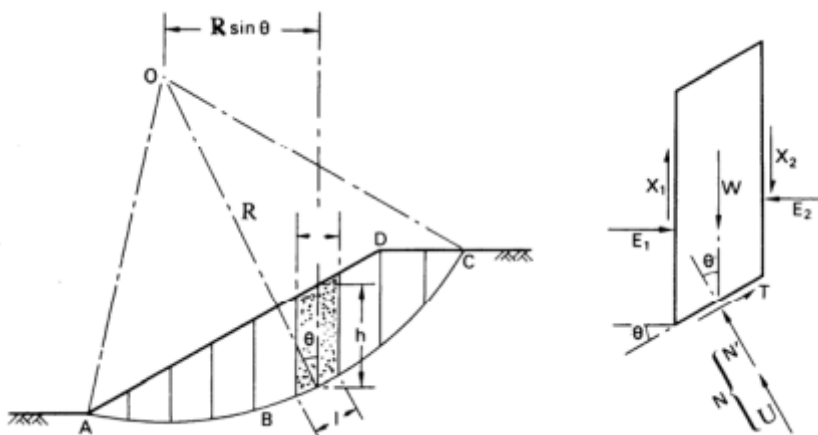
- ❖ Fellenius, (1927),
- ❖ Bishop (1955),
- ❖ Bishop και Morgenstern (1960)
- ❖ Spencer (1967).



Εικόνα 11. Τα είδη των ολισθήσεων (Βγενοπούλου, 2024).

2.4. Μέθοδος λωρίδων

Οι πιο συνηθισμένες μέθοδοι ανάλυσης με κυκλική επιφάνεια αστοχίας είναι οι μέθοδοι των λωρίδων. Κατά τις μεθόδους αυτές η εδαφική μάζα χωρίζεται σε κατακόρυφες λωρίδες, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 12. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου των λωρίδων (Καββαδάς, 2005).

Η μέθοδος θεωρεί ότι ο συντελεστής ασφαλείας (F) είναι σταθερός σε όλες τις λωρίδες, οπότε η διατμητική τάση στη βάση της λωρίδας (i) είναι:

$$\tau_i = \frac{1}{F} (c_i + \sigma'_i \tan \varphi_i)$$

Όπου,

(c_i, φ_i) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους στη βάση της λωρίδας (i)

και

σ'_i η ορθή ενεργός τάση στη βάση της ίδιας λωρίδας.

$$T_i = \frac{1}{F} (c_i \Delta l_i + N'_i \tan \varphi_i)$$

Οι άγνωστοι του προβλήματος είναι (για n λωρίδες):

1. Οι πλήθους (n) ορθές ενεργές δυνάμεις (N'_i) στις βάσεις των λωρίδων.

2. Οι πλήθους $(n - 1)$ ορθές πλευρικές δυνάμεις (E_i) στις διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων.

3. Οι πλήθους $(n - 1)$ γωνίες (α_i) , που επιτρέπουν τον υπολογισμό των διατμητικών πλευρικών δυνάμεων X_i .

4. Ο άγνωστος συντελεστής ασφαλείας F , που επιτρέπει τον υπολογισμό των διατμητικών δυνάμεων T_i , σύμφωνα με την εξίσωση. Δηλαδή, συνολικά $(3n - 1)$ άγνωστοι.

Οι διαθέσιμες εξισώσεις που διέπουν το πρόβλημα είναι οι πλήθους $2n$ εξισώσεις ισορροπίας δυνάμεων (στους δύο άξονες) και η εξίσωση ισορροπίας ροπών της ολισθαίνουσας μάζας ως προς το κέντρο (O) του κύκλου ολίσθησης. Δηλαδή συνολικά $2n+1$ εξισώσεις. Συνεπώς, οι άγνωστοι του προβλήματος είναι κατά $n - 2$ περισσότεροι από τις εξισώσεις, οπότε πρέπει να προστεθούν $n - 2$ ακόμη εξισώσεις μεταξύ των αγνώστων (με τη μορφή πρόσθετων παραδοχών). Πριν αναφερθούν οι πρόσθετες εξισώσεις που επιτρέπουν την επίλυση του προβλήματος, θα διατυπωθεί η εξίσωση ισορροπίας ροπών ως προς το κέντρο (O) του κύκλου ολίσθησης (κύκλος με ακτίνα R). Η εξίσωση αυτή εκφράζει ότι η ανθιστάμενη στην ολίσθηση ροπή των διατμητικών δυνάμεων T_i ισούται με τις ροπές των δυνάμεων που προκαλούν την ολίσθηση, δηλαδή του βάρους των λωρίδων (W_i) και των εξωτερικών επιφορτίσεων $(P_i$ και $H_i)$:

$$R \cdot \sum_i T_i = R \cdot \sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \sum_i H_i y_i$$

$$F = \frac{\sum_i (c_i \cdot \Delta l_i + N'_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{R} \sum_i H_i y_i}$$

Στη σχέση αυτή είναι άγνωστες οι δυνάμεις N'_i , που υπολογίζονται από τις υπόλοιπες εξισώσεις του προβλήματος και τις πρόσθετες παραδοχές. Οι $(n - 2)$ πρόσθετες παραδοχές που απαιτούνται για την επίλυση του προβλήματος και τον προσδιορισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένες. Ειδικότερα, έχουν προταθεί διάφορες ομάδες παραδοχών και για κάθε μία από αυτές προκύπτει η αντίστοιχη τιμή του συντελεστή ασφαλείας (μία μέθοδος λωρίδων).

2.5. Μέθοδος Fellenius

Κατά τη μέθοδο Fellenius θεωρείται ότι $\alpha_i = \theta_i$ στις $(n - 1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n - 1)$ παραδοχές αντί των $(n - 2)$ που απαιτούνται, οπότε υπάρχουν

περισσότερες εξισώσεις από αγνώστους. Κατά συνέπεια, δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής. Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων κατά τη διεύθυνση της N'_i σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = (W_i + P_i)\cos\theta_i - H_i\sin\theta_i - u_i\Delta l_i$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη N'_i , η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση του F που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Το σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Fellenius είναι συνήθως της τάξης του 10-15% προς την πλευρά της ασφάλειας, δεδομένου ότι η μέθοδος δίνει τιμές του F μικρότερες από τις πραγματικές. Σε ορισμένες περιπτώσεις το σφάλμα μπορεί να φθάσει και το 60%, πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

2.6. Μέθοδος Bishop

Κατά τη μέθοδο αυτή θεωρείται ότι $a_i = 0$ στις $(n - 1)$ διεπιφάνειες μεταξύ των λωρίδων, δηλαδή γίνονται $(n - 1)$ παραδοχές αντί των $(n - 2)$ που απαιτούνται, οπότε δεν μπορούν να ικανοποιηθούν όλες οι εξισώσεις ισορροπίας και η λύση που προκύπτει δεν είναι ακριβής (όπως και στη μέθοδο Fellenius). Με βάση τις παραδοχές αυτές, η ισορροπία δυνάμεων στην κατακόρυφη διεύθυνση σε κάθε λωρίδα δίνει:

$$N'_i = \frac{(W_i + P_i) - u_i \cdot \Delta x_i - \frac{1}{F} \cdot c_i \cdot \Delta x_i \cdot \tan \theta_i}{\cos \theta_i \left(1 + \frac{1}{F} \tan \theta_i \cdot \tan \phi_i \right)}$$

Από τη σχέση αυτή προσδιορίζεται η δύναμη (N'_i), η οποία στη συνέχεια αντικαθίσταται στην εξίσωση F που δίνει το συντελεστή ασφαλείας. Επειδή, όμως, η σχέση αυτή περιλαμβάνει το συντελεστή ασφαλείας F , η επίλυση απαιτεί δοκιμαστικές επαναλήψεις. Το πιθανό σφάλμα στην εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας με τη μέθοδο Bishop είναι γενικά μικρότερο από το σφάλμα της μεθόδου Fellenius και πάλι όμως προς την πλευρά της ασφάλειας.

Σε περίπτωση ταχείας κατασκευής ενός πρανού σε αργιλικά εδάφη μπορεί να θεωρηθεί ότι η φόρτιση γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε αντί της ανάλυσης με ενεργές τάσεις (χρήση των πραγματικών παραμέτρων διατμητικής αντοχής του εδάφους) μπορεί να γίνει ανάλυση με ολικές τάσεις (τύπου " $\phi = 0$ "). Κατά την ανάλυση αυτή, όπου, c_{ui} είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη βάση της λωρίδας (i), η εξίσωση δίνει:

$$F = \frac{\sum_i c_{ui} \cdot \Delta l_i}{\sum_i (W_i + P_i) \sin \theta_i + \frac{1}{r} \sum_i H_i y_i}$$

Η σχέση μπορεί να εφαρμοσθεί στην ανάλυση της ευστάθειας κατά την ταχεία εκσκαφή ενός πρανού με κατακόρυφο μέτωπο σε αργιλικό έδαφος. Μία κατά προσέγγιση τιμή του F προκύπτει, αν θεωρηθεί ότι το πρανές αποτελείται από μία μόνον λωρίδα, οπότε η σχέση δίνει:

$$F(\theta) = \frac{c_u(\text{ΑΓ})}{W \cdot \sin \theta} = \frac{2 c_u}{\gamma H \cos \theta}$$

Με ελάχιστη τιμή:

$$F = \frac{2 c_u}{\gamma H}$$

Δηλαδή το πρανές αστοχεί ($F = 1$), όταν το ύψος (H) γίνει ίσο με το κρίσιμο ύψος:

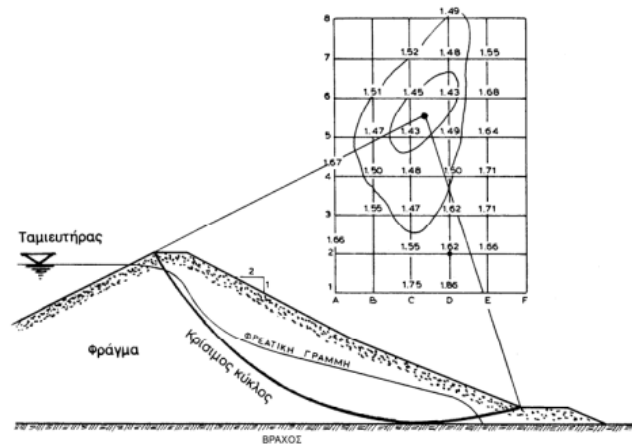
$$H_{cr} = \frac{2 c_u}{\gamma}$$

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι ο ανωτέρω "ελάχιστος" συντελεστής ασφαλείας είναι δυνατόν να μην είναι ο απόλυτα ελάχιστος, επειδή θεωρήθηκαν μόνον ευθύγραμμες επιφάνειες ολίσθησης. Είναι δυνατόν κάποια μή-επίπεδη (π.χ. κυκλική) επιφάνεια ολίσθησης να αντιστοιχεί σε μικρότερο συντελεστή ασφαλείας.

Εκτός από τις μεθόδους Fellenius και Bishop, έχουν αναπτυχθεί και άλλες μέθοδοι λωρίδων, που βασίζονται (και αυτές) σε παραδοχές για την τιμή της γωνίας κλίσης (α) των πλευρικών δυνάμεων. Όλες οι μέθοδοι αυτού του τύπου (εκτός από τη μέθοδο Fellenius) καταλήγουν σε σχέσεις που δίνουν το συντελεστή ασφαλείας (F) με πλεγμένη μορφή και συνεπώς απαιτούν επίλυση με δοκιμές. Τέλος, οι μέθοδοι λωρίδων, εκτός από την ανακρίβεια λόγω των $(n - 1)$ αντί των $(n - 2)$ παραδοχών δεν ικανοποιούν και την ισορροπία ροπών σε κάθε μία λωρίδα, αλλά μόνον στο σύνολο της μάζας που ολισθαίνει.

Ο έλεγχος της ευστάθειας ενός πρανού δεν εξαντλείται με τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας κάποιου πιθανού κύκλου ολίσθησης, εκτός εάν πρόκειται για συγκεκριμένη αστοχία με γνωστή τη θέση της επιφάνειας ολίσθησης. Κατά τη μελέτη πρανών που πρόκειται να κατασκευασθούν ζητείται να προσδιορισθεί ο κρίσιμος κύκλος ολίσθησης, δηλαδή το κέντρο και η ακτίνα του κύκλου που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας. Στην

περίπτωση αυτή πρέπει να υπολογισθεί ο συντελεστής ασφαλείας για κύκλους με διάφορες θέσεις του κέντρου και για κάθε θέση του κέντρου με διάφορες τιμές της ακτίνας, υπολογισμοί που καθιστούν απαραίτητη τη χρήση ηλεκτρονικού υπολογιστή. Το παρακάτω σχήμα παρουσιάζει ένα τυπικό κάρναβο κέντρων πιθανών κύκλων ολίσθησης, τους αντίστοιχους συντελεστές ασφαλείας και τη θέση του κρίσιμου κύκλου στην περίπτωση του κατάντη πρηνούς ενός χωμάτινου φράγματος.

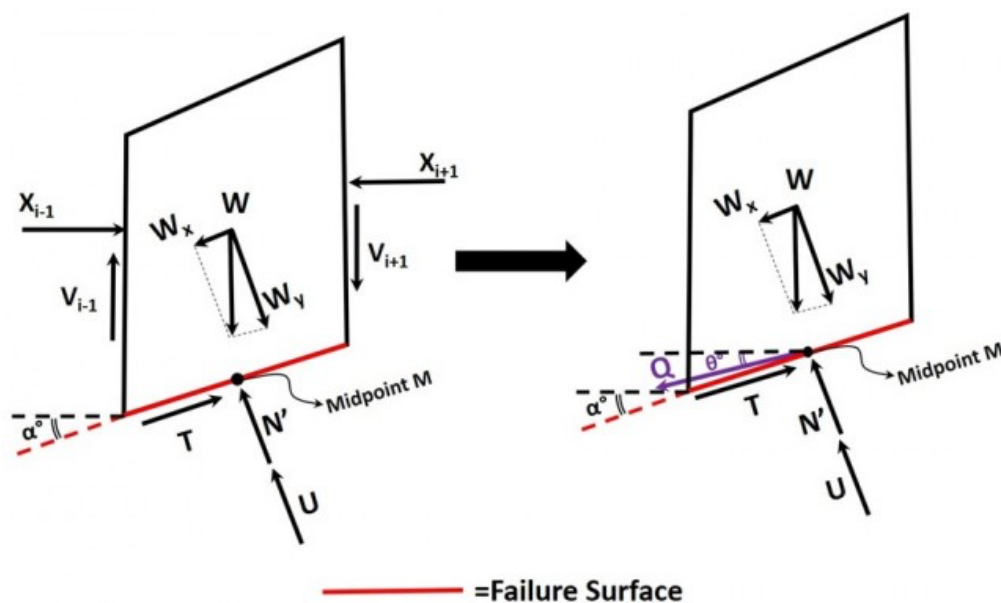


Εικόνα 13. Έλεγχος ευστάθειας κατάντη πρηνούς φράγματος (Καββαδάς, 2005).

2.7. Μέθοδος Spencer

Η Μέθοδος Spencer αναπτύχθηκε από τον Spencer το 1967. Είναι μία από τις πιο αυστηρές θεωρητικά μεθόδους λωρίδων αφού ικανοποιεί τόσο τη δύναμη όσο και την ισορροπία ροπής της μάζας αστοχίας. Έτσι, επιτρέπει πιο ακριβείς υπολογισμούς του Συντελεστή Ασφάλειας (F). Η μέθοδος του Spencer μπορεί να εφαρμοστεί τόσο σε κυκλικές όσο και σε μη κυκλικές επιφάνειες αστοχίας. Κάθε μέθοδος λωρίδων απαιτεί ορισμένες απλοποιήσεις για την αντιμετώπιση του γεγονότος ότι ο αριθμός των άγνωστων παραμέτρων είναι μεγαλύτερος από αυτόν των διαθέσιμων εξισώσεων. Παρόλο που άλλες μέθοδοι αγνοούν τις κανονικές και/ή δυνάμεις διάτμησης, η μέθοδος του Spencer λαμβάνει υπόψη τις δυνάμεις διατομής αντικαθιστώντας τις με μια ισοδύναμη προκύπτουσα δύναμη Q που δρα στο μέσο της βάσης M μιας τομής. Η υπόθεση που γίνεται με τη μέθοδο είναι ότι η κλίση των δυνάμεων που προκύπτουν είναι σταθερή και ίση με θ μοίρες. Μια σχηματική απεικόνιση των δυνάμεων τομής που λαμβάνονται υπόψη για τη μέθοδο Spencer δίνεται στο παρακάτω σχήμα.

Slice i-Spencer's Method



Εικόνα 14. Οι δυνάμεις που λαμβάνει υπόψιν η μέθοδος Spencer (<https://www.geoengineer.org>).

Ο Spencer λοιπόν βασίστηκε στην παραδοχή ότι οι δυνάμεις που ασκούνται ανάμεσα σε γειτονικές λωρίδες έχουν σταθερή κλίση. Η παραδοχή αυτή εξασφαλίζει ικανοποίηση ισορροπίας και της συνθήκης των ροπών αλλά και της αντίστοιχης των δυνάμεων. Η μέθοδος Spencer αναπτύχθηκε αρχικά για την ανάλυση κυκλικών αστοχιών αλλά μπορεί να επεκταθεί και για καμπύλες επιφάνειες τυχούσας γεωμετρίας. Απαιτώντας ισορροπία δυνάμεων και ροπών βρίσκονται δύο τιμές για τον συντελεστή ασφαλείας και με επαναληπτική διαδικασία επιτυγχάνεται σύγκλιση των τιμών αυτών η οποία συμβαίνει για την ορθή τιμή της σταθερής κλίσης. Από αναλύσεις και εφαρμογές σε πρακτικά προβλήματα, ο Spencer κατέληξε ότι η τιμή του συντελεστή ασφαλείας δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις διατμητικές δυνάμεις των λωρίδων, το οποίο συμφωνεί και με την παραδοχή και τα αποτελέσματα της μεθόδου Bishop. Η μέθοδος Spencer είναι παρόμοια με αυτή των Morgenstern και Price καθώς η μόνη διαφορά τους είναι στο ότι η μέθοδος Spencer θεωρεί μια μοναδική κλίση για τις δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων ενώ η Morgenstern και Price χρησιμοποιεί την παράμετρο κλίσης λ (Ψάλτου, 2009).

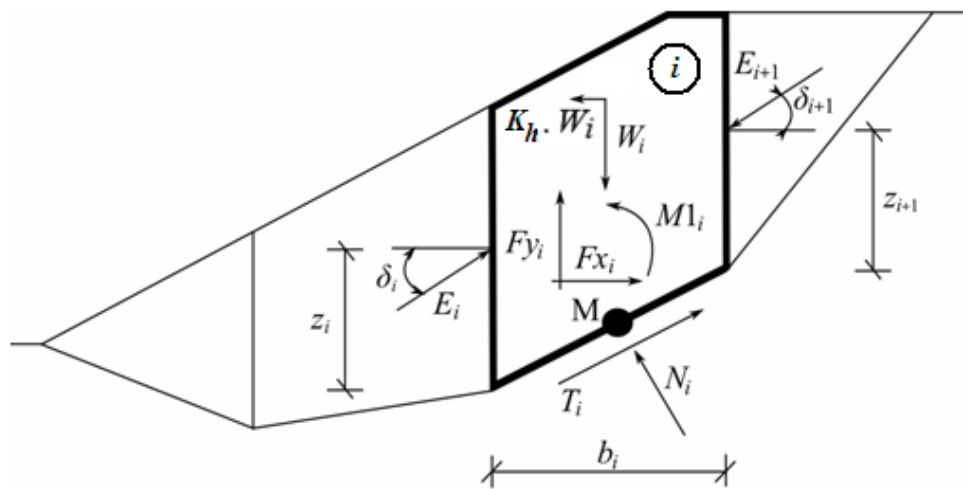
2.8. Μέθοδος Morgenstern και Price

Το Morgenstern-Price είναι μια γενική μέθοδος λωρίδων που αναπτύχθηκε με βάση την οριακή ισορροπία. Απαιτεί μια ικανοποιητική ισορροπία δυνάμεων και ροπών που δρουν σε

μεμονωμένα μπλοκ. Τα μπλοκ δημιουργούνται με διαίρεση του εδάφους πάνω από την επιφάνεια ολίσθησης με διαχωριστικά επίπεδα. Οι δυνάμεις που δρουν σε μεμονωμένα μπλοκ εμφανίζονται στο παρακάτω σχήμα.

Κάθε μπλοκ θεωρείται ότι συνεισφέρει λόγω των ίδιων δυνάμεων όπως στη μέθοδο Spencer. Οι ακόλουθες παραδοχές εισάγονται στη μέθοδο Morgenstern-Price για τον υπολογισμό της οριακής ισορροπίας δυνάμεων και ροπής σε μεμονωμένα μπλοκ:

- Τα επίπεδα διαίρεσης μεταξύ των μπλοκ είναι πάντα κατακόρυφα
- Η γραμμή δράσης του βάρους του μπλοκ W_i διέρχεται από το κέντρο του i^{th} τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης που αντιπροσωπεύεται από το σημείο M
- Η κανονική δύναμη N_i δρα στο κέντρο του ητο τμήματος της επιφάνειας ολίσθησης, στο σημείο M
- Η κλίση των δυνάμεων που ενεργούν μεταξύ των μπλοκ είναι διαφορετική σε κάθε μπλοκ (δ_i) στα τελικά σημεία της επιφάνειας ολίσθησης είναι $\delta = 0$



Εικόνα 15. Μέθοδος Morgenstern-Price (<https://www.geosoftware.gr>).

Η μέθοδος Morgenstern και Price βασίζεται στην υπόθεση ότι οι διατμητικές δυνάμεις μεταξύ των λωρίδων σχετίζονται με τις αντίστοιχες ορθές σύμφωνα με την σχέση:

$$\frac{x}{E} = \lambda f(x)$$

Όπου,

$f(x)$ = μία υποτιθέμενη συνάρτηση μεταξύ των δυνάμεων που δρουν στην διεπιφάνεια των λωρίδων,

λ = μία παράμετρος κλίμακας της παραπάνω υποτιθέμενης συνάρτησης.

Σύμφωνα με τους Morgenstern και Price η πιο πάνω συνάρτηση $f(x)$ δεν είναι σταθερή κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας και ο συντελεστής ασφάλειας δεν είναι ευαίσθητος σε αυτή (Ψάλτου, 2009).

2.9. Μέθοδος Janbu

Η μέθοδος αυτή αποτελεί μια από τις πρώτες μεθόδους ανάλυσης μη κυκλικών επιφανειών αστοχίας. Χρησιμοποιώντας την μέθοδο των λωρίδων και εξετάζοντας τη συνολική οριζόντια ισορροπία ως κριτήριο ευστάθειας, ο Janbu πρότεινε για το μέσο συντελεστή ασφάλειας κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης την έκφραση:

$$FS_1 = \frac{\sum [c' b + (W + dx - ub) \tan \phi'] m_\alpha}{\sum (W + dx) \tan \alpha}$$

$$m_\alpha = \frac{(\sec \alpha)^2}{1 + \frac{\tan \phi' \tan \alpha}{FS_2}}$$

Όπου,

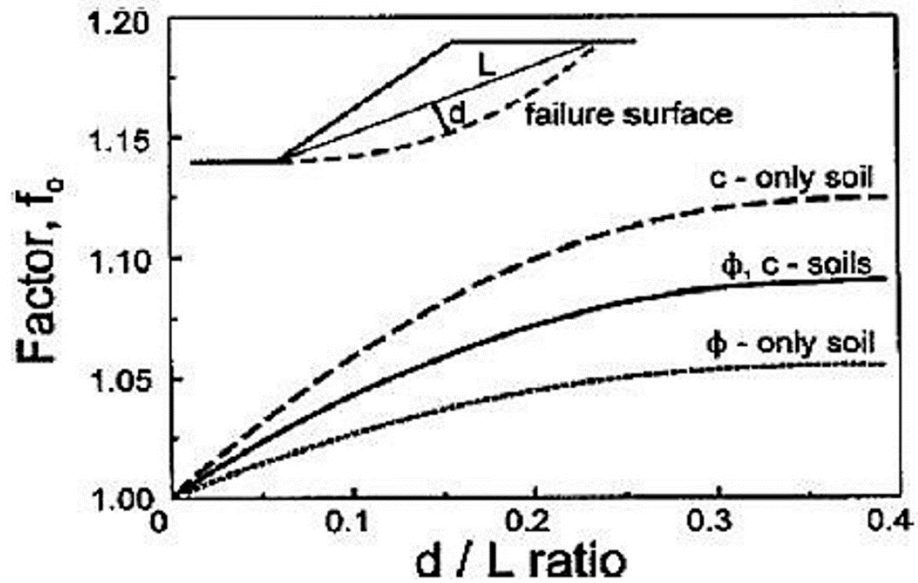
$dx = X1 - X2$, η συνισταμένη των κατακόρυφων πλευρικών δυνάμεων των λωρίδων.

Για τη σύγκλιση προς την τιμή του FS απαιτείται ένας παρόμοιος υπολογισμός όπως για τη λύση της απλοποιημένης μεθόδου Bishop, με τη χρήση επαναληπτικής διαδικασίας (Barnes, 2000).

Τέλος μια απλοποιημένη διαδικασία έχει προταθεί από τον Janbu, σύμφωνα με την οποία απαλείφεται ο άγνωστος όρος dx από την άνω σχέση και αντικαθίσταται από ένα διορθωτικό συντελεστή f_0 . Ο συντελεστής ασφάλειας FS_1 υπολογίζεται από την παραπάνω έκφραση, ενώ ο συντελεστής ασφάλειας FS_2 , υπολογίζεται από τη σχέση:

$$FS_2 = f_0 FS_1$$

Ο διορθωτικός συντελεστής f_0 εξαρτάται από το βάθος της μάζας η οποία ολισθαίνει και το είδος του εδάφους ενώ προσauξάνει τον συντελεστή ασφάλειας 5% - 12%. Η χαμηλότερη προσauξηση αντιστοιχεί σε ψαθυρά εδάφη, ενώ η μεγαλύτερη σε αργιλικά (Ψάλτου, 2009).



Εικόνα 16. διορθωτικός συντελεστής f_0 (Barnes, 2000).

3. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Φέρουσα ικανότητα

Η φέρουσα ικανότητα του εδάφους αναφέρεται στην κατάσταση καταστροφικής αστοχίας (θραύσεως) του εδάφους, λόγω υπερβάσεως της διατμητικής του αντοχής. Υπάρχουν τρεις μορφές θραύσεις του εδάφους κάτω από μία επιφάνεια θεμελίωσης (Λουπασάκης, 2014):

- Η γενική θραύση
- Η τοπική θραύση
- Η βύθιση του θεμελίου

Η γενική θραύση λαμβάνει χώρα σε εδάφη υψηλής πυκνότητας και χαμηλής συμπιεστότητας. Συνοδεύεται από ισχυρή παραμόρφωση και έντονη ανύψωση στην επιφάνεια του εδάφους. Οι επιφανειακές αστοχίες εμφανίζονται καλά αναπτυγμένες και ξεκινούν από το άκρο της θεμελίωσης και φτάνοντας έως και την επιφάνεια του εδάφους.

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

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

- Η θεωρία του Terzaghi για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας βασίζεται στις εξής παραδοχές:
- Το έδαφος συμπεριφέρεται σαν στερεό πλαστικό σώμα.
- Αγνοείται η διατμητική αντίσταση του εδάφους πάνω από τη θεμελίωση και το υπερκείμενο έδαφος αντικαθίσταται με ομοιόμορφο φορτίο.
- Αγνοείται η τριβή του υπερκείμενου εδάφους και της θεμελίωσης (στην πλευρά ad).
- Το μήκος της θεμελίωσης ορίζεται πολύ μεγαλύτερο από το πλάτος $L/B > 5$.

Οι παραπάνω παραδοχές είναι υπέρ της ασφάλειας. Η παραδοχή ότι το έδαφος είναι στερεό πλαστικό σώμα συνεπάγεται ότι η συγκεκριμένη θεωρητική λύση ανταποκρίνεται στη γενική θραύση, δηλ. για σχετικά ασυμπίεστα εδάφη.

Σύμφωνα με τη θεωρία του Terzaghi η φέρουσα ικανότητα θεμέλιου άπειρου μήκους δίνεται από τον τύπο:

$$q = c \cdot N_c + \gamma_a D_f N_q + \frac{1}{2} B \cdot \gamma_k \cdot N_\gamma$$

Όπου :

B = το πλάτος της θεμελίωσης

D_f = το βάθος θεμελίωσης

γ_a = το φαινόμενο βάρος του εδάφους πάνω από τη στάθμη της θεμελίωσης

γ_k = το φαινόμενο βάρος του εδάφους κάτω από τη στάθμη της θεμελίωσης

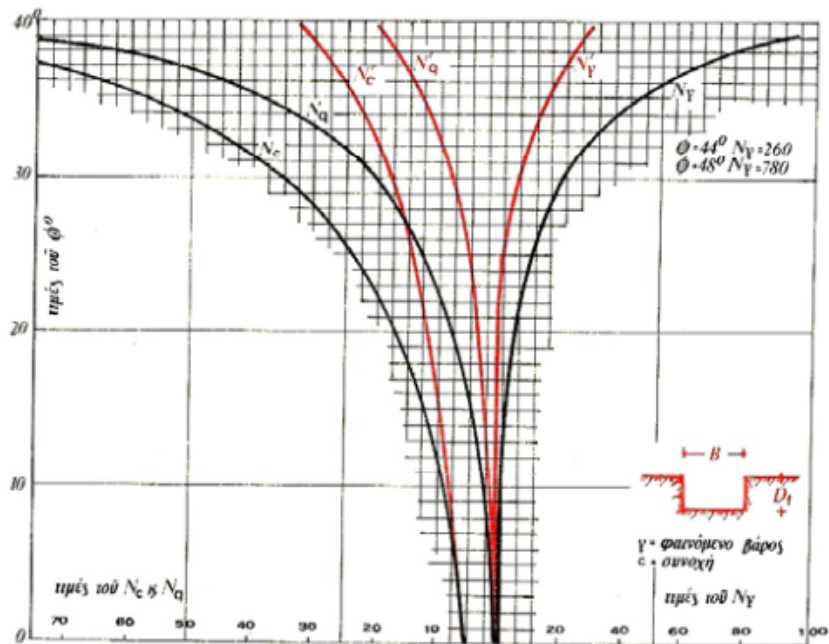
N_γ = ο συντελεστής επιφανειακής αντοχής ψαθυρού εδάφους

N_c = ο συντελεστής συνοχής

N_q = ο συντελεστής βάθους θεμελίωσης

Όταν στην επιφάνεια του εδάφους επιβάλλεται φορτίο, αυτό συνυπολογίζεται και αντί του $(\gamma_a D_f)$ γίνεται χρήση του $(\gamma_a D_f + \text{εξωτερικό φορτίο})$.

Ο πρώτος προσθετέος λαμβάνει υπόψη τη συνοχή του εδάφους θεμελίωσης, ο δεύτερος λαμβάνει υπόψη το βάρος του εδάφους πάνω από το επίπεδο θεμελίωσης και ο τρίτος την τριβή του εδάφους κάτω από το επίπεδο θεμελίωσης.



Εικόνα 17. Οι όροι N_c , N_q , N_γ υπολογίζονται βάσει τη γωνία τριβής του εδάφους κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης (Λουπασάκης, 2014).

Για τον υπολογισμό της επιτρεπόμενης τάσης, $q_{επ}$, η φέρουσα ικανότητα, q , διαιρείται με συντελεστή ασφάλειας $\nu = 2,5$ έως $3,0$.

$$q_{επ} = \frac{q}{\nu}$$

Η αστοχία όταν πρόκειται για πέδιλα συνοδεύεται από βύθιση του πεδύλου στο έδαφος και συνεπώς θα πρέπει να εξασφαλίζεται επαρκές περιθώριο ασφαλείας από την κατάσταση αυτή (Καββαδάς, 2005). Η φέρουσα ικανότητα ενός κυκλικού θεμελίου που εδράζεται στην επιφάνεια ενός ξηρού κοκκώδους εδαφικού υλικού (χωρίς συνοχή) δίνεται από τη σχέση:

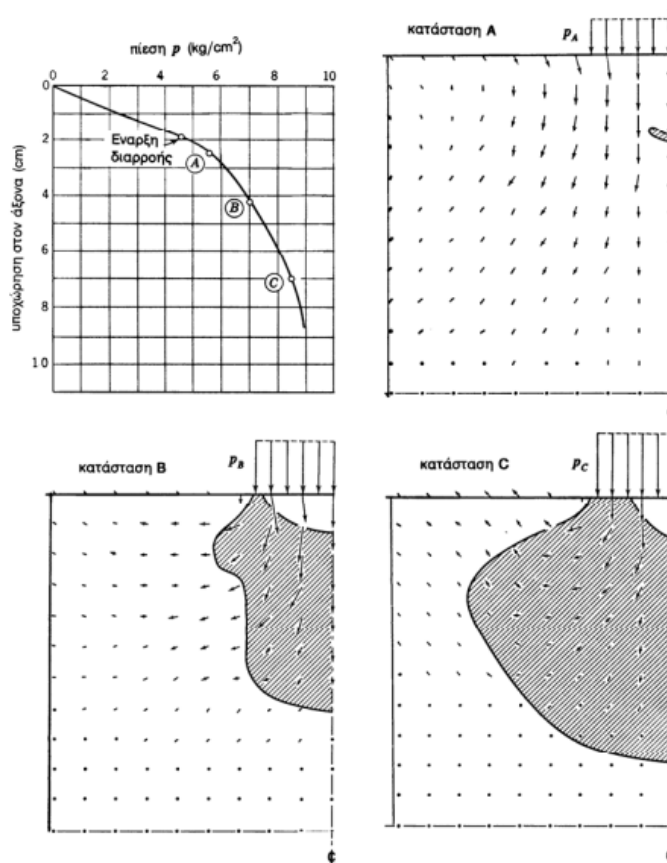
$$q_u = \frac{1}{2} \rho g B N_\gamma S_\gamma$$

όπου B είναι η διάμετρος του πεδύλου, N_γ συντελεστής φέρουσας ικανότητας που εξαρτάται από τη γωνία τριβής του υλικού και S_γ είναι συντελεστής σχήματος.

Όταν η ένταση της φόρτισης που επιβάλλεται στο έδαφος είναι σημαντική, κάτω από το φορτίο αναπτύσσεται μία ζώνη τοπικής αστοχίας, η οποία βαθμιαία επεκτείνεται και τελικώς, όταν διευρυνθεί πολύ, το έδαφος οδηγείται σε γενικευμένη αστοχία με μεγάλες

παραμορφώσεις. Το παρακάτω σχήμα παρουσιάζει μία τυπική καμπύλη φορτίου-υποχώρησης για ένα λωριδωτό φορτίο στην επιφάνεια ελαστο-πλαστικού εδάφους. Στην καμπύλη είναι σημειωμένες μία κατάσταση με περιορισμένη τοπική αστοχία (A) και δύο καταστάσεις (B και C) που αντιστοιχούν σε μεγαλύτερα φορτία. Οι γραμμοσκιασμένες περιοχές δείχνουν την έκταση της ζώνης αστοχίας σε κάθε περίπτωση.

Στην πυκνή άμμο αναπτύσσονται δύο σπειροειδείς επιφάνειες ολίσθησης και η βύθιση του θεμελίου κατά την αστοχία συνοδεύεται από σημαντική ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο, η οποία οφείλεται στη διασταλτικότητα των πυκνών άμμων (αύξηση του όγκου κατά τη διάτμηση). Αντίθετα, στη χαλαρή άμμο δεν αναπτύσσονται οι χαρακτηριστικές επιφάνειες ολίσθησης, επειδή η άμμος συμπιέζεται κατά τη φόρτιση (ο όγκος της μικραίνει) και συνεπώς η βύθιση του θεμελίου δεν δημιουργεί σημαντική τάση για ανύψωση της επιφάνειας του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Τέλος, η αστοχία της άμμου μέσης πυκνότητας γίνεται με ενδιάμεση μορφή μεταξύ της πυκνής και της χαλαρής άμμου.



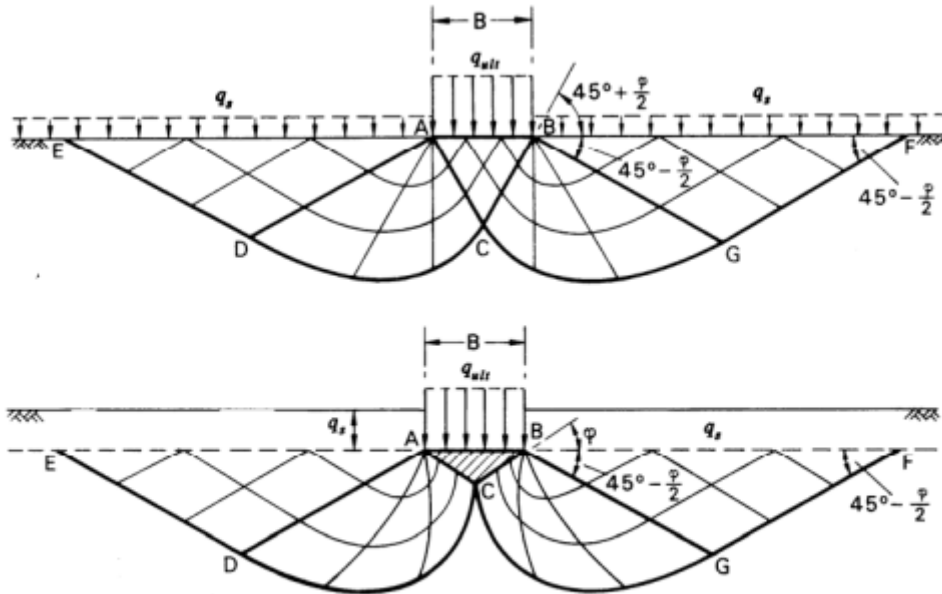
Εικόνα 18. Η εξέλιξη της ζώνης τοπικής αστοχίας (Καββαδάς, 2005).

Το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει ένα θεμέλιο πριν αστοχήσει ονομάζεται φορτίο αστοχίας ή οριακό φορτίο (Q_{ult}) και η αντίστοιχη πίεση στη βάση του θεμελίου

ονομάζεται πίεση αστοχίας ή οριακή πίεση (q_{ult}). Η πίεση αστοχίας εξαρτάται προφανώς από τη μορφή και τις διαστάσεις του θεμελίου και τις ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης. Συνεπώς, ο υπολογισμός της πίεσης αστοχίας εξαρτάται άμεσα από τον καταστατικό νόμο τάσεων-παραμορφώσεων του εδάφους θεμελίωσης. Το απλούστερο μοντέλο εδάφους για την εκτίμηση του φορτίου αστοχίας θεμελίων είναι το αρχικά απαραμόρφωτο και στη συνέχεια τελείως πλαστικό υλικό (Η θεωρία Ελαστικότητας δεν προβλέπει αστοχία και συνεπώς δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας θεμελίων), δηλαδή ένα υλικό που δεν παραμορφώνεται μέχρι την κατάσταση αστοχίας και στη συνέχεια αναπτύσσει διακριτές επιφάνειες ολίσθησης, στις οποίες η διατμητική τάση παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή σε κάθε θέση (όπως προσδιορίζεται από το κριτήριο αστοχίας). Ο προσδιορισμός των επιφανειών ολίσθησης (χαρακτηριστικές γραμμές), οι οποίες ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας του Coulomb, αποτελεί αντικείμενο της Θεωρίας των Χαρακτηριστικών. Το παρακάτω σχήμα παρουσιάζει τις σπειροειδείς χαρακτηριστικές γραμμές που προσδιορίστηκαν από τον K.Terzaghi κάτω από ένα απειρομήκες λωριδωτό θεμέλιο: (α) με λεία βάση και (β) με τραχεία βάση. Στην περίπτωση του λωριδωτού θεμελίου με λεία βάση που εδράζεται σε ξηρό έδαφος, η επίλυση με τις χαρακτηριστικές καταλήγει στην ακόλουθη σχέση (εξίσωση Terzaghi) για την πίεση αστοχίας:

$$q_{ult} = c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + q_s N_q$$

όπου B είναι το πλάτος του θεμελίου, q_s είναι η επιφόρτιση γύρω από το θεμέλιο στη στάθμη έδρασης, γ ($\gamma = \rho g$) είναι το ειδικό βάρος του εδάφους και (c , ϕ) είναι οι παράμετροι διατμητικής αντοχής του εδάφους. Οι συντελεστές N_c , N_γ , N_q εξαρτώνται από τη γωνία τριβής (ϕ) του εδάφους και οι τιμές τους δίνονται στο σχήμα.



Εικόνα 19. Χαρακτηριστικές γραμμές αστοχίας αβαθών θεμελίων (Καββαδάς, 2005).

Ένας τοίχος βαρύτητας ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο της κατακόρυφης τομής του τοίχου όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών. Για να μην ανατραπεί ο τοίχος πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$F_{\phi 1} = \frac{q_{αστ}}{q_{max}} \geq 3$$

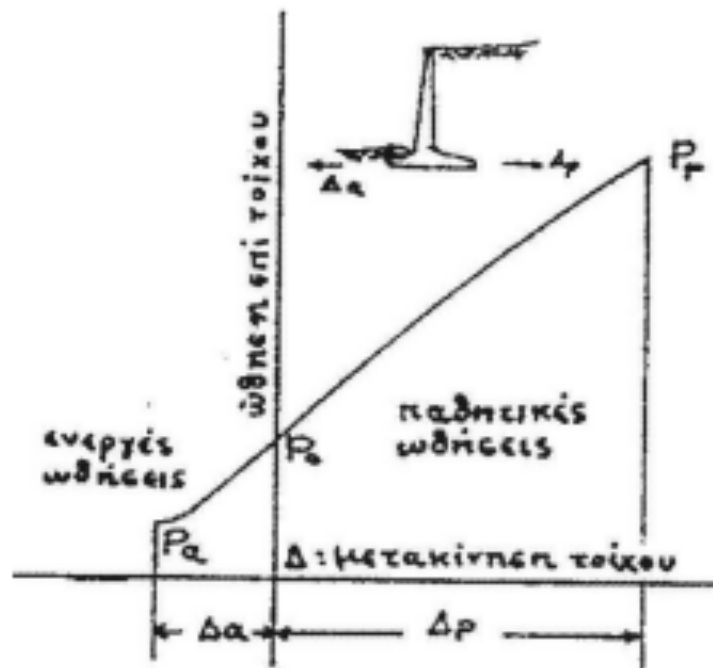
Όπου: $q_{αστ}$ = καθαρή οριακή φέρουσα ικανότητα εδάφους

q_{max} = μέγιστη τιμή της πίεσης επαφής του θεμελίου του τοίχου

4. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Ωθήσεις γαιών

Ωθήσεις ονομάζονται οι (πλευρικές) πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισης του) στην επιφάνεια ενός τεχνικού έργου και ειδικότερα σε τοίχους αντιστήριξης (Dunn et al., 1980, Budhu, 1999).

- ❖ Η ενεργητική ώθηση (p_a) αντιστοιχεί σε διόγκωση του εδάφους.
- ❖ Η παθητική ώθηση (p_p) αντιστοιχεί σε συμπίεση του εδάφους.



Εικόνα 20. σχηματικό παράδειγμα ωθήσεων (Καββαδάς, 2005).

Η εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούν τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητη σε πολλούς τύπους κατασκευών όπως τοίχοι αντιστήριξης γαιών, περιμετρικά τοιχεία υπογείων, αντιστηρίξεις εκσκαφών, επενδύσεις σηράγγων κλπ. Τα εδάφη, λόγω του βάρους τους, ασκούν πιέσεις (πλευρικές ωθήσεις) στα κατακόρυφα στοιχεία που τα περιορίζουν. Η πιο συνηθισμένη περίπτωση είναι η πλευρική ώθηση που ασκείται κατά τη γεωστατική κατάσταση η οποία συμβαίνει δηλαδή όταν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση (Καββαδάς, 2005).

Επομένως ισχύει:

$$\sigma_h = u + \sigma'_h$$

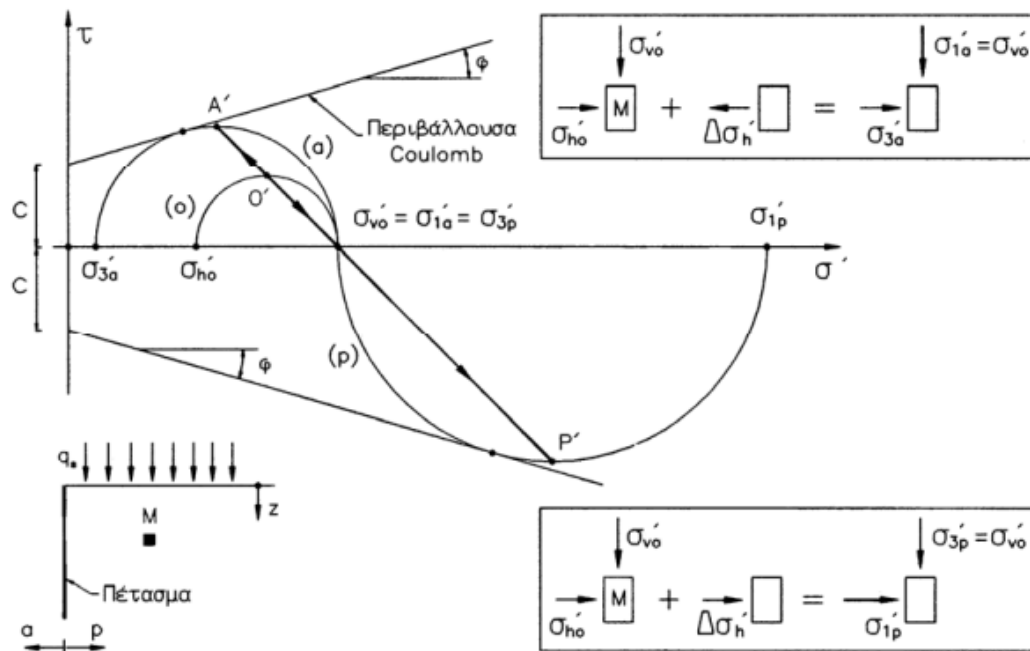
$$\sigma_h = u + K_o \sigma'_v$$

όπου,

- σ'_v είναι η κατακόρυφη ενεργός τάση σε κάποια στάθμη δηλαδή λόγω του βάρους των υπερκείμενων γαιών και τυχόν επιφόρτισης,
- u είναι η πίεση πόρων και
- K_o ο συντελεστής πλευρικής ώθησης για παρεμπόδιση της πλευρικής παραμόρφωσης

4.1. Μέθοδος Rankine

Το πιο βασικό χαρακτηριστικό της ώθησης γαιών είναι ότι το μέγεθος της εξαρτάται από την πλευρική μετακίνηση. Αυτό σημαίνει ότι εξαρτάται από τη δυνατότητα του στοιχείου που δέχεται την ώθηση να ενδώσει στην οριζόντια διεύθυνση ή να κινηθεί προς το έδαφος και να το συμπιέσει. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ένα εδαφικό στοιχείο (M) με γεωστατική ένταση ($\sigma'_{vo} = q_s + \gamma z$, $\sigma'_{ho} = K_o \sigma'_{vo}$) και τον αντίστοιχο κύκλο Mohr (O). Το έδαφος περιορίζεται από ένα κατακόρυφο πέτασμα που μπορεί να κινείται στην οριζόντια διεύθυνση είτε προς το στοιχείο (M) (διεύθυνση p) είτε απομακρυνόμενο από αυτό (διεύθυνση a). Αν θεωρηθεί ότι το πέτασμα είναι λείο, που σημαίνει ότι δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος, κατά την κίνηση του πετάσματος η εντατική κατάσταση του σημείου M θα μεταβληθεί χωρίς στροφή των κυρίων τάσεων και χωρίς μεταβολή της κατακόρυφης τάσης (σ_{vo}). Στην περίπτωση που το πέτασμα κινηθεί στη διεύθυνση a η οριζόντια τάση θα μειωθεί. Στην περίπτωση που κινηθεί στη διεύθυνση p, η οριζόντια τάση θα αυξηθεί. Εάν η κίνηση συνεχισθεί, η οριζόντια τάση θα συνεχίσει να μεταβάλλεται μέχρις ότου το εδαφικό στοιχείο M αστοχήσει. Η παρακάτω εικόνα καταδεικνύει τις διαδρομές τάσεων O'A' και O'P', τους κύκλους αστοχίας a και p και τις αντίστοιχες οριζόντιες ενεργές τάσεις (Καββαδάς, 2005).



Εικόνα 21. Σχηματικό παράδειγμα των ενεργών και παθητικών ωθήσεων γαιών (Καββαδάς, 2005).

Οι αντίστοιχοι τύποι που ισχύουν είναι οι εξής:

$$\sigma'_{ha} \equiv \sigma'_{3a} = \sigma'_{\nu a} \frac{1}{N_\phi} - 2c \frac{I}{\sqrt{N_\phi}}$$

$$\sigma'_{hp} \equiv \sigma'_{1p} = \sigma'_{\nu a} N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi}$$

Όπου,

$$N_\phi = \tan^2(45 + \phi/2)$$

Οι οριακές καταστάσεις a και p ονομάζονται ενεργητική και παθητική κατάσταση αντίστοιχα. Οι οριακές πλευρικές τάσεις σ'_{ha} , σ'_{hp} ονομάζονται ενεργητική και παθητική τάση αντίστοιχα. Η ενεργητική και παθητική οριακή κατάσταση ονομάζονται γενικώς καταστάσεις Rankine προς τιμήν του επιστήμονα που τις μελέτησε

Στην περίπτωση που τα εδάφη είναι μη συνεκτικά άρα έχουν συνοχή c μηδενική οι συντελεστές ορίζονται ως εξής:

- ❖ Συντελεστής ενεργητικής ώθησης (λόγος της ενεργητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση):

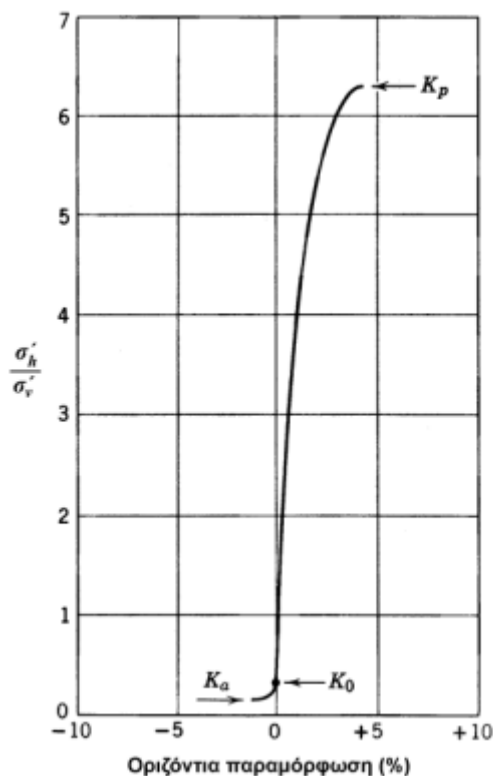
$$K_a \equiv \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_{vo}} = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

- ❖ Συντελεστής παθητικής ώθησης (λόγος της παθητικής τάσης προς την κατακόρυφη ενεργό τάση):

$$K_p \equiv \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_{vo}} = N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Η πλευρική ώθηση στο πέτασμα κατά την κίνηση στη διεύθυνση a κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (μέγιστη) και σ'_{ha} (ελάχιστη), ενώ κατά την κίνηση στη διεύθυνση p κυμαίνεται μεταξύ των τιμών σ'_{ho} (ελάχιστη) και σ'_{hp} (μέγιστη).

Η παραμόρφωση που απαιτείται για να επιτευχθούν οι οριακές καταστάσεις εξαρτάται από το είδος του εδαφικού υλικού (κοκκώδες ή συνεκτικό) και την κατάστασή του (σχετική πυκνότητα ή συνεκτικότητα). Η παθητική οριακή κατάσταση επιτυγχάνεται σε πολύ μεγαλύτερη παραμόρφωση από ότι η ενεργητική οριακή κατάσταση. Επίσης, οι χαλαρές άμμοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις πυκνές για να φθάσουν στην οριακή κατάσταση, όπως και οι κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι απαιτούν μεγαλύτερη παραμόρφωση από τις ισχυρά υπερστερεοποιημένες. Μία τυπική μεταβολή του συντελεστή ώθησης με την οριζόντια παραμόρφωση του εδάφους παρουσιάζεται στο σχήμα της παρακάτω εικόνας που αντιπροσωπεύει μία μεσόκοκκη πυκνή άμμο (Καββαδάς, 2005).



Εικόνα 22. Οι συντελεστές ενεργητικής και παθητικής ώθησης (Καββαδάς, 2005).

Οι ανωτέρω ορισμοί των οριακών καταστάσεων αναφέρονται σε ένα εδαφικό στοιχείο με μικρές διαστάσεις. Στην περίπτωση εκτεταμένων εδαφικών μαζών που αντιστηρίζονται με κατακόρυφα πετάσματα (τοιχούς αντιστήριξης, τοιχία, επενδύσεις κλπ.), το σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από το πέτασμα φθάνει στην οριακή κατάσταση Rankine υπό τις εξής προϋποθέσεις:

- ❖ Η επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη και η αρχική εντατική κατάσταση γεωστατική και ομοιόμορφη.
- ❖ Το πέτασμα είναι κατακόρυφο και λείο, δηλαδή δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια επαφής πετάσματος και εδάφους.
- ❖ Το πέτασμα στρέφεται περί τη βάση του. Με τις ανωτέρω προϋποθέσεις, όταν το έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης φθάσει στην οριακή κατάσταση Rankine, η συνολική δύναμη (ώθηση) που ασκείται στον τοίχο μπορεί να υπολογισθεί. Κατά την ενεργητική κατάσταση σε τοίχο ύψους H που αντιστηρίζει ένα ξηρό εδαφικό υλικό με οριζόντια επιφάνεια ισχύει ότι η ενεργητική πίεση σ'_{ha} στον τοίχο αυξάνει γραμμικά με το βάθος z όπως φαίνεται κ στους παρακάτω τύπους:

$$\sigma'_{ha} = \frac{1}{N_\phi} \sigma'_{\gamma_0} - 2c \frac{1}{\sqrt{N_\phi}}$$

$$\sigma'_{\gamma_0} = q_z + \gamma z$$

Η συνισταμένη της ενεργητικής πίεσης, δηλαδή η ενεργητική ώθηση, δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = K_a \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_z H \right) - 2cH \frac{1}{\sqrt{N_\phi}}$$

Η σχέση αυτή ισχύει όταν οι τιμές της συνοχής είναι μικρότερες ή ίσες από:

$$c_0 = \frac{q_z}{2\sqrt{N_\phi}}$$

Στην περίπτωση που η τιμή της συνοχής είναι $c > c_0$ τότε η τιμή της σ'_{ha} είναι αρνητική άρα εφελκυστική στο ανώτερο τμήμα του τοίχου ενώ η επιφάνεια επαφής του τοίχου με τις γαίες δε μπορεί να αναλάβει εφελκυστικές τάσεις. Σε αυτήν την περίπτωση να υπολογισθεί το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους στο οποίο αναπτύσσονται οι εφελκυστικές τάσεις και να υπολογισθεί η συνισταμένη μόνο των ενεργητικών τάσεων σ'_{ha} κάτω από τη στάθμη Z_{cr} όπως φαίνεται παρακάτω:

$$Z_{cr} = 2c\sqrt{N_\phi}/\gamma$$

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr}) (q_z + \gamma H - 2c\sqrt{N_\phi})$$

Κατά την παθητική κατάσταση πίσω από ένα τοίχο που αντιστηρίζει ξηρό εδαφικό υλικό, όταν η επιφάνεια του εδάφους είναι οριζόντια, ισχύει:

$$\sigma'_{hp} = N_\phi \sigma'_{\gamma_0} + 2c\sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma'_{\gamma_0} = q_z + \gamma z$$

Η ολική παθητική ώθηση στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = K_p \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H \right) + 2cH \sqrt{N_\phi}$$

Αξιίζει να αναφερθούν ορισμένες παρατηρήσεις σχετικά με την εφαρμογή αυτής της μεθόδου.

1. Στην περίπτωση πολύστρωτου εδαφικού σχηματισμού πρέπει να υπολογίζονται οι οριακές τάσεις σ'_{ha} και σ'_{hp} σε κάθε θέση με χρήση των αντίστοιχων (για κάθε στρώση) παραμέτρων διατμητικής αντοχής (c, ϕ) και στη συνέχεια να υπολογίζεται η συνισταμένη της κατανομής των οριακών τάσεων.
2. Στην περίπτωση που στο έδαφος πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης υπάρχει μόνιμη στάθμη υπογείου ορίζοντα γίνονται τα εξής:
 - Υπολογίζονται οι κατανομές των οριακών ενεργών τάσεων με το βάθος. Προφανώς, για τις θέσεις κάτω από τον υπόγειο ορίζοντα πρέπει να χρησιμοποιείται το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η συνισταμένη των ενεργών τάσεων που αποτελεί την οριακή ενεργό ώθηση.
 - Στην οριακή ενεργό ώθηση προστίθεται η ώθηση που προκύπτει από τις υδροστατικές πιέσεις στον τοίχο αντιστήριξης:

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w (H - Z_w)^2$$

Όπου,

Z_w : είναι το βάθος του υπογείου ορίζοντα από την επιφάνεια του εδάφους

γ_w : είναι το ειδικό βάρος του νερού

3. Στην περίπτωση που το έδαφος είναι πλήρως κορεσμένο και η κατασκευή του έργου αντιστήριξης γίνεται με ταχύ ρυθμό ώστε να ικανοποιείται η συνθήκη της αστράγγιστης φόρτισης, ο υπολογισμός της ενεργητικής και παθητικής ώθησης μπορεί να γίνει και ως προς τις ολικές τάσεις με χρήση ανάλυσης τύπου $\phi = 0$. Στην

περίπτωση αυτή: $N_\phi = K_a = K_p = 1$, οπότε, για οριζόντια επιφάνεια εδάφους, η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H - 2 c_u H$$

εφόσον: $c_u \leq q_s/2$ ισχύουν τα παραπάνω. Εάν $c_u > q_s/2$, υπολογίζεται ένα κρίσιμο βάθος: $Z_{cr} = 2c_u/\gamma$, οπότε:

$$P_a = \frac{1}{2} (H - Z_{cr}) (q_s + \gamma H - 2 c_u)$$

Αντίστοιχα, η παθητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 + q_s H + 2 c_u H$$

Όπου,

c_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή και

γ το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους.

Εάν το έδαφος αποτελείται από στρώσεις με διαφορετικές τιμές του c_u , υπολογίζεται η κατανομή των σ_{ha} και σ_{hp} με το βάθος και η συνισταμένη τους.

4. Το σημείο εφαρμογής της οριακής ώθησης υπολογίζεται από την κατανομή των οριακών πιέσεων με το βάθος. Σε περίπτωση τριγωνικής κατανομής, το σημείο εφαρμογής της ώθησης βρίσκεται (κατά τα γνωστά) στο ένα τρίτο του ύψους του τοίχου.

4.2. Μέθοδος Coulomb

Στη προηγούμενη ενότητα οι οριακές πλευρικές ωθήσεις γαιών υπολογίσθηκαν με την παραδοχή ότι στο σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από τον τοίχο αναπτύσσεται η εντατική κατάσταση Rankine (ενεργητική ή παθητική). Σε πολλά πρακτικά προβλήματα, όμως, δεν ικανοποιούνται κάποιες από τις προϋποθέσεις για την ανάπτυξη της κατάστασης Rankine, όπως ότι ο τοίχος δεν είναι λείος και κατακόρυφος, η επιφάνεια του εδάφους δεν είναι επίπεδη, η

επιφόρτιση qs δεν είναι σταθερή ή η αρχική κατάσταση δεν είναι γεωστατική. Στις περιπτώσεις αυτές ο προσδιορισμός των οριακών ωθήσεων πρέπει να γίνει με αριθμητικές μεθόδους (συνήθως με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων) και χρήση κατάλληλων καταστατικών νόμων συμπεριφοράς του εδάφους.

Σε περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις της κατάστασης Rankine, ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων μπορεί να γίνει με τη μέθοδο Coulomb, η οποία δεν είναι μεν απόλυτα ακριβής αλλά υπό ορισμένες προϋποθέσεις δίνει παραδεκτές (ελαφρά συντηρητικές) τιμές των ωθήσεων. Κατά τη μέθοδο Coulomb, εξετάζονται μόνον επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης (όπως η OB) και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, που αποτελεί την οριακή επιφάνεια ολίσθησης. Οι ωθήσεις που προσδιορίζονται με τη μέθοδο Coulomb δεν είναι ακριβείς, επειδή, όταν δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine, η πραγματική οριακή επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι επίπεδη (ιδίως στην περίπτωση της παθητικής ώθησης). Εκτός από την παραδοχή της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης, η μέθοδος θεωρεί ότι και η επιφάνεια του τοίχου είναι επίπεδη. Οι ανωτέρω παραδοχές δεν περιορίζουν σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου, δεδομένου ότι η μέθοδος περιλαμβάνει τριβή μεταξύ γαιών και τοίχου (γωνία τριβής δ), έδαφος με τριβή (γωνία φ) και συνοχή c ($C=c \cdot OB$), τυχαία γεωμετρία της επιφάνειας του εδάφους και τυχαία επιφόρτιση Q στην επιφάνεια του εδάφους. Ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων γίνεται με τη μέθοδο του δυναμοπολυγώνου των δυνάμεων που ενεργούν στο εδαφικό πρίσμα OAB. Οι δυνάμεις αυτές είναι:

- ❖ Το βάρος του πρίσματος (W), γνωστό κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- ❖ Η επιφόρτιση (Q), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- ❖ Η δύναμη συνοχής (C), γνωστή κατά μέγεθος και διεύθυνση.
- ❖ Η συνισταμένη (F) της ορθής δύναμης (N) και της δύναμης τριβής (T) που ασκούνται στο επίπεδο ολίσθησης. Η F είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση, επειδή σχηματίζει γωνία (φ) με την κάθετο στο επίπεδο ολίσθησης.
- ❖ Η πιθανή ώθηση ($P_{A\theta}$ ή $P_{P\theta}$) στον τοίχο, που είναι γνωστή μόνον κατά διεύθυνση επειδή σχηματίζει γωνία (δ) με την κάθετο στην επιφάνεια του τοίχου.

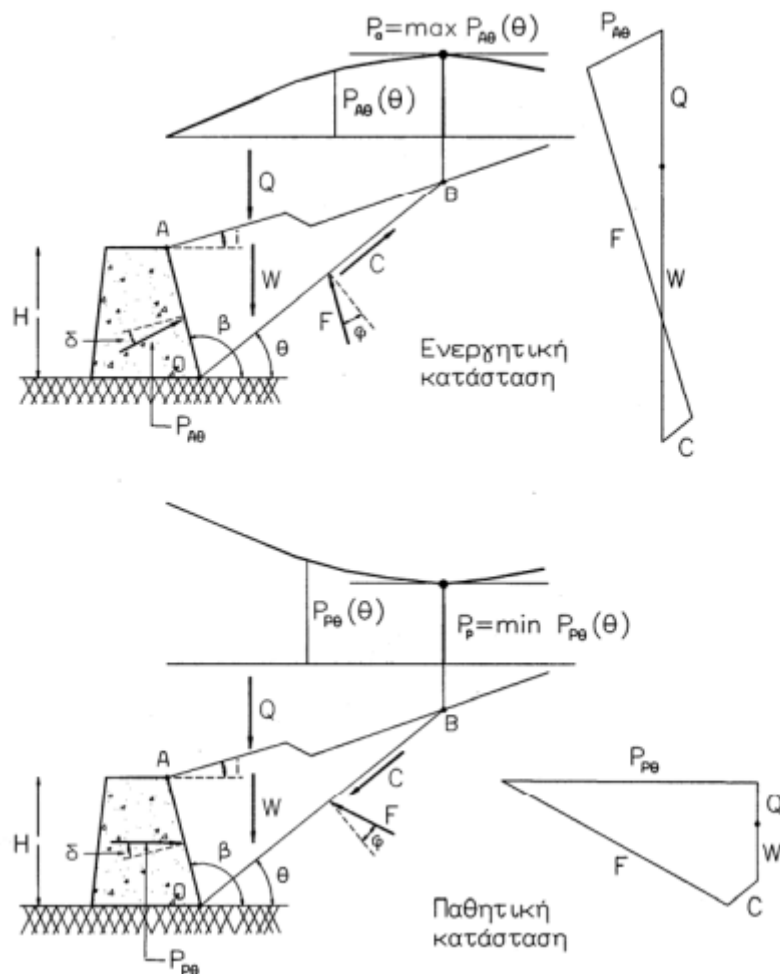
Το δυναμοπολύγωνο των ανωτέρω δυνάμεων μπορεί να επιλυθεί, επειδή όλες οι δυνάμεις είναι γνωστές κατά μέγεθος και διεύθυνση εκτός από τις F και P , που είναι γνωστές μόνον κατά διεύθυνση. Σημειώνεται ότι Τα δυναμοπολύγωνα της ενεργητικής και παθητικής ώθησης δεν είναι σχεδιασμένα στην ίδια κλίμακα.

Με τη μέθοδο που περιεγράφηκε υπολογίζονται οι πιθανές ωθήσεις για διάφορες τιμές της γωνίας θ , οπότε οι οριακές ωθήσεις προκύπτουν ως εξής:

- ❖ Η ενεργητική ώθηση σαν η μέγιστη τιμή μεταξύ των $P_{A\theta}$.
- ❖ Η παθητική ώθηση σαν η ελάχιστη τιμή μεταξύ των $P_{P\theta}$.

Οι ανωτέρω ακρότατες τιμές εξηγούνται ως εξής:

- ❖ Η ενεργητική κατάσταση πραγματοποιείται κατά τη βαθμιαία μείωση της ουδέτερης ώθησης και συνεπώς η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος του επιπέδου που δίνει την πρώτη δυνατή τιμή της ώθησης, η οποία είναι η μέγιστη τιμή των $P_{A\theta}$.
- ❖ Η παθητική κατάσταση πραγματοποιείται κατά τη βαθμιαία αύξηση της ουδέτερης ώθησης και συνεπώς η ολίσθηση συμβαίνει κατά μήκος του επιπέδου που δίνει την πρώτη δυνατή τιμή της ώθησης, η οποία είναι η ελάχιστη τιμή των $P_{P\theta}$.



Εικόνα 23. Προσδιορισμός της ώθησης γαιών με τη μέθοδο Coulomb (Καββαδάς, 2005).

Στην περίπτωση που ισχύουν τα παρακάτω τότε οι οριακές ωθήσεις που προκύπτουν με τη μέθοδο Coulomb υπολογίζονται από τις σχέσεις που ακολουθούν:

- η επιφάνεια του εδάφους είναι επίπεδη και σχηματίζει γωνία (i) ως προς την οριζόντια,
- η επιφόρτιση Q είναι μηδέν και
- το έδαφος δεν έχει συνοχή ($c = 0$)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K'_a$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K'_p$$

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2}$$

$$K'_p = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + i)}{\sin(\beta - i)}} \right\}^2}$$

Όπου,

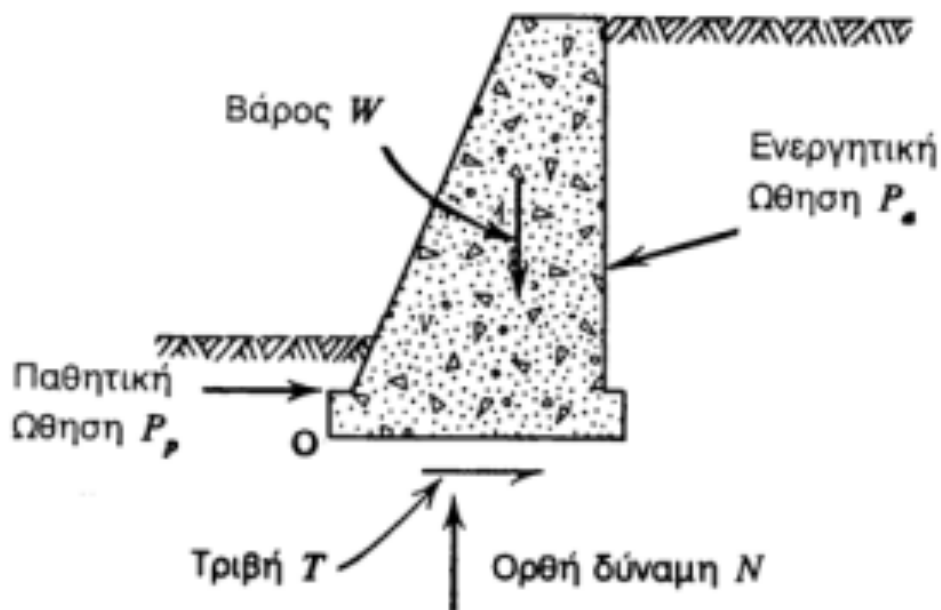
H είναι το κατακόρυφο ύψος του τοίχου και K'_a και K'_p οι αντίστοιχοι συντελεστές από τις παραπάνω σχέσεις.

Αξίζει να σημειωθούν ορισμένες παρατηρήσεις σχετικά με τη χρήση των δύο μεθόδων Coulomb και Rankine όπως παρουσιάζονται παρακάτω:

- I. Ο υπολογισμός της ενεργητικής ώθησης με τη μέθοδο Coulomb συνήθως οδηγεί σε μικρά σφάλματα. Αυτό συμβαίνει γιατί η επιφάνεια ολίσθησης κατά την ενεργητική κατάσταση είναι πρακτικά επίπεδη, ακόμη και στις περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι προϋποθέσεις Rankine.
- II. Επίσης, η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά την ενεργητική ώθηση, γεγονός που είναι προς την πλευρά της ασφάλειας.

- III. Αντίθετα, η επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική κατάσταση δεν είναι επίπεδη, όταν η γωνία τριβής γαιών-τοιχίου είναι μεγάλη και συνεπώς η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά σημαντικά την παθητική ώθηση, γεγονός που δεν είναι προς την πλευρά της ασφάλειας.
- IV. Συνεπώς, η μέθοδος Coulomb πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή σε εκτιμήσεις της παθητικής ώθησης γαιών.

Μετά την εκτίμηση του μεγέθους των οριακών ωθήσεων γαιών πρέπει να ελεγχθεί η ευστάθεια των έργων αντιστήριξης υπό την επιρροή των εξής δυνάμεων:



Εικόνα 24. Οι δυνάμεις που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Καββαδάς, 2005).

1. Οριακή ώθηση γαιών πίσω από τον τοίχο (ενεργητική ώθηση στο συγκεκριμένο σχήμα).

2. Παθητική ώθηση γαιών (P_p) εμπρός από τον τοίχο, σε περίπτωση που το θεμέλιο του τοίχου έχει σημαντικό ύψος. Είναι, όμως, γνωστό ότι η παθητική ώθηση απαιτεί σημαντικά μεγαλύτερη παραμόρφωση από την ενεργητική. Έτσι, όταν πίσω από τον τοίχο έχει ενεργοποιηθεί η ενεργητική ώθηση, δεν έχει ενεργοποιηθεί η πλήρης παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο. Για το λόγο αυτό, η παθητική ώθηση εμπρός από τον τοίχο συχνά αμελείται ή τουλάχιστον λαμβάνεται με μειωμένη τιμή.

3. Το βάρος του τοίχου (W).
4. Η ορθή δύναμη (N) και η δύναμη τριβής (T) στη βάση του τοίχου.

Λαμβάνοντας αυτά ως δεδομένα, οι έλεγχοι ασφάλειας που πρέπει να γίνονται είναι οι παρακάτω:

1. Έλεγχος επάρκειας σε ολίσθηση στη βάση του τοίχου σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο όπου δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ της βάσης τοίχου και του υποκείμενου εδάφους:

$$F_{S_t} = \frac{N \cdot \tan \delta}{T} > 1.50$$

2. Έλεγχος επάρκειας σε ανατροπή ως προς το σημείο O. Υπολογίζεται η ροπή ανατροπής της P_a και οι ροπές στήριξης των W και P_p . Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή (λόγος των ροπών στήριξης προς τις ροπές ανατροπής) πρέπει να υπερβαίνει το 2. Κατά τον έλεγχο σε ανατροπή δεν λογίζεται η συνεισφορά της N, επειδή κατά την ανατροπή η N εφαρμόζεται στο σημείο O και συνεπώς ο μοχλοβραχίονάς της είναι μηδέν.

3. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας του εδάφους στη βάση του τοίχου (λωριδωτό θεμέλιο με έκκεντρη φόρτιση).

4. Έλεγχος του μεγέθους των ορθών τάσεων στη βάση του τοίχου. Υπολογίζεται το διάγραμμα των ορθών τάσεων στη βάση του θεμελίου, που ισοδυναμεί με τη δύναμη N και τη ροπή των εξωτερικών δυνάμεων. Η μέγιστη τάση στο σημείο O της βάσης του τοίχου δεν πρέπει να υπερβαίνει τη μέγιστη επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.

5. Υπολογισμός των υποχωρήσεων του τοίχου λόγω των επιβεβλημένων κατακόρυφων φορτίων και σύγκριση με τις ανεκτές υποχωρήσεις.

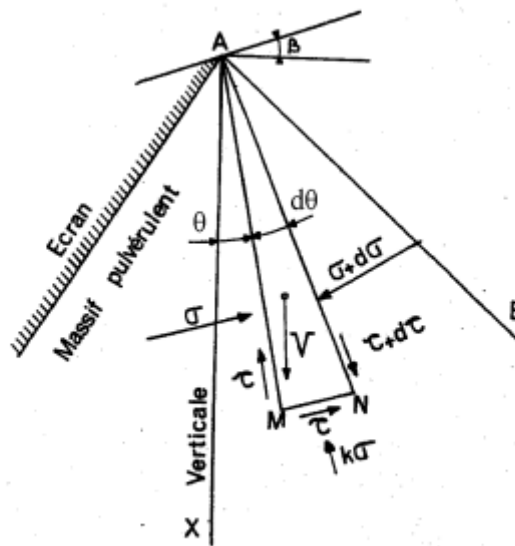
6. Τέλος, πρέπει να ελεγχθεί η στατική επάρκεια του φορέα του τοίχου (έλεγχος μέγιστων τάσεων σε τοίχους από άοπλο σκυρόδεμα και έλεγχος επάρκειας διατομών σε τοίχους από οπλισμένο σκυρόδεμα).

4.3. Μέθοδος Caquot & Kerisel

Η πρώτη επιτυχής αριθμητική επίλυση, τα αποτελέσματα της οποίας δημοσιεύτηκαν σε μορφή πινάκων για χρήση από τους μηχανικούς (Caquot & Kerisel, 1948) είναι προφανές ότι

δεν μπορούν να έχουν προκύψει από τη μέθοδο των χαρακτηριστικών λόγω της ανυπαρξίας των υπολογιστικών μέσων την εποχή εκείνη. Τα αποτελέσματα αυτά προέκυψαν από ένα απλούστερο μαθηματικά, αλλά όχι μικρότερης επιστημονικής αξίας, μοντέλο, του οποίου η τελική λύση είναι σε μεγάλο βαθμό προσεγγιστική. Οι επόμενες επανεκδόσεις των πινάκων (Caquot & Kerisel, 1966; Kerisel & Absi, 1990) έχουν προκύψει από ακριβέστερες αριθμητικές επιλύσεις σε άλλο προφανώς σύστημα εξισώσεων, χωρίς να είναι γνωστές οι λεπτομέρειες της ανάλυσης (Βγενοπούλου, 2014).

Η αυθεντική ανάλυση του Caquot απεικονίζεται στο παρακάτω σχήμα και βασίζεται στην οριακή ισορροπία μιας τριγωνικής σφήνας σε πολικές συντεταγμένες. Από ισορροπία ροπών και δυνάμεων προκύπτει το σύστημα των δύο απλών διαφορικών εξισώσεων. Ο Caquot χρησιμοποιεί την ιδιότητα της αυτοομοιότητας και γράφει τις τάσεις στη μορφή των παρακάτω εξισώσεων, όπου οι άγνωστοι συντελεστές n , t και k είναι συναρτήσεις μόνο του θ . Στη συνέχεια εισάγει μια συνάρτηση δυναμικού $F(\theta)$ η οποία ικανοποιεί ταυτοτικά τις εξισώσεις ισορροπίας και την αναπτύσσει σε μορφή σειράς Taylor. Στη συνέχεια, από τον τανυστή των τάσεων στην αστοχία καταλήγει σε μια αναλυτική έκφραση για τον συντελεστή k ο οποίος είναι ο λόγος της ακτινικής προς την εφαπτομενική ορθή τάση και είναι προφανώς συνάρτηση του άγνωστου λόγου τ/σ .



Εικόνα 25. Σχηματική απεικόνιση της μεθόδου Caquot (Καββαδάς, 2005).

$$\frac{d\tau_{r\theta}}{d\theta} = (2k - 1)\sigma - \cos\theta$$

$$\frac{d\sigma}{d\theta} = 3\tau_{r\theta} - \sin\theta$$

$$\sigma_\theta = \gamma nr, \quad \sigma_r = k\sigma_\theta, \quad \tau_{r\theta} = -\gamma rt$$

Με τη βοήθεια των παραπάνω εξισώσεων ο Caquot μελετάει τη συμπεριφορά των εξισώσεων μέσα στη ζώνη Boussinesq. Είναι ο πρώτος που αναφέρει ότι υπάρχουν άπειρες λύσεις που ικανοποιούν την πλαστική ισορροπία και τις συνοριακές συνθήκες Rankine, με μόνο μία να ικανοποιεί τη συνοριακή συνθήκη στον τοίχο, που είναι η κλίση της αντίστοιχης ώθησης επί του τοίχου. Απέδειξε επίσης ότι η αρχική ασυνέχεια της ζώνης Rankine είναι επιφάνεια απροσδιοριστίας και συνεπώς αποκλείεται μια λύση τύπου αρχικών τιμών. Επίσης έδειξε ότι η μεταβολή των τάσεων μέσα στη ζώνη Boussinesq καθορίζεται από το λόγο τ/σ , δηλαδή από την κλίση της τάσης πάνω στις ασυνέχειες. Η ανάλυση του Caquot παρουσιάζεται πιο λεπτομερώς στο σύγγραμμα του Absi (1984). Σύμφωνα με τον Sokolovskii (1965), παρόμοια διαδικασία επίλυσης ακολούθησε και ο von Karman (1927) με ισορροπία σφήνας και ανάπτυξη της λύσης σε σειρά Taylor.

4.4. Μέθοδος Mononobe - Okabe

Η μέθοδος η οποία συνιστάται για τον καθορισμό των σεισμικών εδαφικών δυνάμεων είναι αυτή των ισοδύναμων στατικών φορτίων. Σύμφωνα με την ισοδύναμη μέθοδο, στο κέντρο βάρους της μάζας του εδάφους θεωρείται ότι ενεργεί μία οριζόντια σεισμική δύναμη ίση με το βάρος του πρίσματος πολλαπλασιασμένη με ένα σεισμικό συντελεστή. Η σεισμική αυτή δύναμη αποτελεί μία πρόσθετη φόρτιση στις ήδη ασκούμενες στατικές φορτίσεις του τοίχου.

Η πιο συχνή χρησιμοποιούμενη μέθοδος για τον υπολογισμό των πρόσθετων ωθήσεων λόγω σεισμού, είναι αυτή που διατύπωσαν οι Mononobe και Okabe, η οποία βασίζεται στη θεωρία του Coulomb. Η αρχική προσέγγιση της θεωρίας Mononobe-Okabe επεκτείνεται για να αποδώσει την προκύπτουσα πλευρική δύναμη που απαιτείται για τη σταθεροποίηση μιας ασταθούς κλίσης. Δεδομένης της γωνίας κλίσης, την εσωτερική γωνία τριβής σχεδιασμού, την πίσω πλάκα, την προσαύξηση, τους κατακόρυφους και οριζόντιους σεισμικούς συντελεστές

και την κλίση της προκύπτουσας δύναμης, μπορεί κανείς να υπολογίσει το μέγεθος αυτής της προκύπτουσας δύναμης. Η προσέγγιση επιτρέπει την επιλογή μιας ορθολογικής κλίσης του προκύπτοντος για περιπτώσεις όπου η αλληλεπίδραση εδάφους-προσώπου είναι πιθανό να αναπτυχθεί μόνο κατά μήκος κάθετων τμημάτων (Ποδαρά, 2018).

Η μέθοδος Monopobe-Okabe εξακολουθεί να χρησιμοποιείται ως η πρώτη επιλογή για την εκτίμηση των πλευρικών πιέσεων της γης κατά τη διάρκεια σεισμών από γεωτεχνικούς μηχανικούς. Λαμβάνοντας υπόψη κάποιες απλές υποθέσεις και χρησιμοποιώντας μια μέθοδο κλειστής μορφής, λύνει τις εξισώσεις ισορροπίας και προτείνει σεισμικές ενεργές και παθητικές πλευρικές επιφανειακές πιέσεις. Παρά τη απλή στατική θεώρηση που χρησιμοποιεί η μέθοδος Monopobe-Okabe, δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα, όπως έχει προκύψει από μετρήσεις και εκ των υστέρων ελέγχους σε πραγματικές περιπτώσεις σεισμών.

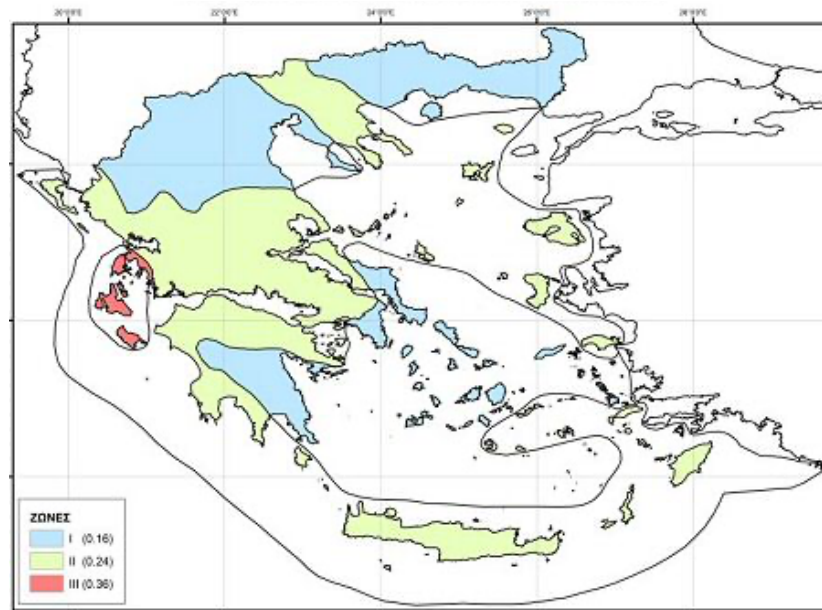
Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά σύνθετη. Ωστόσο ισχύει ότι η συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-εδάφους σε ένα σεισμό, δηλαδή οι μετακινήσεις του τοίχου καθώς επίσης και οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν από το έδαφος, εξαρτώνται από τους εξής κρίσιμους παράγοντες (Kramer 1996):

- την απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης
- την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους
- την ευκαμψία του τοίχου
- τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης δηλαδή την ένταση, τη διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενό της

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ 2000) η χώρα μας υποδιαιρείται σε τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος. Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους και οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων του εδάφους εκτιμάται σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα ότι έχουν πιθανότητα υπέρβαση 10% στα 50 χρόνια.

Τα έργα αντιστήριξης, σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό 2000 (ΕΑΚ 2000), πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τον

υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και τη διασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Οι κανόνες εφαρμογής είναι εν γένει επαρκώς συντηρητικοί για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης. Σε ειδικές περιπτώσεις υψηλών τοίχων, με ύψος μεγαλύτερο από 10m, οι οποίοι εδράζονται σε μαλακές εδαφικές επιστρώσεις μεγάλου πάχους, άνω των 30m, πρέπει να εξετάζεται το ενδεχόμενο ενίσχυσης της δρώσας σεισμικής επιτάχυνσης των γαιών.



Εικόνα 26. Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (ΟΑΣΠ).

Σύμφωνα με την ισοδύναμη στατική μελέτη, που συνιστάται για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών, η οποία ορίζεται από τον ΕΑΚ 2000, υπάρχουν δύο κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης και οι αντίστοιχες μέθοδοι υπολογισμού των σεισμικών ωθήσεων. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή / και παραμορφώσεως, δηλαδή τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως / στροφής στην έδραση ή παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν οι ακλόνητοι τοίχοι, δηλαδή τοίχοι που είναι πρακτικώς απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση π.χ. περιμετρικοί τοίχοι υπογείων οροφών κτιρίων συνδεδεμένοι με πλάκες ή τοίχοι φρεάτων, τοίχοι δεξαμενών, τοίχοι με αντηρίδες κλπ.

Σύμφωνα με μέθοδο οριακής ισορροπίας Mononobe – Okabe ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής a_h λαμβάνεται από τη σχέση:

$$a_h = \frac{a}{q_w}$$

Όπου,

a_h : οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

a : ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και

q_w : συντελεστής συμπεριφοράς

| Τύπος Τοίχου | Συντελεστής q_w |
|--------------------------------------------------------------------------|-------------------|
| Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm) | 2.00 |
| Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm) | 1.50 |
| Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους | 1.20 |
| Ακαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους | 1.00 |
| Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες) | 0.70 |

Εικόνα 27. Τιμές του μειωτικού συντελεστή q_w για διάφορους τύπους τοίχων αντιστήριξης (Καββαδάς, 2005).

Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αν λαμβάνεται ίσος με $0.30a$. Οι σεισμικοί συντελεστές a_h και αν εφαρμόζονται τόσο στη μάζα του τοίχου όσο και τη μάζα του αντιστηριζόμενου εδάφους που φέρεται άμεσα από το θεμέλιο του τοίχου αντιστήριξης (τοίχοι μορφής L). Πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι η γωνία τριβής τοίχου – εδάφους στην ωθούμενη παρεία δεν πρέπει να λαμβάνει μεγαλύτερη από $2/3 \varphi$, όπου φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Η συνολική δύναμη στον τοίχο λόγω των στατικών και σεισμικών ενεργών εδαφικών ωθήσεων λόγω ξηρών μη συνεκτικών εδαφών είναι:

$$P_{\alpha} = E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE}$$

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

$$\theta = \arctan\left(\frac{a_h}{1 - \alpha_v}\right)$$

Η αντίστοιχη έκφραση για την παθητική ώθηση, που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση είναι:

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

Όπου,

P_{α} : ολική ενεργός ώθηση

K_{AE} : συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων

K_{PE} : συντελεστής παθητικών ωθήσεων

γ : ειδικό βάρος του εδάφους

a_h : οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

α_v : κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής

H : ύψος τοίχου

β : γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη

i : γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια

φ : γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους

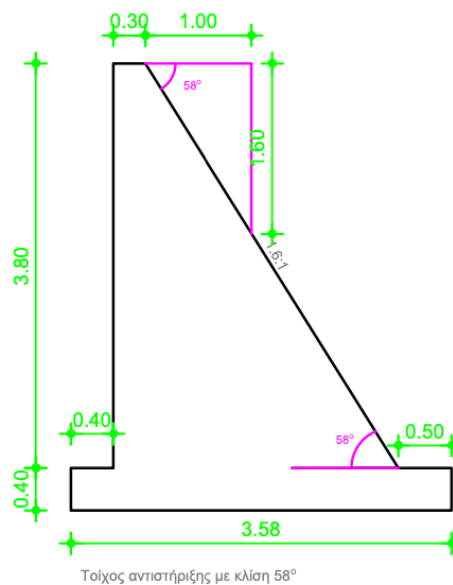
δ : γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους

5. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: Λογισμικό Τοίχος Βαρύτητας της GEO5

Σε αυτή τη διπλωματική αποφασίστηκε να μελετηθούν οι τοίχοι βαρύτητας με τις μεθόδους υπολογισμού ενεργητικών ωθήσεων γαιών που αναφέρθηκαν (Coulomb, DIN(4085), Rankine, Caquot-Kerisel) σε ανατροπή και ολίσθηση με παραμέτρους την γωνία φ του ανάντη εδαφικού στρώματος, την εξωτερική γωνία του τοίχου και σύγκριση με την εφαρμογή σεισμού με την μέθοδο Mononobe Okabe.

Αναλυτικότερα:

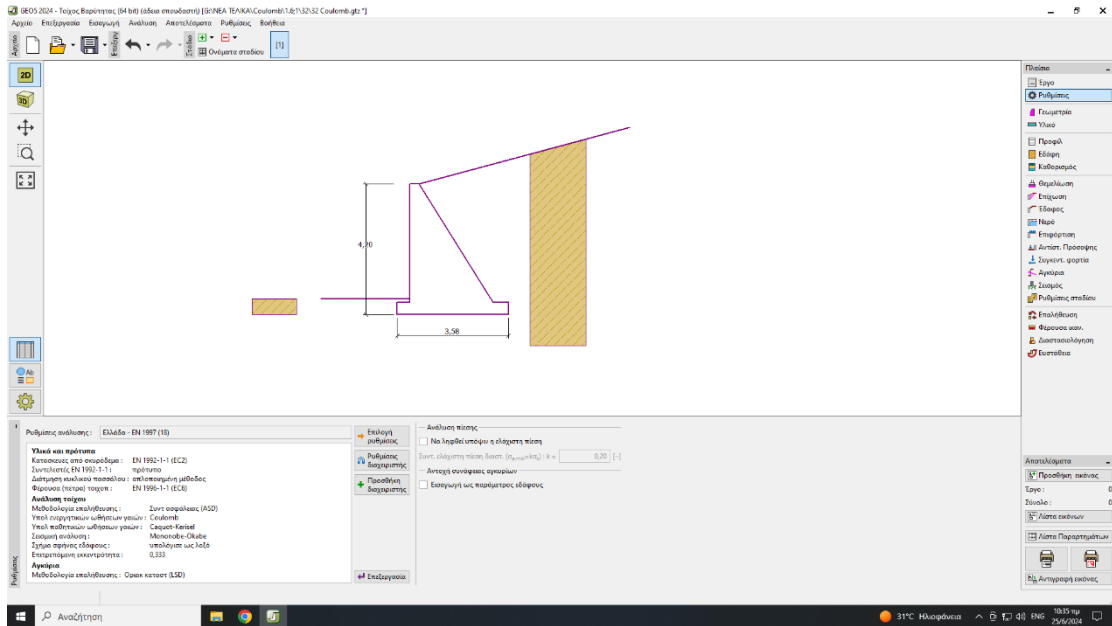
- Για τον τοίχο βαρύτητας χρησιμοποιήθηκαν στο πρόγραμμα οι αναλογίες : 1.6:1, 2.5:1, 3.16:1 και 0:1. Έτσι λοιπόν οι κλίσεις της εσωτερικής παρειάς διαμορφώνονται σε 58° , 68.2° , 72.8° και 90° . (Να σημειωθεί ότι το πρόγραμμα υπολογίζει ως αναλογία την άνω γωνία της παρειάς του τοίχου και το πρόγραμμα για 90° παίρνει το 0:1).
- Για το ανάντη στρώμα τα στοιχεία είναι: $\gamma=18.5\text{kN/m}^3$, $\varphi_1=25^\circ$, $\varphi_2=32^\circ$, $\varphi_3=40^\circ$, $c=0\text{kPa}$, $\delta=0^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=18.5\text{kN/m}^3$
- Για το κατόντη στρώμα τα στοιχεία είναι: $\gamma=20\text{kN/m}^3$, $\varphi=20^\circ$, $c=30\text{kPa}$, $\delta=0^\circ$, $\gamma_{\text{sat}}=20\text{kN/m}^3$
- Κλίση εδάφους 15°
- Συντελεστές σεισμού $K_h=0,104$, $K_v=0,207$



Εικόνα 28: Σχηματική απεικόνιση ενός από τους τοίχους βαρύτητας που μελετήθηκαν

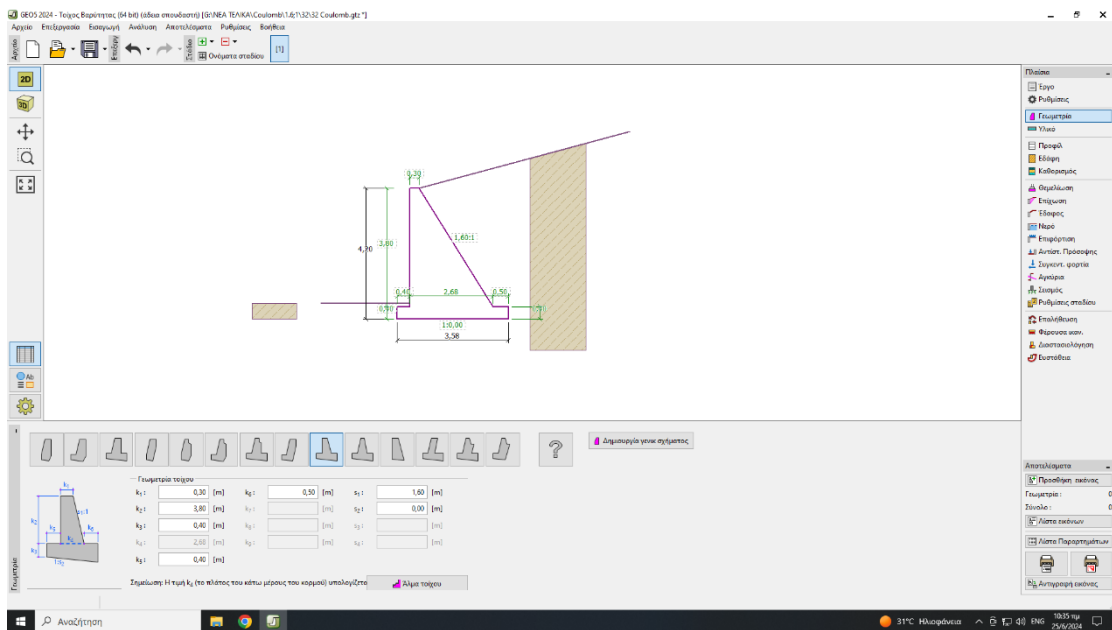
Ακολουθούν τα βήματα που απαιτήθηκαν για την επίλυση των μελετών:

Βήμα 1^ο: Καθορισμός μεθόδου υπολογισμού ενεργητικών ωθήσεων γαιών

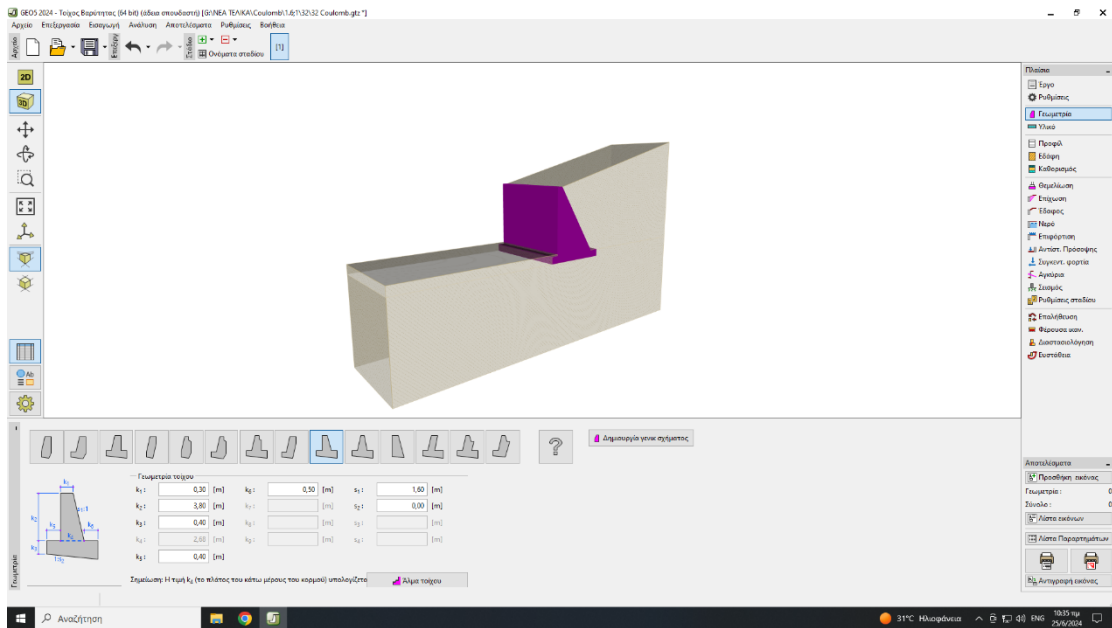


Εικόνα 29: Εισαγωγή μεθόδου επίλυσης

Βήμα 2^ο: Εισαγωγή γεωμετρικών δεδομένων

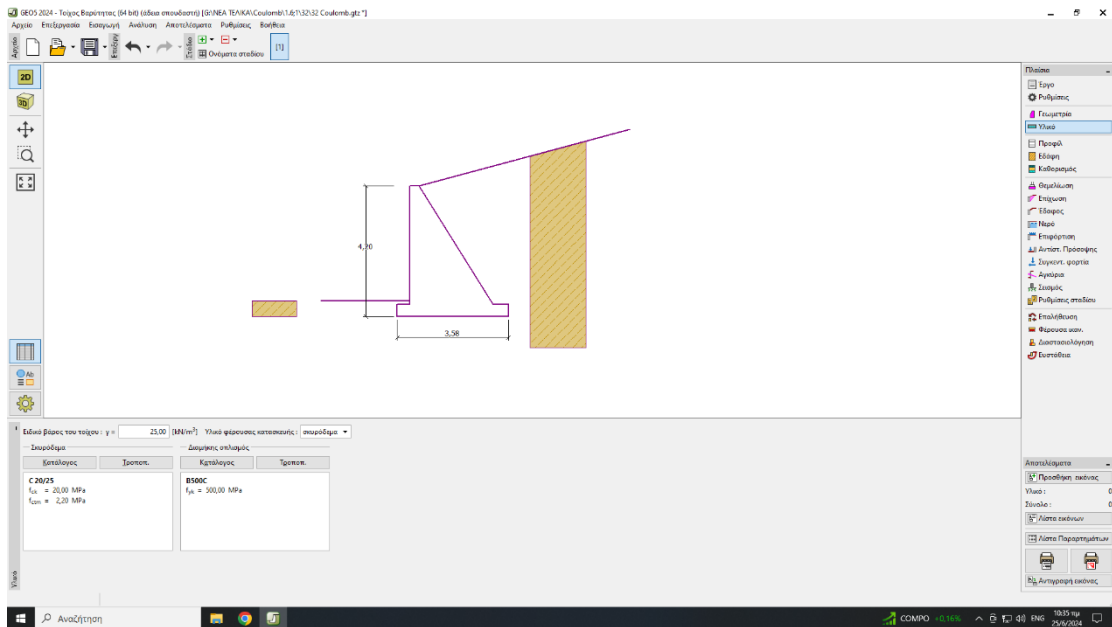


Εικόνα 30: Εισαγωγή γεωμετρικών δεδομένων



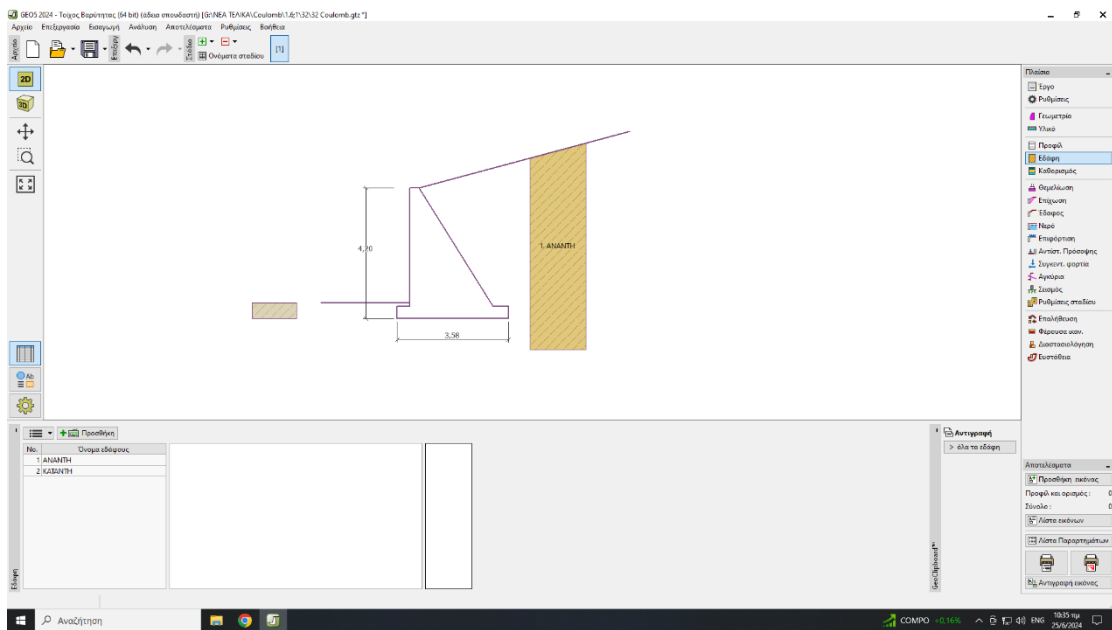
Εικόνα 31: Τρισδιάστατη απεικόνιση μοντέλου

Βήμα 3^ο: Εισαγωγή δεδομένων σκυροδέματος

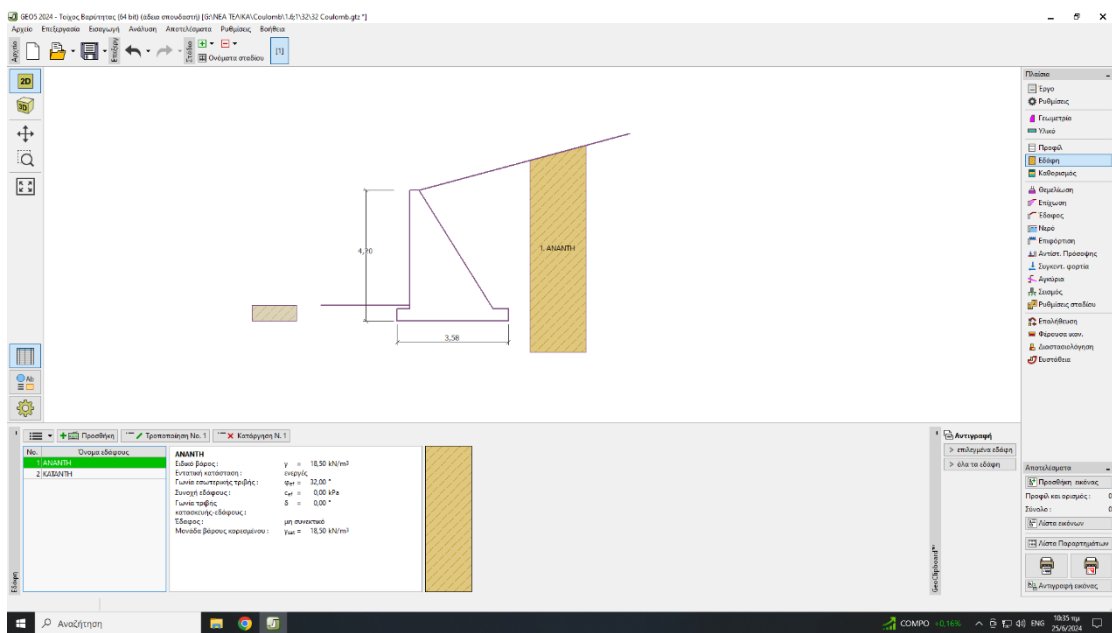


Εικόνα 32: Εισαγωγή υλικού σκυροδέματος

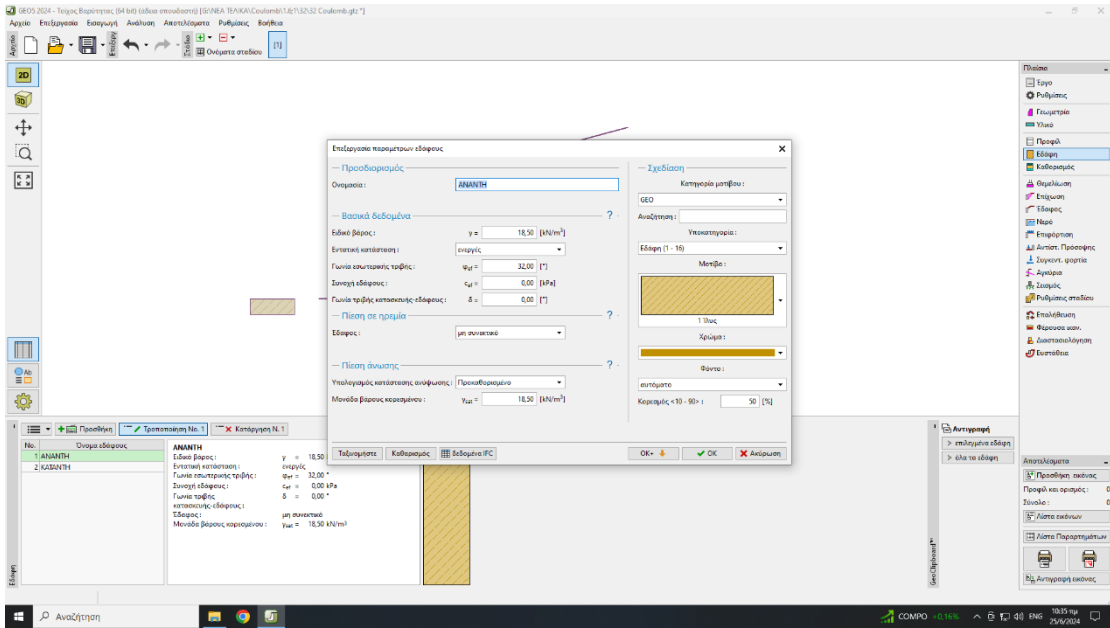
Βήμα 4^ο: Εισαγωγή δεδομένων εδαφών



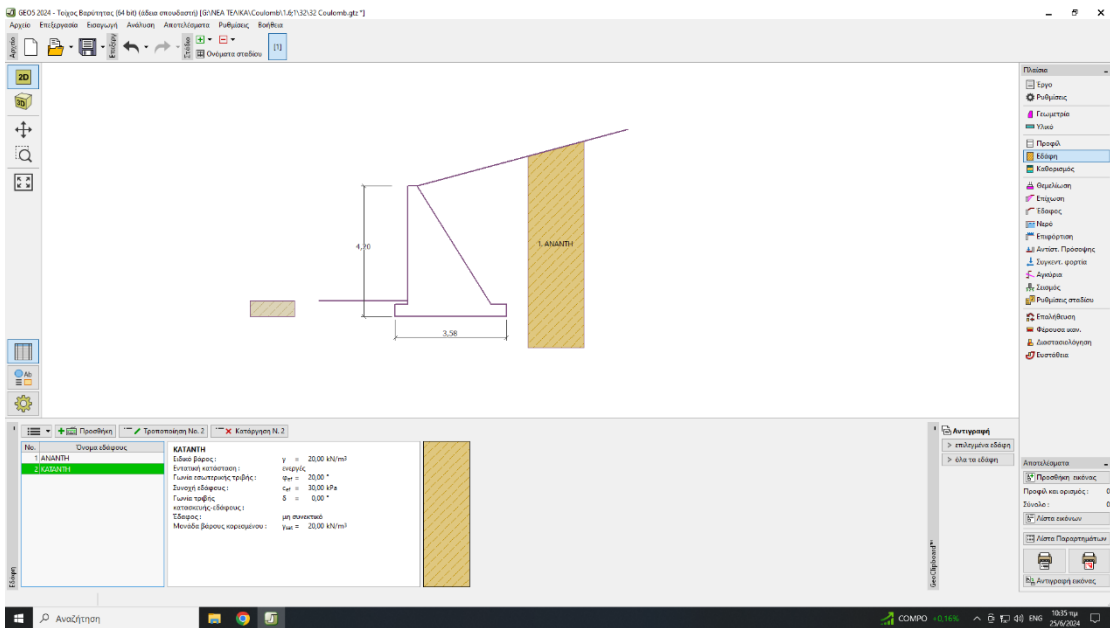
Εικόνα 33: Εισαγωγή δεδομένων εδαφών



Εικόνα 34: Εισαγωγή δεδομένων ανάντη εδάφους

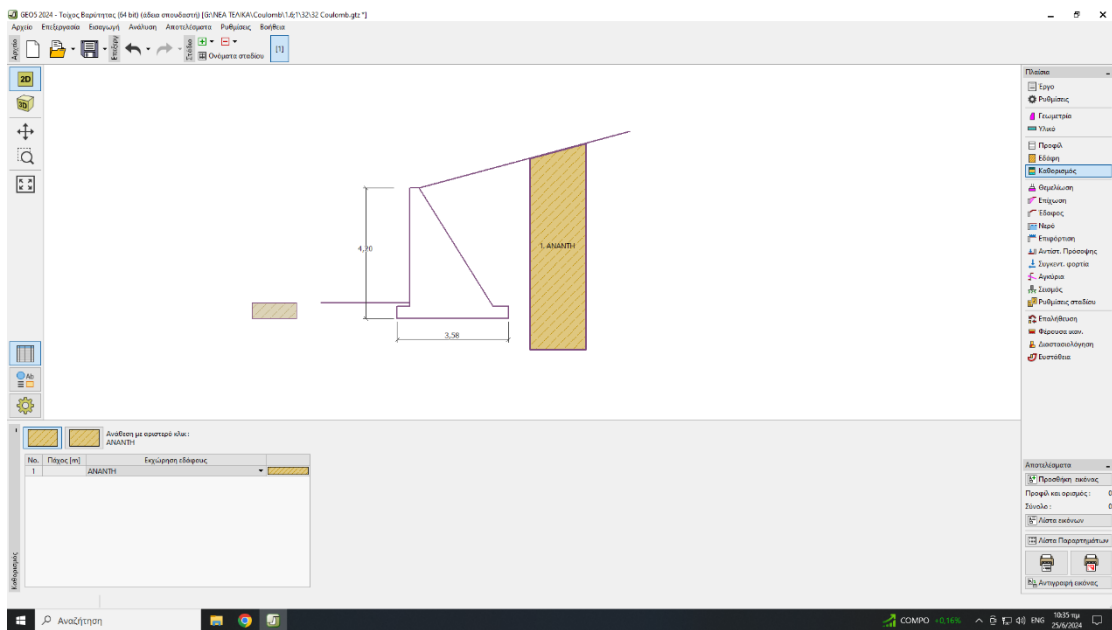


Εικόνα 35: Εισαγωγή δεδομένων ανάντη εδάφους



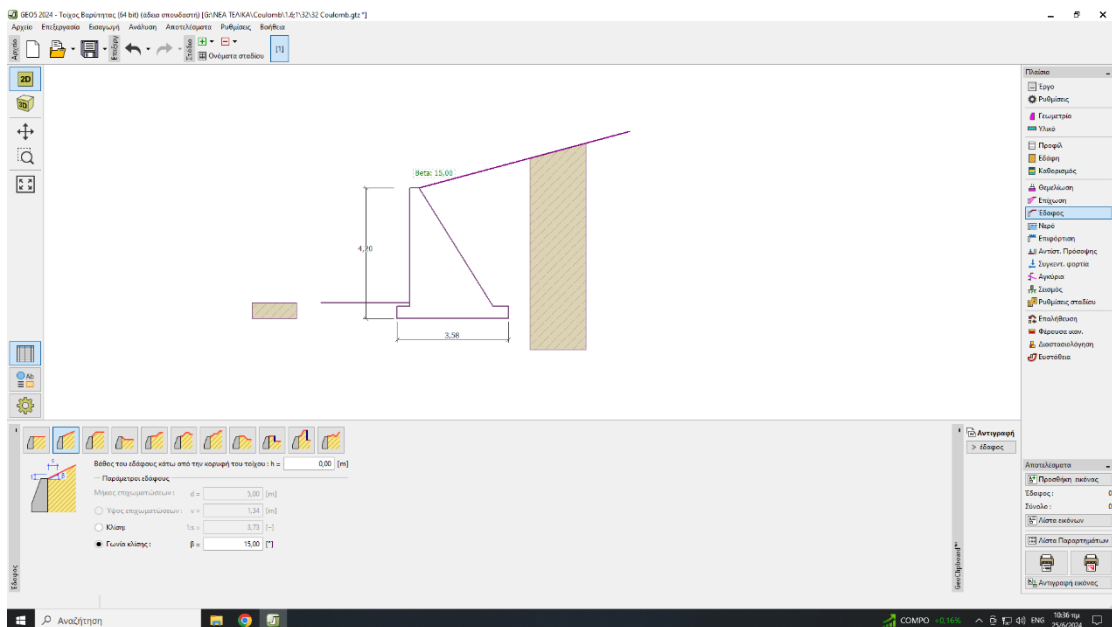
Εικόνα 36: Εισαγωγή δεδομένων κατόντη εδάφους

Βήμα 5^ο: Καθορισμός ανάντη εδάφους



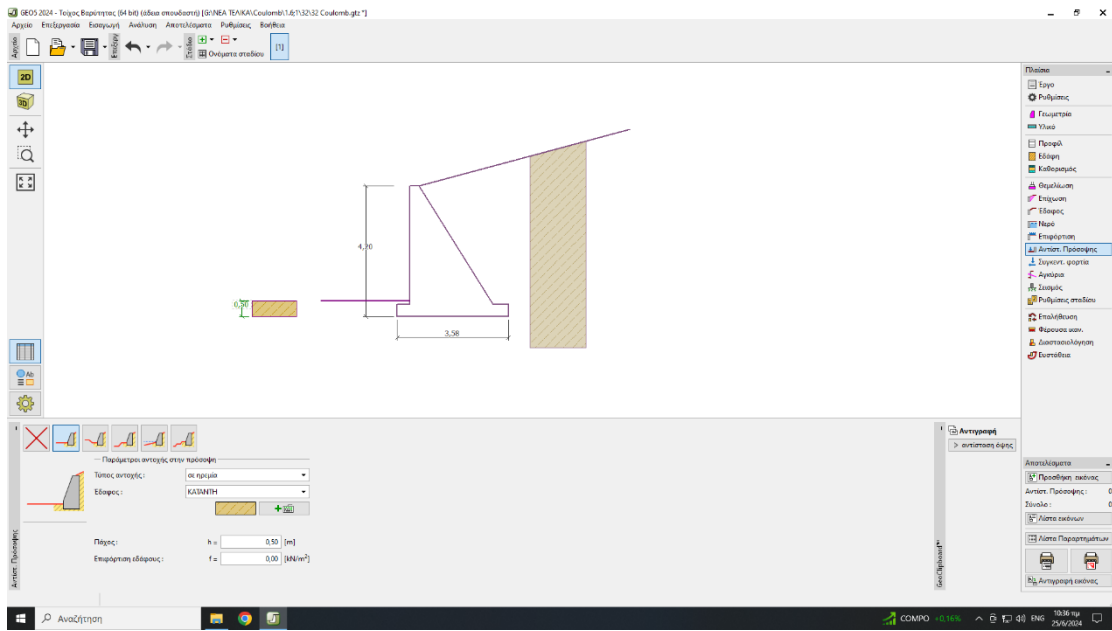
Εικόνα 37: Καθορισμός ανάντη εδάφους

Βήμα 6^ο: Καθορισμός ανάγλυφου εδάφους και καθορισμός κλίσης



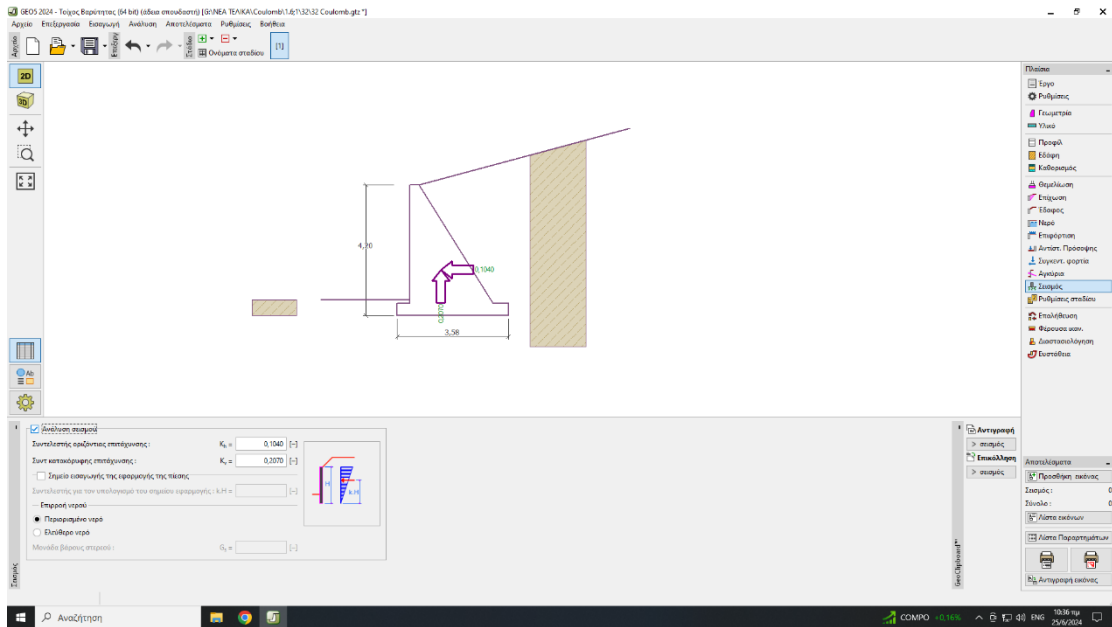
Εικόνα 38: Επιλογή ανάγλυφου του εδάφους

Βήμα 7^ο: Καθορισμός κατόντη εδάφους



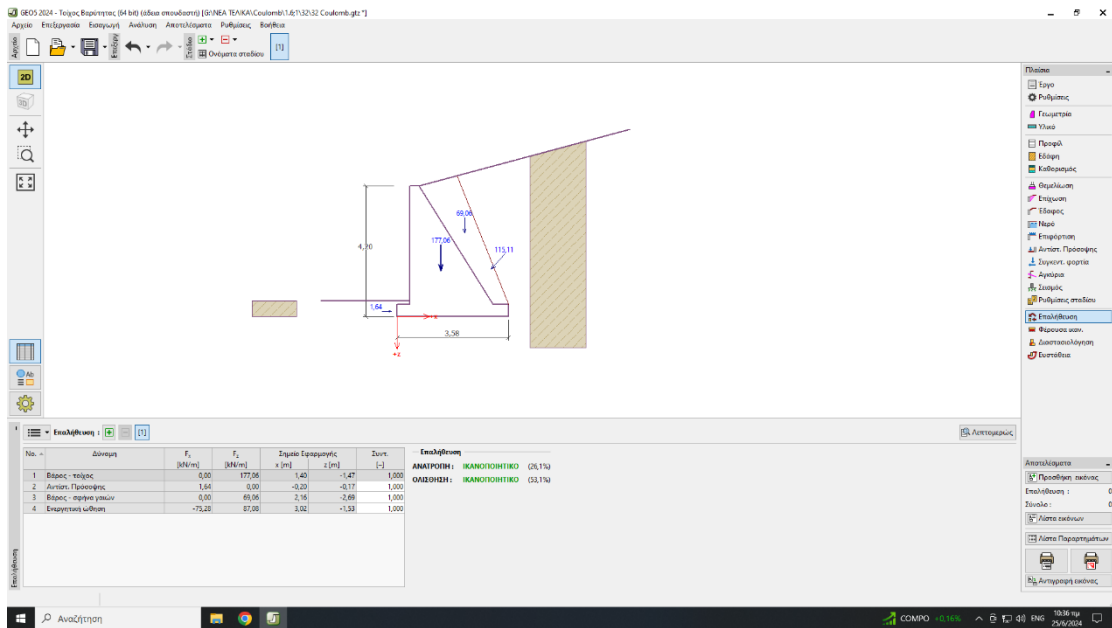
Εικόνα 39: Καθορισμός κατόντη εδάφους

Βήμα 8^ο: Εισαγωγή στοιχείων σεισμού (όπου έχουμε επίδραση σεισμού)



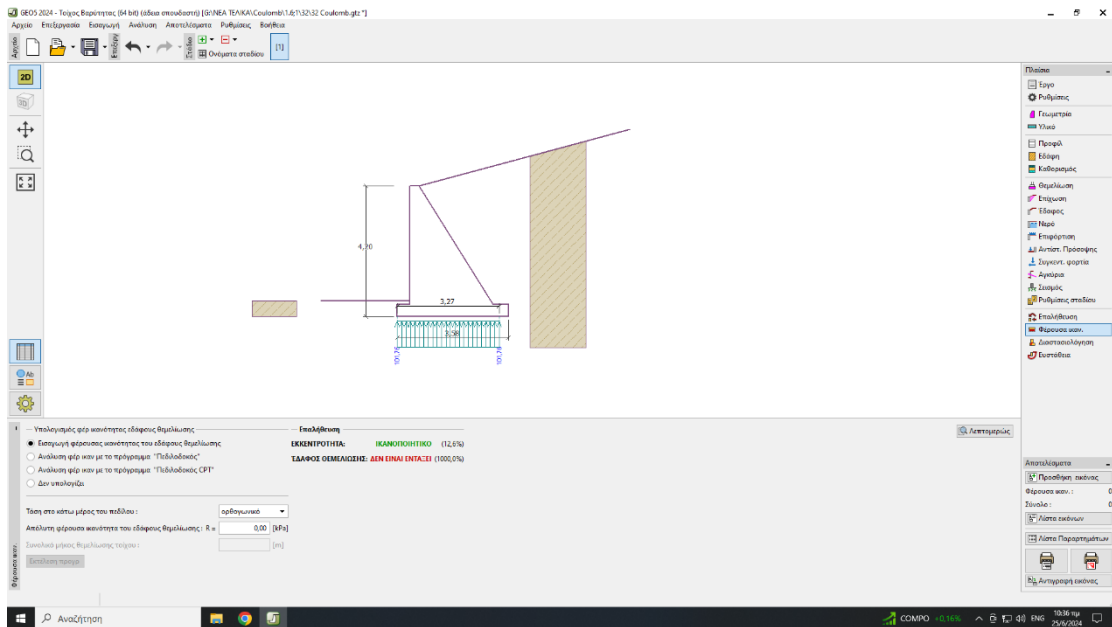
Εικόνα 41: Εισαγωγή στοιχείων σεισμού

Βήμα 9^ο: Έλεγχος σε ανατροπή και ολίσθηση



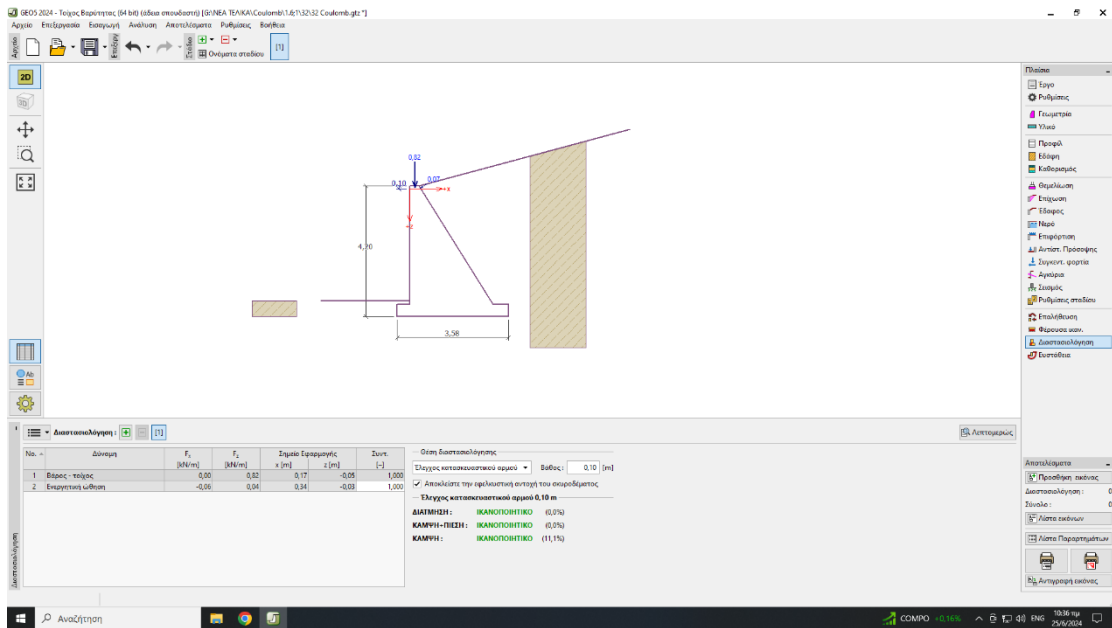
Εικόνα 42: Έλεγχος σε ανατροπή και ολίσθηση

Βήμα 10^ο: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας



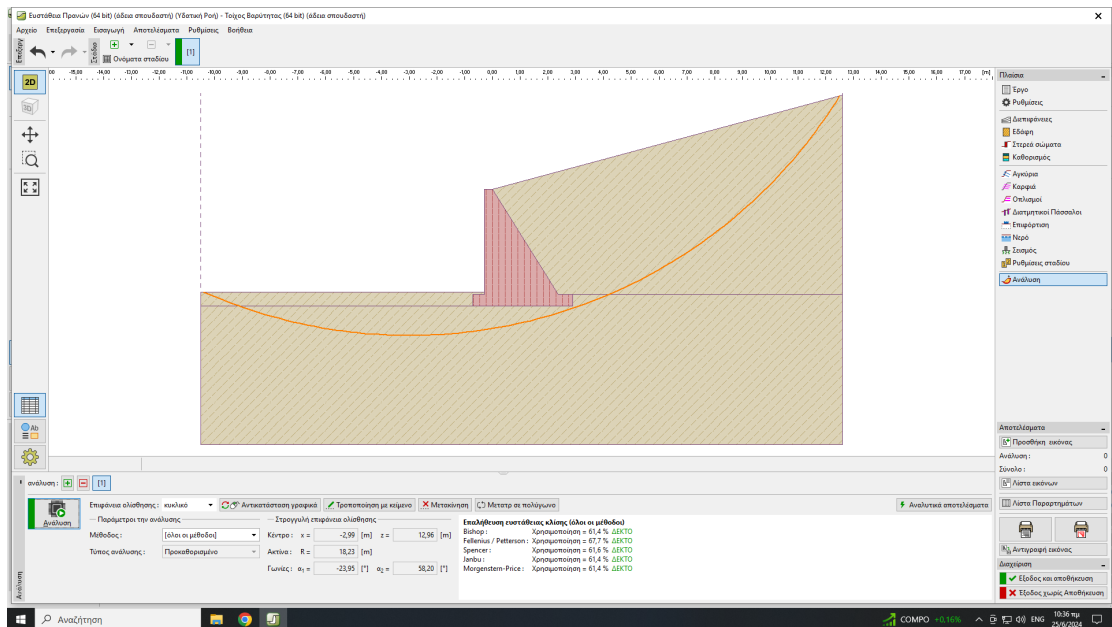
Εικόνα 43: Έλεγχος φέρουσας ικανότητας

Βήμα 11^ο: Έλεγχος διαστασιολόγησης

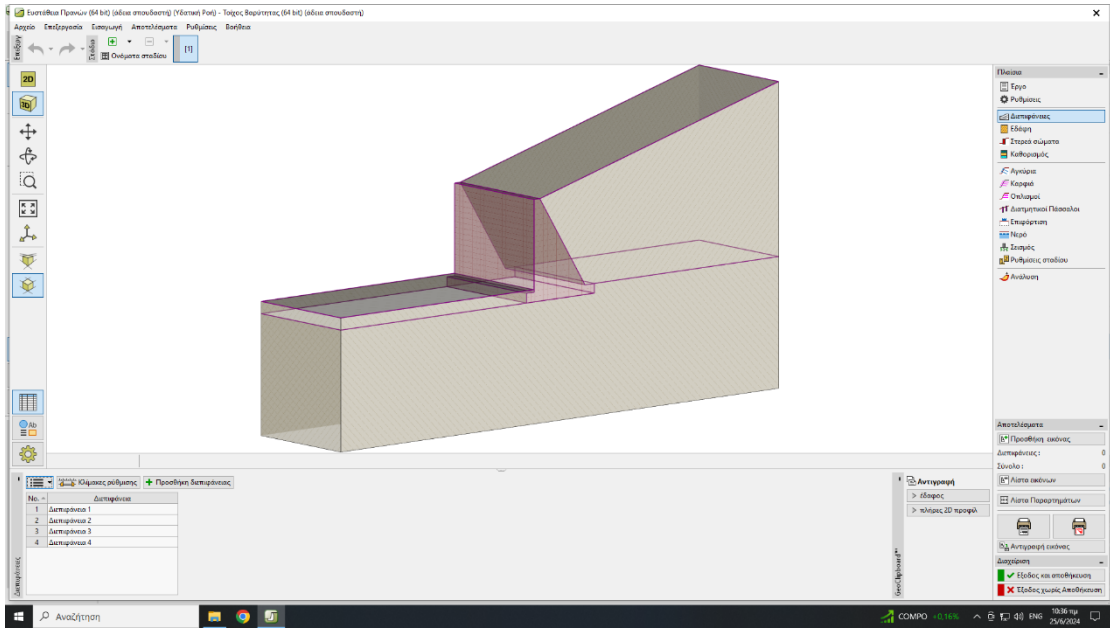


Εικόνα 44: Έλεγχος διαστασιολόγησης

Βήμα 12^ο: Ανάλυση πρανούς



Εικόνα 40: Ανάλυση πρανούς



Εικόνα 41: Τριδιάστατο μοντέλο ανάλυσης πρανούς

6. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: Αποτελέσματα

6.1. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb

6.1.1. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb (χωρίς επίδραση σεισμού)

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=2,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 4,16 | 5,75 | 8,12 |
| 68,2 | 2,79 | 3,73 | 5,25 |
| 72,44 | 2,28 | 3,04 | 4,27 |
| 90 | 0,59 | 0,78 | 1,1 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 1,49 | 2,83 | 5,48 |
| 68,2 | 1,24 | 2,26 | 4,37 |
| 72,44 | 1,12 | 2,03 | 3,91 |
| 90 | 0,5 | 0,89 | 1,72 |

6.1.2. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Coulomb με επίδραση σεισμού

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 2,01 | 2,74 | 3,48 |
| 68,2 | 1,43 | 1,93 | 2,5 |
| 72,44 | 1,2 | 1,63 | 2,13 |
| 90 | 0,34 | 0,46 | 0,62 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 0,87 | 1,57 | 2,72 |
| 68,2 | 0,78 | 1,39 | 2,43 |
| 72,44 | 0,73 | 1,3 | 2,3 |
| 90 | 0,34 | 0,61 | 1,13 |

6.2. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel

6.2.1. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel (χωρίς επίδραση σεισμού)

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=2,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 4,21 | 5,63 | 7,87 |
| 68,2 | 2,76 | 3,66 | 5,11 |
| 72,44 | 2,25 | 2,99 | 4,16 |
| 90 | 0,58 | 0,76 | 1,08 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 1,52 | 2,75 | 5,27 |
| 68,2 | 1,22 | 2,2 | 4,22 |
| 72,44 | 1,1 | 1,98 | 3,78 |
| 90 | 0,49 | 0,87 | 1,67 |

6.2.2. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Caquot-Kerisel με επίδραση σεισμού

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 2,04 | 2,73 | 3,47 |
| 68,2 | 1,43 | 1,93 | 2,49 |
| 72,44 | 1,2 | 1,63 | 2,12 |
| 90 | 0,34 | 0,46 | 0,62 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 0,88 | 1,55 | 2,68 |
| 68,2 | 0,78 | 1,37 | 2,4 |
| 72,44 | 0,73 | 1,29 | 2,27 |
| 90 | 0,34 | 0,61 | 1,12 |

6.3. Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085)

6.3.1. Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085) (χωρίς επίδραση σεισμού)

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=2,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 4,28 | 5,75 | 8,12 |
| 68,2 | 2,79 | 3,73 | 5,25 |
| 72,44 | 2,28 | 3,04 | 4,27 |
| 90 | 0,59 | 0,78 | 1,1 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 1,55 | 2,83 | 5,48 |
| 68,2 | 1,24 | 2,26 | 4,37 |
| 72,44 | 1,12 | 2,03 | 3,91 |
| 90 | 0,5 | 0,89 | 1,72 |

6.3.2. Μέθοδος ωθήσεων γαιών DIN(4085) με επίδραση σεισμού

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 2,05 | 2,74 | 3,48 |
| 68,2 | 1,43 | 1,93 | 2,5 |
| 72,44 | 1,2 | 1,63 | 2,13 |
| 90 | 0,34 | 0,46 | 0,62 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 0,89 | 1,57 | 2,72 |
| 68,2 | 0,78 | 1,39 | 2,43 |
| 72,44 | 0,73 | 1,3 | 2,3 |
| 90 | 0,34 | 0,61 | 1,13 |

6.4. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine

6.4.1. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine (χωρίς επίδραση σεισμού)

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=2,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 3,54 | 4,65 | 6,55 |
| 68,2 | 2,16 | 2,8 | 3,92 |
| 72,44 | 1,71 | 2,19 | 3,06 |
| 90 | 0,44 | 0,53 | 0,71 |

Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 1,45 | 2,62 | 5,08 |
| 68,2 | 1,09 | 1,96 | 3,8 |
| 72,44 | 0,95 | 1,69 | 3,27 |
| 90 | 0,42 | 0,71 | 1,3 |

6.4.2. Μέθοδος ωθήσεων γαιών Rankine με επίδραση σεισμού

Αποτελέσματα για ανατροπή (FS=1,50):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 1,58 | 2,04 | 2,57 |
| 68,2 | 1,06 | 1,36 | 1,74 |
| 72,44 | 0,87 | 1,12 | 1,44 |
| 90 | 0,24 | 0,3 | 0,38 |

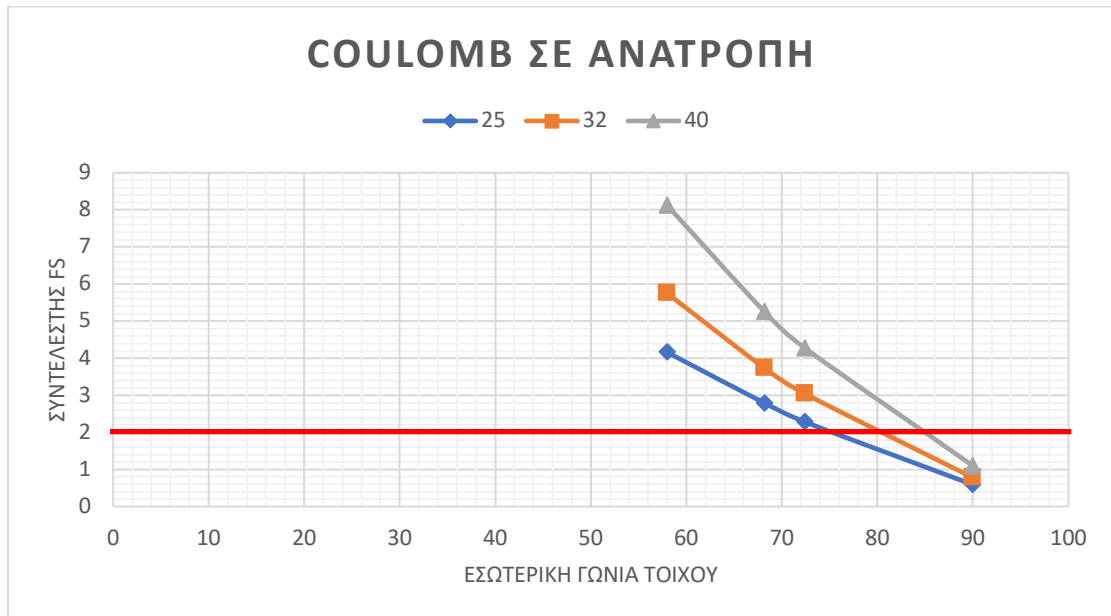
Αποτελέσματα για ολίσθηση (FS=1,00):

| ° | 25 | 32 | 40 |
|-------|------|------|------|
| 58 | 0,78 | 1,34 | 2,31 |
| 68,2 | 0,66 | 1,13 | 1,97 |
| 72,44 | 0,6 | 1,03 | 1,81 |
| 90 | 0,27 | 0,46 | 0,8 |

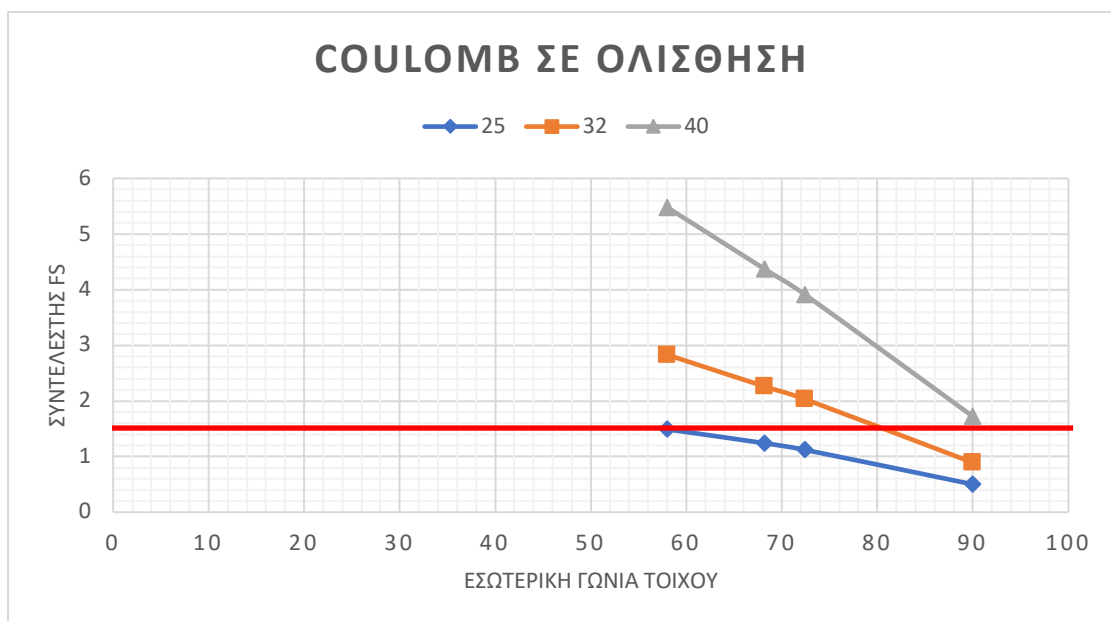
7. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7: Γραφήματα

7.1. Γραφήματα μεθόδου Coulomb

7.1.1. Γραφήματα μεθόδου Coulomb υπό στατικές συνθήκες

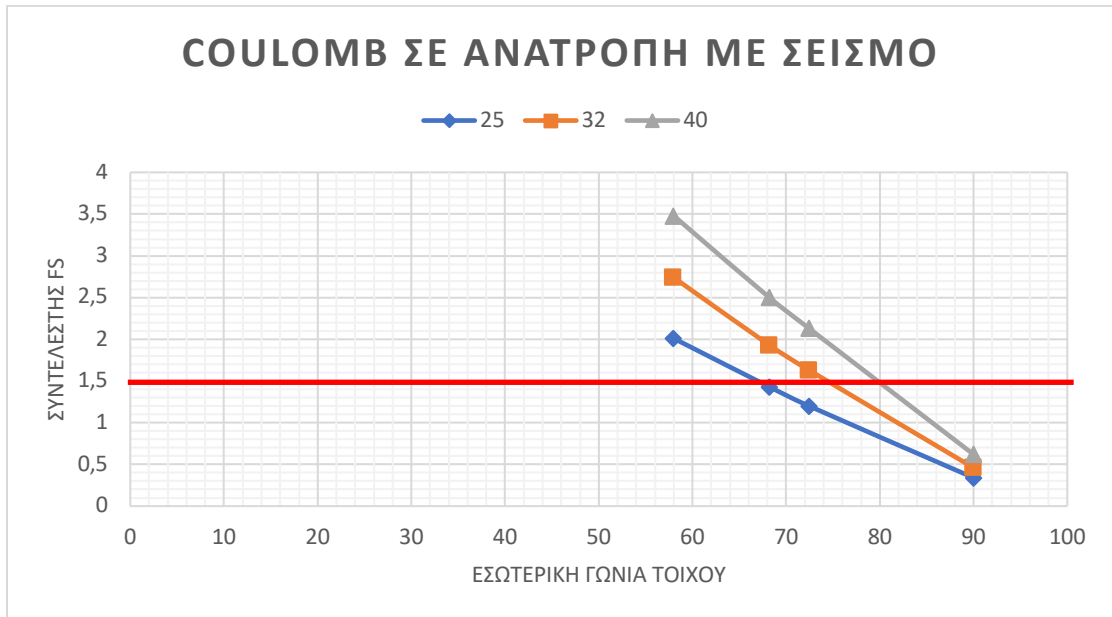


Γράφημα 1: Coulomb σε ανατροπή

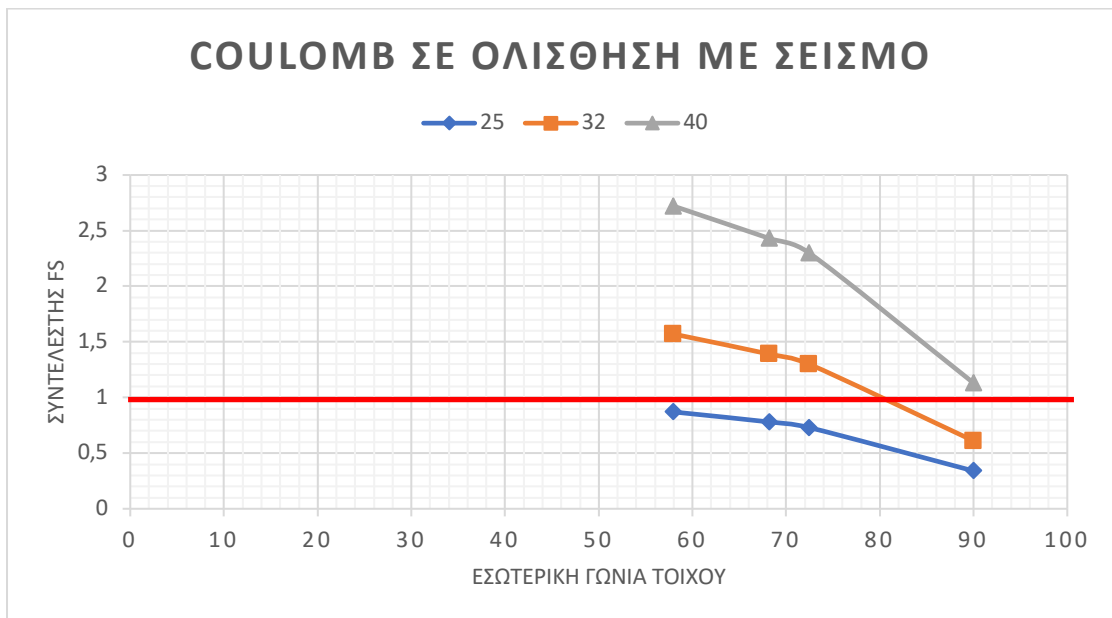


Γράφημα 2: Coulomb σε ολίσθηση

7.1.2. Γραφήματα μεθόδου Coulomb υπό σεισμική διέγερση



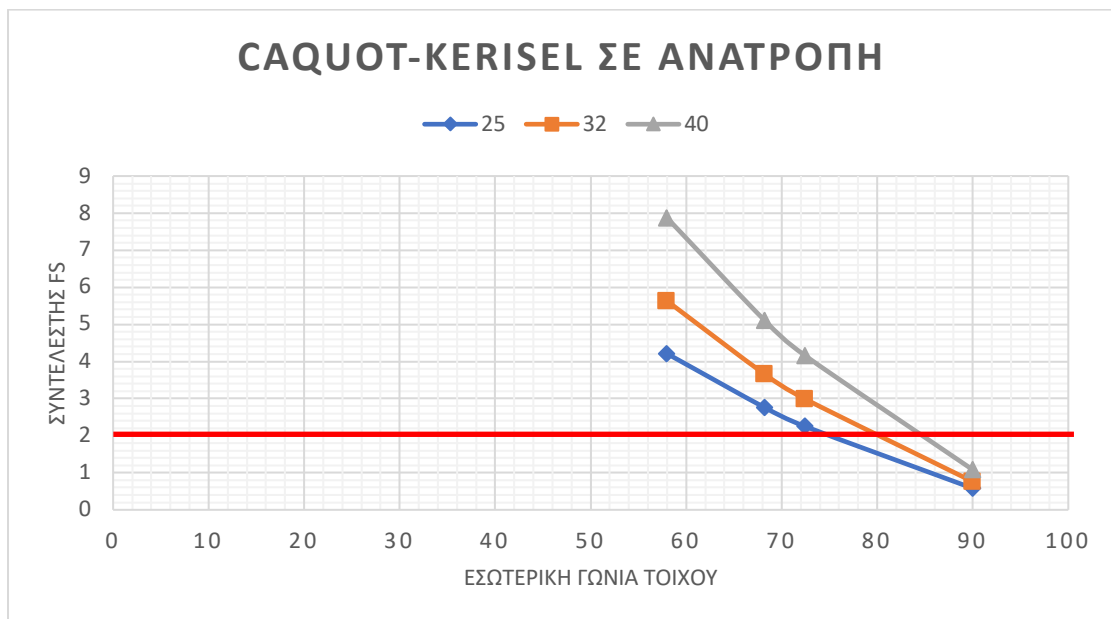
Γράφημα 3: Coulomb σε ανατροπή υπό σεισμική διέγερση



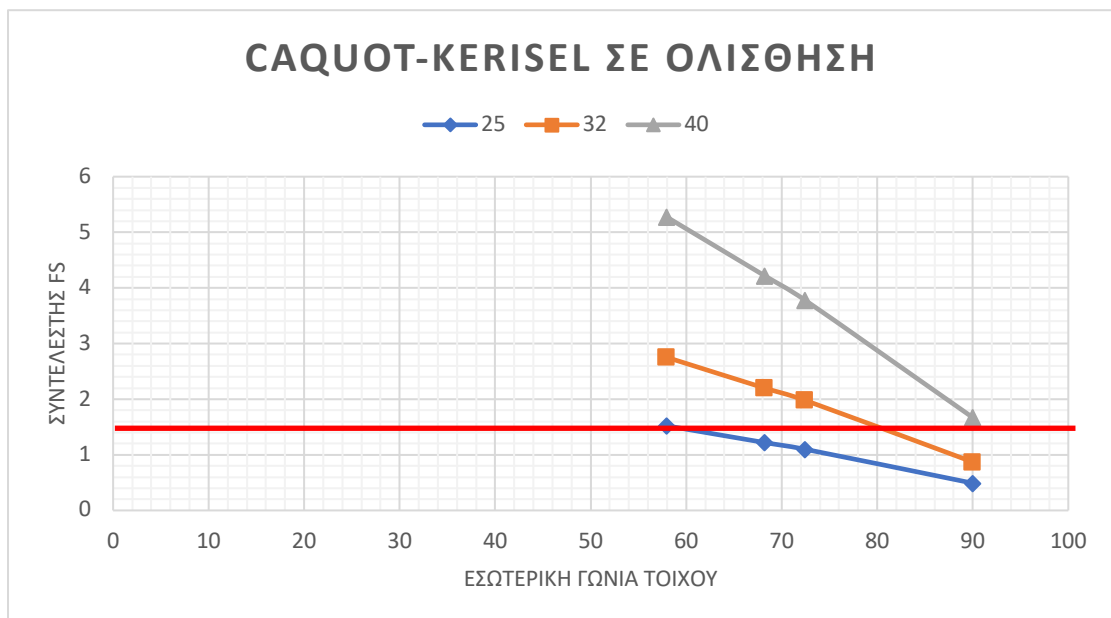
Γράφημα 4: Coulomb σε ολίσθηση υπό σεισμική διέγερση

7.2. Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel

7.2.1. Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel υπό στατικές συνθήκες

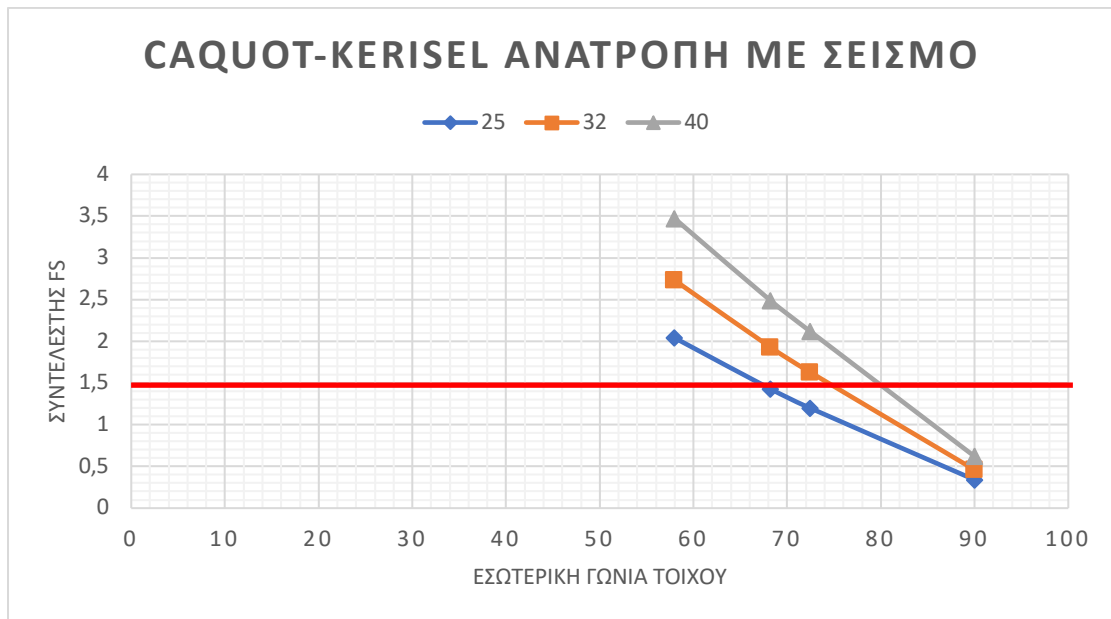


Γράφημα 5: Caquot-Kerisel σε ανατροπή

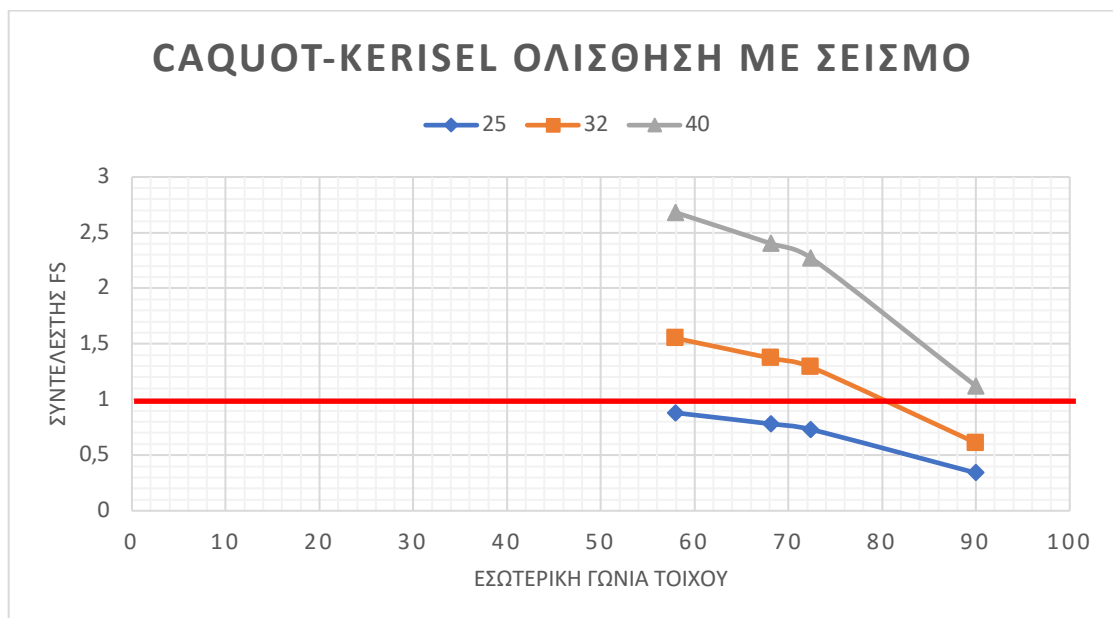


Γράφημα 6: Caquot-Kerisel σε ολίσθηση

7.2.2. Γραφήματα μεθόδου Caquot – Kerisel υπό σεισμική διέγερση



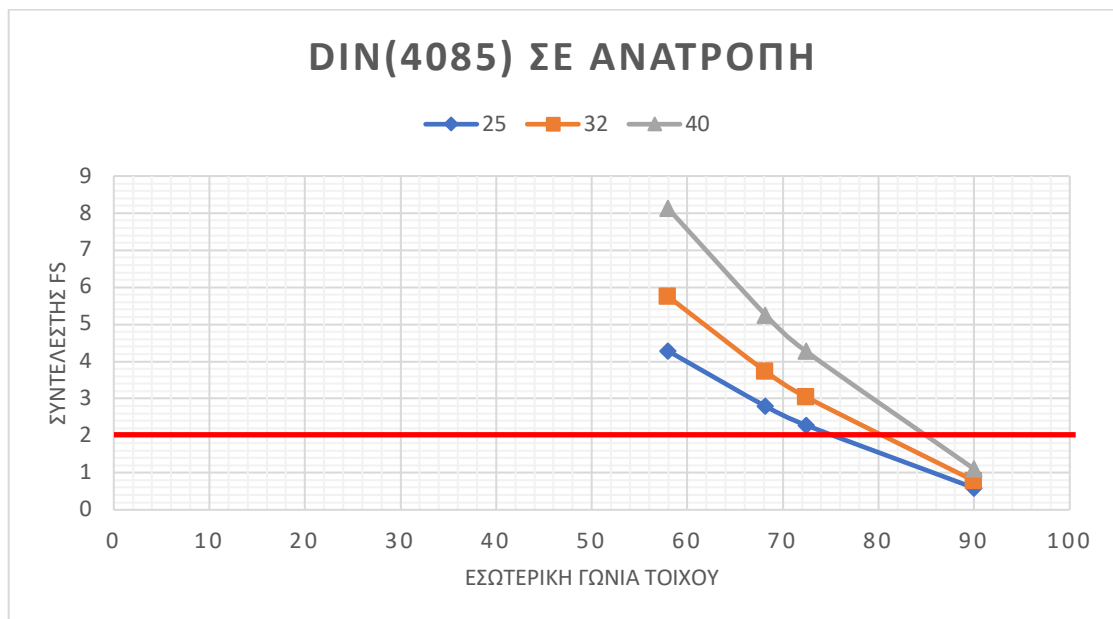
Γράφημα 7: Caquot-Kerisel σε ανατροπή υπό σεισμική διέγερση



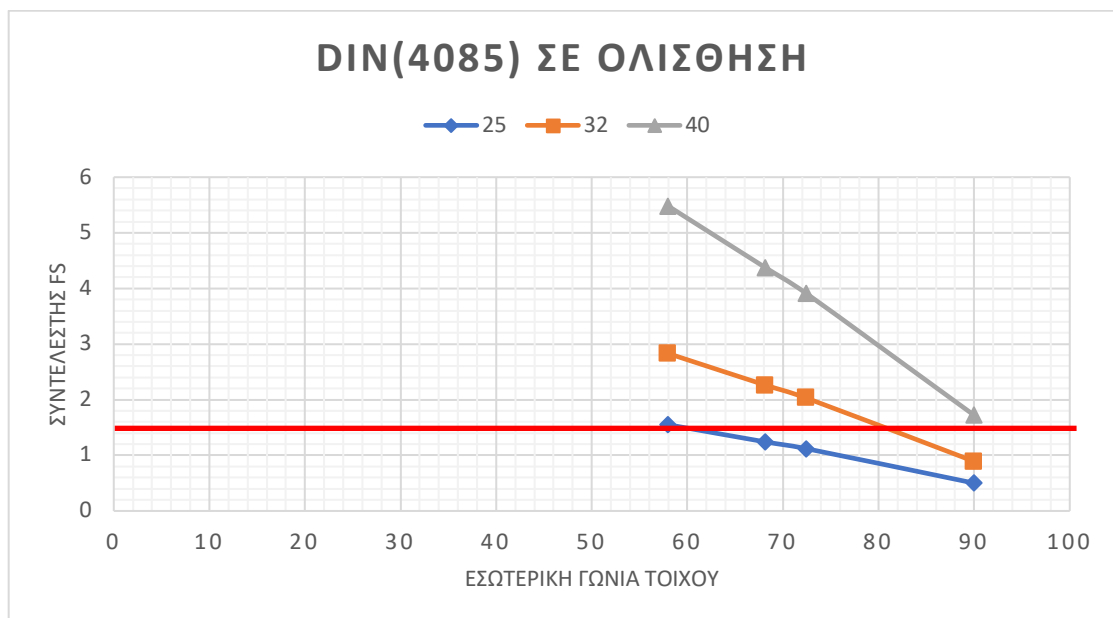
Γράφημα 8: Caquot-Kerisel σε ολίσθηση υπό σεισμική διέγερση

7.3. Γραφήματα μεθόδου DIN(4085)

7.3.1. Γραφήματα μεθόδου μεθόδου DIN(4085) υπό στατικές συνθήκες

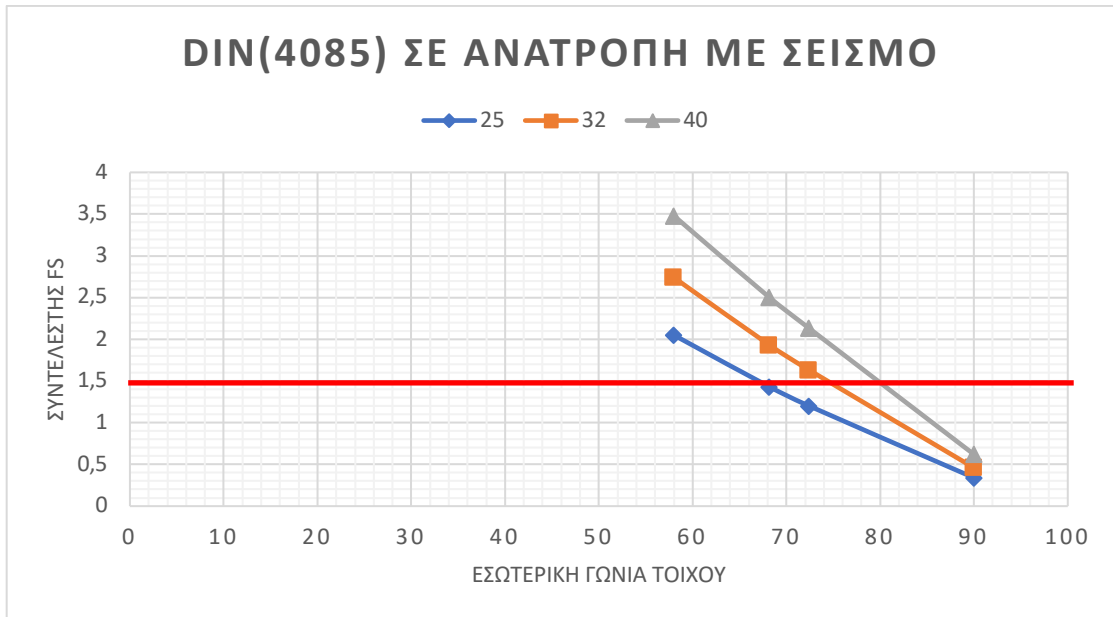


Γράφημα 9: DIN(4085) σε ανατροπή

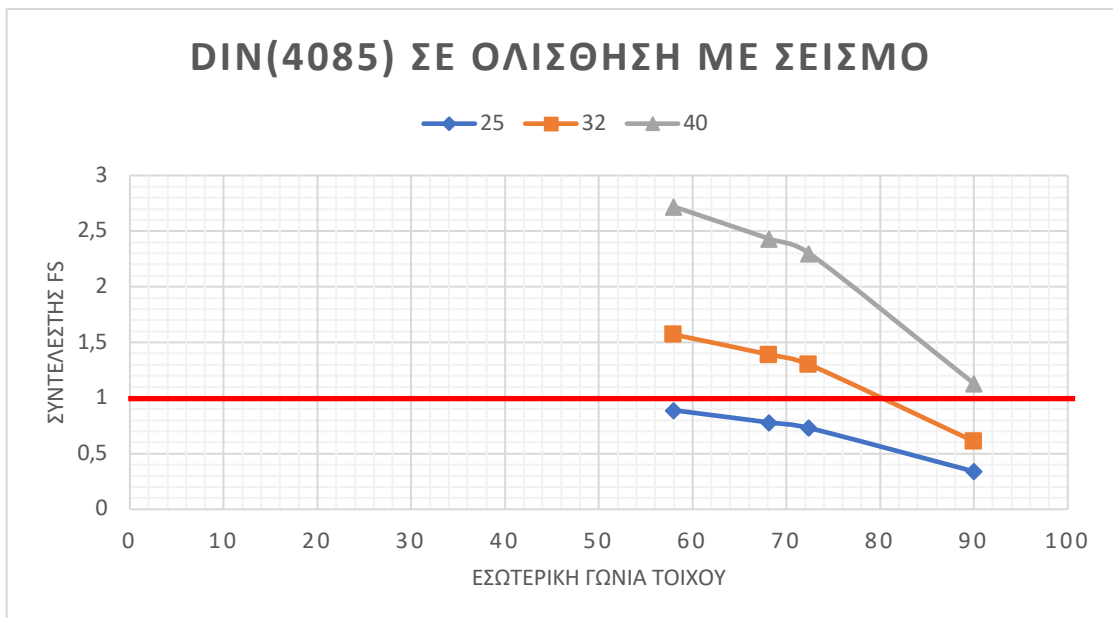


Γράφημα 10: DIN(4085) σε ολίσθηση

7.3.2. Γραφήματα μεθόδου DIN(4085) υπό σεισμική διέγερση



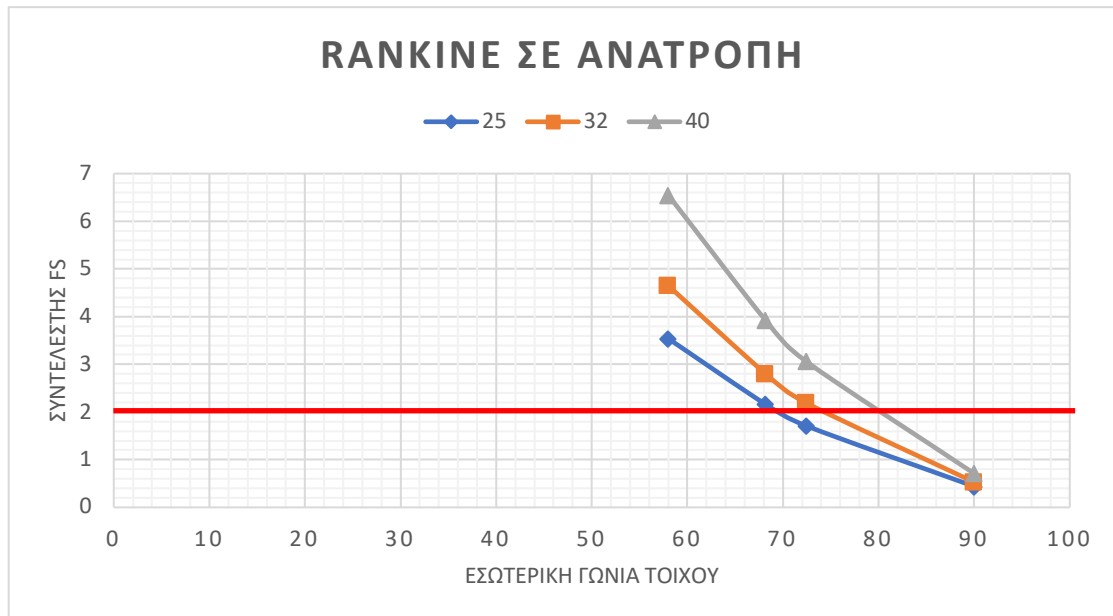
Γράφημα 11: DIN(4085) σε ανατροπή υπό σεισμική διέγερση



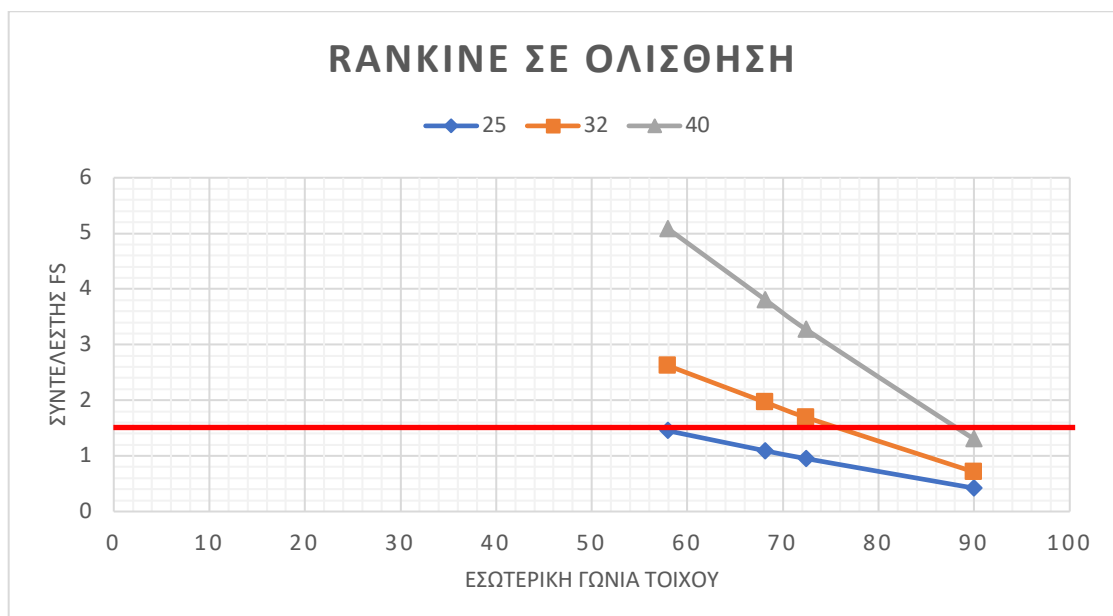
Γράφημα 12: DIN(4085) σε ολίσθηση υπό σεισμική διέγερση

7.4. Γραφήματα μεθόδου Rankine

7.4.1. Γραφήματα μεθόδου Rankine υπό στατικές συνθήκες

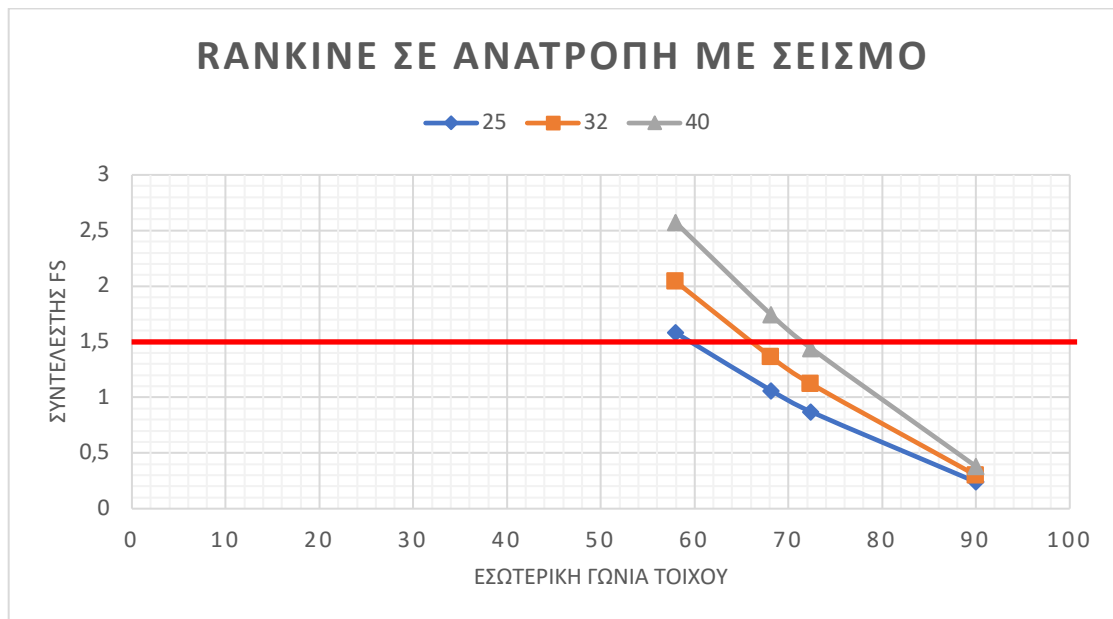


Γράφημα 13: Rankine σε ανατροπή

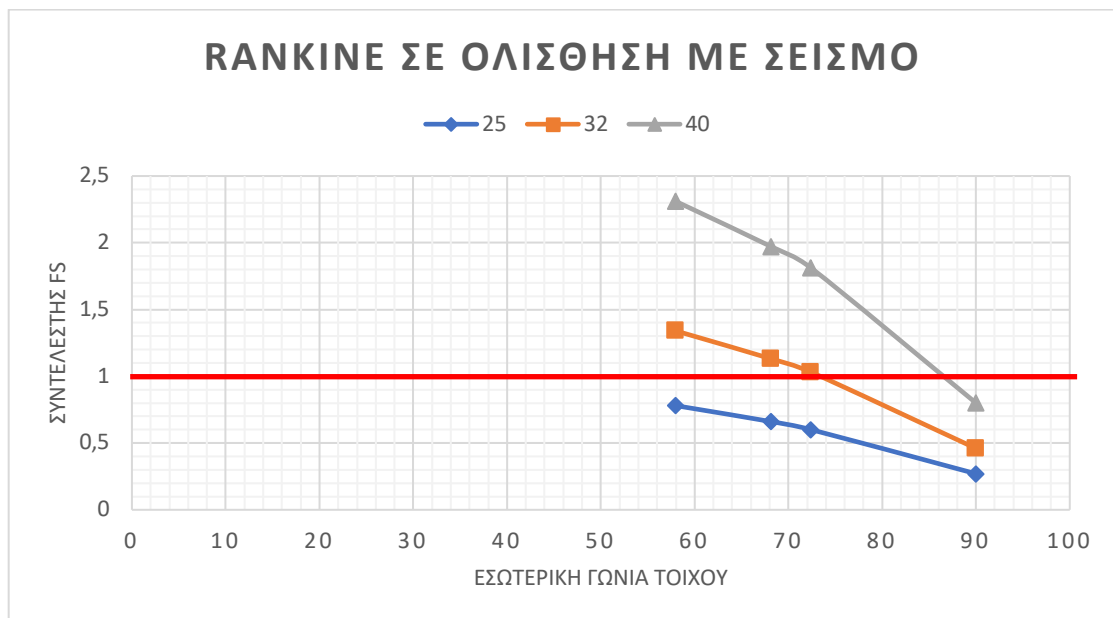


Γράφημα 14: Rankine σε ολίσθηση

7.4.2. Γραφήματα μεθόδου Rankine υπό σεισμική διέγερση



Γράφημα 15: Rankine σε ανατροπή υπό σεισμική διέγερση



Γράφημα 16: Rankine σε ολίσθηση υπό σεισμική διέγερση

8. ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8: Συμπεράσματα

Από τα γραφήματα που σχεδιάστηκαν με βάση τα αποτελέσματα που ελήφθησαν από τις μελέτες, εξάγονται αρχικά δύο βασικά ασφαλή συμπεράσματα. Το πρώτο συμπέρασμα είναι ότι όσο μειώνεται η εσωτερική κλίση της παρειάς του τοίχου, παρατηρείται ότι ο συντελεστής FS αυξάνεται. Το δεύτερο είναι ότι όσο πιο ισχυρό έδαφος υπάρχει ως προς την γωνία εσωτερικής τριβής φ , τόσο πιο έντονη είναι η επίδραση της γωνίας του τοίχου. Αυτό παρατηρείται εύκολα στα γραφήματα συγκρίνοντας την γκρι γραμμή με την μπλε. Επίσης τα αποτελέσματα δίνουν ως την πιο ανασφαλή σχεδίαση, την σχεδίαση του τοίχου με κάθετη κλίση παρειάς καθώς αστοχεί σε όλες τις δοκιμές ανατροπής και σχεδόν σε όλες τις δοκιμές ολίσθησης. Η εσωτερική γωνία φ για 25° επίσης αστοχεί στην πλειονότητα των δοκιμών ολίσθησης όπως επίσης και στην πλειονότητα των δοκιμών ανατροπής υπό σεισμική διέγερση.

Από τα αποτελέσματα, παρατηρούμε επίσης ότι στις γωνίες εσωτερικής τριβής (φ) 32° και 40° λαμβάνουμε συντελεστές FS που επαρκούν για κάθε γωνία της παρειάς του τοίχου - πλην των 90° - με εξαίρεση την περίπτωση ανατροπής με σεισμό της μεθόδου Rankine. Αυτό συμβαίνει διότι οι οριακές πλευρικές ωθήσεις γαιών υπολογίστηκαν με την παραδοχή ότι στο σύνολο της εδαφικής μάζας πίσω από τον τοίχο αναπτύσσεται η εντατική κατάσταση Rankine.

Επιπλέον μελετώντας τις καμπύλες που αντιστοιχούν στη μέση τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής $\varphi = 32^\circ$ στα γραφήματα (πορτοκαλί γραμμή) παρατηρείται ότι στις μεθόδους Coulomb, Caquot-Kerisel και DIN(4085), ο συντελεστής ασφαλείας που απαιτείται επιτυγχάνεται στις ίδιες κλίσεις του τοίχου των μεθόδων για κάθε περίπτωση που μελετήθηκε (ανατροπή, ολίσθηση και με σεισμική επίδραση). Αντίθετα στην μέθοδο Rankine, παρατηρείται μείωση των μοιρών της παρειάς σε σχέση με τις άλλες μεθόδους, καθώς κι ότι υπό την επίδραση σεισμού υπάρχουν σημεία στην ανατροπή που δεν ικανοποιούν τον συντελεστή ασφαλείας σε σύγκριση με τις άλλες μεθόδους.

Για να επιτυγχάνεται ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας όπου αυτό αστοχεί, αλλάζω την γεωμετρία του τοίχου, είτε συμπυκνώνω το έδαφος.

Τέλος να σημειωθεί ότι η παρούσα παραμετρική μελέτη δεν είναι ολική κι έγινε στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής για εκπαιδευτικούς σκοπούς κι εξαγωγή αδρών συμπερασμάτων.

Βιβλιογραφία

Ξενόγλωσση Βιβλιογραφία

1. Dunn, I. S., Anderson, L. R. & Kiefer, F. W. (1980). Fundamentals of geotechnical analysis. John Wiley & Sons, New York, 414 p.
2. Budhu, M. (1999). Soil Mechanics and Foundations. John Wiley & Sons Inc. New York, 585 p
3. Caquot, A. and Kerisel, J. (1948). "Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations". Librairie du Bureau des Longitudes, Ecole Polytechnique, Paris Gauthier - villars (Translated from French by Maurice A. Bec.)
4. Caquot, A. and Kerisel, J. (1966). "Traité de Mécanique des Sols", 4th Edition, Gauthier- Villars, Paris.
5. Kerisel, J. and Absi, E. (1990). "Active and Passive Earth Pressure Tables" A.A. Balkema
6. Absi, E. (1984). "La Theorie de la Plasticite et L'Equilibre Limite en Mechanique des Sols", Sols et Fondations 185, No. 421, pp. 66-125.
7. Sokolovskii, V.V. (1965). "Statics of Granular Media". NewYork : Pergamon. 270 pp.
8. Karman, von T. (1927). "Uber Elastische Grenzzustande", Proceedings of the Second International Congress of Applied Mechanics, p.23, Zurich
9. Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering. Pearson Education India.
10. Barnes, G.E. (2000). ‘‘Soil Mechanics: Principles and Practise’’ (Εδαφομηχανική: Αρχές και Εφαρμογές), 2η Αγγλική έκδοση. Ελληνική έκδοση (Published by arrangement with the original publisher, Palgave, Macmillan, Ltd), Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα 2005

Ελληνική Βιβλιογραφία

1. Βγενοπούλου Ειρήνη, 2024. Σημειώσεις για το μάθημα Εδαφομηχανική Ι. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου.
2. Καββαδάς, Μ. (2005). Στοιχεία εδαφομηχανικής. Τομέας Γεωτεχνικής ΕΜΠ 12η έκδοση.
3. Ο.Α.Σ.Π. – Ε.Α.Κ. 2000, Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
4. ΠΟΔΑΡΑ, Π. (2018). Παραμετρική μελέτη τοίχου αντιστήριξης με το μέθοδο Monopobe-Okabe.
5. Προύντζος Νικόλαος. 2013. Παραμετρική διερεύνηση ευστάθειας επιχώματος οδοποιίας σε μαργαϊκούς σχηματισμούς του Ν. Ηρακλείου. Διπλωματική Εργασία. Πολυτεχνείο Κρήτης Τμήμα Μηχανικών Ορυκτών Πόρων.
6. Ψάλτου, Ε. (2009). “Πίνακες και διαγράμματα ευστάθειας γαιωδών πρανών ορυγμάτων με αναβαθμούς”, Πτυχιακή Εργασία, Αλεξάνδρειο Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα, Θεσσαλονίκη.
7. Λουπασάκης Κωνσταντίνος 2014. Σημειώσεις Διαλέξεων Μαθήματος `Εδαφομηχανική και Στοιχεία Θεμελιώσεων. ΕΜΠ.
8. Τσότσος Στ. (1991), Εδαφομηχανική - Θεωρία Μέθοδοι Εφαρμογές, Εκδόσεις Φ. Βερβερίδης & Π. Πολυχρονίδης α.ε., Θεσσαλονίκη.
9. Παπαδόπουλος Β. (2003), Στοιχεία Γεωτεχνικής, Σημειώσεις ΕΜΠ.
10. Παπαχαρίσης Ν., Μάνου-Ανδρεάδη Ν., Γραμματικόπουλος Ι., (1999) Γεωτεχνική Μηχανική, Εκδόσεις Αφοί Κυριακίδη, Θεσσαλονίκη.

Ιστοσελίδες

<http://www.legah.metal.ntua.gr/pdf/tex1/10D.pdf>

https://msc-hydrogeot.uniwa.gr/course/hg-240_gr/

<https://oasp.gr/kanonismoι/ellinikos-antiseismikos-kanonismos-2000>

<https://www.geoengineer.org/education/slope-stability/slope-stability-the-spencer-method-of-slices>