

**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**



Διπλωματική Εργασία

Ωθήσεις γαιών σε αντηριδωτούς τοίχους.

**ΝΤΟΚΟ ΚΑΤΕΡΙΝΑ
ΑΜ: 232017025**

Επιβλέπων Καθηγητής

**Γεώργιος Μπελόκας
Επίκουρος Καθηγητής**

ΑΘΗΝΑ-ΑΙΓΑΛΕΩ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2023

**UNIVERSITY OF WEST ATTICA
FACULTY OF ENGINEERING
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**



Diploma Thesis

Earth pressures on strutted walls.

**DOKO KATERINA
Registration Number: 232017025**

Supervisor

**Georgios Belokas
Assistant Professor**

ATHENS-EGALEO, JULY 2023

Η Διπλωματική Εργασία έγινε αποδεκτή και βαθμολογήθηκε από την εξής τριμελή επιτροπή:

Γεώργιος Μπελόκας, Επίκουρος Καθηγητής	Ιωάννης Συμπέθερος, Καθηγητής	Όλγα Μαυρουλή, Επίκουρη Καθηγήτρια
(Υπογραφή)	(Υπογραφή)	(Υπογραφή)

Copyright © Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ και ΝΤΟΚΟ ΚΑΤΕΡΙΝΑ, ΙΟΥΝΙΟΣ, 2023

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τους συγγραφείς.

Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον/την συγγραφέα του και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις θέσεις του επιβλέποντος, της επιτροπής εξέτασης ή τις επίσημες θέσεις του Τμήματος και του Ιδρύματος.

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Η κάτωθι υπογεγραμμένη **ΝΤΟΚΟ ΚΑΤΕΡΙΝΑ** του **ΓΙΩΡΓΟ**, με αριθμό μητρώου **232017025** φοιτήτρια του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ του Τμήματος ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ,

δηλώνω υπεύθυνα ότι:

«Είμαι συγγραφέας αυτής της διπλωματικής εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχα για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης, οι όποιες πηγές από τις οποίες έκανα χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε ακριβώς είτε παραφρασμένες, αναφέρονται στο σύνολό τους, με πλήρη αναφορά στους συγγραφείς, τον εκδοτικό οίκο ή το περιοδικό, συμπεριλαμβανομένων και των πηγών που ενδεχομένως χρησιμοποιήθηκαν από το διαδίκτυο. Επίσης, βεβαιώνω ότι αυτή η εργασία έχει συγγραφεί από μένα αποκλειστικά και αποτελεί προϊόν πνευματικής ιδιοκτησίας τόσο δικής μου, όσο και του Ιδρύματος.

Παράβαση της ανωτέρω ακαδημαϊκής μου ευθύνης αποτελεί ουσιώδη λόγο για την ανάκληση του διπλώματός μου.»

Η Δηλούσα
ΝΤΟΚΟ ΚΑΤΕΡΙΝΑ



Περιεχόμενα

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	7
ABSTRACT	8
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	10
1.1 Εισαγωγή	10
1.2 Εφαρμογές αντιστήριξης.....	11
1.3 Τοίχοι Βαρύτητας	13
1.4 Εμπεμπηγμένοι Τοίχοι	14
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ	17
2.1 Εισαγωγή	17
2.2 Γεωστατικές τάσεις	17
2.3 Θεωρία Rankine	19
2.4 Θεωρία ενεργητικών & παθητικών ωθήσεων Rankine	20
2.4.1 Μη συνεκτικά υλικά ($c'=0$)	20
2.4.2 Συνεκτικά υλικά ($c' \neq 0$)	25
2.5 Επίδραση απειρομήκους επιφανειακού φορτίου	26
2.6 Συνολικό διάγραμμα ωθήσεων γαιών	27
2.7 Θεωρία Coulomb.....	28
2.7.1 Ενεργητική ώθηση Coulomb	30
2.7.2 Παθητική ώθηση Coulomb.....	30
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ	32
3.1 Εισαγωγή	32
3.2 Περιβάλλουσες ωθήσεων γαιών	32
3.3 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Terzaghi και Peck.....	33
3.4 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για άμμους κατά Sabatini	38
3.5 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για στιφρές ως σκληρές αργίλους κατά Sabatini ($N_s < 4$)	40
3.5.1 Προσωρινές συνθήκες.....	40
3.5.2 Μόνιμες συνθήκες.....	45
3.6 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για μαλακές ως μέτριες αργίλους κατά Sabatini ($N_s > 4$)	46
3.7 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Tschebotarioff για άμμους.....	50
3.8 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Tschebotarioff για πλαστικές αργίλους	52

3.9	Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe	55
3.10	Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για κοκκώδη εδάφη χωρίς συνοχή (Άμμους/Class C).....	57
3.11	Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για στιφρές αργίλους (Class B).....	58
3.12	Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για μαλακές και συμπαγής αργίλους (Class A).....	60
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΜΠΕΙΡΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕ ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ.....		64
4.1	Εισαγωγή.....	64
4.2	Περιγραφή Περιστατικού Πεδίου	64
4.3	Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων με τις εμπειρικές μεθόδους.....	67
4.3.1	Ανάλυση κατά Terzaghi – Peck και Twine – Roscoe	67
4.3.2	Ανάλυση κατά Tschebotarioff	69
4.3.3	Ανάλυση κατά Sabatini.....	72
4.4	Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=25^\circ$	74
4.4.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=25^\circ$	76
4.5	Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=30^\circ$	78
4.5.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=30^\circ$	80
4.6	Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=35^\circ$	82
4.6.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=35^\circ$	84
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ PHASE ² 8.0.....		88
5.1	Εισαγωγή.....	88
5.1.1	Ενεργητικές ωθήσεις.....	88
5.1.2	Παθητικές ωθήσεις.....	90
5.2	Εδαφικό προσομοίωμα.....	92
5.3	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=25^\circ$	94
5.3.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Α Αντηρίδας	95
5.3.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας	101
5.4	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=30^\circ$	106
5.4.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Α Αντηρίδας	107
5.4.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας	112
5.5	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=35^\circ$	118
5.5.1	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Α Αντηρίδας	118

5.5.2	Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας	124
5.6	Αποτελέσματα σύγκρισης.....	129
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6:	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	133
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α:	ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΙΣΟΣΤΑΤΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ.....	136
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β:	ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΣΦΑΛΜΑΤΟΣ.....	153
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ:	ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΣΩΛΗΝΩΤΩΝ ΑΝΤΗΡΙΔΩΝ	159
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		160

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εστιάζει στο πως επηρεάζουν οι πλευρικές ωθήσεις γαιών έναν αντηριδωτό τοίχο αντιστήριξης που βρίσκεται σε αμμώδες έδαφος. Γίνεται σύγκριση διαφόρων διαγραμμάτων περιβαλλουσών ωθήσεων γαιών, που έχουν προταθεί με την πάροδο των χρόνων από διάφορους ερευνητές, όπως οι Terzaghi – Peck, Tschebotarioff, Sabatini και Twine-Roscoe. Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκαν μεθοδολογίες επίλυσης των βαθιών εκσκαφών και ειδικότερα συγκρίθηκαν εμπειρικές μέθοδοι στατικής επίλυσης με αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων.

Στο Κεφάλαιο 1 έγινε μια θεωρητική έρευνα στην οποία βασίστηκαν οι υπολογισμοί του προβλήματος και στο Κεφάλαιο 2 έγιναν αναλυτικές αναφορές στις ωθήσεις γαιών και τον υπολογισμό τους κατά τους Rankine και Coulomb. Στο Κεφάλαιο 3 έγινε εκτενέστερη αναφορά σε θεωρίες ερευνητών για το πως επηρεάζουν οι ωθήσεις γαιών έναν αντηριδωτό τοίχο, οι οποίες είναι βασισμένες σε περιβάλλουσες διαγραμμάτων των ωθήσεων σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδαφικά υλικά. Στη συνέχεια στο Κεφάλαιο 4 έγινε στατική επίλυση του προβλήματος με βάση τις ημι-εμπειρικές μεθόδους (ισοστατικών δοκών και κατανομής του φορτίου) που αναλύθηκαν στο Κεφάλαιο 3, μεταβάλλοντας κάθε φορά την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' της άμμου και στο Κεφάλαιο 5 έγινε η ίδια επίλυση με πεπερασμένα στοιχεία, με την βοήθεια του λογισμικού Phase² 8.0. Επιλέχθηκαν δυο τύποι αντηρίδας, Α και Β, που διέφεραν στο μέτρο ελαστικότητας μεταξύ τους. Ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων από ορθογωνικά στοιχεία σχεδιάστηκε έτσι ώστε να είναι 10 μέτρα το βάθος και 50 μέτρα το πλάτος για τις ενεργητικές ωθήσεις ενώ 100 μέτρα το πλάτος για τις παθητικές ωθήσεις, να επαρκούν, για να μην υπάρχει επίδραση των συνοριακών συνθηκών. Σκοπός ήταν να γίνει σύγκριση μεταξύ των εμπειρικών μεθόδων με την αριθμητική επίλυση και να βρεθούν οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε αντηρίδα για τις διάφορες περιπτώσεις.

Γενικά υπάρχουν διαφορές στις τιμές των αξονικών δυνάμεων σε κάθε αντηρίδα, μεταξύ της μεθόδου των ισοστατικών φορέων και της μεθόδου κατανομής του φορτίου με τις αναλύσεις των πεπερασμένων στοιχείων. Πιο συγκεκριμένα, για την αντηρίδα Α σε όλες τις αναλύσεις, το εκτιμώμενο φορτίο της με εφαρμογή περιβαλλουσών ωθήσεων είναι κατά 63.42 έως 78.32% μεγαλύτερο σε σχέση με το υπολογισμένο φορτίο από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Αντίστοιχα, στις δύο βαθύτερες το εκτιμώμενο φορτίο της πρώτης αντηρίδας με εφαρμογή περιβαλλουσών ωθήσεων είναι κατά 14.95 έως 53.11% μικρότερο σε σχέση με το υπολογισμένο φορτίο από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Δηλαδή, η απόκλιση είναι μεγάλη στα μικρά βάθη και συνεπώς οι μέθοδοι περιβαλλουσών ωθήσεων γαιών είναι κατάλληλες μόνο για προκαταρκτικές αναλύσεις, για την αρχική επιλογή της διατομής της αντηρίδας.

Λέξεις κλειδιά: τοίχοι αντιστήριξης, αντηριδωτός τοίχος, ωθήσεις γαιών, διάγραμμα ωθήσεων γαιών.

ABSTRACT

This thesis focuses on how lateral earth pressures affect a strutted wall located in a sandy soil. A comparison is made of various earth pressure envelope diagrams, which have been proposed over the years by various researchers, such as Terzaghi – Peck, Tschebotarioff, Sabatini and Twine – Roscoe. In this research, methodologies for the solution of deep excavations were investigated and in particular, empirical static solution methods were compared with finite element analyses.

In Chapter 1, a theoretical investigation was made on which the problem's calculations were based on and in Chapter 2 detailed references were made to earth pressures and their calculation according to Rankine and Coulomb. In Chapter 3, a more extensive reference was made to the researchers' theories of how earth pressures affect a retaining wall, which are based on earth pressure envelope diagrams in cohesive and non-cohesive soil materials. Then, in Chapter 4, a static solution of the problem was performed based on the semi-empirical methods (isostatic beam and load distribution) which were discussed in Chapter 3, varying each time the internal friction angle ϕ' and in Chapter 5 the same solution was performed with the finite element method, using Phase² 8.0 software. Two types of struts, A and B, were chosen, which differed from each other in the elastic modulus. The finite element cantilever of rectangular elements was designed, the of depth 10 m and the width of 50 m for the active pressures and 100 m for the passive pressures, in order to be sufficient and avoid the effect of boundary conditions. The aim was to compare the empirical methods with the numerical analysis and to find the axial forces in each strut for the different cases.

In general, there are differences in the values of the axial forces on each strut between the isostatic beam method and the load distribution method with the finite element analysis. Specifically, for strut A in all analyses, its estimated load by applying ambient pressure is 63.42 to 78.32% greater than the calculated load from the finite element analysis. Similarly, in the two deepest ones, the estimated load of the first strut by applying the earth pressure methods is 14.95 to 53.11% smaller than the calculated load from the finite element analysis. That is, the discrepancy is large at shallow depths and therefore, the earth pressure envelopes methods are only suitable for initial selection of the strut cross-section.

Key words: Retaining walls, strutted wall, earth pressures, earth pressure diagram.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

1.1 Εισαγωγή

Ο σκοπός της διπλωματικής αυτής είναι να αναδείξει πόσο σημαντική είναι η ανάγκη διερεύνησης σε μια μελέτη. Πιο συγκεκριμένα, να αναδειχθεί η σημαντικότητα της διερεύνησης και της σύγκρισης των αποτελεσμάτων διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού που υπάρχουν σε μια μελέτη βαθιών αντιστηρίξεων. Στην παρούσα εργασία, διερευνήθηκαν μεθοδολογίες επίλυσης των βαθιών εκσκαφών και ειδικότερα συγκρίθηκαν εμπειρικές μέθοδοι στατικής επίλυσης με αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Η εργασία επικεντρώθηκε στις άμμους και έγιναν κάποιες αναλύσεις για ένα εύρος παραμέτρων, όπως η γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου και η ροπή αδρανείας της αντηρίδας. Σε τέτοιου είδους προβλήματα όπου υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, οι αναλύσεις γίνονται χρησιμοποιώντας σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων για εδαφικά και δομικά υλικά και οι τάσεις που λαμβάνονται από το έδαφος θα πρέπει να είναι επαρκώς αντιπροσωπευτικές για την οριακή κατάσταση που θα εξεταστεί, προκειμένου να δοθούν ασφαλή αποτελέσματα. Το πρόβλημα που επιλύθηκε βασίστηκε σε μια αληθινή έρευνα (key-study).

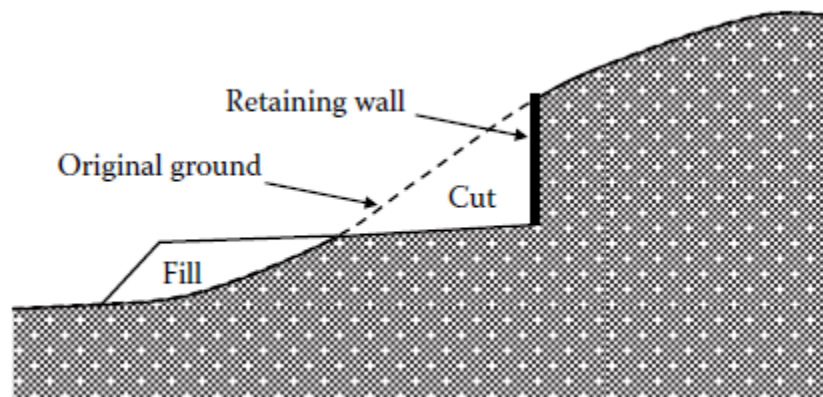
Αναλυτικότερα, στο κεφάλαιο 1 έγινε μια θεωρητική έρευνα στην οποία βασίστηκαν οι υπολογισμοί του προβλήματος που επιλύθηκε στο τέλος. Η θεωρητική έρευνα κάλυψε αρχικά σε ένα γενικό φάσμα τους τοίχους αντιστήριξης και τα διάφορα είδη που υπάρχουν σε τεχνικά έργα. Στο κεφάλαιο 2 έγιναν αναλυτικές αναφορές στις ωθήσεις γαιών και τον υπολογισμό τους κατά τους Rankine και Coulomb και στο κεφάλαιο 3 έγινε αναλυτικότερη αναφορά στο πως επηρεάζουν οι ωθήσεις γαιών έναν αντηριδωτό τοίχο. Έχουν υπάρξει διάφοροι ερευνητές οι οποίοι έχουν εστιάσει στο πως επηρεάζεται ένας τοίχος αντιστήριξης από τις πλευρικές ωθήσεις γαιών και έχει δώσει ο καθένας τους κάποιες ημι-εμπειρικές λύσεις για τον υπολογισμό των δυνάμεων που μπορεί να δέχεται ένας τοίχος αντιστήριξης, βασισμένες σε περιβάλλουσες διαγραμμάτων των ωθήσεων σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδαφικά υλικά. Οι θεωρίες που βασίστηκε η παρούσα διπλωματική είναι των Terzaghi-Peck, Tschebotarioff, Sabatini και Twine-Roscoe.

Για τον τελικό υπολογισμό των δυνάμεων που δέχονται οι αντηρίδες στον τοίχο αντιστήριξης και την εύρεση της δυσμενέστερης περίπτωσης, έγινε μία παραμετρική ανάλυση στην οποία μεταβαλλόταν κάθε φορά η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ') της άμμου στο κεφάλαιο 4. Χρησιμοποιήθηκαν δυο είδη στατικού υπολογισμού, η μέθοδος των ισοστατικών δοκών και η μέθοδος κατανομής του φορτίου, όπου λόγω της μεταβολής αυτής της παραμέτρου αναμένονταν μεταβολές και στα αντίστοιχα φορτία. Επιπλέον, στο κεφάλαιο 5 έγινε η ίδια επίλυση του προβλήματος με την βοήθεια του προγράμματος Phase² 8.0, όπου δόθηκαν και από αυτήν την ανάλυση οι δυνάμεις που δέχονται οι αντηρίδες. Σε αυτήν την περίπτωση έγινε παραμετρική ανάλυση στην οποία μεταβάλλονταν και ο τύπος αντηρίδας, εκτός της της γωνίας ϕ' . Στο τέλος έγινε η σύγκριση όλων αυτών των αποτελεσμάτων, από τις ημι-εμπειρικές αναλύσεις και τις αναλύσεις από το Phase² 8.0, προκειμένου να γίνει κατανοητή η επιρροή που έχουν οι ωθήσεις γαιών σε έναν αντηριδωτό τοίχο αντιστήριξης σε κάθε περίπτωση που μελετήθηκε.

1.2 Εφαρμογές αντιστήριξης

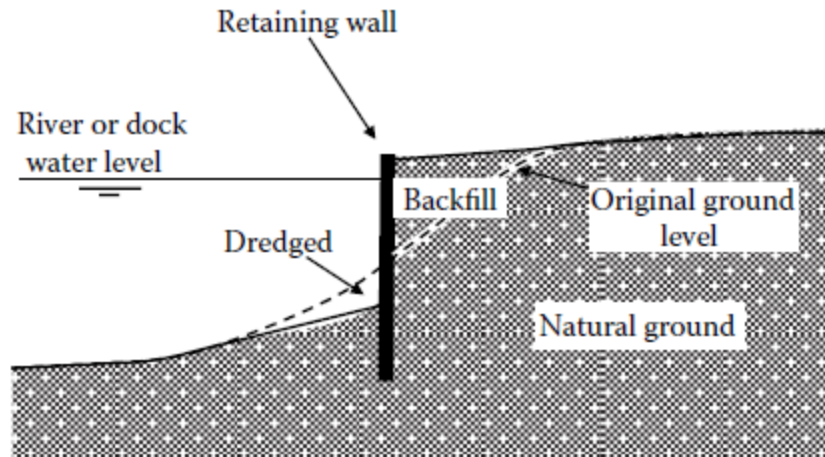
Γενικά η κατασκευή έργων αντιστήριξης (earth-retaining structures) γίνεται για να εξασφαλιστεί η ευστάθεια εδαφικών μαζών που μπορεί να επηρεάσουν ένα έργο. Δηλαδή ένα έργο αντιστήριξης κατασκευάζεται προκειμένου να αποτρέψει οποιαδήποτε οριζόντια μετατόπιση του εδάφους προς τα κατόντη. Έτσι συναντάμε έργα αντιστήριξης σε κατασκευές κατοικιών ή αυτοκινητοδρόμων όπου γίνεται η εκσκαφή σε επικλινές έδαφος (Σχ. 1.1) , σε κατασκευές αποβάθρων (Σχ. 1.2) , σε προσωρινές και μόνιμες βαθιές εκσκαφές στην περιοχή γύρω από την κατασκευή υπογείων για κτίρια (Σχ. 1.3) κ.α. . Για να καλυφθούν όλες αυτές οι ανάγκες των έργων υπάρχουν διάφορα είδη τοίχων αντιστήριξης τα οποία εφαρμόζονται αναλόγως με την κάθε περίπτωση ώστε να επιτευχθεί η ευστάθεια τα κατασκευής. Μερικές κατηγορίες τα έργων αντιστήριξης είναι:

- I. Τοίχοι βαρύτητας
- II. Εμπεμπηγμένοι τοίχοι
- III. Αντηριδωτοί τοίχοι
- IV. Αγκυρωμένοι τοίχοι
- V. Τοίχοι αντιστήριξης
- VI. Πασσαλότοιχοι
- VII. Πτερυγότοιχοι κ.α.

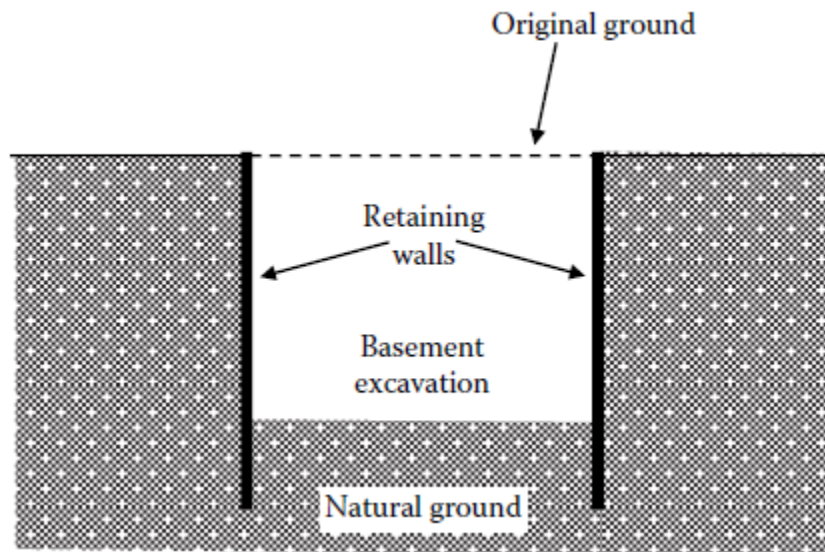


Σχήμα (1.1): Εκσκαφή και επίχωση σε επικλινές έδαφος και προσθήκη τοίχου αντιστήριξης (Clayton et.al 2013)

Όποιος και να είναι ο λόγος κατασκευής, ένας τοίχος αντιστήριξης απαιτείται για να στηρίξει οποιαδήποτε κατακόρυφη επιφάνεια εδάφους ή βράχου. Μόνο υπό ειδικές περιπτώσεις (πχ. οριζόντια πετρώματα) μπορεί μια εκσκαφή να παραμείνει για ένα εύλογο χρονικό διάστημα χωρίς υποστήριξη.

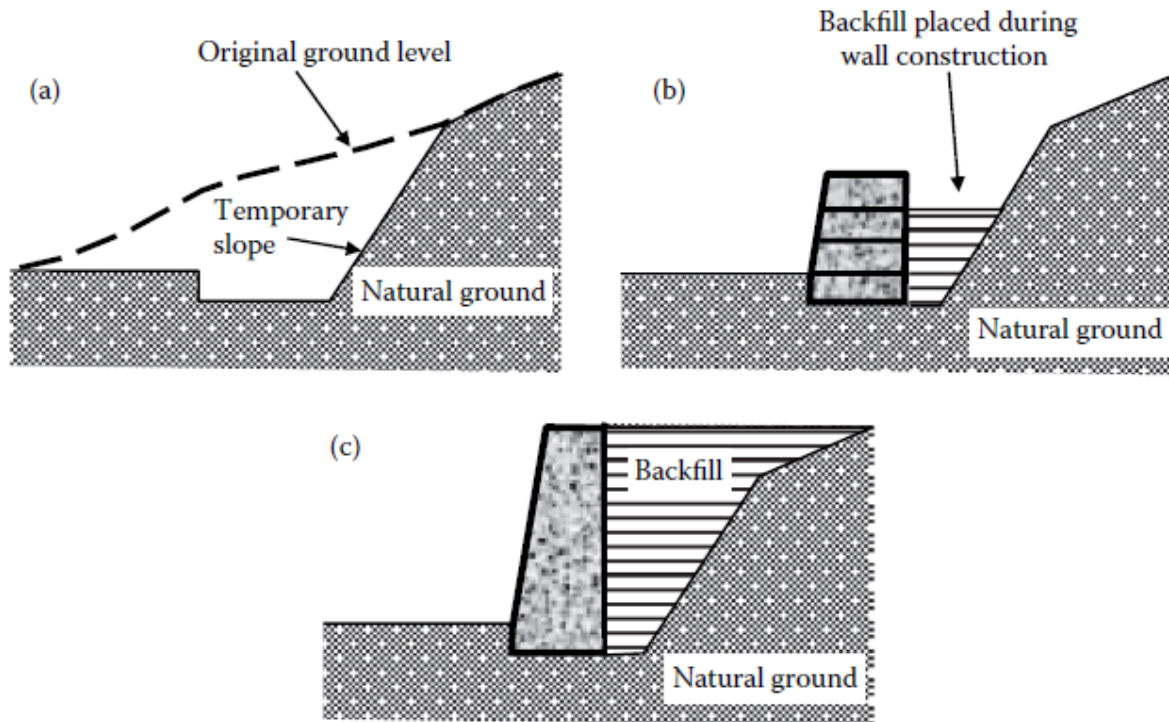


Σχήμα (1.2): Έργο αντιστήριξης σε κατασκευή αποβάθρας (Clayton et.al 2013)



Σχήμα (1.3): Έργο αντιστήριξης για εκσκαφή υπογείου (Clayton et.al 2013)

Τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να χρειαστεί να κατασκευαστούν σε τεχνητά εδάφη και πριν από την τοποθέτηση της επίχωσης (Σχ. 1.4). Λόγω των διαφόρων καταστάσεων και εδαφικών συνθηκών στις οποίες χρησιμοποιούνται, οι τοίχοι αντιστήριξης κατασκευάζονται από διάφορα υλικά (κυρίως σκυρόδεμα και χάλυβα) και χρησιμοποιούνται διαφορετικές μέθοδοι για την στήριξη του εδάφους. Ο τύπος της αντιστήριξης που θα τοποθετηθεί εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους που θα τοποθετηθεί και από την αρχική επιφάνεια του εδάφους. Διάφορα παραδείγματα αντιστήριξης θα αναλυθούν στη συνέχεια του κεφαλαίου αυτού.



Σχήμα (1.4): Κατασκευή τοίχου βαρύτητας (a) Εκσκαφή, (b) κατασκευή τοίχου, (c) μετά την ολοκλήρωση. (Clayton et.al 2013)

1.3 Τοίχοι Βαρύτητας

Οι τοίχοι βαρύτητας χρησιμοποιούνται εδώ και αιώνες, επειδή είναι απλοί στην κατασκευή, καθώς κατασκευάζονται συνήθως από κλασική λιθοδομή ή συμπαγές σκυρόδεμα. Σήμερα χρησιμοποιούνται συχνότερα τοίχοι με κρηπιδώματα, τοίχοι με συρματοκιβώτια και τοίχοι αντιστήριξης από μπλοκ με σύμπλεξη. Ένας τοίχος βαρύτητας (Σχ. 1.4) χρησιμοποιεί το ίδιο του το βάρος και την αντοχή του ίδιου του εδάφους για να διατηρήσει την ισορροπία του. Η πλευρική ώθηση του τοίχου αποτρέπεται σε μεγάλο βαθμό εξαιτίας της τριβής που δημιουργείται μεταξύ της βάσης του και του εδάφους θεμελίωσης. Λόγω της μεγάλης μάζας του, ένας τοίχος θεμελίωσης χρειάζεται ένα επαρκές έδαφος έδρασης του και γενικά δεν είναι αποτελεσματικός στην περίπτωση όπου πρέπει να συγκρατήσει μεγάλα ύψη πλευρικού εδαφικού υλικού.

Για την κατασκευή ενός τοίχου βαρύτητας απαιτείται σημαντική προετοιμασία της τοποθεσίας. Πρέπει να γίνει εκσκαφή του εδάφους μέχρι την κατάλληλη στάθμη θεμελίωσης (Σχ. 1.4 (a)), όπου η φέρουσα ικανότητα του εδάφους θα επαρκεί προκειμένου να αναλάβει με ασφάλεια τα τελικά φορτία, όπως είναι το ίδιο βάρος του τοίχου, οι κατακόρυφες, οριζόντιες και ανατρεπτικές συνιστώσες των δυνάμεων μεταξύ του εδάφους που συγκρατείται και του τοίχου. Για να γίνει ασφαλής η εκσκαφή για τον τοίχο, το έδαφος από την πλευρά όπου συγκρατείται, πρέπει να κοπεί ως προς μία ασφαλή κλίση, που συνήθως είναι γύρω στις 45° . Το έδαφος εμπροσθεν του τοίχου συχνά αφαιρείται, τουλάχιστον μέχρι την απαιτούμενη τελική στάθμη της εκσκαφής, σε αυτό το στάδιο.

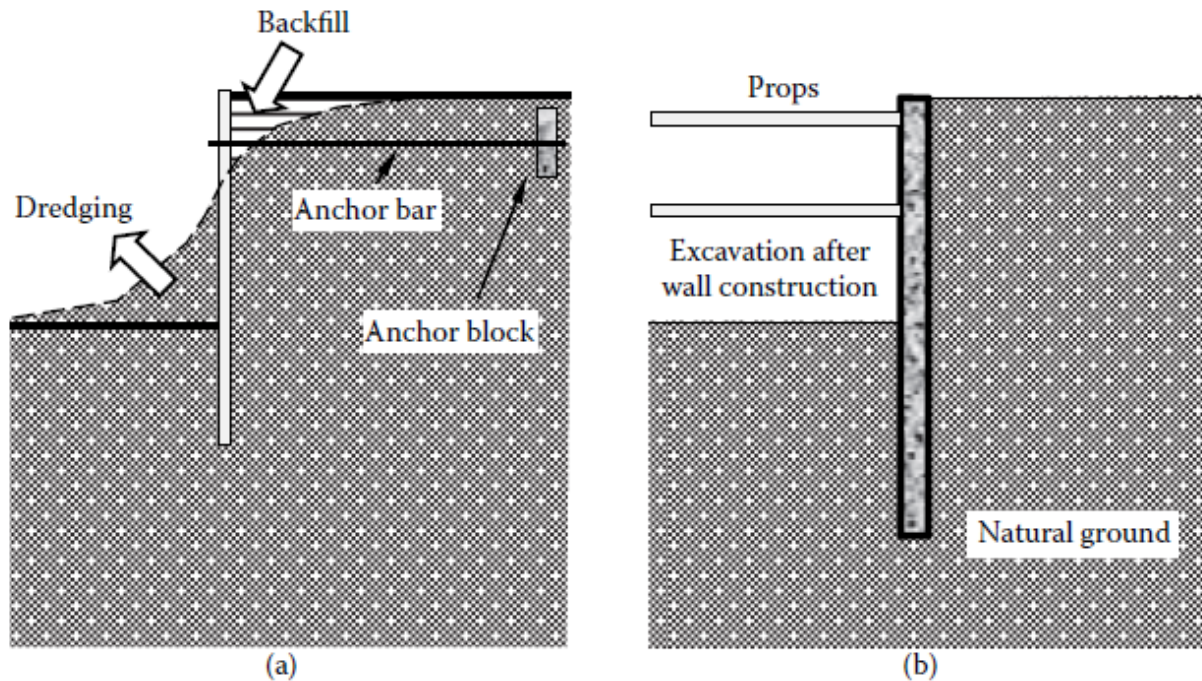
Μετά την προσωρινή εκσκαφή, κατασκευάζεται πρώτα το θεμέλιο του τοίχου και έπειτα ο τοίχος βαρύτητας, συχνά σε ανάβαση και έπειτα τοποθετείται η επίχωση. Η επίχωση μπορεί να είναι εκσκαμένο χώμα ή επιλεγμένο κοκκώδες υλικό ή συνδυασμός τους. Εάν το υλικό της εκσκαφής είναι κατάλληλο, μπορεί να τοποθετηθεί και πίσω από τον τοίχο. Συνήθως όμως, χρησιμοποιείται εισαγόμενο κοκκώδες υλικό πλήρωσης, σε μορφή σφήνας, αμέσως πίσω από τον τοίχο, προκειμένου να διασφαλιστεί η περίπτωση όπου δεν αναπτύσσονται πιέσεις νερού πίσω από τον τοίχο και να μειωθούν οι πιέσεις του εδάφους. Προκειμένου να αποφευχθεί η καθίζηση της επίχωσης κατά την διάρκεια των χρόνων, τοποθετείται το υλικό πλήρωσης και συμπυκνώνεται σε λεπτές στρώσεις.

Λόγω του εύρους, της μάζας και της μεθόδου κατασκευής τους, οι τοίχοι βαρύτητας χρησιμοποιούνται γενικά για χαμηλά διατηρούμενα ύψη, πάνω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και όπου οι συνθήκες θεμελίωσης είναι λογικές. Η μέθοδος κατασκευής που χρησιμοποιείται στους τοίχους βαρύτητας έχει ως συνέπεια ότι ο τύπος της εισαγόμενης πλήρωσης που χρησιμοποιείται και ο τρόπος συμπύκνωσης της θα καθορίσει τις τελικές εδαφικές πιέσεις στον τοίχο. Ωστόσο, το υφιστάμενο έδαφος συνήθως καθορίζει την συμπεριφορά της θεμελίωσης, δεδομένου ότι θα παραμείνει ακίνητο στην θέση του κάτω από τον τοίχο.

1.4 Εμπεμπηγμένοι Τοίχοι

Οι εμπεμπηγμένοι τοίχοι αποτρέπουν την πλευρική μετακίνηση με την έμπηξη της βάσης του τοίχου στο έδαφος, συνήθως σε σχετικά μεγάλο βάθος κάτω από την στάθμη της εκσκαφής. Πρόσθετη στήριξη μπορεί να εξασφαλιστεί στο ανώτερο τμήμα του τοίχου με την τοποθέτηση αντιστηρίξεων ή με την αγκύρωση στο φυσικό έδαφος στη συγκρατούμενη πλευρά του τοίχου. Οι εμπεμπηγμένοι τοίχοι γενικά χωρίζονται σε 2 κατηγορίες:

- I. Πασσαλότοιχοι (Sheet-pile walls) , είναι οι τοίχοι οι οποίοι κατασκευάζονται με την έμπηξη λεπτών «φύλλων» χάλυβα, ξύλου ή σκυροδέματος στο έδαφος. Δεν υπάρχει εκσκαφή κατά την διάρκεια κατασκευής τους, αν και παρατηρείται κάποια μικρή μετατόπιση του εδάφους κατά την τοποθέτηση των πασσάλων (Σχ. 1.5(a)).
- II. Διαφραγματικοί τοίχοι, είναι οι τοίχοι οι οποίοι κατασκευάζονται με την εκσκαφή βαθιών τάφρων ή ανοιγμάτων με γεωτρύπανο, γίνεται τοποθέτηση οπλισμού και στη συνέχεια η πλήρωση τους με σκυρόδεμα. Οι τοίχοι αυτοί είναι οι πιο συνηθισμένοι στις κατασκευές υπογείων (Σχ. 1.5(b)).



Σχήμα (1.5): Εμπεμπηγμένοι τοίχοι αντιστήριξης (a) Πασσαλότοιχος με προσθήκη αγκυρίων , (b) Διαφραγματικός τοίχος με προσθήκη αντηρίδων (Clayton et.al 2013)

Γενικά, οι εμπεμπηγμένοι τοίχοι, σε αντίθεση με τους τοίχους βαρύτητας, δεν απαιτούν καλή επιφάνεια θεμελίωσης και γι' αυτό προτιμώνται, με την μορφή χαλύβδινων πασσάλων, για παραθαλάσσιες κατασκευές. Χρησιμοποιούνται ευρέως για περιπτώσεις προσωρινής στήριξης, για παράδειγμα κατά την κατασκευή υπογείων ή τάφρων εξυπηρέτησης, επειδή οι μεταλλικοί πάσσαλοι μπορούν να εξαχθούν και να επαναχρησιμοποιηθούν. Επιπλέον, χρησιμοποιούνται και σε περιπτώσεις μόνιμης στήριξης σε εκσκαφές υπογείων, που κατασκευάζονται γενικά από συνεχόμενους ή δευτερεύοντες μεμονωμένους πασσάλους θεμελίωσης προκειμένου να σχηματίσουν μια συνεχή δομή. Σε αυτήν την περίπτωση μπορούν να χρησιμοποιηθούν επίσης πάνελ διαφραγματικών τοίχων, κυρίως σε μεγαλύτερα έργα.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

2.1 Εισαγωγή

Οι ωθήσεις γαιών δίνουν τις οριζόντιες πιέσεις που ασκούν τα εδαφικά υλικά σε διάφορους τύπους κατασκευής όπως π.χ. τοίχοι αντιστήριξης. Γενικά ο υπολογισμός των ωθήσεων γαιών γίνεται με ανάλυση ενεργών τάσεων και μόνο σε ειδικές περιπτώσεις με ολικές τάσεις.

Σε ένα εδαφικό σημείο το οποίο βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια του εδάφους αναπτύσσονται ορθές και διατμητικές τάσεις. Στη γεωτεχνική μηχανική οι τάσεις εσωτερικά του εδάφους περιγράφονται από την ολική ορθή (σ_n) και διατμητική τάση (τ), οι οποίες αναλύονται σε ενεργό ορθή και διατμητική (σ' , τ') και πίεση πόρων (u) ως εξής:

$$\sigma_n = \sigma_n' + u \quad (2.1)$$

$$\tau = \tau' \quad (2.2)$$

2.2 Γεωστατικές τάσεις

Στην γεωστατική κατάσταση μπορούν να υπολογισθούν συγκεκριμένες συνιστώσες των τάσεων που αναπτύσσονται με την θεώρηση της στερεοστατικής ισορροπίας. Λόγω συμμετρίας στα οριζόντια και κατακόρυφα επίπεδα δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις άρα τα επίπεδα αυτά είναι κύρια.

Αντίστοιχα, η κατακόρυφη τάση υπολογίζεται ως εξής:

- Η ολική κατακόρυφη τάση είναι ίση με το γινόμενο του βάθους με το ειδικό βάρος του εδάφους:

$$\sigma_v = \gamma_{dry} \times z_w + \gamma_{sat} \times (z - z_w) + q \quad (2.3)$$

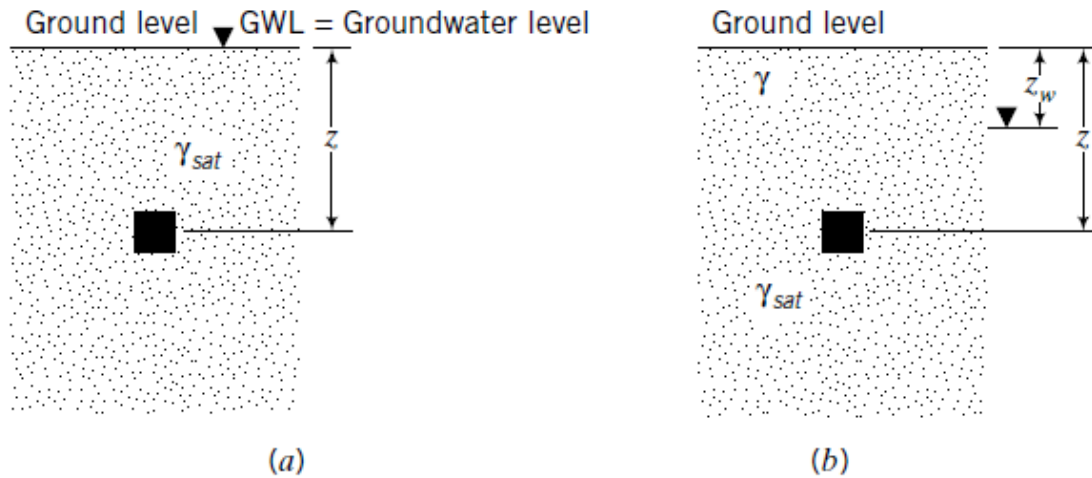
(εάν υπάρχει κατανομημένο φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους), όπου z_w η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και z το βάθος.

- Η πίεση των πόρων σε ένα πλήρως κορεσμένο έδαφος υπάρχει μόνο μία τιμή της, η υδροστατική (στην περίπτωση που δεν έχουμε υδατική ροή):

$$u = u_H = u_V = \gamma_w \times (z - z_w) \quad (2.4)$$

- Η ενεργός κατακόρυφη τάση η οποία είναι ίση με την ολική κατακόρυφη μείον την πίεση των πόρων:

$$\sigma_v' = \sigma_v - u \quad (2.5)$$



Σχήμα (2.1): Εδαφικό στοιχείο σε βάθος z με τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (a) στην επιφάνεια του εδάφους και (b) κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. (M.Budhu 2011)

Υπό γεωστατικές συνθήκες, οι οριζόντιες ωθήσεις γαιών είναι ουδέτερες. Εάν x, y , οι άξονες στο οριζόντιο επίπεδο και z στο κατακόρυφο:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_z \quad (2.6)$$

$$\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_{H0} = K_0 \times \sigma'_z \quad (2.7)$$

όπου:

γ' : το ειδικό βάρος του εδάφους

K_0 : ο συντελεστής της ουδέτερης ώθησης που είναι ίσος με $K_0 = \frac{\sigma'_{H0}}{\sigma'_z}$

ή λαμβάνεται από τον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (2.1): Συντελεστές ουδέτερης ώθησης (Barnes 2010)

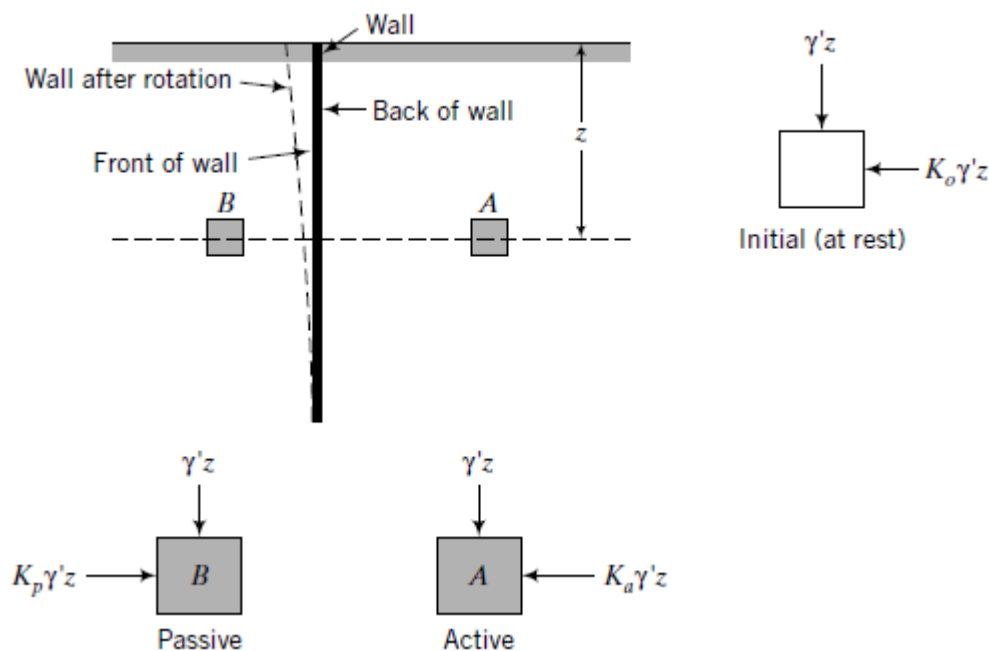
Τύπος εδάφους	Έκφραση	Συγγραφέας
Ελαστικό υλικό	$K_0 = \nu / (1 - \nu)$ (ν = λόγος του Poisson)	
Κανονικά στερεοποιημένη άργιλος	$K_{0NC} = 0.95 - \sin \phi'$ $K_{0NC} = 0.19 + 0.233 \log_{10} I_p$	Brooker και Ireland (1965) Alpan (1967)
Υπερστερεοποιημένη άργιλος	$K_{0OC} = K_{0NC} \times OCR^{\sin \phi'}$	Mayne και Kulhawy (1982)
Κανονικά στερεοποιημένη άργιλος	$K_{0NC} = 1 - \sin \phi'$	Jaky (1944)
Υπερστερεοποιημένη άμμος	$K_{0OC} = K_{0NC} \times OCR^{\sin \phi'}$	Mayne και Kulhawy (1982)

2.3 Θεωρία Rankine

Στην μελέτη των τοίχων είναι απαραίτητο να βρεθεί η τάση που ασκείται κάθετα στην επιφάνεια του τοίχου. Η τάση αυτή συνδέεται με την κατακόρυφη τάση με έναν συντελεστή ωθήσεων γαιών K , ο οποίος ανάλογα με το είδος της πίεσης (ενεργητικές, παθητικές ή ουδέτερες) μεταβάλλεται.

Διάφοροι παράγοντες επηρεάζουν την οριζόντια τάση που δρα πάνω σε έναν τοίχο. Ο βασικότερος είναι αν ο τοίχος είναι λείος ή όχι. Το μέγεθος της μετακίνησης του τοίχου, όπως και ο τύπος της παίζουν εξίσου σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη των οριζόντιων τάσεων πάνω του. Σε αυτά θα αναφερθούμε αναλυτικότερα στη συνέχεια του κεφαλαίου.

Ο Rankine ήταν ο πρώτος που για την επίλυση των προβλημάτων ευστάθειας στην Εδαφομηχανική καθιέρωσε την αρχή των τασικών καταστάσεων. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται πάνω σε έναν λείο κάθετο τοίχο, ο οποίος δεν έχει τριβή και υποστηρίζει ένα ξηρό και ομοιογενές έδαφος με οριζόντια επιφάνεια. Στην οριζόντια επιφάνεια ασκείται διατμητική τάση σε κάθετα και οριζόντια επίπεδα.

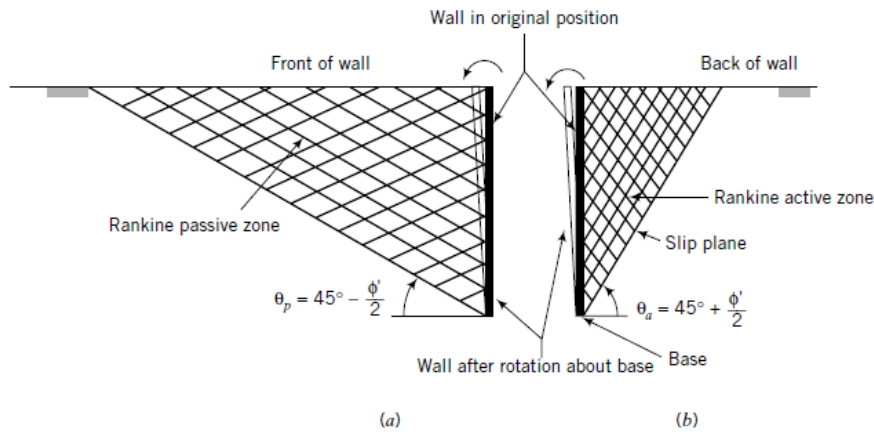


Σχήμα (2.2): Τάσεις σε στοιχεία εδάφους εμπροσθεν και όπισθεν του τοίχου. (M.Budhu 2011)

Σε έναν άκαμπτο τοίχο όπως στο Σχήμα 2.2 που βρίσκεται σε ηρεμία και δεν ασκείται πάνω του καμία μετακίνηση, η κατακόρυφος ενεργός τάση σ'_v και η οριζόντια ενεργός τάση σ'_{h0} είναι οι μόνες δυνάμεις που ασκούνται όπισθεν (A) και εμπροσθεν (B) του τοίχου.

2.4 Θεωρία ενεργητικών & παθητικών ωθήσεων Rankine

Μια στροφή περί τον πυθμένα του τοίχου είναι αρκετή προκειμένου να δημιουργηθούν διάφορα επίπεδα ολίσθησης όπισθεν και εμπροσθεν του τοίχου. Οι πλευρικές παραμορφώσεις που δημιουργούνται μπροστά από τον τοίχο είναι πολύ μεγαλύτερες από εκείνες που δημιουργούνται πίσω από αυτόν (Σχήμα 2.3). Αυτό συμβαίνει διότι η μάζα εδάφους που βρίσκεται όπισθεν του τοίχου προκαλεί την αστοχία, ενώ η μάζα εδάφους που βρίσκεται εμπροσθεν του τοίχου αντιστέκεται σε εκείνη.



Σχήμα (2.3): Επίπεδα ολίσθησης εδαφικής μάζας δίπλα σε τοίχο αντιστήριξης (M.Budhu 2011)

Η κατακόρυφος ενεργός τάση δεν αλλάζει σε κανένα σημείο σε σχέση με την κατάσταση ηρεμίας που αναφέρθηκε παραπάνω. Ωστόσο αλλάζει η οριζόντια ενεργός τάση η οποία εμπροσθεν του τοίχου αυξάνεται ενώ όπισθεν μειώνεται. Αυτό συμβαίνει διότι αλλάζει ο συντελεστής των πλευρικών ωθήσεων αναλόγως με τον τύπο της ώθησης.

2.4.1 Μη συνεκτικά υλικά ($c'=0$)

Στο σημείο A (Σχ.2.2) , πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης έχουμε ενεργητικές ωθήσεις και ο συντελεστής K_α των ενεργητικών οριζόντιων ωθήσεων δίνεται από τον τύπο:

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.8)$$

Και τα οριζόντια επίπεδα ολίσθησης ως προς το οριζόντιο επίπεδο προσανατολίζονται σε γωνία:

$$\theta_\alpha = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.9)$$

Ενώ στο σημείο B (Σχ. 2.2) , μπροστά από τον τοίχο αντιστήριξης έχουμε παθητικές ωθήσεις και ο συντελεστής K_β των παθητικών οριζόντιων ωθήσεων δίνεται από τον τύπο:

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (2.10)$$

Και τα οριζόντια επίπεδα ολίσθησης ως προς το οριζόντιο επίπεδο προσανατολίζονται σε γωνία:

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \quad (2.11)$$

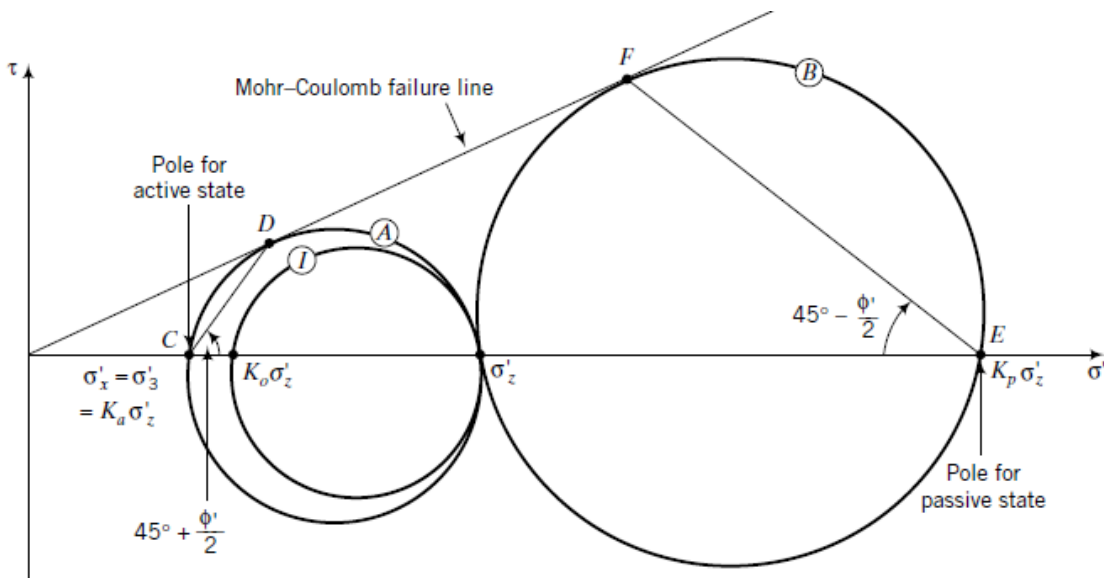
Η πλευρική ώθηση γαιών τελικά κατά την ενεργητική κατάσταση κατά Rankine είναι:

$$(\sigma_x')_\alpha = (\sigma_z')_\alpha = \sigma_{H\alpha}' = K_\alpha \times \sigma_v' = K_\alpha \times \gamma' \times z \quad (2.12)$$

Και για την παθητική:

$$(\sigma_x')_p = (\sigma_z')_p = \sigma_{Hp}' = K_p \times \sigma_v' = K_p \times \gamma' \times z \quad (2.13)$$

Στο σχήμα 2.4 παρουσιάζονται οι κύκλοι Mohr και για τις τρεις περιπτώσεις που αναφέρθηκαν.



Σχήμα (2.4): Κύκλοι Mohr σε ουδέτερη, ενεργητική και παθητική κατάσταση. (M.Budhu 2011)

Η οριζόντια δύναμη των ωθήσεων είναι ίση με το εμβαδόν του διαγράμματος της πλευρικής τάσεις στις ενεργές και παθητικές καταστάσεις Rankine.

Πιο συγκεκριμένα για τις ενεργές ωθήσεις η δύναμη που ασκείται είναι ίση με:

$$P_\alpha = \int_0^{H_0} K_\alpha \times \gamma' \times z = \frac{1}{2} \times K_\alpha \times \gamma' \times H_0^2 \quad (2.14)$$

και εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του διαγράμματος των πλευρικών ωθήσεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επειδή το διάγραμμα είναι τριγωνικής κατανομής εφαρμόζεται σε απόσταση $H_0/3$ από την βάση.

Αντίστοιχα για τις παθητικές ωθήσεις η δύναμη που ασκείται είναι ίση με:

$$P_p = \int_0^{H_0} Kp \times \gamma' \times z = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma' \times H_0^2 \quad (2.15)$$

και εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του διαγράμματος των πλευρικών ωθήσεων. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επειδή το διάγραμμα είναι τριγωνικής κατανομής εφαρμόζεται σε απόσταση $H_0/3$ από την βάση.

Στην περίπτωση που υπάρχουν υπόγεια ύδατα πρέπει να ληφθεί υπόψιν και η υδροστατική πίεση, δηλαδή η πίεση του νερού των πόρων τον υπολογισμό των πλευρικών ωθήσεων. Αν στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε μια απόσταση h_w από την βάση του τοίχου αντιστήριξης, τότε η υδροστατική πίεση είναι ίση με:

$$u = \gamma_w \times h_w \quad (2.16)$$

και η υδροστατική δύναμη που ασκείται, η οποία είναι και αυτή τριγωνικής κατανομής, είναι ίση με:

$$P_w = \frac{1}{2} \times \gamma_w \times h_w^2 \quad (2.17)$$

Σε αυτό το σημείο είναι πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι στην περίπτωση των μη συνεκτικών υλικών μια από τις πιο σημαντικές παραμέτρους, που θεωρείται ως χαρακτηριστική ιδιότητα των κοκκωδών εδαφών, είναι η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ , η οποία είναι μια παράμετρος διατμητικής αντοχής των εδαφών. Ο ορισμός της προέρχεται από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και χρησιμοποιείται για να περιγράψει τη διατμητική αντίσταση τριβής των εδαφών μαζί με την ορθή ενεργό τάση. Στο εντατικό επίπεδο της διατμητικής τάσης-δράσης ορθής τάσης, η γωνία τριβής του εδάφους είναι η γωνία κλίσης ως προς το οριζόντιο άξονα της γραμμής διατμητικής αντοχής Mohr-Coulomb (Σχ. 2.4).

Ορισμένες τυπικές τιμές της γωνίας τριβής του εδάφους (ϕ) δίνονται στους παρακάτω πίνακες, για διάφορους τύπους εδαφών. Οι τιμές αυτές θα πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο ως κατευθυντήριες γραμμές για γεωτεχνικά προβλήματα. Ωστόσο, συχνά πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν οι ειδικές συνθήκες κάθε μηχανικού προβλήματος για την κατάλληλη επιλογή των γεωτεχνικών παραμέτρων.

Πίνακας (2.2): Προτεινόμενες γωνίες εσωτερικής τριβής φ' για αμμώδη εδάφη

Τύπος εδάφους	Ελάχιστη τιμή (°)	Μέγιστη τιμή (°)	Συγκεκριμένη τιμή (°)	Πηγή
Χονδρόκοκκη άμμος	25	35		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Χονδρόκοκκη κορεσμένη άμμος	25	30		Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Χονδρόκοκκη ξηρή άμμος	30	35		Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Πυκνή άμμος	36	41		Geotechdata.info
Καλά διαβαθμισμένη άμμος, πυκνή			45	Geotechdata.info
Ομοιόμορφη άμμος, πυκνή			34	Geotechdata.info
Άμμος	37	38		Geotechdata.info
Καλά διαβαθμισμένη άμμος	33	43		Geotechdata.info
Ομοιόμορφη άμμος	30	39		Geotechdata.info
Μέτρια άμμος	25	35		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Μέτρια άμμος	30	36		Geotechdata.info
Χαλαρή άμμος	29	30		Geotechdata.info
Καλά διαβαθμισμένη άμμος, χαλαρή			33	Geotechdata.info
Ομοιόμορφη άμμος, χαλαρή			27	Geotechdata.info
Λεπτόκοκκη άμμος	20	35		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Άμμος συμπαγής			35	Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Καλά διαβαθμισμένη άμμος, συμπίεσμένη			38	Geotechdata.info
Ομοιόμορφη άμμος, συμπίεσμένη			37	Geotechdata.info
Άμμος μεγάλης ρευστότητας	20	45		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Ξηρή άμμος, μεγάλης ρευστότητας			35	Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Λεπτή άμμος, μεγάλης ρευστότητας	30	35		Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Υγρή άμμος, μεγάλης ρευστότητας			22	Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Υγρή άμμος, πολύ πυκνή			25	Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Αμμώδης ιλύς	16	22		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Άργιλος αμμώδης	20	27		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Αμμώδης ιλυώδης άμμος	32	35		Geotechdata.info
Αμμώδης ιλυώδης άμμος, συμπίεσμένη			34	Geotechdata.info
Αμμώδης ιλυώδης άμμος, χαλαρή	27	33		Geotechdata.info
Αμμώδης ιλυώδης άμμος, πυκνή	30	34		Geotechdata.info

Άμμος αργιλώδης υγρή	30	40		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Άμμος αργιλώδης κορεσμένη	15	25		Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Αργιλώδης άμμος, κορεσμένη	15	25		Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Αργιλώδης άμμος,ξηρή	30	46		Terzaghi από Παπαχαρίσης κ.α. (2003)
Αργιλώδης άμμοι	30	40		Geotechdata.info
Αργιλώδης άμμοι, συμπιεσμένοι			31	Geotechdata.info

Πίνακας (2.3): Προτεινόμενες γωνίες εσωτερικής τριβής ϕ' για αμμώδη εδάφη μέσω της δοκιμής SPT (Geotechdata.info)

Τύπος εδάφους	Ελάχιστη τιμή (°)	Μέγιστη τιμή (°)	Συγκεκριμένη τιμή (°)	$N_{SPT} =$ Χτύποι/300mm
Πολύ χαλαρή			<30	<4
Χαλαρή άμμος	30	35		4-10
Συμπιεσμένη άμμος	35	40		10-30
Πυκνή άμμος	40	45		30-50
Πολύ πυκνή άμμος			>45	>50

2.4.2 Συνεκτικά υλικά ($c' \neq 0$)

Στην περίπτωση όπου έχουμε συνεκτικό υλικό όπισθεν και εμπροσθεν του τοίχου λαμβάνεται υπόψιν στον υπολογισμό των οριζοντίων πλευρικών ωθήσεων ένας συντελεστής c' (kPa) που απευθύνεται στην συνοχή του υλικού.

Συνεπώς για της ενεργητικές ωθήσεις γαιών η οριζόντια ενεργή δύναμη θα είναι:

$$(\sigma_x')_\alpha = (\sigma_z')_\alpha = \sigma_{H\alpha}' = K_\alpha \times \sigma_v' - 2 \times c' \times \sqrt{K_\alpha} = K_\alpha \times \gamma' \times z - 2 \times c' \times \sqrt{K_\alpha} \quad (2.18)$$

Και για την παθητική ώθηση:

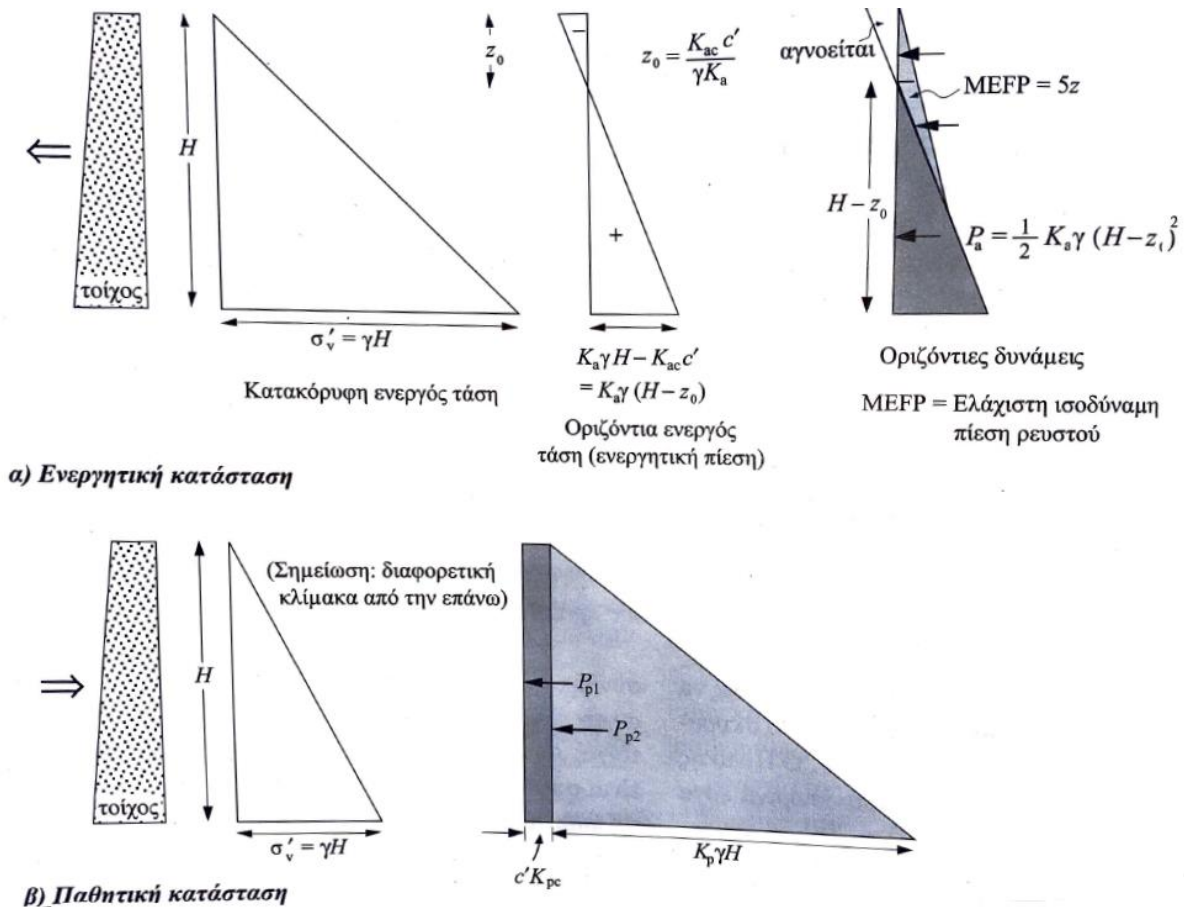
$$(\sigma_x')_p = (\sigma_z')_p = \sigma_{Hp}' = K_p \times \sigma_v' + 2 \times c' \times \sqrt{K_p} = K_p \times \gamma' \times z + 2 \times c' \times \sqrt{K_p} \quad (2.19)$$

Η τιμή της συνοχής c' γενικά είναι μικρή για υπερστερεοποιημένες αργίλους, αλλά μπορεί να επηρεάσει αρκετά τις τάσεις, μειώνοντας τις ενεργητικές και αυξάνοντας τις παθητικές. Ωστόσο, στην ενεργητική πλευρά του τοίχου η εξίσωση 2.18 μπορεί να δώσει αρνητικές τιμές, δηλαδή υπάρχει ένα βάθος που θεωρικά μας δίνει αρνητικές πιέσεις, κάτι που είναι αδύνατο διότι το έδαφος δεν δέχεται εφελκυστικές τάσεις. Γι' αυτόν τον λόγο υπολογίζεται ένα βάθος z_0 ή z_{cr} (m) όπου οι τάσεις πάνω από το σημείο θεωρούνται μηδενικές και δεν λαμβάνονται υπόψιν.

Συνεπώς:

$$z_0 = \frac{2 \times c'}{\gamma \times \sqrt{K_\alpha}} \quad (2.20)$$

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.5, ο τελικός υπολογισμός των συνολικών δυνάμεων που ασκούνται στον τοίχο από τις ενεργητικές και τις παθητικές ωθήσεις γίνεται με τον ίδιο τρόπο που αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα για τα συνεκτικά υλικά (Εξ. 2.14 και 2.15) με σημείο εφαρμογής απόσταση $H_0/3$ από την βάση.



Σχήμα (2.5): Επίδραση του όρου της συνοχής c' . (Barnes 2010)

2.5 Επίδραση απειρομήκου επιφανειακού φορτίου

Τέλος είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι αν υπάρχουν πρόσθετες τάσεις από εξωτερικά φορτία στην επιφάνεια του εδάφους, επιβάλλουν και εκείνες πλευρικές πιέσεις στους τοίχους. Ένα ομοιόμορφα κατανομημένο φορτίο q_s θα συνεισφέρει και στις ενεργητικές και στις παθητικές πλευρικές ωθήσεις.

Στις ενεργητικές θα μεταδώσει μια πλευρική πίεση ίση με:

$$(\sigma'_x)_{qa} = (\sigma'_z)_{qa} = K_a \times q_s \quad (2.21)$$

και η δύναμη που ασκείται είναι ίση με:

$$P_{qa} = K_a \times q_s \times H_0 \quad (2.22)$$

η οποία εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του διαγράμματος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επειδή το διάγραμμα είναι ορθογωνικής κατανομής εφαρμόζεται σε απόσταση $H_0/2$ από την βάση.

Αντίστοιχα στις παθητικές θα μεταδώσει μια πλευρική πίεση ίση με:

$$(\sigma_x')_{qp} = (\sigma_z')_{qp} = K_p \times q_s \quad (2.23)$$

και η δύναμη που ασκείται είναι ίση με:

$$P_{qp} = K_p \times q_s \times H_o \quad (2.24)$$

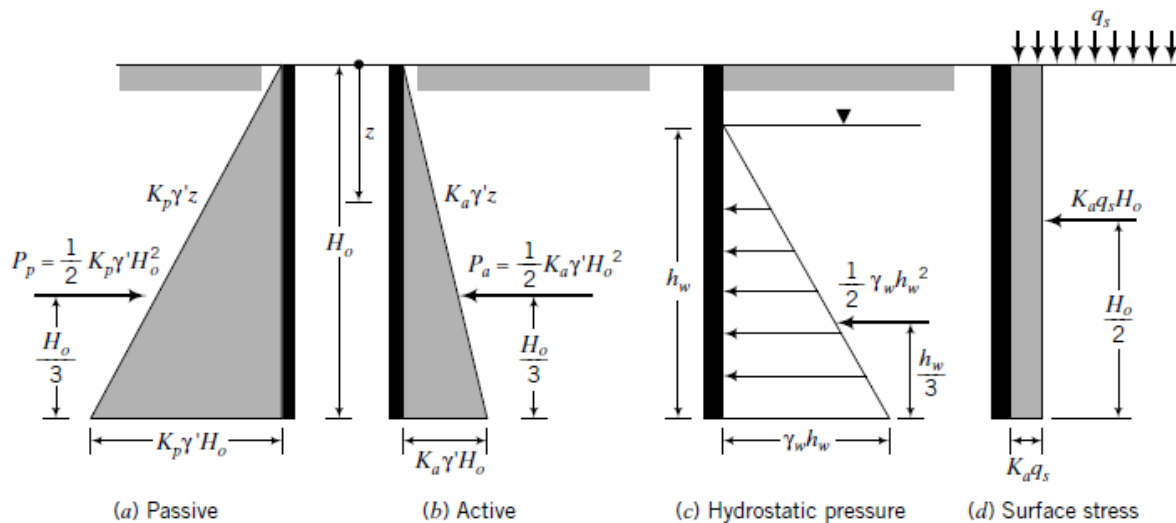
η οποία εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του διαγράμματος. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επειδή το διάγραμμα είναι ορθογωνικής κατανομής εφαρμόζεται σε απόσταση $H_o/2$ από την βάση.

2.6 Συνολικό διάγραμμα ωθήσεων γαιών

Τελικά όπως βλέπουμε και στο σχήμα 2.6, οι ενεργές και οι παθητικές πλευρικές ωθήσεις γαιών λόγω του εδάφους, των υπογείων υδάτων και των ομοιόμορφων επιφανειακών τάσεων σε ένα συνεκτικό υλικό είναι:

$$\text{Για τις ενεργές καταστάσεις: } (\sigma_x)_\alpha = K_\alpha \times \sigma_z' + K_\alpha \times q_s + (u)_\alpha \quad (2.25)$$

$$\text{Για τις παθητικές: } (\sigma_x)_\rho = K_\rho \times \sigma_z' + K_\rho \times q_s + (u)_\rho \quad (2.26)$$



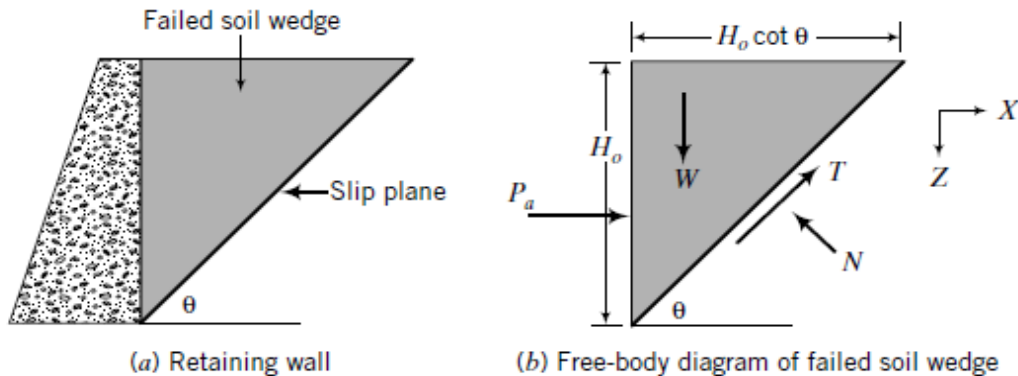
Σχήμα (2.6): Η μεταβολή των ενεργητικών και παθητικών πλευρικών ωθήσεων, της υδροστατικής πίεσης και ενός ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου σε συνεκτικό υλικό. (M.Budhu 2011)

2.7 Θεωρία Coulomb

Η θεωρία Coulomb έχει αναπτυχθεί για μη συνεκτικά υλικά. Επομένως, σύμφωνα με τον Coulomb (1776) μια εδαφική σφήνα βάρους W η οποία περικλείεται από έναν κατακόρυφο τοίχο αντιστήριξης και ολισθαίνει κατά μήκος ενός κεκλιμένου επιπέδου, σχηματίζοντας μια γωνία θ ως προς το οριζόντιο επίπεδο, βρίσκεται σε μια κατάσταση οριακής ισορροπίας. Βρίσκοντας το σημείο όπου ενεργείται η μέγιστη ώθηση, προσδιόρισε και το επίπεδο ολίσθησης.

Οι τρεις βασικές αρχές οριακής ισορροπίας που βασίζεται η μέθοδος Coulomb είναι:

- Η επιλογή ενός βάσιμου μηχανισμού αστοχίας.
- Ο προσδιορισμός των δυνάμεων που δρουν πάνω στην επιφάνεια αστοχίας.
- Η χρήση των εξισώσεων ισορροπίας προκειμένου να προσδιοριστεί η μέγιστη ώθηση.



Σχήμα (2.7): Σφήνα αστοχίας Coulomb (M.Budhu 2011)

Πιο συγκεκριμένα σε έναν λείο κατακόρυφο τοίχο ύψους H_o (Σχήμα 2.7) ο οποίος στηρίζει μια ομοιογενή μάζα εδάφους με ειδικό ξηρό βάρος $\gamma' = \gamma$ και βρίσκεται σε οριζόντια επιφάνεια η οποία ολισθαίνει κατά μία γωνία θ , μπορούμε να βρούμε τις δυνάμεις που ασκούνται σχεδιάζοντας το διάγραμμα ελευθέρου σώματος της σφήνας και λύνοντας το στατικά. Επομένως έχουμε:

$$\Sigma F_x = P + T \times \cos\theta - N \times \sin\theta = 0 \quad (2.27)$$

$$\Sigma F_z = W - T \times \sin\theta - N \times \cos\theta = 0 \quad (2.28)$$

Όπου :

$$\text{Το βάρος της ολισθαίνουσας μάζας: } W = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_o^2 \times \cot\theta \quad (2.29)$$

$$\text{Από την οριακή ισορροπία: } T = N \times \tan\phi' \quad (2.30)$$

Συνεπώς η δύναμη P που ασκείται στον τοίχο είναι:

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_o^2 \times \cot\theta \times \tan(\theta - \phi') \quad (2.31)$$

και η μέγιστη ώθηση ασκείται υπό μία γωνία:

$$\theta = \theta_{cr} = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (2.32)$$

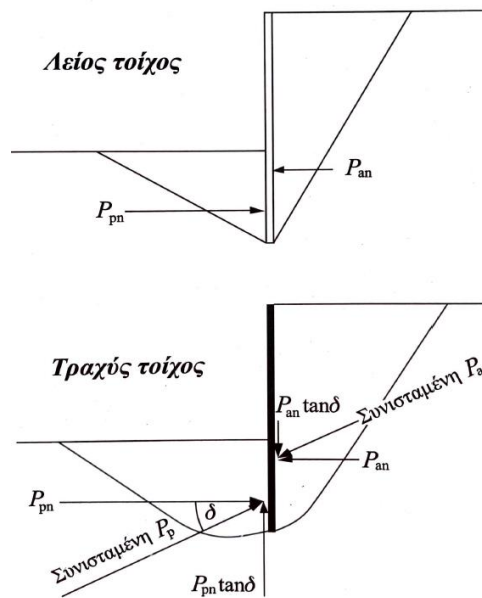
Είναι πολύ σημαντικό να αναφερθεί η περίπτωση που ο τοίχος δεν είναι λείος, αλλά τραχύς και κατά την ολίσθηση της σφήνας προς τα κάτω ή προς τα επάνω αναπτύσσεται μια διατμητική τάση η οποία προκαλεί τριβή και ορίζεται από τον τύπο:

$$f_s = \sigma_H' \times \tan\delta \quad (2.33)$$

Οι αντίστοιχες δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο συνεπώς είναι:

$$\text{Η ενεργητική ώθηση: } P_{an} = P_a \times \tan\delta \quad (2.34)$$

$$\text{Η παθητική ώθηση: } P_{pn} = P_p \times \tan\delta \quad (2.35)$$



Σχήμα (2.8): Επίδραση της τριβής στον τοίχο (Barnes 2010)

2.7.1 Ενεργητική ώθηση Coulomb

Καθώς η σφήνα που αναφέραμε στο προηγούμενο κεφάλαιο ολισθαίνει προς τα κάτω λόγω της βαρύτητας, αναπτύσσεται η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους και στο πίσω μέρος του τοίχου ενεργοποιείται η τριβή με φορά προς τα κάτω. Η ενεργητική ώθηση που ασκείται εξαρτάται από το είδος του εδάφους και την τριβή αναπτύσσεται.

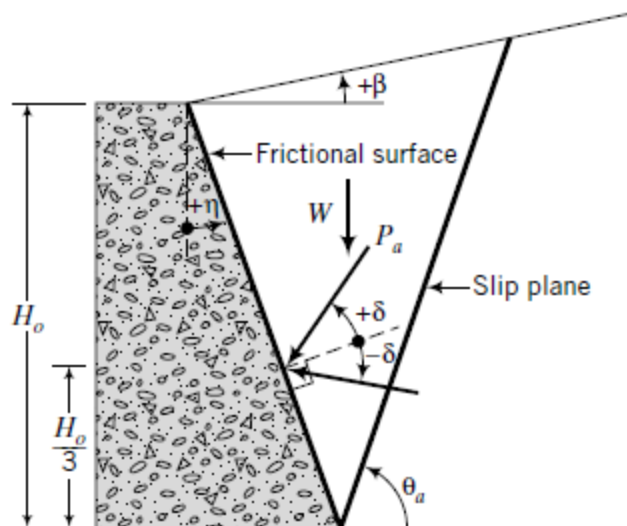
Η ενεργητική δύναμη που ασκείται στον τοίχο είναι:

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_o^2 \times \cot\theta \times \tan(\theta - \phi') = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_o^2 \quad (2.36)$$

Όπου :

$$K_{ac} = \frac{\cos^2(\phi' - \eta)}{\cos^2 \eta \times \cos(\eta + \delta) \times \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' - \beta)}{\cos(\eta + \delta) \times \cos(\eta - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2} \quad (2.37)$$

Το σημείο εφαρμογής της P_a είναι η θέση $H_o/3$ από την βάση του τοίχου στην περίπτωση που υπάρχει ομοιόμορφη κλίση του εδάφους.



Σχήμα (2.9): Τοίχος αντιστήριξης με κεκλιμένη πλάτη, τριβή και κλίση επιφάνειας εδάφους για την χρήση της μεθόδου Coulomb για την ενεργητική κατάσταση (M.Budhu 2011)

2.7.2 Παθητική ώθηση Coulomb

Όταν η ίδια σφήνα εξαναγκάζεται να μετακινηθεί προς τα επάνω, στο πίσω μέρος του τοίχου αναπτύσσεται πάλι η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους και στο πίσω μέρος του τοίχου η τριβή, αλλά αυτή τη φορά με φορά προς τα κάτω. Οι δυνάμεις αυτές τείνουν να αποτρέψουν την ανοδική κίνηση του εδάφους, άρα η παθητική δύναμη που αναπτύσσεται στον τοίχο είναι μεγαλύτερη για ισχυρότερα εδάφη.

Η παθητική δύναμη που ασκείται στον τοίχο είναι:

$$P_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times H_o^2 \times \cot\theta \times \tan(\theta - \phi') = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_o^2 \quad (2.38)$$

Όπου :

$$K_{pC} = \frac{\cos^2(\phi' + \eta)}{\cos^2 \eta \times \cos(\eta - \delta) \times \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\phi' + \delta) \times \sin(\phi' + \beta)}{\cos(\eta - \delta) \times \cos(\eta - \beta)} \right\}^{1/2} \right]^2} \quad (2.39)$$

Το σημείο εφαρμογής της P_p είναι η θέση $H_o/3$ από την βάση του τοίχου στην περίπτωση που υπάρχει ομοιόμορφη κλίση του εδάφους.

Είναι πολύ σημαντικό να σημειωθεί ότι στην θεωρία του Coulomb για τις ωθήσεις ότι:

$$K_{pC} \neq \frac{1}{K_a} \quad (2.40)$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΩΝ ΤΟΙΧΩΝ

3.1 Εισαγωγή

Η κατανομή της δύναμης των ωθήσεων γαιών που αναπτύσσεται σε έναν τοίχο αντιστήριξης εξαρτάται από το μέγεθος της και την κατανομή της πλευρικής παραμόρφωσης του τοίχου. Γι' αυτό στις αντηριδωτές εκσκαφές γίνεται πρώτα η εγκατάσταση ειδικών πασσάλων όπου σχηματίζουν τις παρειές της εκσκαφής. Με την εξέλιξη της εκσκαφής, ταυτόχρονα γίνεται και η τοποθέτηση των αντηρίδων από τις υψηλότερες προς τις χαμηλότερες για να διατηρείται και το πέτασμα των πασσάλων στην θέση του. Η μετατοπίσεις του τοίχου μεγαλώνουν όσο αυξάνεται και το βάθος της εκσκαφής, με την μεγαλύτερη μετατόπιση να υπάρχει στον πυθμένα της εκσκαφής. Ωστόσο, οι μετατοπίσεις αυτές δεν συνάδουν πάντα με τις γνωστές θεωρίες ωθήσεων γαιών.

Τα κρίσιμα στοιχεία σχεδιασμού μιας αντηριδωτής εκσκαφής είναι τα φορτία που δέχονται οι αντηρίδες, τα οποία είναι συνήθως διαφορετικά εξαιτίας των διαφορετικών πλευρικών πιέσεων που δέχονται σε διαφορετικά βάθη και του χρόνου που περνάει μεταξύ των εκσκαφών και της διαδικασίας εγκατάστασης τους. Η αστοχία μιας μόνο αντηρίδας μπορεί να οδηγήσει στην κατάρρευση ολόκληρου του συστήματος και να είναι καταστροφική. Ο υπολογισμός των δυνάμεων που δέχονται οι αντηρίδες γίνεται με δύο τρόπους, ανάλογα με την περίπτωση. Η πρώτη είναι κάποια αριθμητική μέθοδος, όπως η μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων, όπου προτιμάται όταν πρέπει να εξετασθεί η κατασκευαστική ακολουθία μέσω των αναλύσεων των δυνάμεων και των μετατοπίσεων. Η δεύτερη είναι κάποια ημι-εμπειρική, που χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις ρηχών αντηριδωτών εκσκαφών και στον προκαταρκτικό σχεδιασμό βαθιών εκσκαφών. Με αυτήν την περίπτωση θα ασχοληθούμε και σε αυτό το κεφάλαιο, όπου διάφοροι ερευνητές έχουν προτείνει διάφορα διαγράμματα κατανομής των πλευρικών τάσεων, για τον υπολογισμό των φορτίων στις αντηρίδες.

3.2 Περιβάλλουσες ωθήσεων γαιών

Τα φαινομενικά διαγράμματα ωθήσεων που αναπτύχθηκαν από τους Terzaghi και Peck (1967) και τον Peck (1969), παρέχουν την βάση για τα υπόλοιπα διαγράμματα θα αναπτυχθούν σε επόμενο κεφάλαιο. Τα διαγράμματα αυτά δίνουν τα φορτία για τον συντηρητικό σχεδιασμό των αντιστηρίξεων σε τέτοιες εκσκαφές. Τα διαγράμματα αυτά αναπτύχθηκαν για ομογενείς εδαφικές μάζες και χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες:

- a. Χαλαρές άμμοι υπό στραγγισμένες συνθήκες
- b. Σκληρές ως στιφρές αργίλους υπό αστράγγιστες συνθήκες
- c. Μέτριες ως μαλακές αργίλους υπό αστράγγιστες συνθήκες

Ωστόσο έπειτα από το 1969 διάφορες τροποποιήσεις των διαγραμμάτων έχουν προταθεί. Οι δύο βασικότερες είναι:

- I. Ο Henkel (1971) μετέτρεψε την εξίσωση που χρησιμοποιούνταν για να υπολογισθεί η μέγιστη ώθηση κατά Terzaghi και Peck στο διάγραμμα ωθήσεων γαιών για μαλακές ως μέτριες αργίλους. Ο Henkel υπέθεσε έναν μηχανισμό αστοχίας που περιείχε πολύ βαθιές κινήσεις εκσκαφής σε μαλακές ως μέτριες αργίλους, οι οποίες δεν είχαν υπολογισθεί ξανά προηγουμένως από τον Peck το 1969. Οι τιμές του συντελεστή ενεργών ωθήσεων που υπολογίσθηκαν από ανάστροφες αναλύσεις για εκσκαφές σε πολύ μεγάλα βάθη υπέδειξαν ότι η μέθοδος του Peck έδινε έναν μικρότερο σε σχέση με την πραγματικότητα συντελεστή ενεργών ωθήσεων γαιών ενώ η μέθοδος του Henkel προέβλεπε έναν πιο ακριβή συντελεστή ενεργών ωθήσεων.
- II. Στο FHWA-RD-97-130 (1998), προτείνεται μια μεταβολή στην κατανομή των ωθήσεων γαιών στα διαγράμματα που αφορούν άμμους και στιφρές ως σκληρές αργίλους από τους Terzaghi και Peck (1967). Οι ωθήσεις για αγκυρωμένους τοίχους (anchored walls) με εύκαμπτα στοιχεία επηρεάζονται πολύ από την προένταση και τις διαδικασίες κλειδώματος του κάθε αγκυρίου, καθώς συγκεντρώνονται σε κάθε αγκύριο. Το φαινομενικό διάγραμμα ωθήσεων για αγκυρωμένους τοίχους σε εδαφικές μάζες από άμμο και στιφρές ως σκληρές αργίλου προαπαιτεί ότι θα είναι γνωστή η τοποθεσία της τοποθέτησης του υψηλότερου και του χαμηλότερου αγκυρίου. Συνεπώς, η κατανομή των ωθήσεων δεν επηρεάζεται μόνο από το βάθος της εκσκαφής (διαγράμματα Terzaghi και Peck) αλλά και από την τοποθεσία που βρίσκονται τα αγκύρια.

3.3 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Terzaghi και Peck

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, τα διαγράμματα αυτά στην προκειμένη περίπτωση δεν προτείνονται στην αρχική τους μορφή, αλλά παρέχουν το υπόβαθρο για τα διαγράμματα που θα δημιουργηθούν μεταγενέστερα. Αυτά τα διαγράμματα δίνουν την περιβάλλουσα των ωθήσεων γαιών, που έχουν υπολογισθεί με ανάστροφες αναλύσεις από μετρήσεις πεδίου σε φορτία αντιστήριξης, που επιβάλλονται μέσω της εκσκαφής αντιστήριξης. Επίσης τα διαγράμματα δίνουν συντηρητικά φορτία σχεδιασμού. Αυτό σημαίνει ότι εάν ένα φορτίο αντιστήριξης είναι ίσο με το ήδη υπολογισμένο φορτίο από την περιβάλλουσα του διαγράμματος ωθήσεων του πεδίου, τότε τα υπόλοιπα φορτία θα πρέπει απαραίτητα να είναι μικρότερα από τα ήδη υπολογισμένα από το διάγραμμα ωθήσεων.

Τα διαγράμματα που πρότειναν οι Terzaghi και Peck για τις ωθήσεις γαιών έχουν κυρίως ορθογωνικό ή τραπεζοειδές σχήμα (Σχήμα 3.1). Οι μέγιστες τιμές των διαγραμμάτων έχουν υπολογισθεί με βάση των παρακάτω παραγόντων:

- I. Η εκσκαφή πρέπει να είναι μεγαλύτερη από 6 μ. βάθος και σχετικά πλατιά. Οι κινήσεις του τοίχου λαμβάνονται ως αρκετά μεγάλες έτσι ώστε η μέγιστη τιμή της διατμητικής αντοχής του εδάφους να είναι ενεργοποιημένη.

- II. Τα υπόγεια ύδατα λαμβάνονται να είναι κάτω από την βάση της εκσκαφής για αμμώδη εδάφη ενώ δεν θεωρείται σημαντική η στάθμη τους για τις αργιλικά εδάφη. Συγκεκριμένα η φόρτιση λόγω της πίεσης των υδάτων δεν έχει ληφθεί υπόψιν σε αυτές τις αναλύσεις.
- III. Η εδαφική μάζα λαμβάνεται ως ομογενής και οι εδαφικές συνθήκες τους εδάφους κατά την διάτμηση θεωρούνται να είναι στραγγισμένες για τα αμμώδη και αστράγγιστες για τα αργιλικά. Αυτό ισχύει όταν έχουν ληφθεί μόνο βραχυπρόθεσμα φορτία.
- IV. Τα διαγράμματα των φορτίων (Σχήμα 3.1) εφαρμόζονται μόνο στο κομμάτι του τοίχου που εκτίθεται στην εκσκαφή και όχι στο κομμάτι που είναι εμπηγμένο κάτω από την βάση της εκσκαφής.

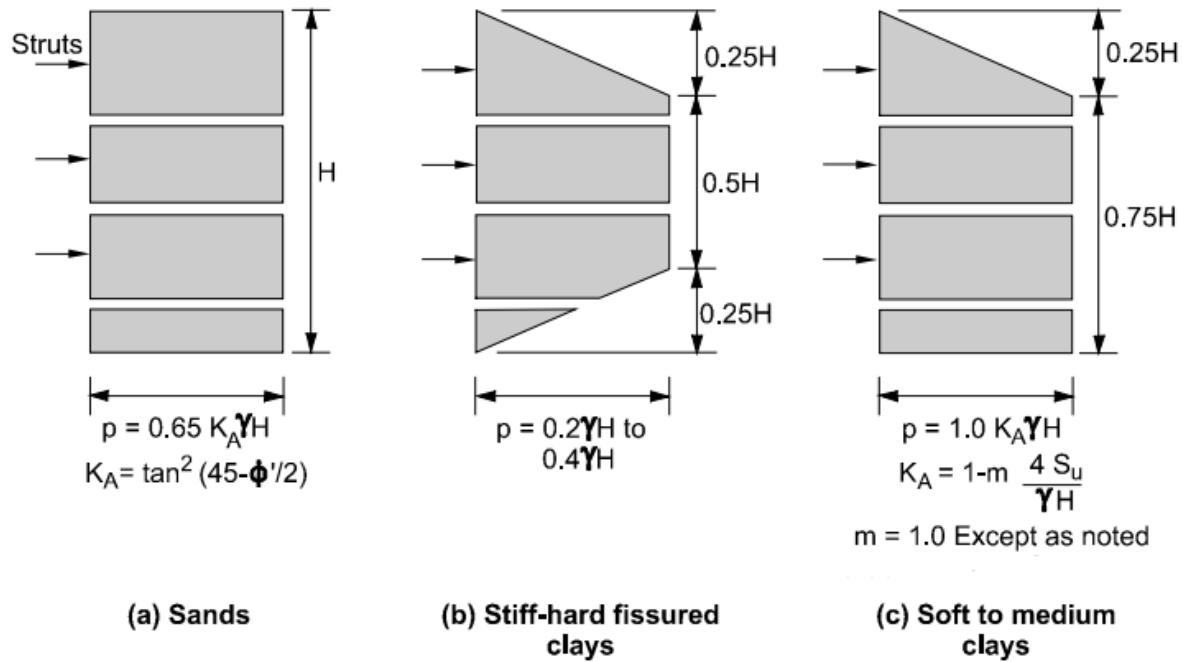
Για τις αργίλους, η περιβάλλουσα του διαγράμματος των ωθήσεων σχετίζεται με έναν αριθμό ευστάθειας, N_s , όπου είναι ίσος με:

$$N_s = \frac{\gamma \times H}{s_u} \quad (3.1)$$

Όπου:

- γ (kN/m^3) : είναι το ολικό ειδικό βάρος του αργιλικού εδάφους
- s_u (kPa): είναι η μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αργιλικού εδάφους κάτω από την βάση της εκσκαφής
- H (m): είναι το ύψος της εκσκαφής

Όπως φαίνεται και στα διαγράμματα στο (Σχήμα 3.1) που έχουν δημιουργηθεί για τις αργίλους, παρατηρούνται διαφορές ανάμεσα στις πιέσεις που δέχονται τα εδάφη με σχετικά χαμηλή τιμή του N_s (δηλ. στιφρές ως σκληρές αργίλους) και στα εδάφη με σχετικά υψηλές τιμές του N_s (δηλ. μαλακές ως μέτριες αργίλους).



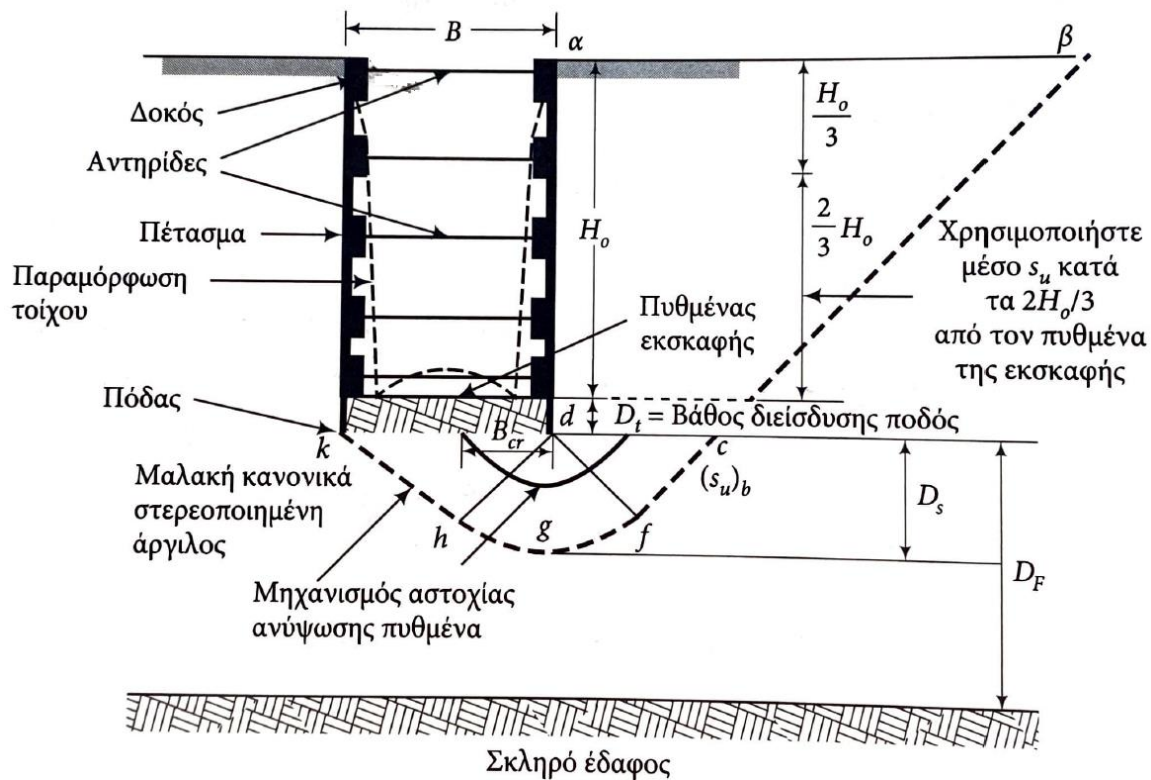
Σχήμα (3.1): Περιβάλλουσες διαγραμμάτων ωθήσεων κατά Terzaghi και Peck (από Sabatini et.al 1999)

Αναλυτικότερα για τον υπολογισμό των μέγιστων δυνάμεων που δέχονται οι αντηρίδες σε μια εκσκαφή σε αργιλικό έδαφος μέσω των διαγραμμάτων, λαμβάνονται υπόψιν κι άλλοι όροι και συντελεστές. Ειδικότερα, στην περίπτωση που το έδαφος στον πυθμένα της εκσκαφής είναι μαλακό, δηλαδή η άργιλος είναι κανονικά στερεοποιημένη, υπάρχει πιθανότητα ανύψωσης του. Αυτό μπορεί να συμβεί διότι η επιφόρτιση που προκαλείται από το έδαφος πάνω από τον πυθμένα της εκσκαφής μπορεί να υπερβεί την φέρουσα ικανότητα της στερεοποιημένης άργιλου, οπότε να δημιουργηθεί ανύψωση. Υπάρχουν δυο μηχανισμοί αστοχίας ανύψωσης του πυθμένα και φαίνονται στο σχήμα 3.2. Ο ένας προτάθηκε από τους ερευνητές Bjerrum και Eide (1956) ενώ ο άλλος από τον Henkel (1971). Οι Bjerrum και Eide πρότειναν και έναν φαινομενικό συντελεστή ασφαλείας $((FS)_{heave})$ έναντι ανύψωσης του πυθμένα, όπου θεωρούν την εκσκαφή ως ένα θεμέλιο πλάτους B και βάθους έμπηξης H_0 . Αν $(FS)_{heave} < 1.5$, τότε το πέτασμα θα πρέπει να επεκταθεί κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής για περισσότερη ευστάθεια.

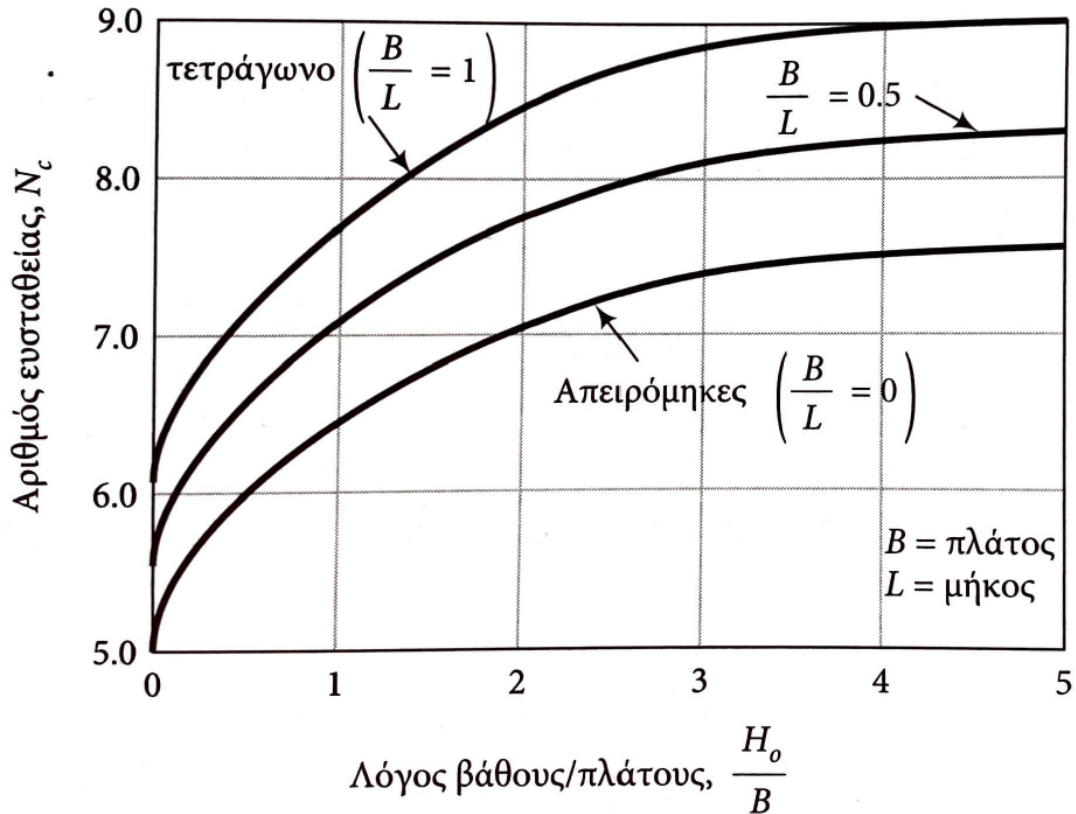
$$(FS)_{heave} = N_c \times \frac{(S_u)b}{\gamma \times H_0 + q_s} \quad (3.2)$$

Όπου:

- N_c : συντελεστής φέρουσας ικανότητας συναρτήσεως του πλάτους B , μήκους L και του βάθους έμπηξης H_0 της εκσκαφής (Σχ. 3.3).
- $(S_u)_b$ (kPa): η μέση αστράγγιστη αντοχή σε όλο το βάθος κάτω από τον πόδα του πετάσματος
- γ (kN/m³): είναι το ολικό ειδικό βάρος του αργλικού εδάφους
- H_0 (m): είναι το βάθος έμπηξης του τοίχου
- q_s (kPa): η πρόσθετη επιφόρτιση που μπορεί να υπάρχει στην επιφάνεια $\alpha\beta$



Σχήμα (3.2): Αντηριδωτή εκσκαφή (M.Budhu 2011)



Σχήμα (3.3): Αριθμός ευστάθειας N_c (M.Budhu 2011)

Τέλος, σημαντική ιδιαιτερότητα παρουσιάζει ο υπολογισμός της φαινομενικής πλευρικής ώθησης στην περίπτωση των μαλακών αργίλων (Σχ. 3.1c). Στην πραγματικότητα ο υπολογισμός του συντελεστή ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων K_A υπολογίζεται με βάση τον τύπο 3.3.

$$K_A = \left(1 - \frac{4 \times s_u}{\gamma \times H_0 + q_s}\right) + \frac{2\sqrt{2}D_s}{H_0} \left[1 - \frac{5.14 \times (s_u) b}{\gamma \times H_0 + q_s}\right] \quad (3.3)$$

Και:

- $D_s = \frac{B}{\sqrt{2}}$ εάν $D_F > D_s$
- $D_s = D_F$ εάν $D_F < D_s$

Ο πρώτος όρος της εξίσωσης 3.3 αντιπροσωπεύει την τιμή του συντελεστή K_A , στην περίπτωση της οριακής ισορροπίας όπου το πάχος της επιφάνειας αστοχίας $D_s=0$. Στην περίπτωση όπου υπάρχει αστοχία, το s_u παίρνει την τιμή της μέσης αστράγγιστης διατμητικής αντοχής που λαμβάνεται σε βάθος $H_0/3$ από την επιφάνεια του εδάφους και φτάνει ως την βάση της εκσκαφής. Ο δεύτερος όρος που αντιπροσωπεύει την συνιστώσα της πλευρικής πίεσης λόγω της ανύψωσης, στην περίπτωση που είναι αρνητικός δεν λαμβάνεται υπόψιν στον τελικό υπολογισμό.

3.4 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για άμμους κατά Sabatini

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενο κεφάλαιο, για τις άμμους ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_α (κατά Rankine) είναι ίσος με:

$$K_\alpha = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (3.4)$$

Όπου ϕ' η ενεργή γωνία τριβής της άμμου.

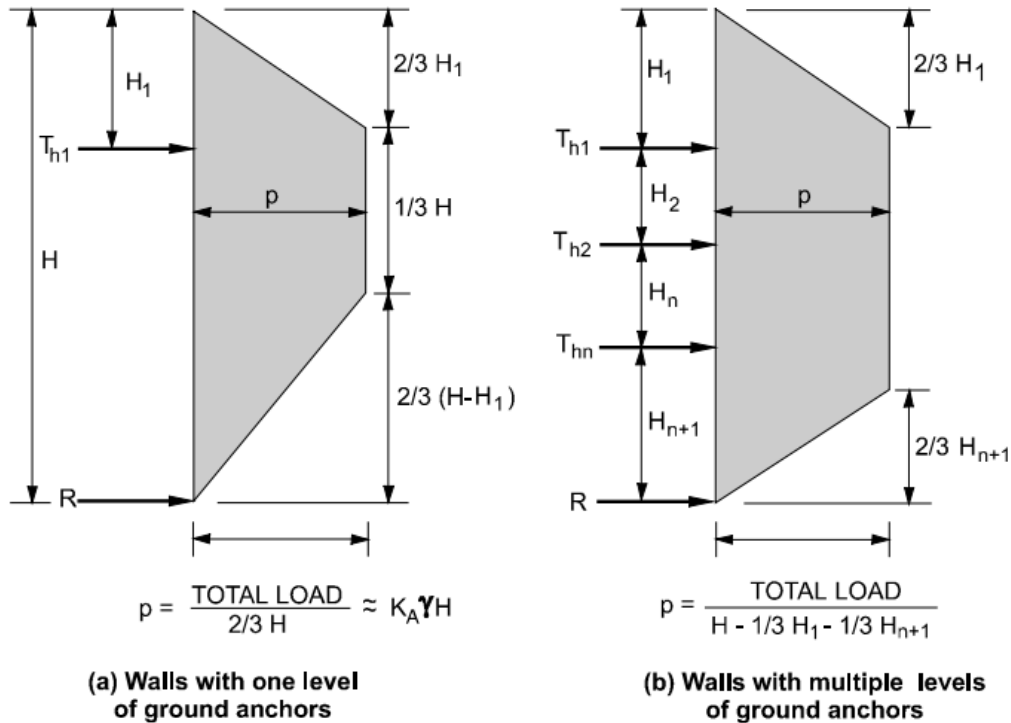
Στο Σχήμα 3.1 παρατηρείται επίσης ότι η συνολική οριζόντια δύναμη ορθογωνικής κατανομής που δέχεται ο τοίχος λόγω του αμμώδους εδαφικού υλικού είναι:

$$p = 0.65 \times K_\alpha \times \gamma \times H \quad (3.5)$$

Στην περίπτωση που ο τοίχος είναι αγκυρωμένος, με 1 αγκύριο (Σχήμα 3.4a) ή με 2 αγκύρια και παραπάνω (Σχήμα 3.4b), τα διαγράμματα ωθήσεων είναι τραπεζοειδούς μορφής όπως φαίνεται στο σχήμα 3.4, όπου:

- H_1 : Η απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους ως το ανώτερο αγκύριο
- H_{n+1} : Η απόσταση από την βάση της εκσκαφής ως το κατώτερο αγκύριο
- T_{hi} : Η οριζόντια δύναμη στο αγκύριο i
- R : Η δύναμη αντίστασης του υποβάθρου
- p : Η μέγιστη τιμή του διαγράμματος
- $P = 0.65 \times K_\alpha \times \gamma \times H^2$: το ολικό φορτίο (εμβαδόν της περιβάλλουσας ωθήσεων)

Στην περίπτωση $p = P / [(2/3)H]$ το διάγραμμα χρησιμοποιείται όταν έχουμε τοίχους αντιστήριξης οι οποίοι έχουν μόνο ένα αγκύριο, ενώ στην περίπτωση όπου $p = P / [H - (1/3)H - (1/3)H_{n+1}]$ χρησιμοποιείται το διάγραμμα για περισσότερα αγκύρια (2 και πάνω).



Σχήμα (3.4): Φαινομενικά διαγράμματα ωθήσεων για άμμους με αγκύρια (από Sabatini et.al 1999)

Σε αντίθεση με το ορθογωνικό διάγραμμα των Terzaghi και Peck, τα διαγράμματα που προτείνονται εδώ προαπαιτούν να είναι γνωστή η τοποθεσία του ανώτερου και του κατώτερου αγκυρίου έτσι ώστε να σχεδιαστεί το αντίστοιχο διάγραμμα ωθήσεων. Το τραπεζοειδές είναι κατάλληλο από το ορθογωνικό διότι:

- I. οι ωθήσεις γαιών συγκεντρωμένες στο κάθε στο σημείο που έχει τοποθετηθεί το κάθε αγκύριο λόγω αψιδωτής διανομής των τάσεων.
- II. Η μηδενική πίεση στην επιφάνεια του εδάφους είναι κατάλληλη για τις άμμους (δεδομένου ότι δεν υπάρχει κάποιο εξωτερικό φορτίο εκεί)
- III. Η δύναμη των ωθήσεων αυξάνεται από την επιφάνεια του εδάφους ως το σημείο που είναι τοποθετημένο το υψηλότερο αγκύριο
- IV. Για μέτρια πυκνές ως πολύ πυκνές άμμους, οι ωθήσεις μειώνονται κάτω από την τοποθεσία του χαμηλότερου αγκυρίου εξαιτίας της παθητικής αντοχής που δημιουργείται κάτω από την βάση της εκσκαφής.

Αυτά τα διαγράμματα είναι κατάλληλα για βραχυπρόθεσμες αλλά και μακροπρόθεσμες φορτίσεις σε άμμους. Οι υδροστατικές και άλλες επιβαρυντικές πιέσεις μπορούν να προστεθούν σαφώς στο διάγραμμα έτσι ώστε να υπολογιστεί η ολική πλευρική φόρτιση στον τοίχο.

3.5 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για στιφρές ως σκληρές αργίλους κατά Sabatini ($N_s < 4$)

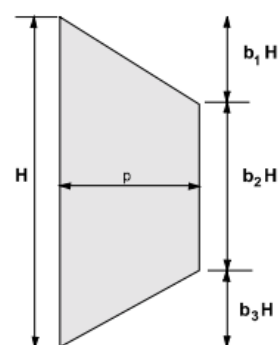
3.5.1 Προσωρινές συνθήκες

Αν και σε αυτό το κεφάλαιο προτείνονται οι περιβάλλουσες των ωθήσεων γαιών για προσωρινές συνθήκες εκσκαφών σε στιφρές ως σκληρές αργίλους, η τελική επιλογή των διαγραμμάτων για τον σχεδιασμό πρέπει να είναι βασισμένη σε προηγούμενες πετυχημένες περιπτώσεις που έχουν διεξαχθεί σε παρόμοια εδάφη. Είναι πολύ βασική η αναφορά σε προηγούμενες πετυχημένες περιπτώσεις, διότι οι ωθήσεις γαιών σε τέτοια εδάφη είναι περισσότερο επηρεασμένες από το βάθος ρηγμάτωσης λόγω συνοχής της αργίλου και της πιθανής μείωσης της δύναμης της κατά την πάροδο του χρόνου, και όχι αναγκαία από την διατμητική αντοχή της αδιατάρακτης αργίλου.

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συνοπτικά εμπειρικά διαγράμματα περιβαλλουσών ωθήσεων γαιών για στιφρές ως σκληρές αργίλους. Αν και πολλές παραλλαγές από τις περιβάλλουσες των διαγραμμάτων έχουν χρησιμοποιηθεί στη πράξη, μια σύγκριση των περιβαλλουσών που μπορούν να αναπτυχθούν χρησιμοποιώντας τις κατάλληλες πληροφορίες από τον πίνακα 3.1, υποδηλώνει ότι το εύρος του συνολικού φορτίου είναι παρόμοια για κάθε περιβάλλουσα των διαγραμμάτων. Η πιο σημαντική λεπτομέρεια είναι ότι το διπλάσιο φορτίο πρέπει να είναι αποδεκτό από τα αντίστοιχα συστήματα που έχουν σχεδιαστεί χρησιμοποιώντας ένα διάγραμμα βασισμένο σε ένα εύρος τιμών από την μέγιστη πλευρική πίεση σε σύγκριση με άλλα συστήματα που έχουν σχεδιαστεί χρησιμοποιώντας το ελάχιστο εύρος της μέγιστης πλευρικής πίεσης. Η επιλογή της μέγιστης τιμής της πλευρικής πίεσης γι' αυτό πρέπει να είναι βασισμένη σε προηγούμενες εμπειρίες με εκσκαφές που έχουν διεξαχθεί σε παρόμοια εδάφη.

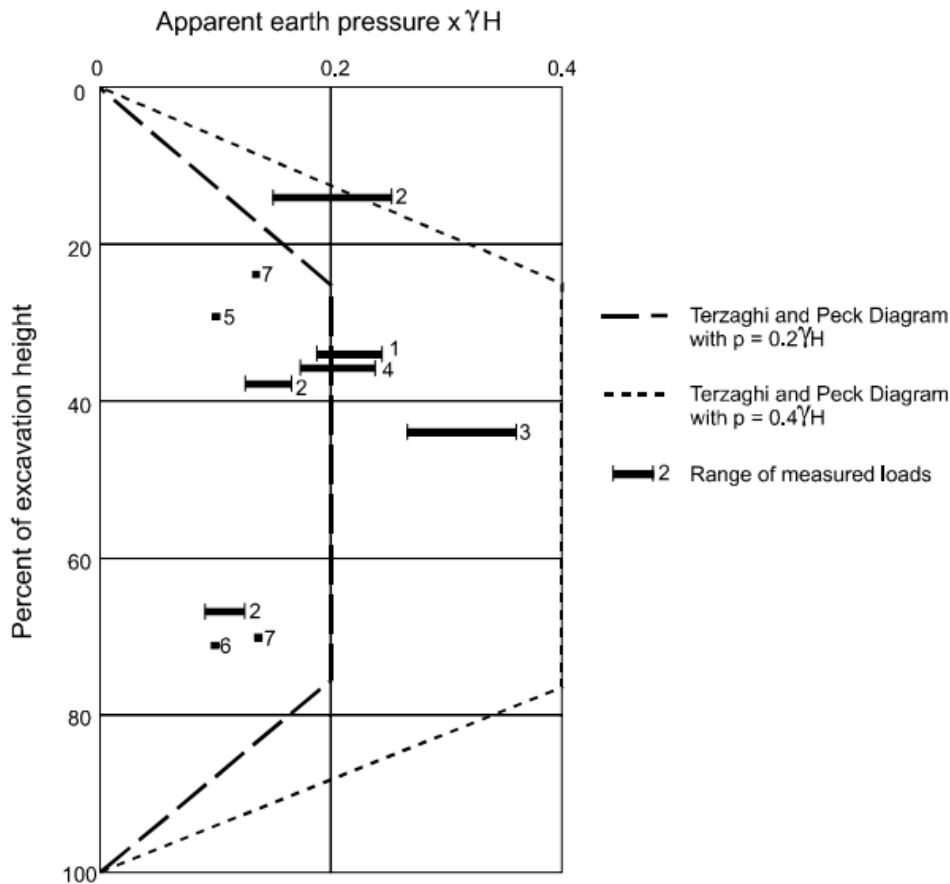
Reference	b_1	b_2	b_3	Range of maximum pressure ordinate, p	Total load
Terzaghi and Peck (1967)	0.25	0.50	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
Schnabel (1982)	0.20	0.60	0.20	$0.2\gamma H^{(1)}$	$0.16\gamma H^2$
Winter (1990)	0.20	0.60	0.20	$0.2\gamma H - 0.32\gamma H^{(1)}$	$0.16\gamma H^2 - 0.26\gamma H^2$
Ulrich (1989)	0.25	0.50	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
FHWA-RD-75-130 (1976)	0	1.0	0	$0.15\gamma H - 0.30\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
This work ⁽²⁾	$0.17^{(3)}$	0.66	$0.17^{(4)}$	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2$

- Notes: (1) Assumes $\gamma = 19.6 \text{ kN/m}^3$
 (2) Diagram for multiple levels of ground anchors
 (3) Assumes $H_1 = H/4$ (see figure 27)
 (4) Assumes $H_{n+1} = H/4$ (see figure 27)



Πίνακας (3.1): Σύνοψη των τραπεζοειδών διαγραμμάτων ωθήσεων για προσωρινές εκσκαφές σε στιφρές ως σκληρές αργίλους (από Sabatini et.al 1999)

Για τους Terzaghi και Peck το διάγραμμα ωθήσεων γαιών για προσωρινά φορτία σε στιφρές ως σκληρές σχιστώδεις αργίλους (Σχήμα 3.1 b), η μέγιστη τιμή της δύναμης p , του διαγράμματος κυμαίνεται από $0.2\gamma H$ ως $0.4\gamma H$. Γι' αυτό, το συνολικό φορτίο γι' αυτό το διάγραμμα είναι από $0.15\gamma H^2$ ως $0.30\gamma H^2$. Θεωρώντας ένα ολικό ειδικό βάρος για μια στιφρή ως σκληρή άργιλο ίσο με 20 kN/m^3 , το συνολικό φορτίο του διαγράμματος είναι από $3H^2$ ως $6H^2$, όπου H είναι σε μέτρα και το ολικό φορτίο σε kN/m ανά μέτρο του τοίχου. Ο Ulrich (1989) παρουσίασε διάφορες μετρήσεις φορτίων από αγκυρώσεις εδάφους για επτά προσωρινούς τοίχους αντιστήριξης σε εκσκαφή, πέντε εκ των οποίων ήταν χτισμένοι σε υπερστερεοποιημένα εδάφη στο Χιούστον, στην ευρύτερη περιοχή του Τέξας. Για κάθε εκσκαφή, ο υπολογισμένος αριθμός ευστάθειας N_s ήταν μικρότερος από 4. Τα φορτία που μετρήθηκαν απεικονίζονται στο Σχήμα 2.5. Σε όλες εκτός από μια περίπτωση (για παράδειγμα, Τοποθεσία 3), η μέγιστη τιμή της περιβάλλουσας κυμαίνεται ακριβώς από $0.1\gamma H$ έως $0.25\gamma H$. Αυτές οι μέγιστες τιμές των πιέσεων αντιστοιχούν στο συνολικό φορτίο με την χρήση των διαγραμμάτων των Terzaghi και Peck του $1.5H^2$ ως $3.75H^2$, αντίστοιχα. Για την τοποθεσία 3, η περιβάλλουσα του διαγράμματος των ωθήσεων ήταν μεταξύ $0.25\gamma H$ και $0.35\gamma H$. Αυτές οι μέγιστες τιμές των πιέσεων αντιστοιχούν στο συνολικό φορτίο με την χρήση των διαγραμμάτων των Terzaghi και Peck του $3.75H^2$ ως $5.25H^2$, αντίστοιχα.



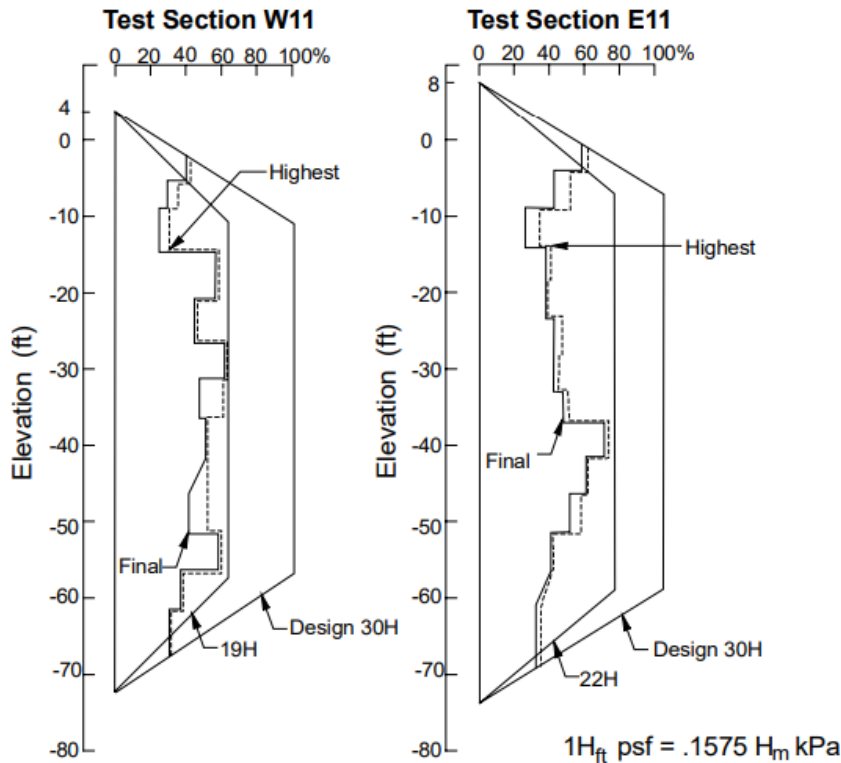
Σχήμα (3.5): Υπολογισμένα φορτία αγκυρίων για τα επτά έργα (κατά Ulrich, 1989,) (από Sabatini et.al 1999)

Ο Winter (1990) παρουσίασε για μία βαθιά εκσκαφή 32 μέτρων στο Σιάτλ τα διάφορα υπολογισμένα φορτία των αγκυρίων. Τα πρωτογενή εδάφη στήριξης της εκσκαφής αποτελούνταν από έντονα υπερστερεοποιημένες ιλύες και αργίλους. Τα φορτία σχεδιασμού των εδαφικών αγκυρίων υπολογίστηκαν μέσω τραπεζοειδών περιβαλλουσών διαγραμμάτων ωθήσεων, των οποίων η πίεση αυξανόταν γραμμικά από το μηδέν στην κορυφή του τοίχου μέχρι την μέγιστη πίεση πάνω από το ανώτερο 20% καθ' ύψους του τοιχώματος, και μειώνεται γραμμικά από το από το χαμηλότερο 20% καθ' ύψος του τοίχου μέχρι το μηδέν στην βάση της εκσκαφής. Για να υπολογιστούν οι πραγματικές πιέσεις σε έναν τοίχο, τα αγκύρια ασφαλίστηκαν στο 50% του φορτίου σχεδιασμού τους. Ο σκοπός του χαμηλότερου ποσοστού του φορτίου ήταν να σχηματιστεί μια κατάσταση όπου τα αγκύρια θα χρειάζεται να αντισταθούν σε πραγματικά φορτία και όχι μόνο σε προεντεταμένα. Χωρίς τα χαμηλότερα φορτία ασφάλισης, τα πραγματικά φορτία θα πρέπει να είναι υψηλότερα από τις τιμές σχεδιασμού για να καταγραφούν στις συσκευές μέτρησης του φορτίου.

Στο σχήμα 3.6 φαίνονται:

- α) οι μετρήσεις του πειράματος που έκανε ο Winter (1990),
- β) η περιβάλλουσα σχεδιασμού και
- γ) η περιβάλλουσα βάσει των μετρήσεων, όπου στον οριζόντιο άξονα είναι το % επί της μέγιστης ώθησης σχεδιασμού

Το διάγραμμα της δύναμης σχεδιασμού έχει την μέγιστη πίεση ίση με $30H$ psf (H σε ft). Το πραγματικό διάγραμμα των ωθήσεων για δύο δοκιμαστικά τμήματα ήταν $19H$ psf και $22H$ psf (H σε ft), υποδεικνύοντας ότι οι πραγματικές πιέσεις ήταν 65% ως 75% των τιμών σχεδιασμού.



Σχήμα (3.6): Περιβάλλουσες ωθήσεων σε τοίχους (κατά Winter, 1990,) (από Sabatini et.al 1999)

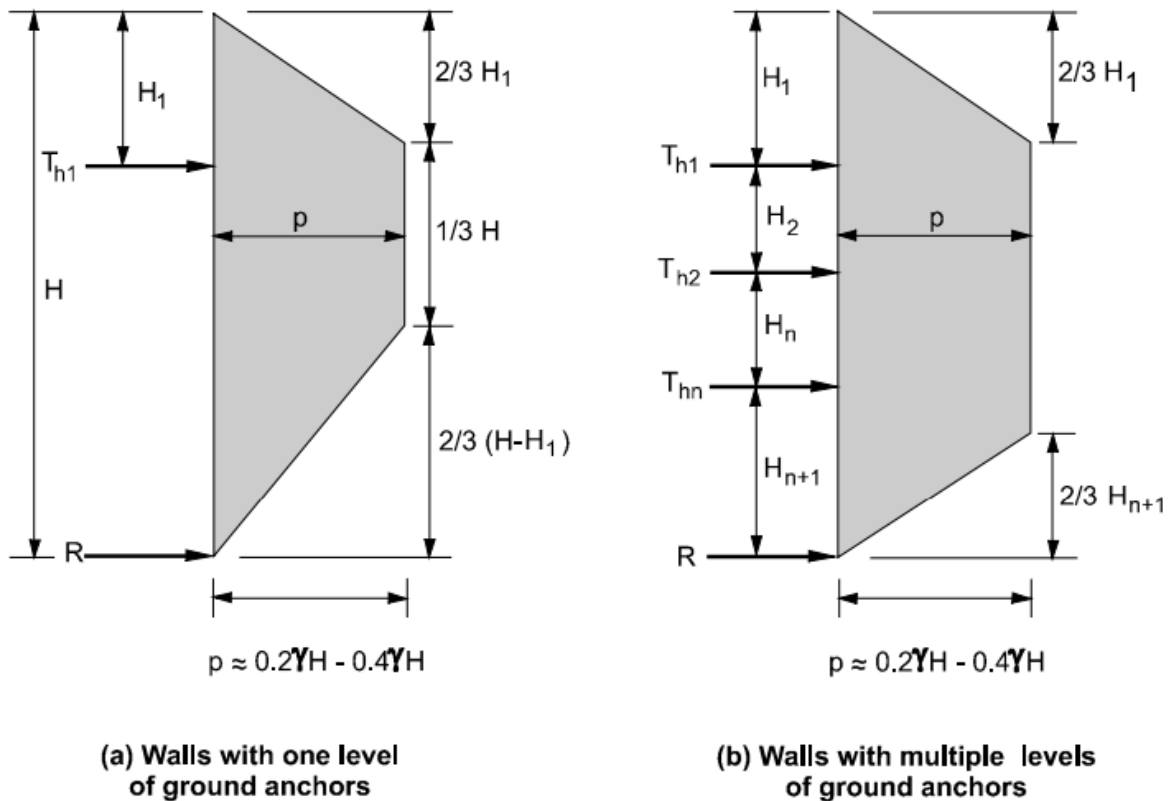
Τα αποτελέσματα αυτά υποδεικνύουν ότι παρόλο που το συνολικό φορτίο των περιβαλλουσών των διαγραμμάτων ωθήσεων γαιών με μέγιστη τιμή $0.2\gamma H$ αντιπροσωπεύει μια κατώτερη οριακή τιμή για τα διαγραμμάτων των Terzaghi και Peck, τα υπολογισμένα φορτία από αυτά τα πραγματικά έργα βρίσκονται με βάση αυτήν την κατώτερη τιμή. Τα συνολικά φορτία που έχουν

ληφθεί από τις περιβάλλουσες των διαγραμμάτων με μέγιστη τιμή πίεσης $0.4\gamma H$ είναι συντηρητικά. Το προτεινόμενο διάγραμμα ωθήσεων γαιών για προσωρινές εκσκαφές σε έδαφος από στιφρές ως σκληρές αργίλους (με αριθμό ευστάθειας $N_s \leq 4$) φαίνεται στο σχήμα 3.7. Η μέγιστη τιμή της δύναμης p , θα πρέπει να συνάδει με ένα συνολικό φορτίο από το διάγραμμα που είναι ίσο με $3H^2$ ως $6H^2$ kN/m ανά μέτρο τοίχου. Μερικοί ερευνητές έχουν αναπτύξει άλλα, παρόμοια σχήματος, αλλά εναλλακτικά διαγράμματα ωθήσεων γαιών για εδάφη αποτελούμενα από στιφρές ως σκληρές αργίλους. Αυτά τα εναλλακτικά διαγράμματα ωθήσεων μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν δεδομένου ότι το συνολικό φορτίο για το διάγραμμα είναι τουλάχιστον $3H^2$ kN/m ανά μέτρο τοίχους, το οποίο είναι και το ελάχιστο φορτίο που είναι προτεινόμενο για κάθε περίπτωση. Αν η περιβάλλουσα ενός διαγράμματος ωθήσεων με ένα συνολικό φορτίο μικρότερο ή περίπου ίσο με $3H^2$ ως $4H^2$ kN/m ανά μέτρο τοίχου, προτείνεται για έναν προσωρινό τοίχο αντιστήριξης που θα χρησιμοποιηθεί για πειραματική εφαρμογή όπου ο υπεύθυνος μηχανικός θα πρέπει να έχει τα απαραίτητα δεδομένα των επιδόσεων που θα αποδεικνύουν ότι μια τέτοια περιβάλλουσα έχει χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σε άλλα αγκυρωμένα συστήματα που έχουν κατασκευαστεί σε παρόμοιο έδαφος που υπόκειται σε παρόμοιες καταπονήσεις.

Η περιβάλλουσα του διαγράμματος ωθήσεων για στιφρές ως σκληρές αργίλους υπό προσωρινές συνθήκες φόρτισης θα έπρεπε να χρησιμοποιείται μόνο όταν οι προσωρινές συνθήκες είναι από μια ελεγχόμενη σύντομη περίοδο και δεν υπάρχει καθόλου νερό ενδιάμεσα. Αν αυτές οι συνθήκες δεν πληρούνται, τότε θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η περιβάλλουσα για μακροχρόνιες συνθήκες φόρτισης όπου θα χρησιμοποιούνται και να εκτιμηθούν διάφοροι παράμετροι για αστράγγιστες συνθήκες. Για τα διαγράμματα που χρησιμοποιούνται στις μόνιμες συνθήκες φόρτισης σε στιφρές ως σκληρές αργίλους θα αναφερθούμε σε επόμενο κεφάλαιο.

Στην περίπτωση που ο τοίχος είναι αγκυρωμένος, με 1 αγκύριο (Σχήμα 3.7a) ή με 2 αγκύρια και παραπάνω (Σχήμα 3.7b), τα διαγράμματα ωθήσεων είναι τραπεζοειδούς μορφής όπως φαίνεται στο σχήμα 3.7, όπου

- H_1 : Η απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους ως το ανώτερο αγκύριο
- H_{n+1} : Η απόσταση από την βάση της εκσκαφής ως το κατώτερο αγκύριο
- T_{hi} : Η οριζόντια δύναμη στο αγκύριο i
- R : Η δύναμη αντίστασης του υποβάθρου
- p : Η μέγιστη τιμή του διαγράμματος
- $P = 3H^2 - 6H^2$ (kN/m/μέτρο τοίχου): Ολικό φορτίο (εμβαδόν της περιβάλλουσας ωθήσεων)



Σχήμα (3.7): Περιβάλλουσες διαγραμμάτων ωθήσεων για στιφρές ως σκληρές αργίλους (από Sabatini et.al 1999)

3.5.2 Μόνιμες συνθήκες

Το αρχικό διάγραμμα ωθήσεων των Terzaghi και Peck για στιφρές ως σκληρές αργίλους είχε αναπτυχθεί στην αρχή για προσωρινές συνθήκες φόρτισης. Το διάγραμμα αυτό και τα υπόλοιπα που αναπτύχθηκαν μεταγενέστερα είναι βασισμένα στον πίνακα 3.1 που είδαμε σε προηγούμενη υποενότητα, έχουν χρησιμοποιηθεί επίσης για τον σχεδιασμό μονίμων συστημάτων αγκύρωσης τοίχων. Ωστόσο, υπάρχουν δυσκολίες στην χρήση των ωθήσεων γαιών που σχετίζονται με τις προσωρινές συνθήκες φόρτισης σε στιφρές ως σκληρές αργίλους για τον σχεδιασμό τοίχων σε μόνιμες συνθήκες φόρτισης. Συγκεκριμένα, η εκσκαφή προκαλεί περίσσιο νερό από τους πόρους της αργίλου λόγω της πίεσης στο έδαφος το οποίο δρα αρνητικά. Έτσι δημιουργείται προσωρινά στο έδαφος μεγαλύτερη διατμητική αντοχή από ό,τι μπορεί να αντέξει μακροπρόθεσμα. Το έδαφος πίσω και μπροστά από τον τοίχο (δηλ. στην βάση της εκσκαφής) υφίσταται αποφόρτιση στην οποία το έδαφος ανταποκρίνεται με άντληση νερού, με αποτέλεσμα την αποδυνάμωση του εδάφους με την πάροδο του χρόνου. Η αποδυνάμωση σε ορισμένες περιοχές γύρω από τον τοίχο σε κατάσταση μακροχρόνιας (δηλ. στραγγισμένης) ισορροπίας μπορεί να

συμβεί γρήγορα μετά την κατασκευή του. Η ανάπτυξη ρωγμών στην επιφάνεια λόγω της έντασης και η πιθανή παρουσία αμμωδών ή ιλυωδών στρωμάτων ή ρωγμών και σχισμών συμβάλουν στην αύξηση του ρυθμού με τον οποίο μπορεί να συμβαίνει η αποδυνάμωση του εδάφους.

Με βάση τα παραπάνω, οι ωθήσεις γαιών που συνδέονται με μακροχρόνιες συνθήκες αποστράγγισης για εκσκαφές σε στιφρές ως σκληρές σχιστολιθικές αργίλους μπορεί να είναι μεγαλύτερες από εκείνες που υπολογίζονται με βάσεις τις περιβάλλουσες των διαγραμμάτων για τις προσωρινές συνθήκες. Η συνολική δύναμη που προκύπτει από τον υπολογισμό με τη χρήση του διαγράμματος ωθήσεων για προσωρινές συνθήκες, μπορεί να συγκριθεί με την συνολική προκύπτουσα δύναμη που σχετίζεται με την προτεινόμενη περιβάλλουσα της πίεσης για στιφρές ως σκληρές αργίλους, λαμβάνοντας μία συνολική δύναμη ίση με $0.65K_A\gamma H^2$, όπου το K_A βασίζεται στην γωνία τριβής του αργιλικού εδάφους. Για τις περισσότερες εφαρμογές αγκυρωμένων τοίχων, η γωνία τριβής της αποστράγγισης πρέπει να αντιστοιχεί πλήρως στην γωνία τριβής της αποδυνάμωσης. Η μεγαλύτερη από τις δυνάμεις που προκύπτουν από τα δυο διαγράμματα θα είναι και αυτή που θα χρησιμοποιηθεί στον σχεδιασμό. Για παράδειγμα, για μια πλήρως μαλακή γωνία τριβής σε στραγγισμένες συνθήκες περίπου 39° , οδηγεί σε μια ισοδύναμη συνολική δύναμη με την περιβάλλουσα κατά Terzaghi και Peck ίση με $0.2\gamma H$ μέγιστη πίεση. Ενώ για μία γωνία τριβής σε στραγγισμένες συνθήκες ίση με 22° , η ισοδύναμη ολική δύναμη με την περιβάλλουσα κατά Terzaghi και Peck ίση με $0.4\gamma H$.

3.6 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών για μαλακές ως μέτριες αργίλους κατά Sabatini ($N_s > 4$)

Προσωρινοί και μόνιμοι αγκυρωμένοι τοίχοι μπορούν να κατασκευαστούν σε εδάφη από μαλακές ως μέτριο αργίλους (δηλ. ο αριθμός ευστάθειας $N_s > 4$) εάν η στρώση όπου θα σχηματιστεί η σύνδεση των αγκυρών βρίσκεται σε ένα εύλογο βάθος κάτω από το όριο της εκσκαφής. Οι μόνιμοι αγκυρωμένοι τοίχοι επιλέγονται σπάνια να κατασκευαστούν σε περιοχές όπου η μαλακή αργίλος εκτείνεται σε μεγάλα βάθη κάτω από την βάση της εκσκαφής.

Για μαλακές έως μέτριες αργίλους και για βαθιές εκσκαφές, το διάγραμμα Terzaghi και Peck που φαίνεται στο σχήμα 3.1 έχει χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση των περιβαλλουσών των διαγραμμάτων των ωθήσεων για τον σχεδιασμό προσωρινών τοίχων αντιστήριξης. Για αυτό το διάγραμμα, χρησιμοποιείται ένας συντελεστής που αφορά τις συνολικές ενεργές ωθήσεις γαιών και είναι ίσος με:

$$K_A = 1 - m * \frac{4 * S_u}{\gamma * H} \quad (3.6)$$

όπου το m είναι ένας εμπειρικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψιν πιθανά φαινόμενα αστάθειας που μπορεί να επηρεάσουν στην βάση μιας βαθιάς εκσκαφής σε έδαφος από μαλακές αργίλους. Όταν η εκσκαφή καλύπτεται από ένα υπόστρωμα μαλακής αργίλου και ο αριθμός ευστάθειας N_s υπερβαίνει το 6, το m λαμβάνεται ίσο με 0.4. Διαφορετικά το m λαμβάνεται ίσο με 1.0 (Peck 1969). Με την χρήση του διαγράμματος των Terzaghi και Peck λαμβάνοντας το m

ίσο με 0.4 για περιπτώσεις όπου $N_s > 6$, μπορεί να οδηγήσει σε υποτίμηση των φορτίων που δέχεται ο τοίχος άρα η λύση αυτή δεν θα είναι συντηρητική.

Τα διαγράμματα των Terzaghi και Peck (1967) δεν λαμβάνουν υπόψιν την ανάπτυξη εδαφικής αστοχίας κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής. Διάφορες παρατηρήσεις και μελέτες πεπερασμένων στοιχείων έχουν δείξει ότι η εδαφική αστοχία κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής μπορεί να οδηγήσει σε πολύ μεγάλες μετακινήσεις στην περίπτωση των προσωρινών τοίχων αντιστήριξης σε εδάφη μαλακών αργίλων. Για τιμές N_s μεγαλύτερες από 6, σχετικά μεγάλες περσοχές του συγκρατούμενου εδάφους κοντά στην βάση της εκσκαφής είναι αναμενόμενο να υποχωρήσουν κατά την πάροδο της εκσκαφής με αποτέλεσμα να υπάρξουν μεγάλες μετακινήσεις κάτω από την εκσκαφή, αυξημένα φορτία στο εκτεθειμένο τμήμα του τοίχου και πιθανή αστάθεια της βάσης της εκσκαφής. Γι' αυτό αντί της χρήσης $m=0.4$ στην εξίσωση 3.6, μια εξίσωση που αναπτύχθηκε από τον Henkel (1971) θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί άμεσα ώστε να προκύψει ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_A για τον υπολογισμό της μέγιστης πίεσης του διαγράμματος των ωθήσεων σε έδαφος από μαλακές ως μέτριες αργίλους (Σχήμα 3.1c).

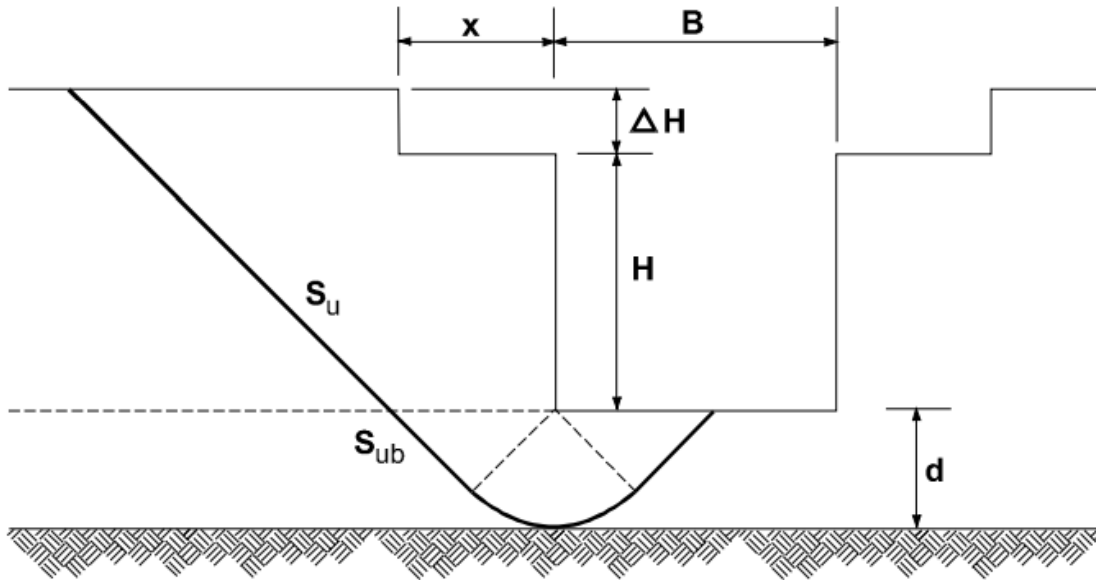
Η εξίσωση του Henkel για τον συντελεστή των συνολικών ενεργών ωθήσεων γαιών είναι:

$$K_A = 1 - \frac{4 \cdot S_u}{\gamma \cdot H} + 2\sqrt{2} \cdot \frac{d}{H} \left(1 - \frac{5.14 \cdot S_{ub}}{\gamma \cdot H}\right) \quad (3.7)$$

όπου d είναι το βάθος της επιφάνειας αστοχίας κάτω από την τομή της εκσκαφής, S_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους μέσω της οποίας εκτείνεται η εκσκαφή και S_{ub} είναι η αντοχή του εδάφους που παρέχει αντίσταση στην έδραση (Σχήμα 3.8). Για τη γενικότερη περίπτωση στην οποία υπάρχει αποφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους, ο Henkel έδωσε την παρακάτω λύση:

$$K_A = 1 - \frac{4 \cdot S_u}{\gamma \cdot H} + \frac{2\sqrt{2} \cdot d}{H} \cdot \left\{ 1 + \frac{\Delta H}{H} \left(1 + \frac{H + \Delta H}{(2-x) \cdot \sqrt{2} \cdot d} \right) - \frac{S_{ub}}{\gamma \cdot H} \left(5.14 + \frac{2 \cdot S_u \cdot \Delta H}{\sqrt{2} \cdot S_u \cdot d} \right) \right\} \quad (3.8)$$

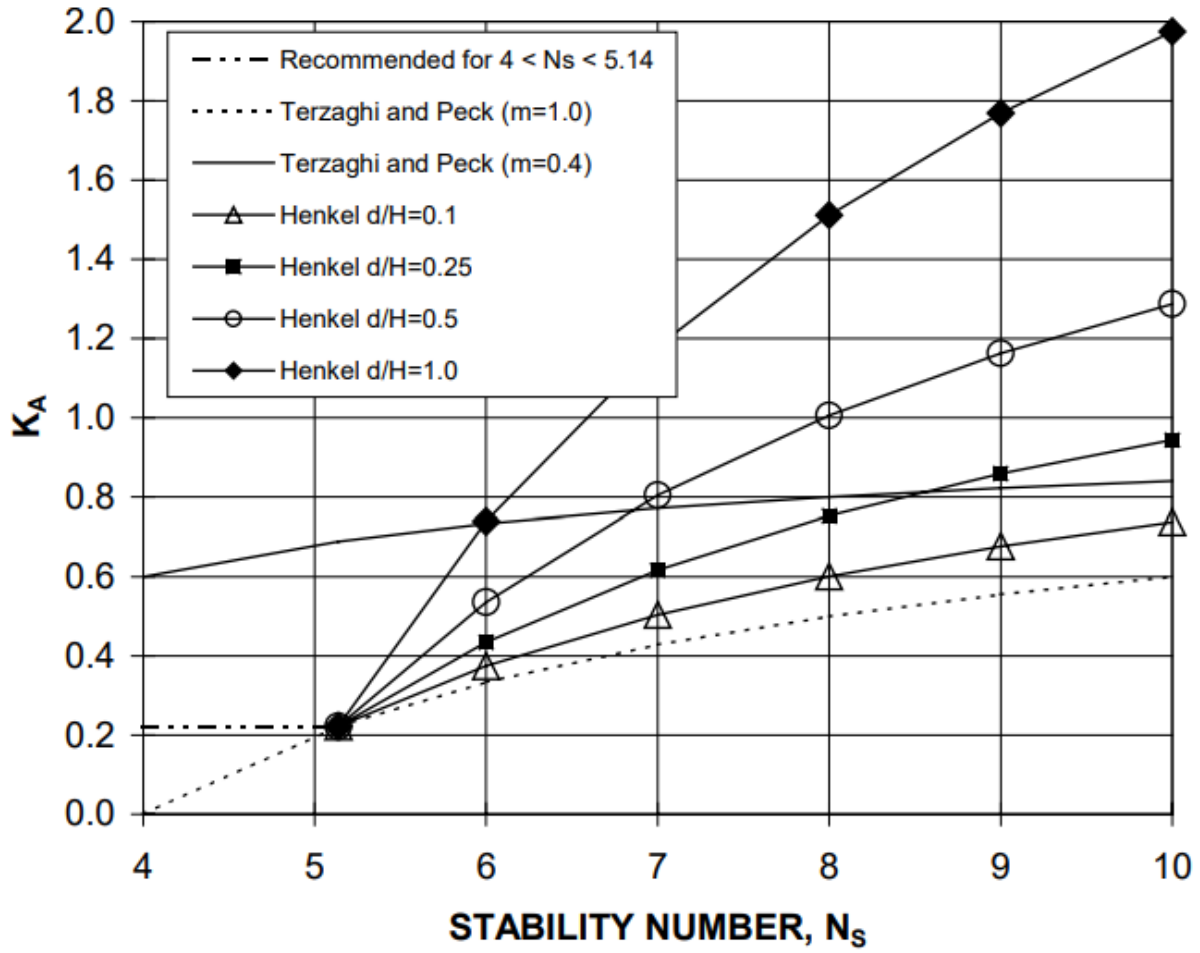
Συνηθέστερες μονάδες στο SI είναι: d (m), S_{ub} (kPa), ΔH (m) και x (m).



Σχήμα (3.8): Μηχανισμός αστοχίας της βάσης της εκσκαφής κατά Henkel (από Sabatini et.al 1999)

Το σχήμα 3.9 δείχνει τις τιμές του K_A που έχουν υπολογισθεί με την μέθοδο του Henkel για διάφορους λόγους δ/H . Για τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται σε αυτό το σχήμα, ισχύει ότι $S_u = S_{ub}$. Το σχήμα 3.9 δείχνει ότι για $4 < N_s < 6$, η περιβάλλουσα του διαγράμματος κατά Terzaghi και Peck για $m=0.4$ είναι υπερβολικά συντηρητική σε σχέση με του Henkel. Επίσης για $N_s < 5.14$, η εξίσωση του Henkel δεν ισχύει και οι ωθήσεις γαιών υπολογίζονται για $m=1.0$ στο διάγραμμα ωθήσεων κατά Terzaghi και Peck είναι εξωπραγματικά χαμηλές. Για το εύρος $4 < N_s < 5.14$, θα πρέπει να χρησιμοποιείται μία σταθερή τιμή του $K_A = 0.22$ ώστε να υπολογισθεί η μέγιστη τιμή της πίεσης για την περιβάλλουσα του διαγράμματος ωθήσεων για τις μαλακές ως μέτριες αργίλους (Σχήμα 3.1c). Στην μεταβατική τιμή μεταξύ της στιφρής ως σκληρής αργίλου με την μαλακή ως σκληρή άργιλο, δηλαδή στο $N_s = 4$, το συνολικό φορτίο, με την χρήση του διαγράμματος πίεσης για έδαφος μαλακής ως μέτριας αργίλου με $K_A = 0.22$, είναι ίσο με $0.193\gamma H^2$. Για ένα συνολικό φορτίο $0.193\gamma H^2$, η μέγιστη πίεση του διαγράμματος ωθήσεων κατά Terzaghi και Peck για στιφρή ως σκληρή άργιλο είναι ίση με $0.26\gamma H$. Οι πληροφορίες που παρουσιάστηκαν στα σχήματα 2.5 και 2.6, δείχνουν ότι μια τιμή $0.26\gamma H$ για την μέγιστη πίεση οδηγεί σε ένα υπολογισμένο διάγραμμα ωθήσεων γαιών το οποίο συνάδει με τις υπολογισμένες τιμές. Η χρήση του $K_A = 0.22$ για $4 < N_s < 5.14$ για τον υπολογισμό των πιέσεων του εδάφους, αντιπροσωπεύει μια ορθολογική μεταβατική τιμή μεταξύ των πιέσεων σε για στιφρές ως σκληρές αργίλους (δηλ. $N_s < 4$) και για μαλακές ως μέτριες αργίλους όπου ισχύει η λύση κατά Henkel (δηλ. $N_s > 5.14$).

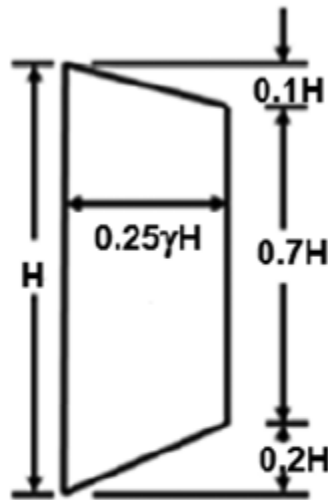
Η μέθοδος του Henkel περιορίζεται σε περιπτώσεις όπου τα αργιλικά εδάφη στην πλευρά της εκσκαφής που συγκρατούνται και κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής μπορούν να χαρακτηριστούν εύλογα χρησιμοποιώντας μια σταθερή τιμή αστράγγιστης διατμητικής αντοχής.



Σχήμα (3.9): Τιμές του K_A βασισμένη στις περιβάλλουσες των ωθήσεων κατά Terzaghi και Peck και την μέθοδο Henkel (Sabatini et.al 1999)

3.7 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Tschebotarioff για άμμους

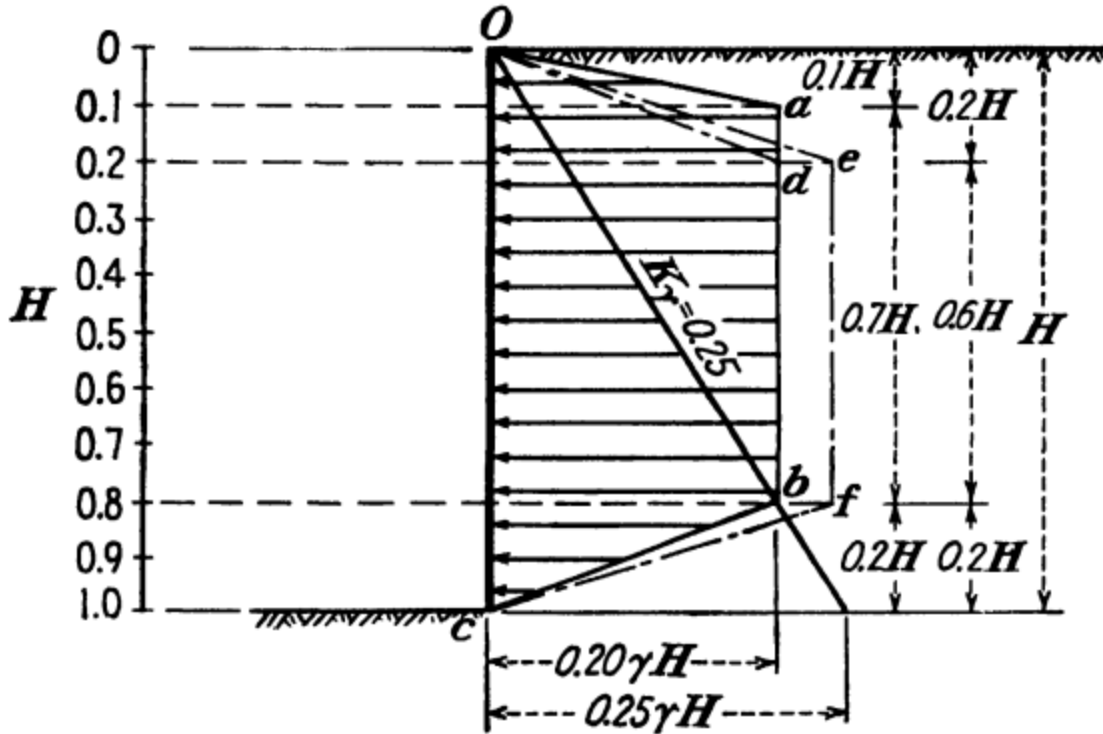
Ο Tschebotarioff πρότεινε τα δικά του διαγράμματα ωθήσεων γαιών για τον υπολογισμό των στατικών δυνάμεων των αντηρίδων σε έναν τοίχο αντιστήριξης. Στο σχήμα 3.10 παρουσιάζεται το προτεινόμενο διάγραμμα του για την περίπτωση που έχουμε αμμώδες εδαφικό υλικό. Είναι βασισμένο κυρίως σε αποτελέσματα από μετρήσεις πλήρους κλίμακας πεδίου και αντιπροσωπεύει μια απλοποιημένη μορφή της μεθόδου του Terzaghi.



Sand

Σχήμα (3.10): Περιβάλλουσα των ωθήσεων κατά Tschebotarioff (Moorak et al, 2019)

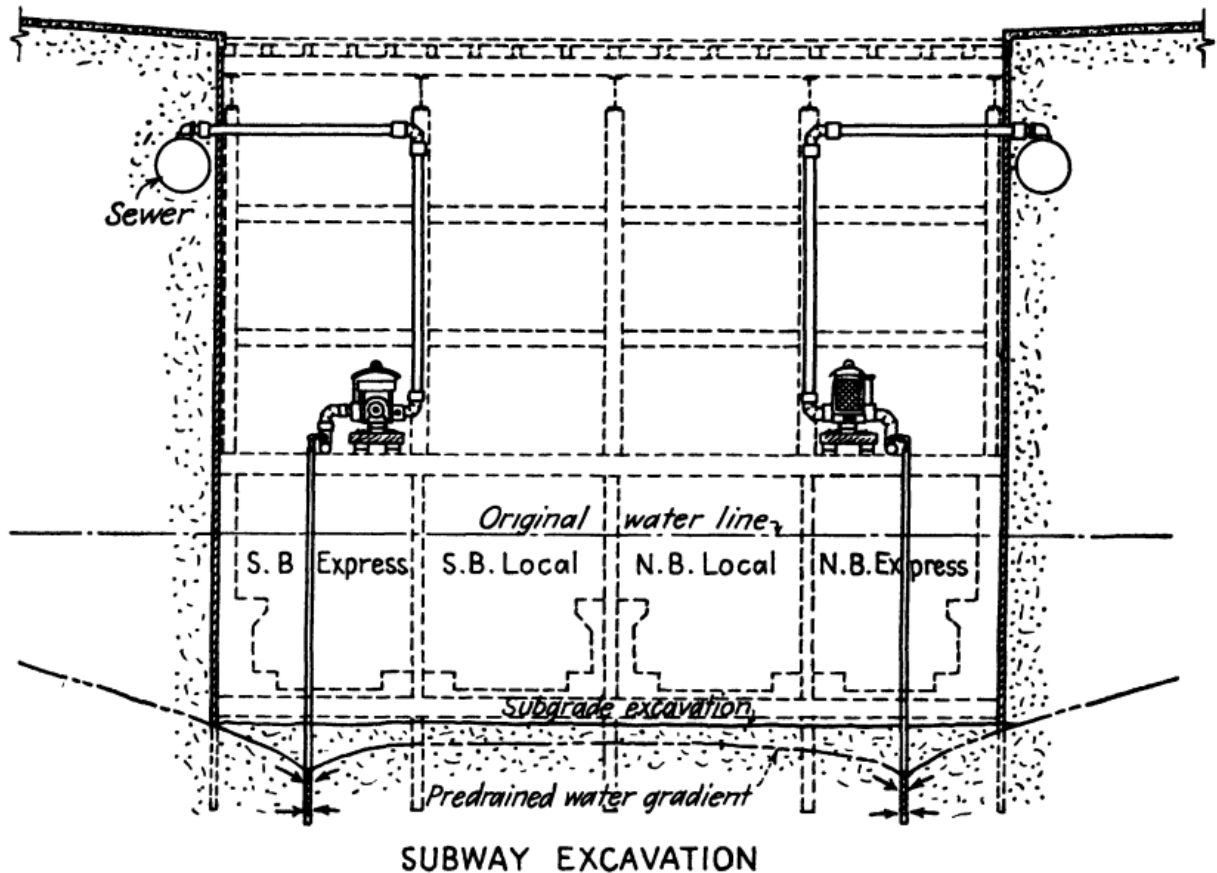
Στο σχήμα 3.11 παρατηρείται η σύγκριση με το διάγραμμα των Terzaghi – Peck για πυκνή άμμο (τραπέζιο odbc) και χαλαρή άμμο (τραπέζιο oefc), όπου και τα δύο αυτά διαγράμματα έχουν το ίδιο ειδικό βάρος γ . Ένα μικρότερο ειδικό βάρος θα έπρεπε να χρησιμοποιηθεί για την χαλαρή άμμο, περίπου 45 kg ανά m^3 (100 lb ανά ft^3), ενώ για την πυκνή άμμο προτείνεται ειδικό βάρος περίπου 56 kg ανά m^3 (120 lb ανά ft^3). Συνεπώς οι πραγματικές πλευρικές πιέσεις από χαλαρή ή πυκνή άμμο, σύμφωνα με τις προτάσεις των Terzaghi και Peck, θα είναι σχεδόν πανομοιότυπα, με την μείωση της τιμής του συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων K_A για πυκνή άμμο να αντισταθμίζει στην εξίσωση το αυξημένο ειδικό της βάρος. Το προτεινόμενο διάγραμμα oabc (κατά Tschebotarioff) στο σχήμα 3.11 ωστόσο μπορεί να δώσει υψηλότερες τιμές στις πιέσεις για πυκνές άμμους στην υψηλότερη ζώνη της εκσκαφής. Αυτό είναι σύμφωνα με τις γενικές εκτιμήσεις σχετικά με την αγκύρωση, η αποτελεσματικότητα της οποίας, σε συνδυασμό με τις υψηλότερες πιέσεις στην υψηλότερη ζώνη της εκσκαφής, είναι πιθανό να αυξάνονται με την πυκνότητα της άμμου.



Σχήμα (3.11): Διάγραμμα πλευρικών ωθήσεων γαιών $oabc$ που προτείνεται για χρήση όταν σχεδιάζονται υποστηριγμένες ανοιχτές εκσκαφές σε αμμώδη εδάφη (Tschebotarioff 1951)

Όλες αυτές οι διαφορετικές μέθοδοι δίνουν πιέσεις των οποίων οι τιμές δεν διαφέρουν μεταξύ τους παραπάνω από 20%. Επομένως, οι συντελεστές ασφαλείας που συνηθίζονται στον δομικό σχεδιασμό είναι αρκετοί για να καλύψουν το μικρό περιθώριο αβεβαιότητας που εξακολουθεί να υπάρχει στις εκσκαφές σε αμμώδη εδάφη.

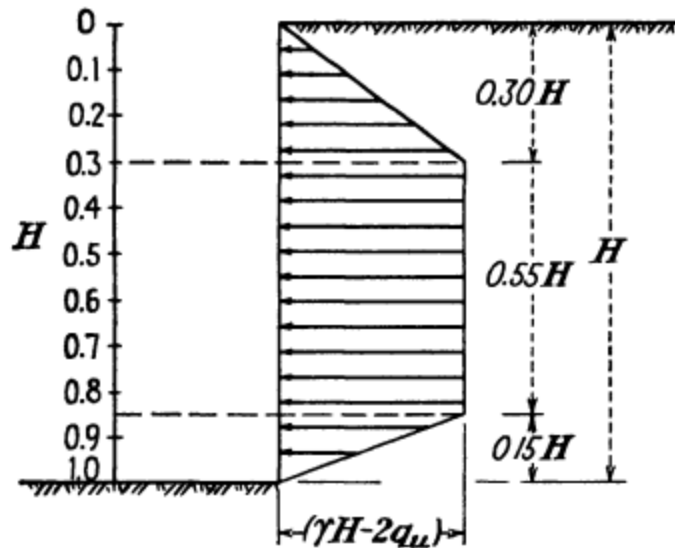
Όταν η βάση της εκσκαφής σε άμμο είναι κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, το πιο συνηθισμένο μέσο για την μείωση της στάθμης του είναι η προσθήκη φρεατίων, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.12. Σε ορισμένες περιπτώσεις οι ενδιάμεσες σειρές κατακόρυφων πασσάλων H παραλείπονται. Αυτό αυξάνει το άκαμπτο μήκος των υποστυλωμάτων, τα οποία στη συνέχεια πρέπει να γίνουν βαρύτερα, αλλά έτσι κερδίζεται περισσότερος ελεύθερος χώρος στον πυθμένα της εκσκαφής, έτσι ώστε οι μπουλντόζες, οι εκσκαφείς και τα φορτηγά να μπορούν να εκτελέσουν την εκσκαφή και την απομάκρυνση του εδάφους πιο γρήγορα και άνετα.



Σχήμα (3.12): Μείωση του υπογείου υδροφόρου ορίζοντα μέσω φρεατίων κατά την κατασκευή του μετρό στην Νέα Υόρκη (Tschebotarioff 1951)

3.8 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Tschebotarioff για πλαστικές αργίλους

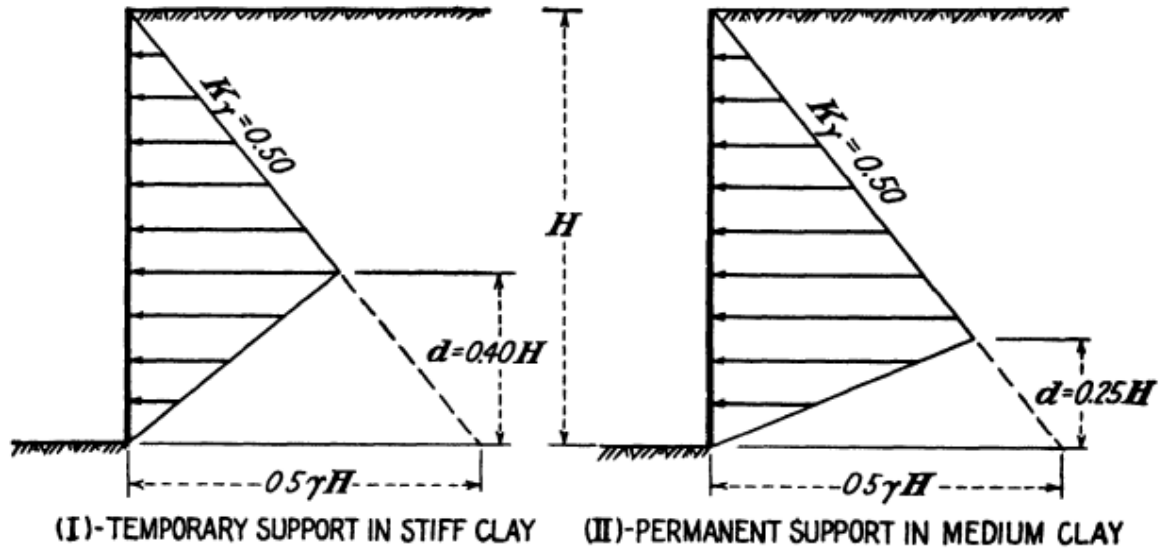
Το διάγραμμα πλευρικών ωθήσεων των Terzaghi και Peck στο σχήμα 3.13, είναι βασισμένο, εν μέρη, στα αποτελέσματα από πλήρους κλίμακας μετρήσεις στο μετρό του Σικάγο, αλλά κυρίως, από τις παρακάτω γενικές προϋποθέσεις. Η μέγιστη πιθανή διατμητική αντοχή του εδάφους, που είναι ίση με το ήμισυ της αντοχής του σε ανεμπόδιστη συμπίεση q_u , θεωρείται ως ενεργή στην πλήρη τιμή της κατά μήκος πιθανών επιφανειών αστοχίας, όπου η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ (εξ. 2.18 και 2.8) λαμβάνεται ίση με μηδέν. Επίσης σύμφωνα με μια θεωρία του Terzaghi, υποτίθεται ότι λαμβάνει χώρα μια ανακατανομή των πλευρικών ωθήσεων κατά μήκος του βάθους της εκσκαφής με τέτοιο τρόπο ώστε οι πιέσεις στον πυθμένα της κοπής να μειώνονται σημαντικά και ότι η θεωρητική εφελκυστική ζώνη Rankine που δημιουργείται στην κορυφή της τομής όχι μόνο εξαφανίζεται εντελώς, αλλά αντικαθίσταται από θλιπτικές τάσεις υψηλότερες από τις παραμένουσες πιέσεις στην κάτω ζώνη. Ταυτόχρονα, αγνοείται εντελώς η πιθανή μεταφορά μέσω διατμητικών τάσεων, μέρος των πλευρικών πιέσεων στην άργιλο κάτω από την στάθμη του πυθμένα της εκσκαφής, δεδομένου ότι η συνολική πλευρική πίεση εξακολουθεί να θεωρείται ίση με του Rankine.



Σχήμα (3.13): Το προτεινόμενο διάγραμμα πλευρικών ωθήσεων κατά Terzaghi – Peck για τον σχεδιασμό εκσκαφών αντιστήριξης σε έδαφος πλαστικής αργίλου, με βάση την αντοχή της αργίλου (Tschebotarioff 1951)

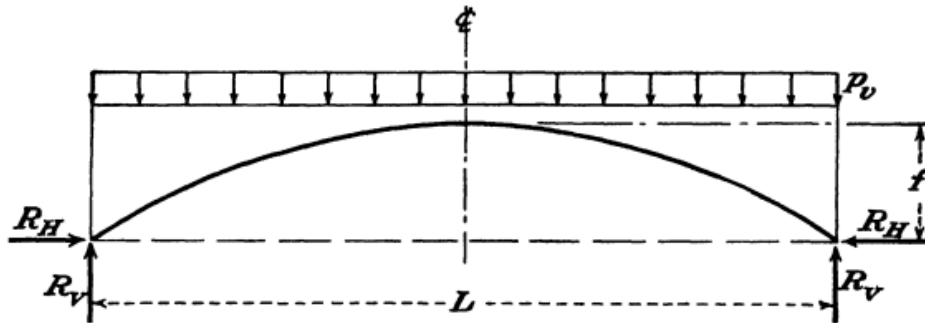
Ο παραπάνω συλλογισμός περιλαμβάνει αρκετές αμφισβητήσιμες παραδοχές. Η αναφερόμενη συσχέτιση μεταξύ των υπολογισμών που βασίζονται στην ανωτέρω διαδικασία και των τιμών που μετρήθηκαν σε κατασκευές πλήρους κλίμακας, υπήρχε στην πραγματικότητα μόνο σε ορισμένα βάθη της εκσκαφής, ενώ σε μικρότερα βάθη η διαδικασία που φαίνεται στο σχήμα 3.13 παρήγαγε μη ασφαλείς τιμές σχεδιασμού και σε μεγαλύτερα βάθη έδινε μη οικονομικές τιμές σχεδιασμού.

Γι' αυτόν τον λόγο προτείνεται το διάγραμμα πλευρικών ωθήσεων που φαίνεται στο σχήμα 3.14. Προτείνεται για αργίλους οι οποίες βρίσκονται σε πλαστική φυσική κατάσταση ή σε αργίλους οι οποίες είναι εύθραυστες. Έχει διαπιστωθεί ότι οι πλαστικές άργιλοι, σε κατάσταση στερεοποιημένης ισορροπίας έχουν κατά προσέγγιση τιμή $K_n = 0.5$ υπό διάφορες συνθήκες, όπως όταν έχει συμβεί αποβολή των υπερβολικών πιέσεων των πόρων και έχει μεταφερθεί ολόκληρο το κατακόρυφο φορτίο νερού που γεμίζει τα κενά της αργίλου στο φλοιό των εδαφικών κόκκων. Η κατάσταση της στερεοποιημένης ισορροπίας ενός πλαστικού υλικού, θεωρήθηκε από τον Tschebotarioff ότι αντιπροσωπεύει μια κατάσταση αρχικής αστοχίας στην οποία δεν μπορούν να εφαρμοστούν οι θεωρίες αντοχής των ελαστικών υλικών.



Σχήμα (3.14): Μέθοδος ουδέτερων ωθήσεων γαιών. Διάγραμμα Πλευρικών πιέσεων ωθήσεων γαιών που προτείνεται για εκσκαφές αντιστήριξης σε πλαστικές αργίλους. Σημείωση: Για μαλακές αργίλους, $d=0$ σε όλες τις περιπτώσεις. (Tschebotarioff 1951)

Από την άλλη πλευρά, μια εύθραυστη άργιλος θα συμπεριφερόταν αρχικά σαν ελαστικό υλικό, αλλά ως αποτέλεσμα των παραμορφώσεων κατά την διάρκεια των εργασιών κατασκευής, θα αναδιαμορφωνόταν και θα γινόταν πλαστική. Για τέτοιες εύθραυστες αργίλους οι τιμές που προτείνονται από τη μέθοδο σχεδιασμού λόγω ουδέτερων ωθήσεων γαιών, αποτελούν τα μέγιστα όρια. Οι μετρήσεις πεδίου δεν έχουν ακόμη αποδείξει ότι η καμπύλη (Σχ. 3.15), μπορεί να εμφανιστεί σε πλαστικές αργίλους και να αυξήσει τις πιέσεις στην κορυφή της εκσκαφής, όπως συμβαίνει στην άμμο.



Σχήμα (3.15): Διάγραμμα που παρουσιάζει την σχέση μεταξύ των διαστάσεων και των δυνάμεων που ασκούνται σε ένα πραγματικό τόξο. (Tschebotarioff 1951)

Γι' αυτόν τον λόγο τα προτεινόμενα διαγράμματα στο σχήμα 3.14 είναι βασισμένα σε ένα σταθερό συντελεστή πλευρικών ωθήσεων σε κατάσταση ηρεμίας, ο οποίος είναι ίσος με $K_{\gamma}=K_{\eta}=0.50$ (αυτές είναι τιμές του K_a), και στην μερική μεταφορά των πλευρικών πιέσεων με διατμητικές τάσεις στο έδαφος κάτω από το υψόμετρο του πυθμένα της εκσκαφής. Η αποτελεσματικότητα

αυτής της επίδρασης είναι κάπως αβέβαιη στις μαλακές αργίλους. Η πλήρης επιρροή της επίδρασης αυτής μπορεί να ληφθεί όταν πρέπει να παρέχεται μόνο προσωρινή στήριξη σε σκληρές αργίλους, θα πρέπει κάπως να μειωθεί όταν παρέχεται μόνιμη στήριξη σε μέτριες αργίλους και θα πρέπει να αμεληθεί εντελώς ($d=0$ Σχ. 3.14) σε μαλακές αργίλους. Οι επιτρεπόμενες τάσεις στα δομικά στοιχεία δεν θα πρέπει να είναι μεγαλύτερες από τις τιμές που προβλέπονται για μόνιμες δομικές εργασίες.

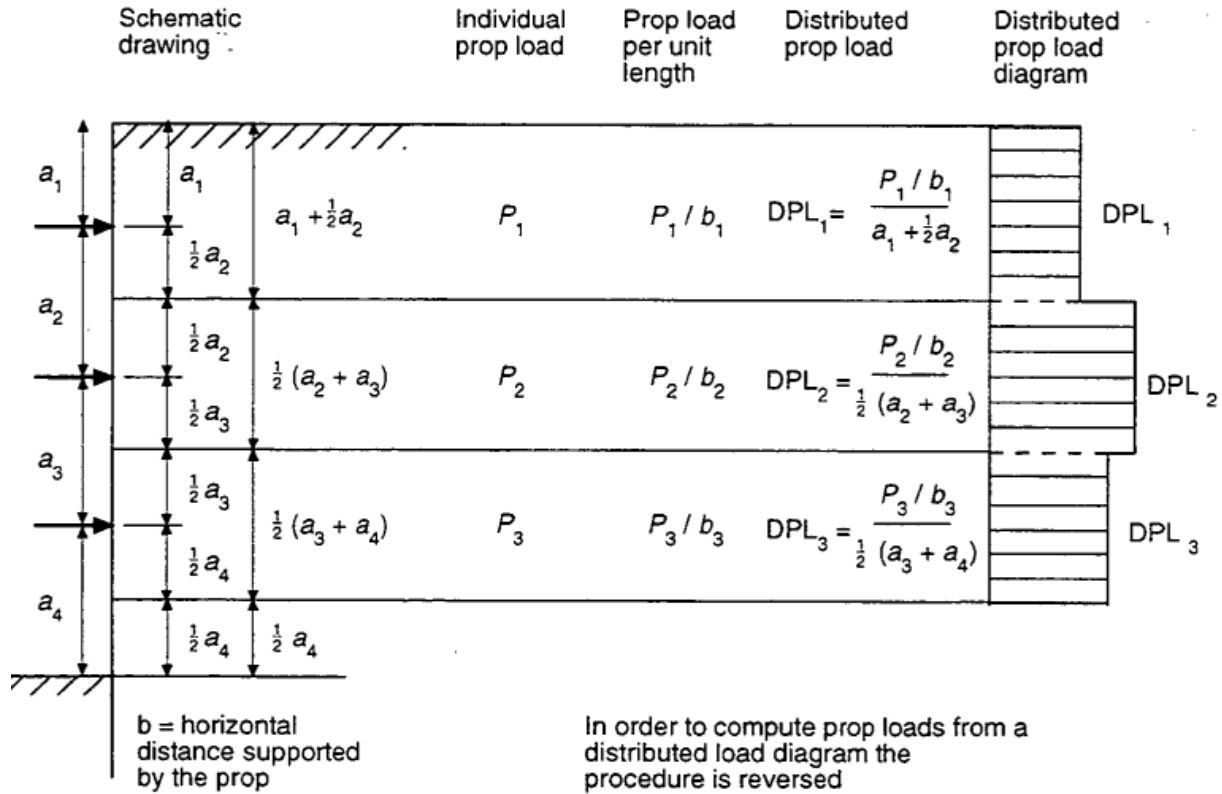
3.9 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe

Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενη ενότητα, πρώτα αναπτύχθηκαν οι μέθοδοι πρόβλεψης των φορτίων των αντιστηρίξεων από μετρήσεις πεδίου από τους Terzaghi και Peck (1697) χρησιμοποιώντας την μέθοδο που φαίνεται στο Σχήμα 3.16. Οι αδιάστατες περιβάλλουσες των ωθήσεων που φαίνονται στο σχήμα 3.1, έχουν χρησιμοποιηθεί με επιτυχία εδώ και πολλά χρόνια για τον σχεδιασμό προσωρινών στηρίξεων.

Οι Twine και Roscoe προτείνουν όρο «κατανεμημένο φορτίο αντιστήριξης» (Distributed Prop Load) αντί για «διαγράμματα ωθήσεων γαιών». Το διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης συμπεριλαμβάνει τα μέγιστα φορτία σε κάθε στάθμη που βρίσκεται μια αντηρίδα, που συχνά συμβαίνει σε διαφορετικά στάδια της εκσκαφής. Το συνολικό φορτίο που αντιπροσωπεύεται από το διάγραμμα θα είναι γενικά μεγαλύτερο από το άθροισμα των φορτίων των στηρίξεων σε κάθε συγκεκριμένο στάδιο.

Αυτή η σημαντική διαφορά συχνά παραλείπεται ή παρερμηνεύεται, ιδίως όσον αφορά τον δομικό σχεδιασμό του τοίχου, και για λόγους σαφήνειας ο όρος «κατανεμημένο φορτίο αντιστήριξης» είναι προτιμότερος αντί του όρου «διάγραμμα ωθήσεων γαιών». Τα διαγράμματα των κατανεμημένων φορτίων αντιστήριξης παρέχουν φορτία για τον σχεδιασμό του συστήματος στήριξης. Θα είναι γενικά πιο αποδοτικό να σχεδιαστεί ο τοίχος για τον χειρότερο συνδυασμό των πλευρικών ωθήσεων γαιών και υδάτων, λαμβάνοντας υπόψιν κάθε στάδιο της κατασκευής με την σειρά.

Ωστόσο πρέπει να σημειωθεί ότι η περαιτέρω απόκλιση μεταξύ της πραγματικής ώθησης του εδάφους σε οποιοδήποτε στάδιο και του διαγράμματος του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης, μπορεί να οφείλεται στη συνέχεια του τοίχου και στην καμπύλωση του εδάφους.



Σχήμα (3.16): Μέθοδος υπολογισμού του καταμεμημένου φορτίου αντιστήριξης (Twine and Roscoe 1999)

Με τα πρόσθετα δεδομένα που είναι τώρα διαθέσιμα, συμπεριλαμβανομένων περισσότερων ιστορικών περιπτώσεων που αφορούν δύσκαμπτους τοίχους και άκαμπτα αργιλικά εδάφη, είναι σκόπιμο να επανεξεταστούν οι προηγούμενες υποδείξεις. Προτείνονται μερικές τροποποιήσεις και οι προβλέψεις δίνονται σε όρους χαρακτηριστικών τιμών που χρησιμοποιούνται σε κώδικες οριακής κατάστασης, όπως είναι οι BS8110, BS5400, Ευρωκώδικες κλπ. . Αν χρησιμοποιήσαμε όρους οριακής κατάστασης μπορούμε να πούμε ότι η χαρακτηριστική τιμή είναι μια συντηρητική εκτίμηση, ενώ σε στατιστικούς όρους η χαρακτηριστική τιμή είναι εκείνη που έχει μόνο 5% πιθανότητα υπέρβασης.

Προκειμένου να ερμηνευθούν τα δεδομένα που συγκεντρώθηκαν και να αναπτυχθούν συστάσεις για την πρόβλεψη των φορτίων των στηρίξεων, υπάρχουν ορισμένοι παράγοντες που απαιτούν περαιτέρω εξέταση. Αυτοί είναι:

- I. Η διάρκεια της επιφόρτισης
- II. Οι επιδράσεις της θερμοκρασίας
- III. Η σταθερότητα της βάσης (για εκσκαφές σε μαλακές αργίλους)

3.10 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για κοκκώδη εδάφη χωρίς συνοχή (Άμμους/Class C)

Μετά από διάφορες μετρήσεις και πειράματα σε κοκκώδη εδάφη, τα διαγράμματα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης για εκσκαφή σε ξηρά εδάφη γενικά βρίσκεται κάτω από το $0.2\gamma H$ (Σχ. 3.17). Σε εκσκαφές που γίνονται κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα, η παρουσία του νερού δίνει υψηλότερες τιμές στα φορτία που λαμβάνουν οι αντηρίδες. Γι' αυτόν προτιμάται η αποστράγγιση με διάφορα μέσα ώστε να μειωθούν οι πιέσεις πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης. Όταν η άντληση του φρεατίου πραγματοποιείται εντός της εκσκαφής πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η πίεση του νερού κατά του κατώτερου τμήματος του τοίχου αντιστήριξης. Η αποστράγγιση μέσω κενών μεταξύ δοκών υποστύλωσης δεν αρκεί για να εξαλειφθούν οι πιέσεις νερού μεταξύ των πόρων.

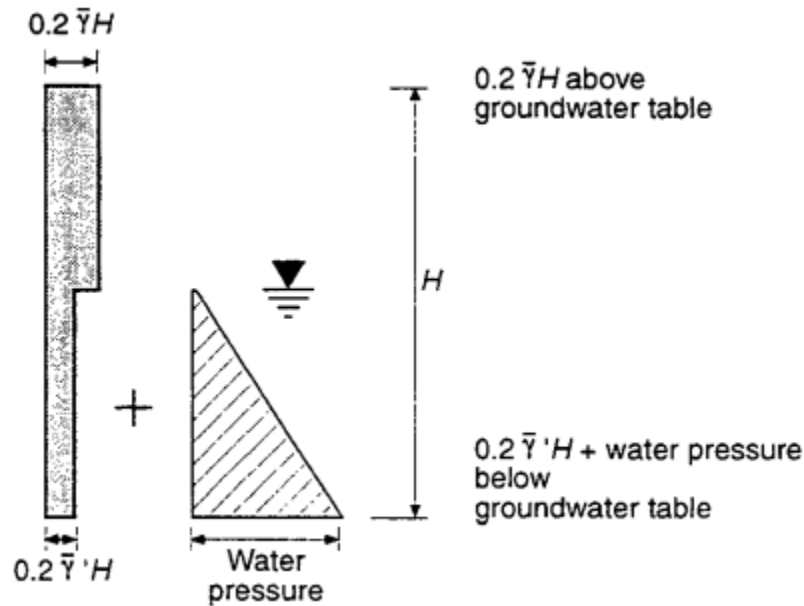


Σχήμα (3.17): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε κοκκώδες έδαφος χωρίς συνοχή (Twine and Roscoe 1999)

Για εδάφη όπου η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται σε μεγάλο υψόμετρο, οι ερευνητές έχουν λάβει στο παρελθόν την περιβάλλουσα του διαγράμματος του Peck σε συνδυασμό με το ειδικό βάρος του εδάφους γ , για να προκύψει ένα φορτίο στήριξης του εδάφους στο οποίο αργότερα θα προστεθεί η πίεση του νερού. Ωστόσο αυτή η προσέγγιση δεν είναι πάντα συντηρητική για το ανώτερο τμήμα του τοιχώματος καθώς μπορεί να επηρεάζει και η θερμοκρασία.

Συνιστάται, επομένως, για ξηρά εδάφη ένα χαρακτηριστικό διάγραμμα κατανομής του φορτίου αντιστήριξης με μέγιστη σταθερή τιμή $0.2\gamma H$ και μεταβλητό βάθος. Όπου υπάρχουν υπόγεια ύδατα, τα φορτία κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα θα πρέπει να υπολογίζονται

με τη χρήση του ειδικού βάρους του νερού και θα πρέπει να προστίθενται στα αρχικά (Σχ. 3.18). Κατά τον υπολογισμό των πιέσεων του νερού, μπορεί να γίνει συντηρητική πρόβλεψη για την επίδραση τυχών μέτρων αποστράγγισης που μπορεί να εφαρμοστούν. Θα πρέπει να ληφθεί επίσης υπόψιν ότι υπάρχει περίπτωση η εκσκαφή να φράξει την ροή των υπογείων υδάτων της περιοχής και να αυξήσει ακόμη περισσότερο τις πιέσεις νερού.



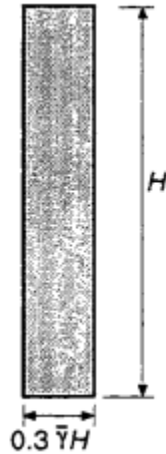
Σχήμα (3.18): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του καταμεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε κοκκώδες έδαφος χωρίς συνοχή με στάθμη υδροφόρου ορίζοντα (Twine and Roscoe 1999)

3.11 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για στιφρές αργίλους (Class B)

Τα διαγράμματα καταμεμημένου φορτίου που πρότειναν οι Twine και Roscoe μετά από διάφορες περιπτώσεις εκσκαφών σε εδάφη αποτελούμενα από στιφρές αργίλους χωρίζονται σε δυο κατηγορίες: για εύκαμπτους (Σχ. 3.19) και για άκαμπτους τοίχους (Σχ. 3.20).

Για τους εύκαμπτους τοίχους θεώρησαν ότι είναι παράλογη η τραπεζοειδής περιβάλλουσα του διαγράμματος των ωθήσεων να μηδενίζεται στην κορυφή και στο κάτω μέρος, όπως πρότεινε ο Peck. Η μέθοδος προσδιορισμού του καταμεμημένου φορτίου αντιστήριξης παρουσιάζεται στο σχήμα 3.16. Το χαρακτηριστικό διάγραμμα του καταμεμημένου φορτίου της αντιστήριξης μπορεί να είναι κλιμακωτό, αλλά θα πρέπει να έχει θετικές τετμημένες στον οριζόντιο άξονα (μέγιστη οριζόντια δύναμη που δέχεται) στο χαμηλότερο σημείο του ύψους (δηλαδή εκεί όπου η τεταγμένη είναι $\gamma=0$) και στο υψηλότερο σημείο του ύψους (δηλαδή εκεί όπου η τεταγμένη είναι $\gamma=H$).

Το προτεινόμενο χαρακτηριστικό διάγραμμα της κατανεμημένης δύναμης είναι $0.3\gamma H$, σταθερό με το βάθος.



Σχήμα (3.19): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε έδαφος στιφρής αργίλου για εύκαμπτο τοίχο. (Twine and Roscoe 1999)

Για τους άκαμπτους τοίχους, έπειτα από διάφορες περιπτωσιολογικές αναφορές, όπου υπάρχει μια αλλαγή κάθε φορά στο βάθος της στιφρής αργίλου, στη στάθμη των υπογείων υδάτων και στη φύση του υπερκείμενου εδάφους, οι Twine και Roscoe κατέληξαν στο παρακάτω διάγραμμα (Σχ. 3.20). Πρέπει να σημειωθεί ότι η επίδραση της θερμοκρασίας μπορεί να αυξήσει έως και 100% το φορτίο που λαμβάνει μια αντιστήριξη. Γι' αυτόν τον λόγο διάγραμμα της κατανεμημένης δύναμης που προτείνεται συμπεριλαμβάνει ένα διορθωμένο φορτίο της αντιστήριξης ως προς την θερμοκρασία. Έτσι, με αυτήν την διόρθωση υπάρχει σχετικά μικρή διασπορά και οι περισσότερες περιπτώσεις ικανοποιούν το χαρακτηριστικό αυτό διάγραμμα, με σταθερό βάθος.

Σε ισχυρά υπερστερεοποιημένες αργίλους παρατηρούνται υψηλές αρχικές οριζόντιες τάσεις. Αυτό σημαίνει ότι οι μικρές παραμορφώσεις των τοιχωμάτων μπορεί να έχουν ως αποτέλεσμα οι εδαφικές πιέσεις να μην αναχθούν σε ενεργές. Η μετακίνηση του τοιχώματος θα τείνει να μειωθεί με την αύξηση της δυσκαμψίας και του εγκιβωτισμού του τοιχώματος.

Οι τοίχοι αντιστήριξης που αποτελούνται από μια αντηρίδα έχουν πολύ δύσκαμπτα τοιχώματα με μεγαλύτερο βάθος έμπηξης από ότι είναι συνήθως απαραίτητο για την περίπτωση προσωρινών έργων αντιστήριξης, έτσι ώστε να μειωθούν οι εδαφικές μετακινήσεις. Κατά συνέπεια, η μέγιστη τιμή του διαγράμματος κατά τον οριζόντιο άξονα, που εκφράζει την μέγιστη δύναμη που μπορεί να δεχθεί, είναι υψηλότερη από ότι στα εύκαμπτα τοιχώματα.

Από την άλλη, οι τοίχοι αντιστήριξης με περισσότερες από μια αντηρίδες, έχουν γενικά μικρότερες τοιχοπληρώσεις και γενικά χαμηλότερες τιμές στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος σε

σχέση με τους τοίχους με μία αντηρίδα. Οι διαφορές στις εδαφικές συνθήκες κάνουν τους δύσκαμπτους τοίχους να δίνουν υψηλότερα φορτία στήριξης από τους εύκαμπτους τοίχους, πιθανώς επειδή οι παραμορφώσεις τους είναι μικρότερες.

Συνεπώς στο προτεινόμενο διάγραμμα κατανομής του φορτίου αντιστήριξης ισχύει για άκαμπτες σχιστοποιημένες και υπερστερεοποιημένες αργίλους που έχουν υψηλή αντοχή, δυσκαμψία και διαπερατότητα. Ειδικότερα ο τύπος της αργίλου θα πρέπει να είναι τέτοιος ώστε η αργίλος να παραμένει ουσιαστικά μη στραγγιζόμενη κατά την διάρκεια της χρονικής περιόδου της αντιστήριξης.



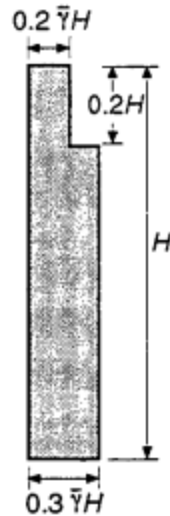
Σχήμα (3.20): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε έδαφος στιφρής αργίλου για άκαμπτο τοίχο. (Twine and Roscoe 1999)

3.12 Διαγράμματα ωθήσεων γαιών κατά Twine και Roscoe για μαλακές και συμπαγής αργίλους (Class A)

Οι διάφορες περιπτώσεις εκσκαφής σε εδάφη από μαλακές και συμπαγής αργίλους έχουν κατηγοριοποιηθεί με βάση την αντοχή και την σταθερότητα της βάσης τους σε:

- I. Συμπαγής αργίλους με επαρκή αντοχή του εδάφους
- II. Μαλακές αργίλους με σταθερή βάση
- III. Μαλακές αργίλους με ενισχυμένη σταθερότητα βάσης.

Στο Σχ. 3.21 παρουσιάζεται το προτεινόμενο διάγραμμα κατανομής του φορτίου αντιστήριξης για συμπαγής αργίλους, το οποίο έχει ως μέγιστη τιμή $0.3\gamma H$ στον οριζόντιο άξονα και $0.2\gamma H$ για βάθος μέχρι $0.2H$.



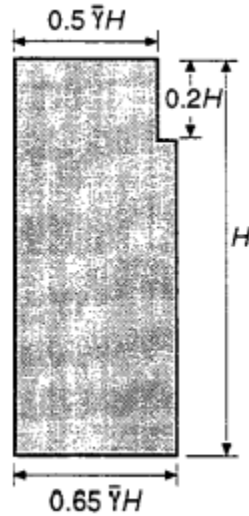
Σχήμα (3.21): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε έδαφος συμπαγής αργίλου. (Twine and Roscoe 1999)

Τα δεδομένα για την εκσκαφή σε έδαφος μαλακής αργίλου με σταθερή βάση γH παρουσιάζουν μεγάλη διασπορά, αλλά υπάρχει ένα αρκετά καλά καθορισμένο ανώτερο όριο περίπου στο $0.75\gamma H$. Η διασπορά εκφράζει εν μέρει τις διάφορες προσαυξήσεις και αποκλίσεις από την τυπική ακολουθία της κατασκευής. Για παράδειγμα, σε περίπτωση όπου θα γίνει μια κατασκευή τριών αντηρίδων και η εκσκαφή γίνεται κατευθείαν μέχρι την στάθμη όπου θα τοποθετηθεί η δεύτερη αντηρίδα πριν από την εγκατάστασή τους, είναι αναμενόμενο ότι η πρώτη αντηρίδα λαμβάνει αμελητέο φορτίο ενώ η δεύτερη λαμβάνει το υψηλότερο φορτίο, σε σχέση με κάθε άλλη περίπτωση, στο διάγραμμα κατανομής του φορτίου.

Ορισμένες μετρήσεις του φορτίου που λαμβάνει μια στήριξη δείχνουν ότι υπάρχει μεγάλη επιρροή όταν υπάρχει μια ισχυρότερη υποκείμενη στρώση. Για παράδειγμα, ένα ισχυρότερο στρώμα, περίπου στο τελικό βάθος της εκσκαφής, οδηγεί σε ένα τραπεζοειδές διάγραμμα κατανομής της δύναμης. Τα ισχυρότερα στρώματα στις χαμηλότερες στάθμες παρουσιάζουν μία επιβάρυνση προς την βάση του διαγράμματος και όπου δεν υπάρχει αυτό το ισχυρότερο στρώμα παρατηρείται αύξηση της κατανεμημένης δύναμης της αντιστήριξης με το βάθος.

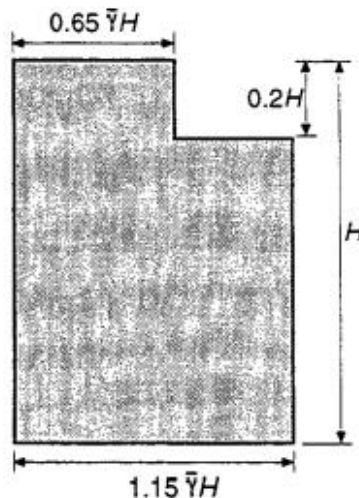
Ωστόσο, σε πολλές περιπτώσεις δεν ήταν δυνατόν να εκτιμηθεί με βεβαιότητα ο αριθμός σταθερότητας της βάσης ή ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας της βάσης. Τα ιστορικά των περιπτώσεων δεν παρέχουν δυστυχώς τις πρόσθετες πληροφορίες που απαιτούνται. Συνεπώς, το χαρακτηριστικό διάγραμμα κατανομής της δύναμης της στήριξης βασίζεται σε όλες τις σχετικές καταγραφές που έχουν ληφθεί. Τελικά, το προτεινόμενο διάγραμμα κατανομής της δύναμης έχει μέγιστη τιμή $0.65\gamma H$ στον οριζόντιο άξονα που μειώνεται σε $0.5\gamma H$ για βάθος μέχρι $0.2H$ (Σχ. 3.22).

Όταν το επίπεδο του ισχυρότερου στρώματος βρίσκεται πάνω από το χαμηλότερο επίπεδο εκσκαφής, τα φορτία στην κορυφή και στην βάση της εκσκαφής είναι πιθανό να υπερπροβλέπονται με το χαρακτηριστικό διάγραμμα κατανομής του φορτίου της αντιστήριξης.



Σχήμα (3.22): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε έδαφος μαλακής αργίλου με σταθερή βάση. (Twine and Roscoe 1999)

Στην περίπτωση όπου η εκσκαφή γίνεται σε έδαφος από μαλακή άργιλο με ενισχυμένη σταθερότητα στην βάση της το διάγραμμα κατανομής της δύναμης δίνει υψηλότερες τιμές και μικρότερη διασπορά σε σχέση με το έδαφος μαλακής αργίλου με σταθερή βάση. Το προτεινόμενο χαρακτηριστικό διάγραμμα κατανομής της δύναμης για εκσκαφές που βασίζονται στον τοίχο αντιστήριξης για την σταθερότητα της βάσης είναι $1.15\gamma H$ η μέγιστη δύναμη στον οριζόντιο άξονα και μειώνεται σε $0.65\gamma H$ για βάθος μέχρι $0.2H$ (Σχ. 3.23).



Σχήμα (3.23): Χαρακτηριστικό διάγραμμα του κατανεμημένου φορτίου αντιστήριξης σε έδαφος μαλακής αργίλου με ενισχυμένη σταθερότητα στη βάση. (Twine and Roscoe 1999)

Μελέτες δείχνουν ότι για μεγαλύτερα βάθη μαλακών αργίλων, μπορεί να ισχύουν πολύ μικρότεροι συντελεστές ασφαλείας για την ευστάθεια της βάσης και απαιτείται ένας δύσκαμπτος τοί-

χος για την εξασφάλιση της σταθερότητας της βάσης. Εάν ένας εύκαμπτος τοίχος χρησιμοποιούνταν γι' αυτήν την περίπτωση, τότε τα αντίστοιχα φορτία των αντηρίδων θα είχαν υπερβεί αυτά τα οποία θα είχαν προβλεφθεί και θα πρέπει να ελεγχθούν με άλλη μέθοδο σχεδιασμού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΕΜΠΕΙΡΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ ΣΕ ΑΝΤΗΡΙΔΩΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ

4.1 Εισαγωγή

Με την πάροδο των χρόνων, οι ερευνητές έχουν προσπαθήσει να αναπτύξουν μια κατάλληλη μέθοδο που θα λαμβάνει υπόψη τη σχέση μεταξύ της παραμόρφωσης και του τρόπου λειτουργίας της αστοχίας. Η κατανομή της εδαφικής πίεσης σε μια εκσκαφή με αντιστηρίξεις εξαρτάται κυρίως από το μέγεθος και την διεύθυνση της παραμόρφωσης. Έχουν αναπτυχθεί κυρίως δυο μέθοδοι για την εκτίμηση της κατανομής των πλευρικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης: η πρώτη είναι βασισμένη σε μετρήσεις πεδίου, ενώ η δεύτερη βασίζεται σε αναλυτική ανάλυση με διάφορες μεθόδους.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής είναι να γίνει σύγκριση των μεθόδων υπολογισμού των αξονικών δυνάμεων που δέχονται οι αντιστηρίξεις σε έναν αντηριδωτό τοίχο. Επιλέχθηκε η διερεύνηση αντιστήριξης να γίνει σε αμμώδες εδαφικό υλικό, όπου θα μεταβάλλεται η παράμετρος της εσωτερικής γωνίας τριβής της άμμου (ϕ'), το μέτρο ελαστικότητας E και οι ιδιότητες των αντηρίδων. Αυτό το περιστατικό πεδίου (case study), το οποίο περιλαμβάνει οργανομέτρηση, βασίστηκε σε ένα παρόμοιο περιστατικό που αναλύθηκε από τους Ghobrial et al. στο Διεθνές Περιοδικό Γεωτεχνικής Μηχανικής (International Journal of Geotechnical Engineering) με τίτλο «Αριθμητική ανάλυση της επιρροής της τραχύτητας ενός τοίχου σε βαθιές εκσκαφές σε αμμώδες εδαφικό υλικό» (Numerical analysis of the effect of wall roughness in deep excavations in sand).

Στο πρόβλημα μας επιλέχθηκε να γίνει ανάλυση από μετρήσεις πεδίου με την μέθοδο Rankine, όπου υπολογίστηκε η πλευρική ενεργητική ώθηση που δέχεται ο τοίχος αντιστήριξης, και αναλυτική ανάλυση των δυνάμεων στις αντηρίδες με την μέθοδο των ισοστατικών δοκών, όπου έγινε χρήση των ημι-εμπειρικών διαγραμμάτων ωθήσεων των Terzaghi-Peck, Tschebotarioff, Sabatini και Twine-Roscoe, και την μέθοδο κατανομής του φορτίου.

4.2 Περιγραφή Περιστατικού Πεδίου

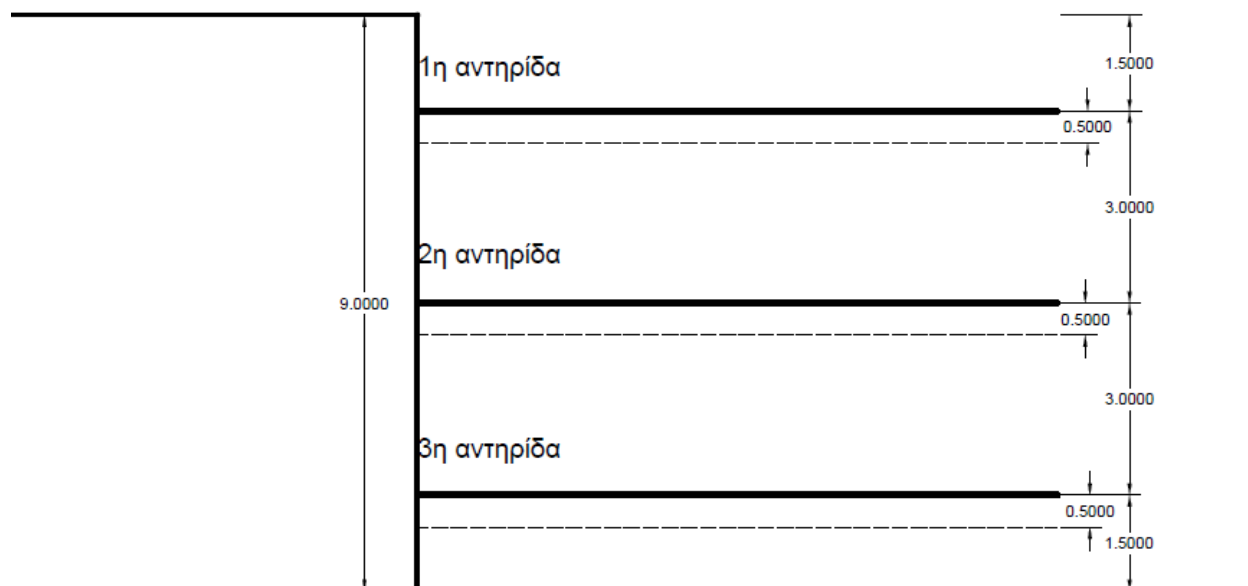
Το εδαφικό προσομοίωμα του προβλήματος μας αποτελείται από άμμο και η εκσκαφή του έχει βάθος 9 μέτρα και πλάτος 20 μέτρα. Για την διευκόλυνση των υπολογισμών την θεωρούμε συμμετρική οπότε το μήκος της αντηρίδας που χρησιμοποιείται είναι το μισό, δηλαδή 10 μέτρα. Πριν την εκσκαφή γίνεται τοποθέτηση διαφραγματικού τοίχου με βάθος έμπηξης 2 μέτρα. Τέλος γίνεται η τοποθέτηση τριών αντηρίδων με σταδιακή εκσκαφή, όπου οι οριζόντιες αποστάσεις μεταξύ τους είναι ανά 3 μέτρα, και η τοποθέτηση τους όπως φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (4.1): Βάθη τοποθέτησης αντηρίδων.

Αντηρίδα	Βάθος (m)
1	1.5
2	4.5
3	7.5

Αναλυτικότερα, η διαδικασία που ακολουθείται στην προκειμένη περίπτωση έχει τα εξής βήματα:

- 1) Τοποθέτηση διαφραγματικού τοίχου σε βάθος που φτάνει τα 11 μέτρα (9 μέτρα εκσκαφής + 2 μέτρα το βάθος έμπηξης).
- 2) Εκσκαφή σε βάθος 2 μέτρων.
- 3) Τοποθέτηση πρώτης αντηρίδας στα 1.5 μέτρα.
- 4) Εκσκαφή 3 μέτρων, με τελική στάθμη τα 5 μέτρα.
- 5) Τοποθέτηση δεύτερης σε απόσταση 3 μέτρων από την προηγούμενη, δηλαδή σε βάθος 4.5 μέτρων.
- 6) Εκσκαφή ξανά 3 μέτρων, με τελική στάθμη τα 8 μέτρα.
- 7) Τοποθέτηση της τρίτης και τελευταίας αντηρίδας σε απόσταση 3 μέτρων από την προηγούμενη, δηλαδή σε βάθος 7.5 μέτρων.
- 8) Τελική εκσκαφή βάθους 1.5 μέτρων, που φτάνει μέχρι το βάθος του πυθμένα της ολοκληρωμένης εκσκαφής, δηλαδή 9 μέτρα.



Σχήμα (4.1): Σχηματικό διάγραμμα του εδαφικού προσομοιώματος που μελετήθηκε (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.).

Οι διάφορες εδαφικές ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν στην ανάλυση στο άρθρο των Ghobrial et al. δίνονται στον πίνακα 4.2 .

Πίνακας (4.2): Διάφορες εδαφικές παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική μελέτη (Ghobrial et al).

Πυκνότητα άμμου	γ_{dry}	γ_{sat}	E	ν	ϕ
	(kN/m^3)	(kN/m^3)	(MPa)		(Μοίρες)
Χαλαρή έως Μέτρια Πυκνή	17	20	40	0.3	30
Πυκνή	18	21	65	0.3	35
Πολύ Πυκνή	18	21	80	0.3	40

Στην παρούσα μελέτη θεωρήθηκε ξηρή άμμος με ειδικό βάρος $\gamma=20 kN/m^3$ και η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι κάτω από τον πυθμένα της εκσκαφής ($z_w=0$). Για την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ επιλέχθηκαν τρεις διαφορετικές τιμές, αναλόγως με την πυκνότητα της άμμου, όπως φαίνεται στον πίνακα 4.3 .

Πίνακας (4.3): Διάφορες τιμές της γωνίας εσωτερικής τριβής της άμμου.

Πυκνότητα άμμου	ϕ°
Χαλαρή	25
Μέτρια	30
Πυκνή	35

4.3 Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων με τις εμπειρικές μεθόδους

Για το πρόβλημα που περιγράφεται στην παράγραφο 4.2 επιλύθηκαν τα διαγράμματα ωθήσεων με δυο μεθόδους: α) Μέθοδο ισοστατικών δοκών και β) Μέθοδο της κατανομής του φορτίου. Επιλέχθηκαν δυο διαφορετικές προσεγγίσεις προκειμένου να υπολογισθούν οι αξονικές δυνάμεις στις αντηρίδες, για να γίνει σύγκριση των αποτελεσμάτων και να επιλεγεί η πιο ευνοϊκή περίπτωση. Οι εξισώσεις για το πρόβλημα αυτό δίνονται στις παραγράφους 4.3.1 έως 4.3.3.

4.3.1 Ανάλυση κατά Terzaghi – Peck και Twine – Roscoe

Όπως αναφέρθηκε στα κεφάλαια 3.3 και 3.9, στην περίπτωση που υπάρχει αμμώδες εδαφικό υλικό, οι Terzaghi – Peck και Twine – Roscoe δίνουν ορθογωνικό διάγραμμα κατανομής των πλευρικών ωθήσεων γαιών, συνεπώς η γενική μορφή της εξίσωσης για την εύρεση των αξονικών δυνάμεων στις αντηρίδες θα είναι η ίδια. Διαφορές θα υπάρχουν στην αριθμητική λύση της μεθόδου των ισοστατικών δοκών και της μεθόδου κατανομής του φορτίου, στο παράρτημα Α.

Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(I_1 * q) * (I_1/2)] / I_B = [R_1 * (I_1/2)] / I_B \text{ [kN/m]} \quad (4.1)$$

$$R_C' = [(I_2 * q) * (I_2/2)] / I_C = [R_2 * (I_2/2)] / I_C \text{ [kN/m]} \quad (4.2)$$

$$R_B' = (I_1 * q) - R_A' + (I_2 * q) - R_C' = R_1 - R_A' + R_2 - R_C' \text{ [kN/m]} \quad (4.3)$$

Όπου $R_1 = I_1 * q$, $R_2 = I_2 * q$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

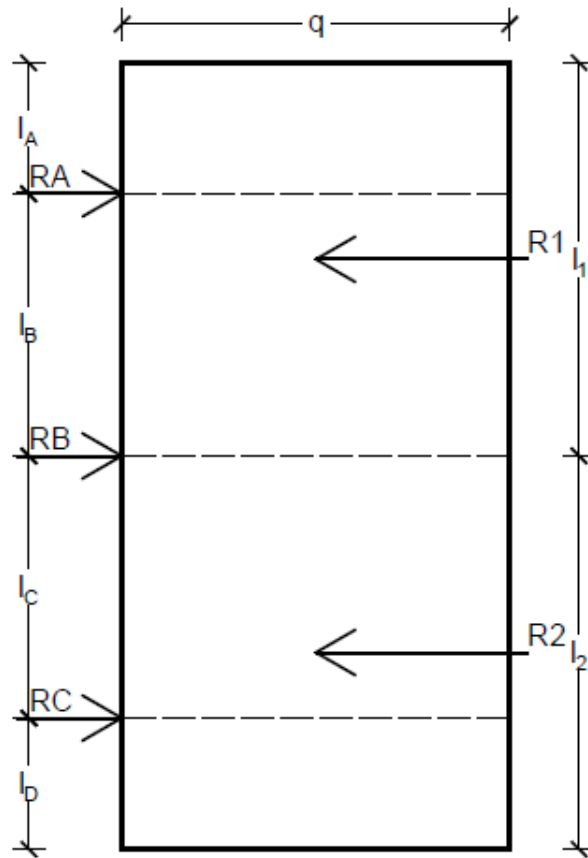
Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = R_A' * s \quad (4.4)$$

$$R_C = R_C' * s \quad (4.5)$$

$$R_B = R_B' * s \quad (4.6)$$

Όπου s (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.



Σχήμα (4.2): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών κατά Terzaghi – Peck και Twine – Roscoe σε αμμώδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.)

Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = q \cdot l_A + q \cdot (l_B/2) \quad (4.7)$$

$$R_B' = q \cdot (l_B/2) + q \cdot (l_C/2) \quad (4.8)$$

$$R_C' = q \cdot (l_C/2) + q \cdot l_D \quad (4.9)$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

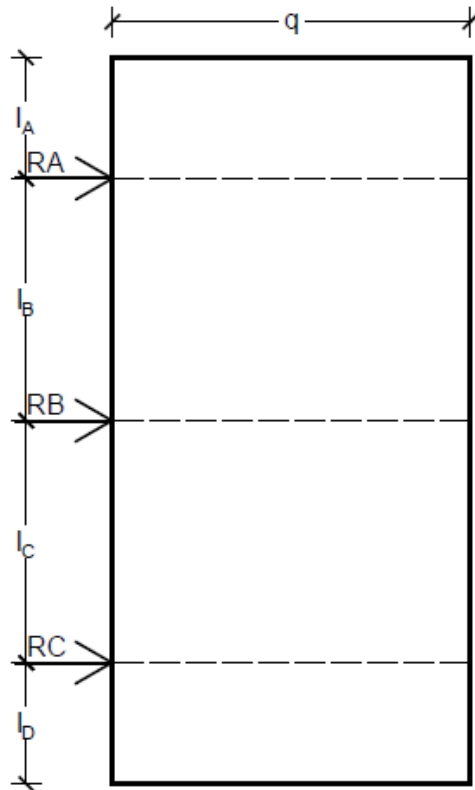
Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = R_A' \cdot s \quad (4.10)$$

$$R_B = R_B' \cdot s \quad (4.11)$$

$$R_C = R_C' \cdot s \quad (4.12)$$

Όπου s (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.



Σχήμα (4.3): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών Ghobrial δυνάμεων με την μέθοδο κατανομής του φορτίου κατά Terzaghi – Peck και Twine – Roscoe σε αμμόδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των et al.)

4.3.2 Ανάλυση κατά Tschebotarioff

Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 3.7, στην περίπτωση που υπάρχει αμμόδες εδαφικό υλικό, ο Tschebotarioff δίνει τραπεζοειδές διάγραμμα κατανομής των πλευρικών ωθήσεων γαιών. Παρακάτω δίνονται οι γενικές εξισώσεις που εφαρμόζονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα, όπου η μια αντηρίδα βρίσκεται εντός της τριγωνικής κατανομής, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.4. Η αριθμητική λύση της μεθόδου των ισοστατικών δοκών και της μεθόδου κατανομής του φορτίου βρίσκεται στο παράρτημα Α.

Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(1/2) * q * l_1 * (l_2 + l_1/3) + (q * l_2) * (l_2/2)] / l_B = [R_1 * (l_2 + l_1/3) + R_2 * (l_2/2)] / l_B \quad (4.13)$$

$$R_C' = [(q * l_3) * (l_3/2) + ((1/2) * q * l_4) * (l_3 + l_4/3)] / l_C = [R_3 * (l_3/2) + R_4 * (l_3 + l_4/3)] / l_C \quad (4.14)$$

$$R_B' = (1/2) * q * l_1 + q * l_2 - R_A' + l_3 * q + (1/2) * q * l_4 - R_C' = R_1 + R_2 - R_A' + R_3 + R_4 - R_C' \quad (4.15)$$

Όπου $R_1 = (1/2) * q * l_1$, $R_2 = l_2 * q$, $R_3 = q * l_3$, $R_4 = (1/2) * q * l_4$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

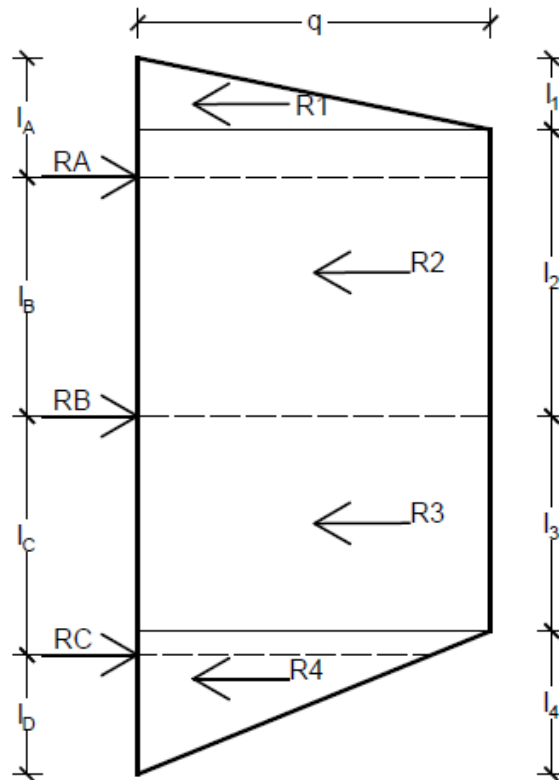
Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = R_A' * s \quad (4.16)$$

$$R_C = R_C' * s \quad (4.17)$$

$$R_B = R_B' * s \quad (4.18)$$

Όπου $s(m)$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.



Σχήμα (4.4): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών κατά Tschebotariouff σε αμμώδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.)

Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * l_1 * q_1 + l_2 * q_1 + l_3 * q_1 \quad (4.19)$$

$$R_B' = l_4 * q_1 + l_5 * q_1 \quad (4.20)$$

$$R_C' = l_6 * q_1 + l_7 * q_2 + (1/2) * l_7 * (q_1 - q_2) + (1/2) * l_8 * q_2 \quad (4.21)$$

Όπου R_A', R_C', R_B' σε (kN/m)

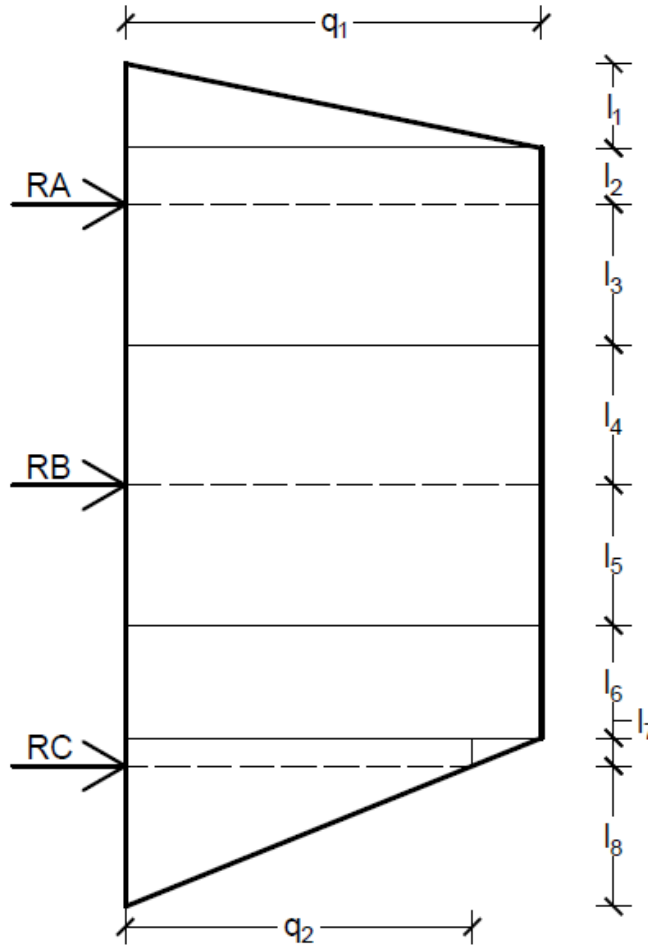
Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = R_A' * s \quad (4.22)$$

$$R_B = R_B' * s \quad (4.23)$$

$$R_C = R_C' * s \quad (4.24)$$

Όπου s (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.



Σχήμα (4.5): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο κατανομής του φορτίου κατά Tschebotarioff σε αμμώδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.)

4.3.3 Ανάλυση κατά Sabatini

Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 3.4, στην περίπτωση που υπάρχει αμμώδες εδαφικό υλικό, ο Sabatini δίνει τραπεζοειδές διάγραμμα κατανομής των πλευρικών ωθήσεων γαιών. Παρακάτω δίνονται οι γενικές εξισώσεις που εφαρμόζονται στο συγκεκριμένο πρόβλημα, όπου όλες οι αντηρίδες βρίσκονται εντός της ορθογωνικής κατανομής, όπως φαίνεται στο σχήμα 4.6. Η αριθμητική λύση της μεθόδου των ισοστατικών δοκών και της μεθόδου κατανομής του φορτίου βρίσκεται στο παράρτημα Α.

Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [((1/2)*q*I_1)*(l_2+l_1/3) + (q*I_2)*(l_2/2)]/l_B = [R_1*(l_2+l_1/3) + R_2*(l_2/2)]/l_B \quad (4.25)$$

$$R_C' = [(q*I_3)*(l_3/2) + ((1/2)*q*I_4)*(l_3+l_4/3)]/l_C = [R_3*(l_3/2) + R_4*(l_3+l_4/3)]/l_C \quad (4.26)$$

$$R_B' = (1/2)*q*I_1 + q*I_2 - R_A' + l_3*q + (1/2)*q*I_4 - R_C' = R_1 + R_2 - R_A' + R_3 + R_4 - R_C' \quad (4.27)$$

Όπου $R_1 = (1/2)*q*I_1$, $R_2 = l_2*q$, $R_3 = q*I_3$, $R_4 = (1/2)*q*I_4$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

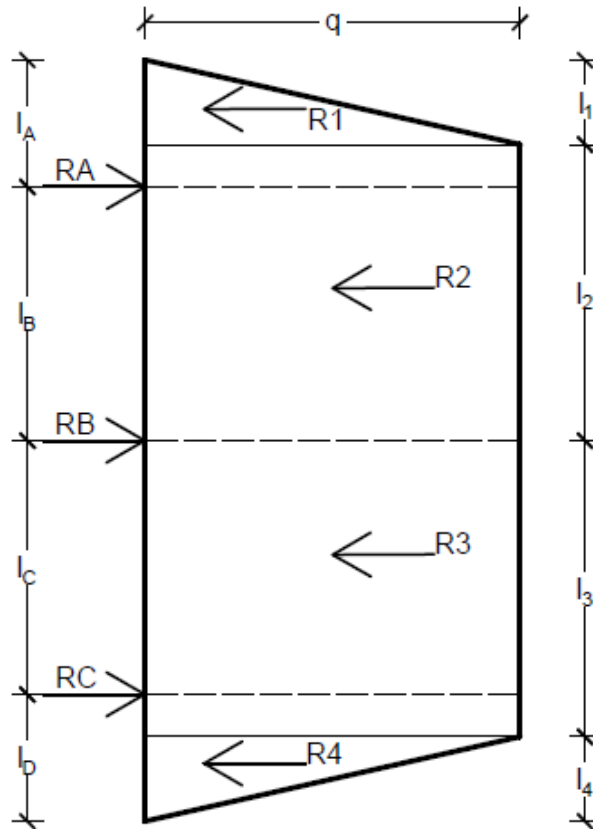
$$R_A = R_A' * s \quad (4.28)$$

$$R_C = R_C' * s \quad (4.29)$$

$$R_B = R_B' * s \quad (4.30)$$

Όπου s (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Παρατηρείται ότι η γενική μορφή των εξισώσεων σε αυτήν την περίπτωση είναι ίδια με αυτήν που είδαμε στην αντίστοιχη περίπτωση κατά τον Tschebotarioff στην ενότητα 4.3.2. Αυτό είναι απολύτως λογικό καθώς και στις δυο περιπτώσεις έχουμε τραπεζοειδές διάγραμμα. Διαφορές θα δούμε στην αριθμητική επίλυση των εξισώσεων αυτών, στο Παράρτημα Α, αφού τα διαγράμματα αυτά είναι όμοια, αλλά όχι τα ίδια.



Σχήμα (4.6): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών κατά Sabatini σε αμμώδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.)

Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * q * l_1 + l_2 * q + q * (l_3/2) \quad (4.31)$$

$$R_B' = q * (l_3/2) + q * (l_4/2) \quad (4.32)$$

$$R_C' = q * (l_4/2) + q * l_5 + (1/2) * q * l_6 \quad (4.33)$$

Όπου \$R_A'\$, \$R_C'\$, \$R_B'\$ σε (kN/m).

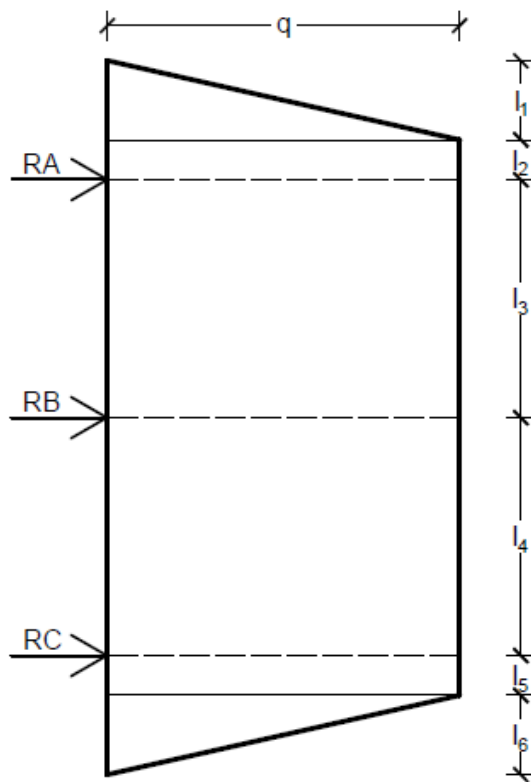
Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = R_A' * s \quad (4.34)$$

$$R_B = R_B' * s \quad (4.35)$$

$$R_C = R_C' * s \quad (4.36)$$

Όπου \$s\$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

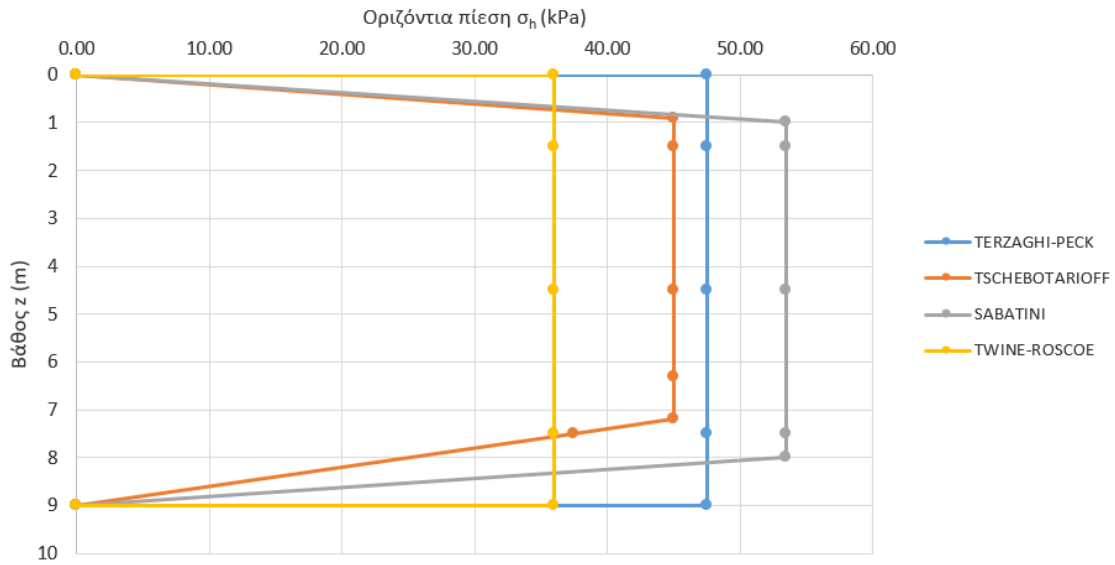


Σχήμα (4.7): Διάγραμμα περιβαλλουσών γενικής μορφής για τον υπολογισμό των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο κατανομής του φορτίου κατά Sabatini σε αμμώδες εδαφικό υλικό (βασισμένο στην περιγραφή των Ghobrial et al.)

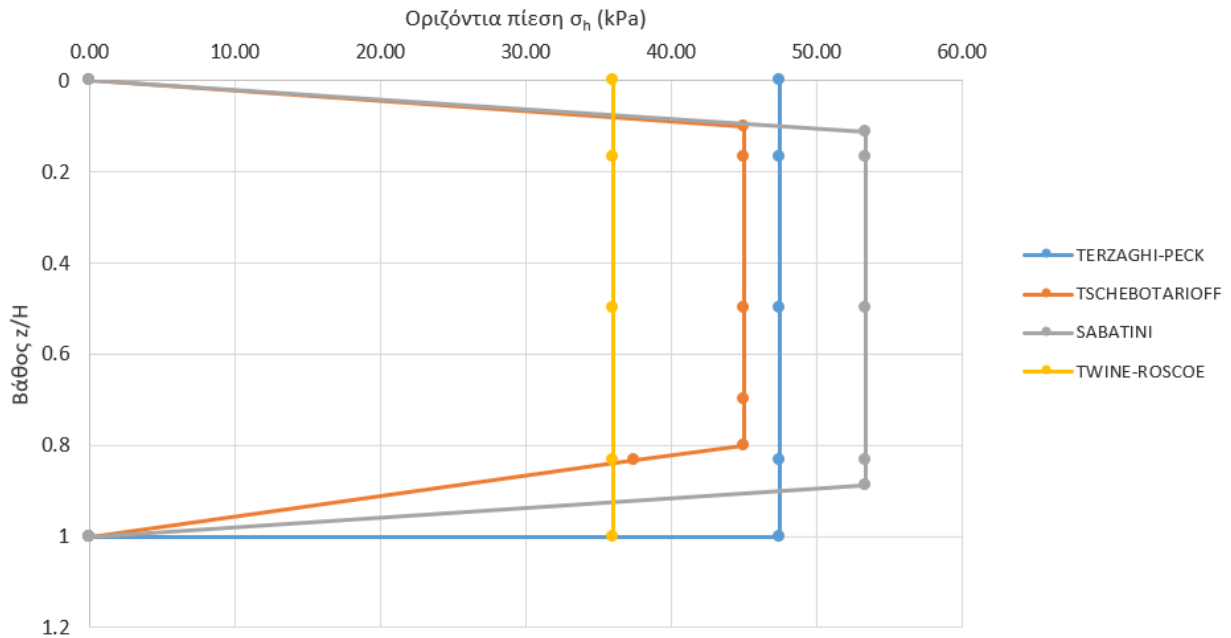
4.4 Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=25^\circ$

Για την περίπτωση όπου η πυκνότητα της άμμου θεωρείται αραιή και έχει γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=25^\circ$ και με τις εξισώσεις που δόθηκαν στην ενότητα 4.3, υπολογίστηκαν οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε αντηρίδα, με βάση την μέθοδο ισοστατικών δοκών και την μέθοδο του κατανεμημένου φορτίου.

Στα σχήματα 4.8 και 4.9 παρουσιάζονται τα διαγράμματα, όπου γίνεται σύγκριση των περιβαλλουσών των ωθήσεων του προβλήματος μας με βάση τα προτεινόμενα διαγράμματα των ερευνητών που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 3.



Σχήμα (4.8): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (4.9): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων ως προς το κανονικοποιημένο βάθος των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=25^\circ$.

4.4.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=25^\circ$

Η ανάλυση κατά Terzaghi – Peck (ενότητα 3.3) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.4.

Πίνακας (4.4): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$ με βάση την θεωρία των Terzaghi-Peck και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	480.790	427.369
2η αντηρίδα	4.5	320.527	427.369
3η αντηρίδα	7.5	480.527	427.369

Η ανάλυση κατά Tschebotarioff (ενότητα 3.7 και 3.8) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.13 έως 4.24, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.5.

Πίνακας (4.5): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$ με βάση την θεωρία του Tschebotarioff και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	370.580	344.250
2η αντηρίδα	4.5	364.500	405.000
3η αντηρίδα	7.5	297.680	283.500

Η ανάλυση κατά Sabatini (ενότητα 3.4 έως 3.6) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.25 έως 4.36, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.6.

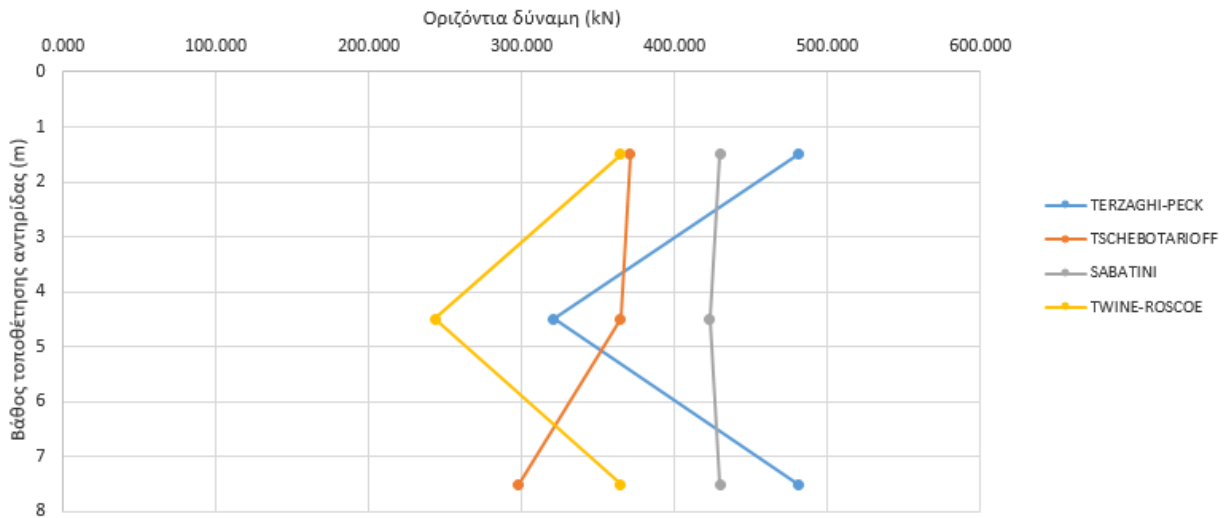
Πίνακας (4.6): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$ με βάση την θεωρία του Sabatini και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	429.595	400.658
2η αντηρίδα	4.5	422.917	480.790
3η αντηρίδα	7.5	429.595	400.658

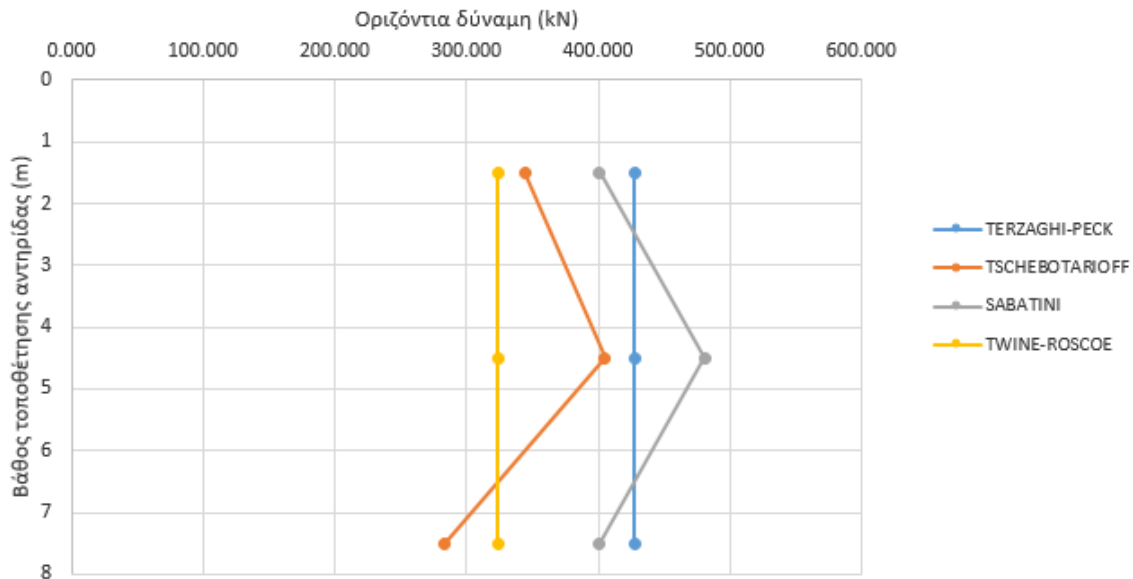
Η ανάλυση κατά Twine-Roscoe (ενότητα 3.9 έως 3.12) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.7.

Πίνακας (4.7): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$ με βάση την θεωρία των Twine-Roscoe και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	364.500	324.000
2η αντηρίδα	4.5	243.000	324.000
3η αντηρίδα	7.5	364.500	324.000



Σχήμα (4.10): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο των ισοστατικών δοκών για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$.

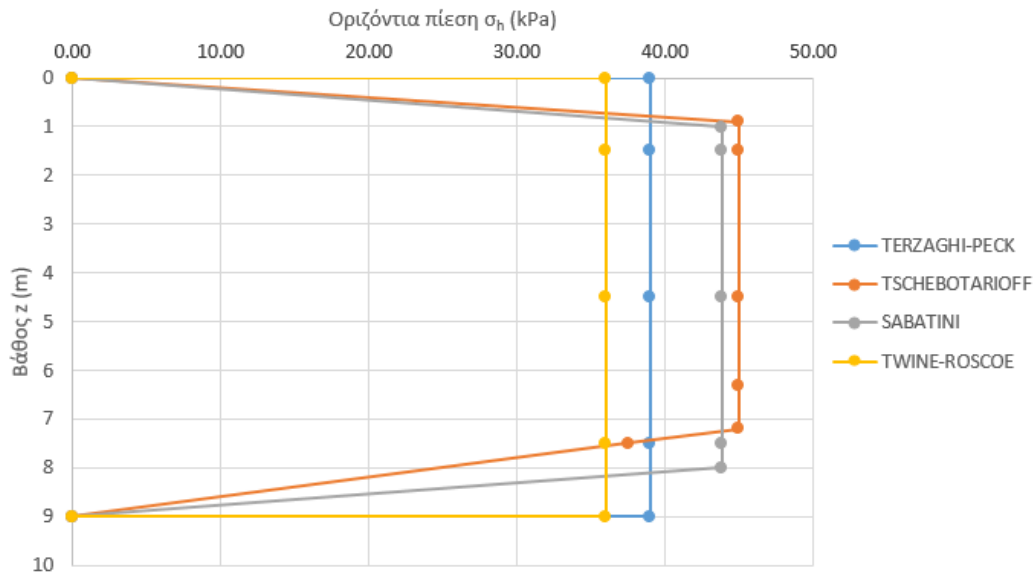


Σχήμα (4.11): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο της κατανομής του φορτίου για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=25^\circ$.

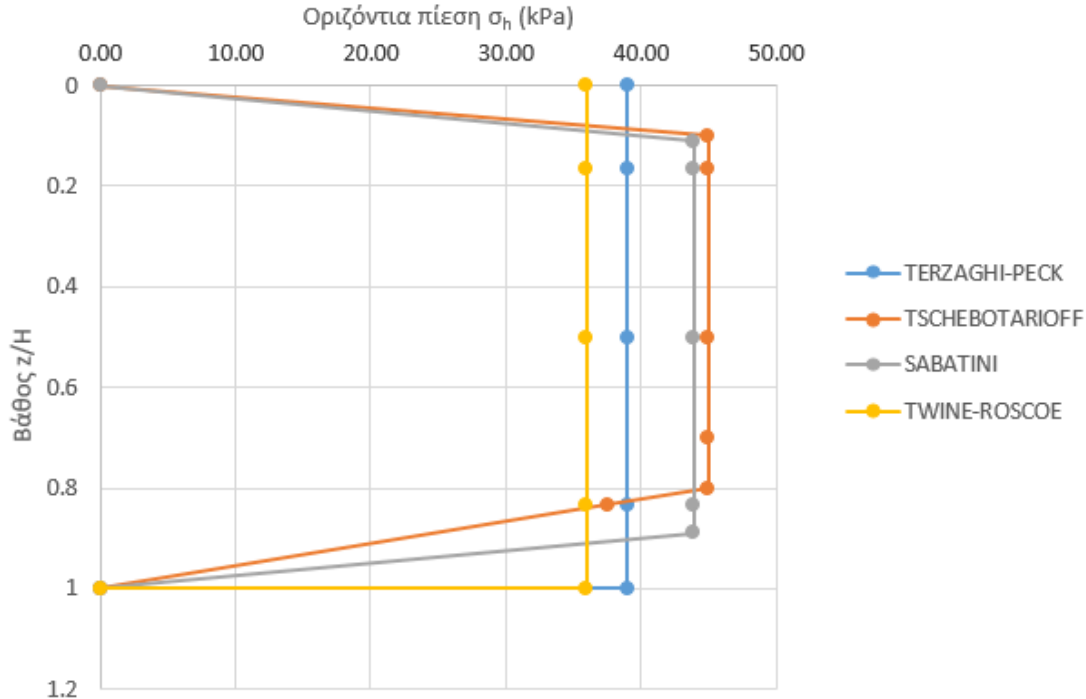
4.5 Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=30^\circ$

Για την περίπτωση όπου η πυκνότητα της άμμου θεωρείται μέτρια και έχει γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=30^\circ$ και με τις εξισώσεις που δόθηκαν στην ενότητα 4.3, υπολογίστηκαν οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε αντηρίδα, με βάση την μέθοδο ισοστατικών δοκών και την μέθοδο του κατανεμημένου φορτίου.

Στα σχήματα 4.12 και 4.13 παρουσιάζονται τα διαγράμματα, όπου γίνεται σύγκριση των περιβαλλουσών των ωθήσεων του προβλήματος μας με βάση τα προτεινόμενα διαγράμματα των ερευνητών που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 3.



Σχήμα (4.12): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (4.13): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων ως προς το κανονικοποιημένο βάθος των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=30^\circ$

4.5.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=30^\circ$

Η ανάλυση κατά Terzaghi – Peck (ενότητα 3.3) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.8.

Πίνακας (4.8): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$ με βάση την θεωρία των Terzaghi-Peck και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	394.875	351.000
2η αντηρίδα	4.5	263.250	351.000
3η αντηρίδα	7.5	394.875	351.000

Η ανάλυση κατά Tschebotarioff (ενότητα 3.7 και 3.8) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.13 έως 4.24, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.9.

Πίνακας (4.9): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$ με βάση την θεωρία του Tschebotarioff και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	370.580	344.250
2η αντηρίδα	4.5	364.500	405.000
3η αντηρίδα	7.5	297.680	283.500

Η ανάλυση κατά Sabatini (ενότητα 3.4 έως 3.6) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.25 έως 4.36, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.10.

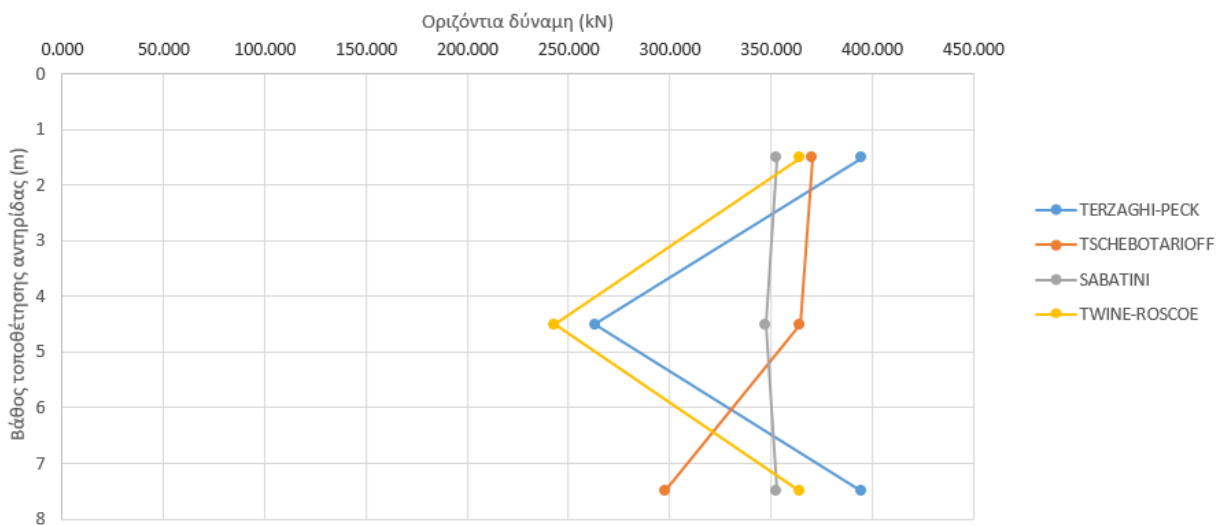
Πίνακας (4.10): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$ με βάση την θεωρία του Sabatini και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	352.828	329.063
2η αντηρίδα	4.5	347.344	394.875
3η αντηρίδα	7.5	352.828	329.063

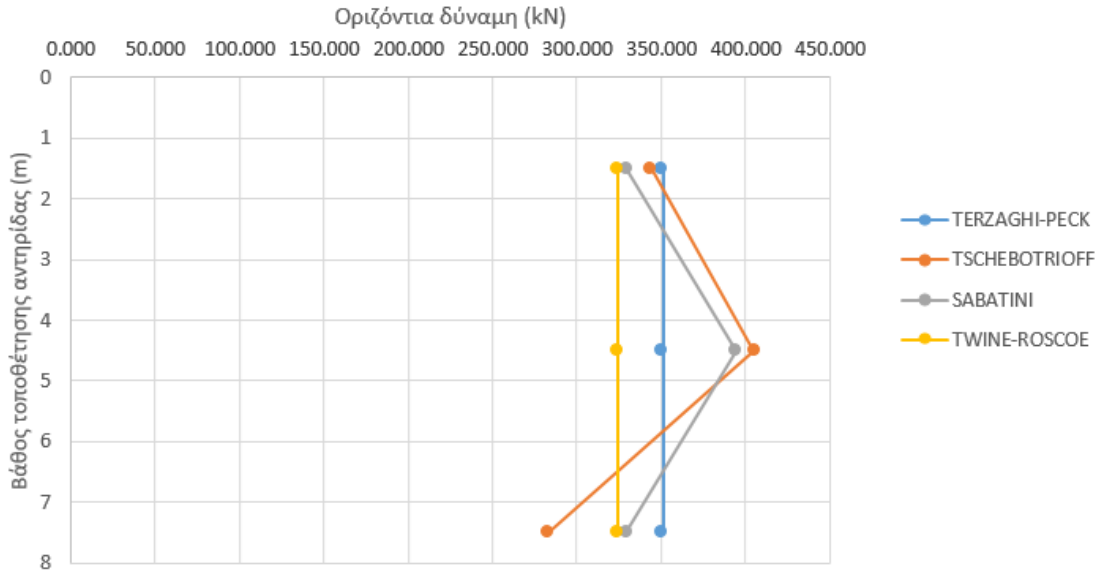
Η ανάλυση κατά Twine-Roscoe (ενότητα 3.9 έως 3.12) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.11.

Πίνακας (4.11): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$ με βάση την θεωρία των Twine-Roscoe και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	364.500	324.000
2η αντηρίδα	4.5	243.000	324.000
3η αντηρίδα	7.5	364.500	324.000



Σχήμα (4.13): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο των ισοστατικών δοκών για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$.

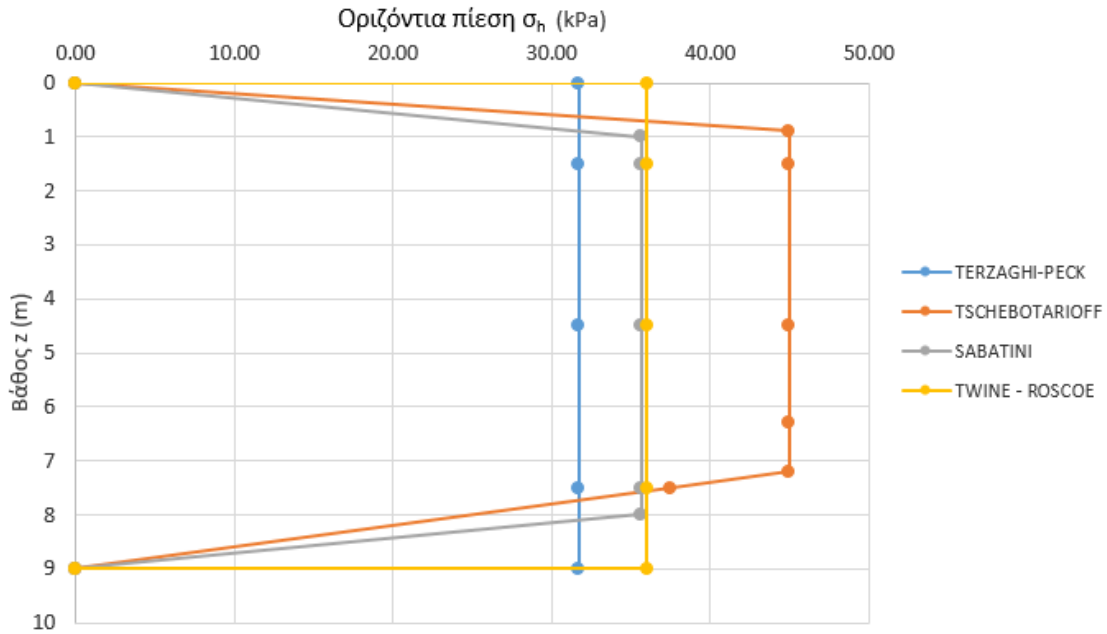


Σχήμα (4.14): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο της κατανομής του φορτίου για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=30^\circ$.

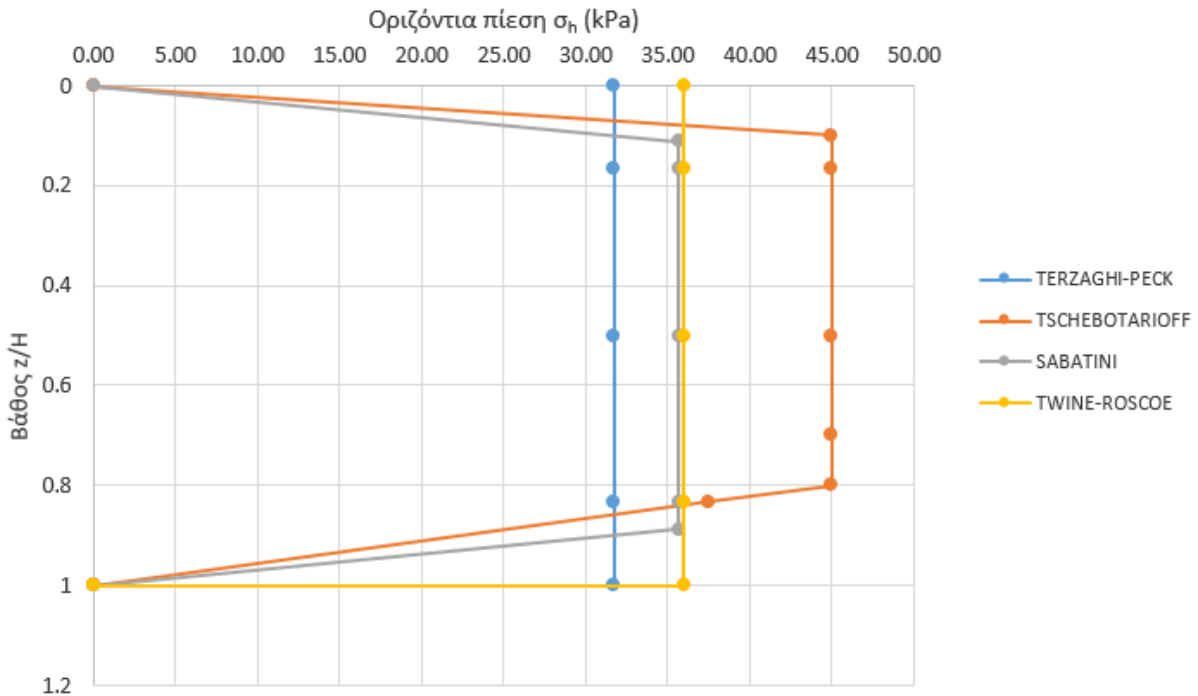
4.6 Υπολογισμός αξονικών δυνάμεων αντηρίδων για $\phi=35^\circ$

Για την περίπτωση όπου η πυκνότητα της άμμου θεωρείται μέτρια και έχει γωνία εσωτερικής τριβής $\phi=35^\circ$ και με τις εξισώσεις που δόθηκαν στην ενότητα 4.3, υπολογίστηκαν οι αξονικές δυνάμεις σε κάθε αντηρίδα, με βάση την μέθοδο ισοστατικών δοκών και την μέθοδο του κατανεμημένου φορτίου.

Στα σχήματα 4.15 και 4.16 παρουσιάζονται τα διαγράμματα, όπου γίνεται σύγκριση των περιβαλλουσών των ωθήσεων του προβλήματος μας με βάση τα προτεινόμενα διαγράμματα των ερευνητών που αναλύθηκαν στο κεφάλαιο 3.



Σχήμα (4.15): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (4.16): Σύγκριση περιβαλλουσών οριζοντίων ωθήσεων ως προς το κανονικοποιημένο βάθος των διαφορετικών μεθόδων υπολογισμού για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία διατμητικής αντίστασης $\phi=35^\circ$

4.6.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Εμπειρικών Μεθόδων για $\phi=35^\circ$

Η ανάλυση κατά Terzaghi – Peck (ενότητα 3.3) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.12.

Πίνακας (4.12): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$ με βάση την θεωρία των Terzaghi-Peck και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	321.020	285.353
2η αντηρίδα	4.5	214.010	285.353
3η αντηρίδα	7.5	321.020	385.353

Η ανάλυση κατά Tschebotarioff (ενότητα 3.7 και 3.8) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.13 έως 4.24, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.13.

Πίνακας (4.13): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$ με βάση την θεωρία του Tschebotarioff και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	370.580	344.250
2η αντηρίδα	4.5	364.500	405.000
3η αντηρίδα	7.5	297.680	283.500

Η ανάλυση κατά Sabatini (ενότητα 3.4 έως 3.6) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.25 έως 4.36, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.14.

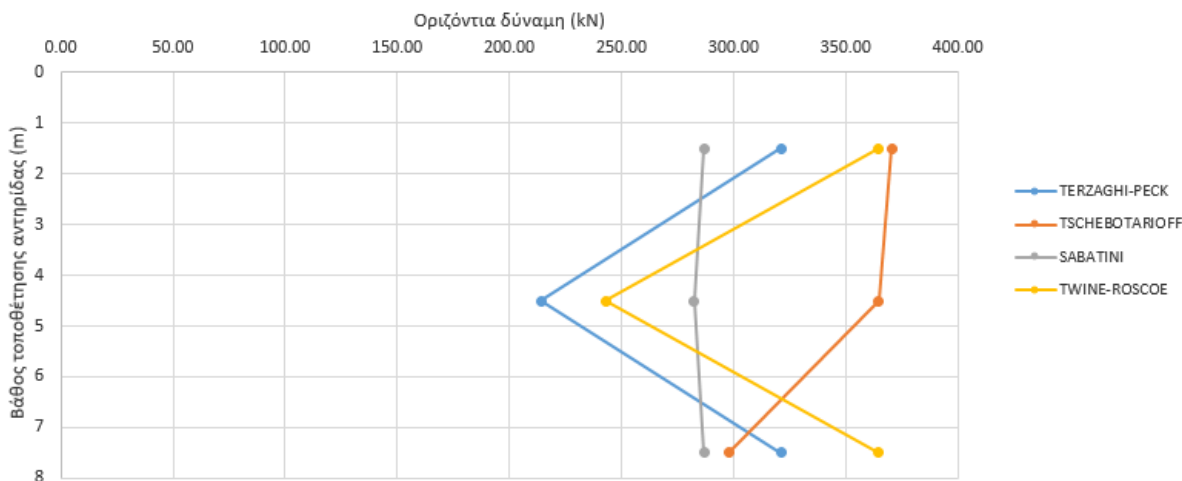
Πίνακας (4.14): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$ με βάση την θεωρία του Sabatini και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	286.839	267.518
2η αντηρίδα	4.5	282.380	321.022
3η αντηρίδα	7.5	286.839	267.518

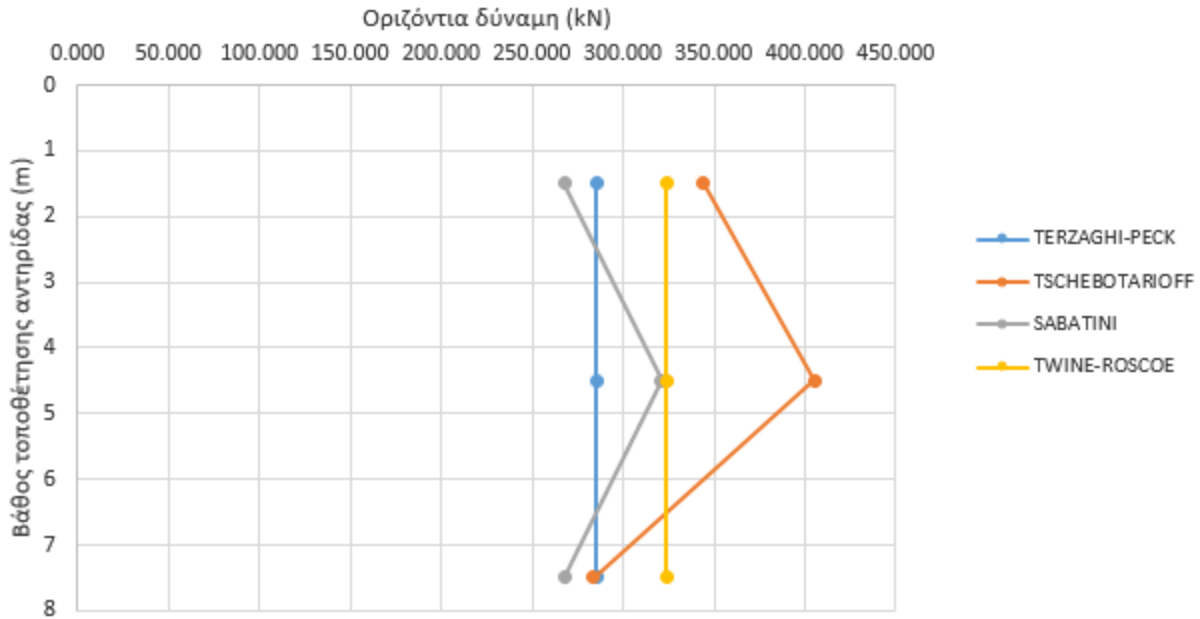
Η ανάλυση κατά Twine-Roscoe (ενότητα 3.9 έως 3.12) και με εφαρμογή των εξισώσεων 4.1 έως 4.12, οδηγεί στα αποτελέσματα του πίνακα 4.11.

Πίνακας (4.15): Αξονικές δυνάμεις των αντηρίδων για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$ με βάση την θεωρία των Twine-Roscoe και επίλυση α) ισοστατικών δοκών R_{i1} και β) κατανομής φορτίου R_{i2} .

	z(m)	R_{i1} (Ισοστατικές δοκοί) (kN)	R_{i2} (κατανομή φορτίου) (kN)
1η αντηρίδα	1.5	364.500	324.000
2η αντηρίδα	4.5	243.000	324.000
3η αντηρίδα	7.5	364.500	324.000



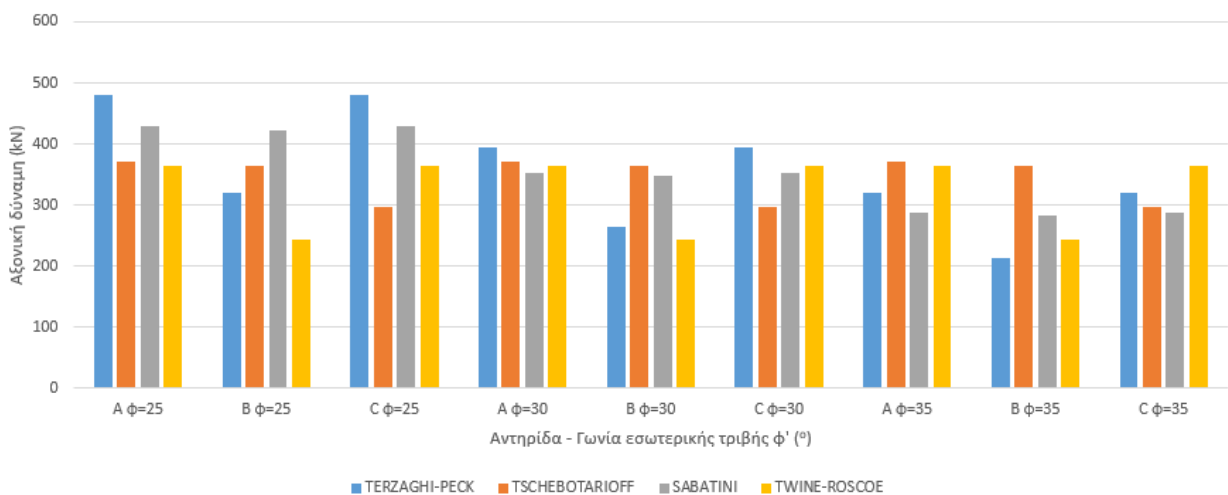
Σχήμα (4.17): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο των ισοστατικών δοκών για αμμώδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (4.18): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο της κατανομής του φορτίου για αμμόδες εδαφικό υλικό με γωνία $\phi=35^\circ$.

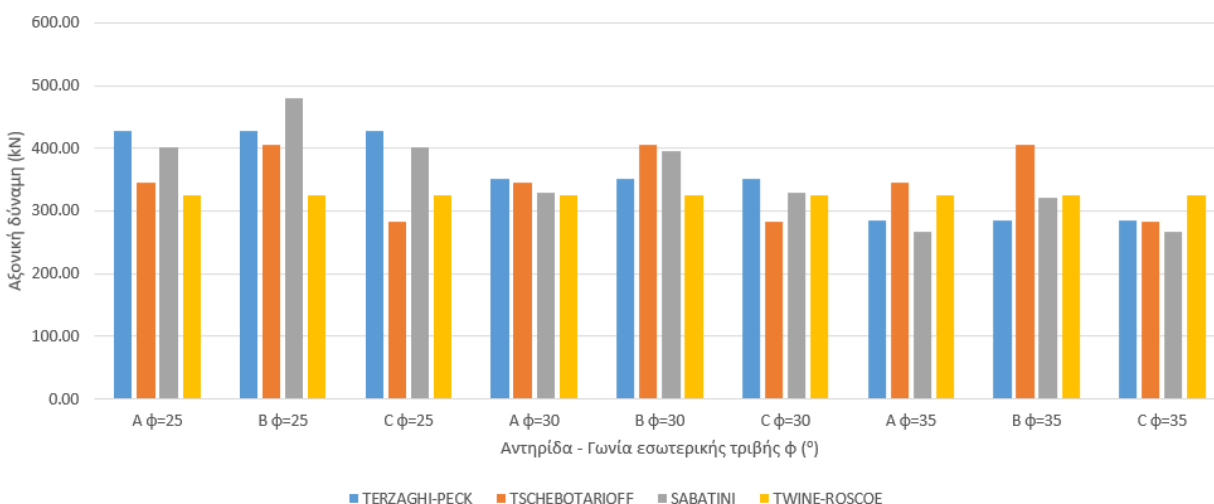
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα μεταβολής της αξονικής δύναμης για κάθε αντηρίδα με βάση την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ' της άμμου για τις δυο μεθόδους υπολογισμού που χρησιμοποιήθηκαν.

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Σχήμα (4.19): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C με βάση τα διαγράμματα ωθήσεων των Terzaghi-Peck, Tschebotariouff, Sabatini και Twine-Roscoe.

Μέθοδος Κατανομής του Φορτίου:



Σχήμα (4.20): Διάγραμμα σύγκρισης των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο κατανομής του φορτίου για τις αντηρίδες A,B,C με βάση τα διαγράμματα ωθήσεων των Terzaghi-Peck, Tschebotarioff, Sabatini και Twine-Roscoe .

Συμπεράσματα:

Παρατηρείται ότι στην μέθοδο των ισοστατικών δοκών η μέγιστη δύναμη που υπολογίζεται είναι στις αντηρίδες A και C (480.790 kN) με την χρήση του διαγράμματος ωθήσεων γαιών των Terzaghi-Peck. Στην μέθοδο κατανομής του φορτίου η μέγιστη δύναμη υπολογίζεται στην αντηρίδα B (480.89 kN) με την χρήση του διαγράμματος ωθήσεων γαιών κατά τον Sabatini.

Επίσης παρατηρείται ότι με την αλλαγή της γωνίας φ, δεν αλλάζει κάτι στις δυνάμεις κατά τον υπολογισμό τους με την χρήση των διαγραμμάτων κατά Tschebotarioff και των Twine-Roscoe , διότι όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.10 και 3.17 αντίστοιχα, δεν λαμβάνεται υπόψιν ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_a , άρα δεν υπάρχει κάποια μεταβολή όταν αλλάζει η τιμή της γωνίας φ'.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΟΣ PHASE² 8.0

5.1 Εισαγωγή

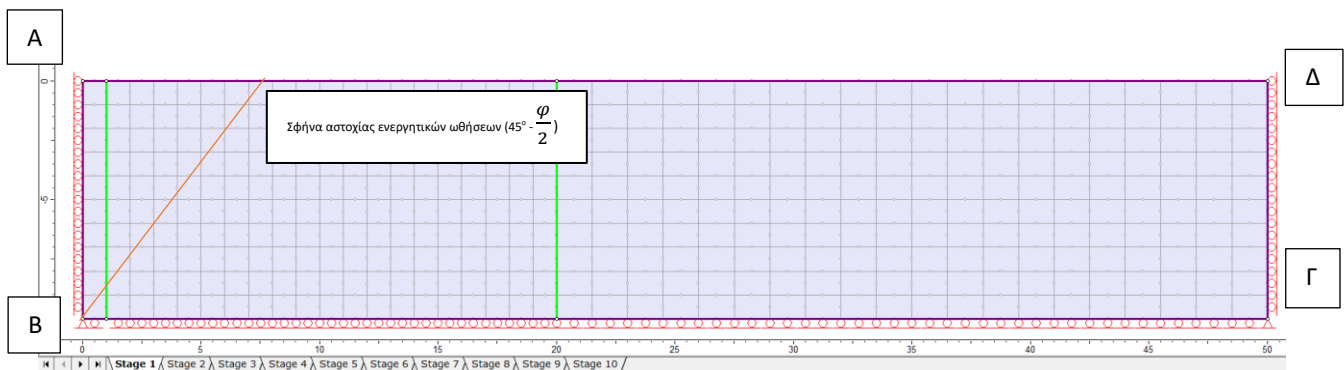
Για να επαληθεύσουμε ότι δίνονται ικανοποιητικά αποτελέσματα και ότι ο κάνναβος είναι σωστά διαμορφωμένος και δεν επηρεάζεται το αποτέλεσμα από τις συνοριακές συνθήκες, έγινε ανάλυση με επιλογή σφάλματος (tolerance) για τις ενεργητικές και τις παθητικές ωθήσεις. Το σφάλμα και στις δυο περιπτώσεις επιλέχθηκε από 0.0000001 ως 0.001 (Βλ. Παράρτημα Β). Στο τέλος έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων ώστε να βρεθεί το σφάλμα που μας δίνει ικανοποιητική σύγκλιση και έχει τον λιγότερο υπολογιστικό φόρτο.

Το εδαφικό υλικό που θεωρήθηκε και στις δυο περιπτώσεις ήταν αμμώδες με ειδικό βάρος εδάφους $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ και η αρχική φόρτιση του στοιχείου ήταν το ίδιο βάρος (γεωστατική φόρτιση). Ο λόγος Poisson είναι ίσος με $\nu = 0.3$, το μέτρο Ελαστικότητας $E = 20000 \text{ kPa}$, η γωνία διατμητικής αντοχής λήφθηκε $\phi = 30^\circ$ και η συνοχή $c' = 0$ (προκειμένου να επιτευχθεί αριθμητική σύγκλιση στις αναλύσεις υιοθετήθηκε μια πολύ μικρή τιμή 10^{-5}). Τέλος, το καταστατικό προσομοίωμα θεωρήθηκε ως ισότροπο ελαστικό, απολύτως πλαστικό Mohr-Coulomb.

5.1.1 Ενεργητικές ωθήσεις

Γεωμετρία καννάβου :

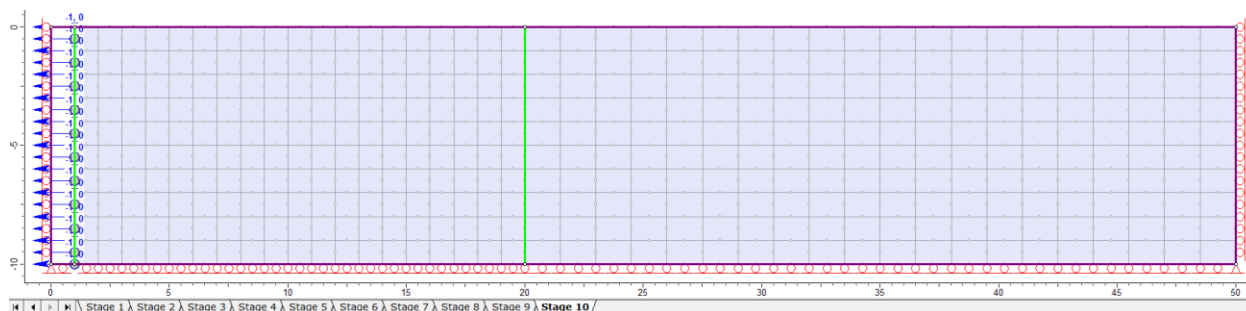
- Διαστάσεις: 10m x 50 m
- Τύπος πεπερασμένων στοιχείων: ορθογωνικά – οκτακομβικά
- Συνοριακές συνθήκες: Κυλίσεις κατακόρυφα και στην βάση (ένας βαθμός ελευθερίας, στο AB είναι $x=0$, στο AD είναι $y=0$, στο ΓΔ είναι $x=50$ και $y=-10$) , χωρίς στηρίξεις στην ελεύθερη επιφάνεια (δύο βαθμοί ελευθερίας) , Επίπεδη παραμόρφωση ($z=0$) .



Σχήμα (5.1): Γεωμετρία καννάβου για την επαλήθευση στις ενεργητικές ωθήσεις.

Στο δεύτερο στάδιο επιβλήθηκε στην εκσκαφή μία συνολική μετατόπιση -1m κατά τον άξονα x (οριζόντιο, με κατεύθυνση προς το εξωτερικό του καννάβου) το οποίο επιβλήθηκε σε 9 στάδια, ανά 0.1m από το 2^ο έως το 8^ο και 0.2m στο 9^ο. Στόχος ήταν το υλικό να βρεθεί σε ενεργητική

κατάσταση αστοχίας. Αφαιρείται στο 1^ο στάδιο ένα κομμάτι εδαφικού υλικού για την διευκόλυνση των αναλύσεων και ταυτόχρονα επιβάλλεται η μετατόπιση.



Σχήμα (5.2): Τελικό στάδιο μετατοπίσεων στις ενεργητικές ωθήσεις.

Στον παρακάτω πίνακα βλέπουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν στο πρόγραμμα Phase² 8.0 (αναλυτικότερα βλ. Παράρτημα Β).

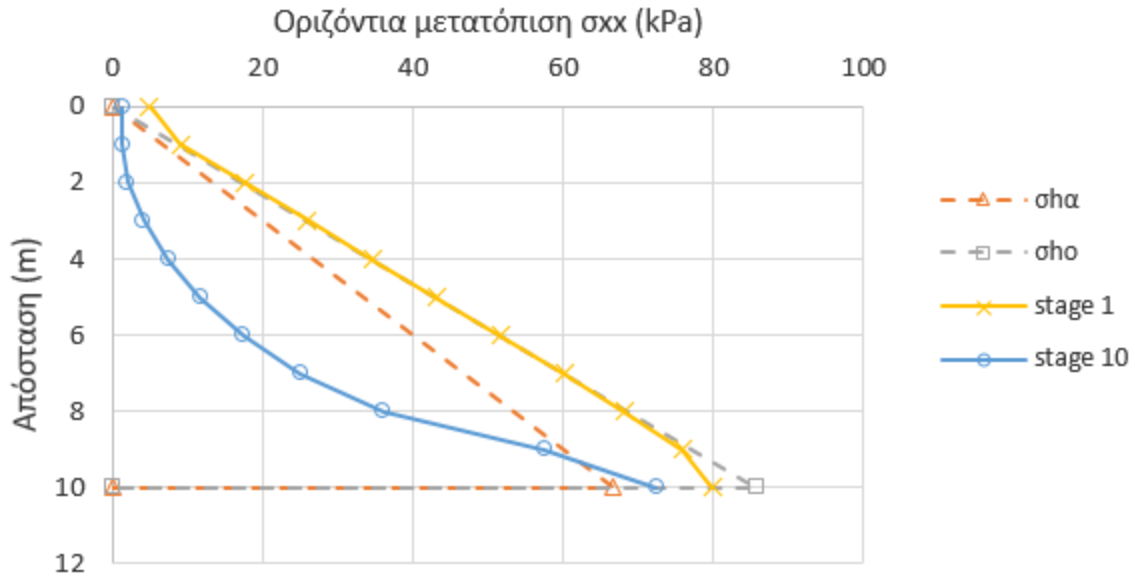
Πίνακας (5.1): Αναλύσεις επαλήθευσης ενεργητικών ωθήσεων – επίδραση ακρίβειας.

Δοκιμές	Tolerance	Συνολική Οριζόντια ώθηση (kN/m)	Διαφορά (%)
Δοκιμή 1	0.00000001	266.28	
Δοκιμή 2	0.0000001	265.85	0.16
Δοκιμή 3	0.000001	267.59	-0.49
Δοκιμή 4	0.00001	270.43	-1.56
Δοκιμή 5	0.0001	267.95	-0.63
Δοκιμή 6	0.001	260.27	2.26

Το σφάλμα που μας έδωσε μια ικανοποιητική σύγκλιση και είχε τον λιγότερο υπολογιστικό φόρτο ήταν της Δοκιμής 4 (tolerance=0.00001). Συγκρίνοντας το με τα αποτελέσματα από την θεωρία Rankine (αναλυτικότερα βλ. Παράρτημα Β) :

Πίνακας (5.2): Αναλύσεις επαλήθευσης ενεργητικών ωθήσεων για tolerance 0.00001 – σύγκριση με θεωρία Rankine.

Δοκιμή	Συνολική Οριζόντια ώθηση (kN/m)	Ώθηση κατά Rankine (kN/m)	Διαφορά (%)
Δοκιμή 4	270.430	333.333	-18.87

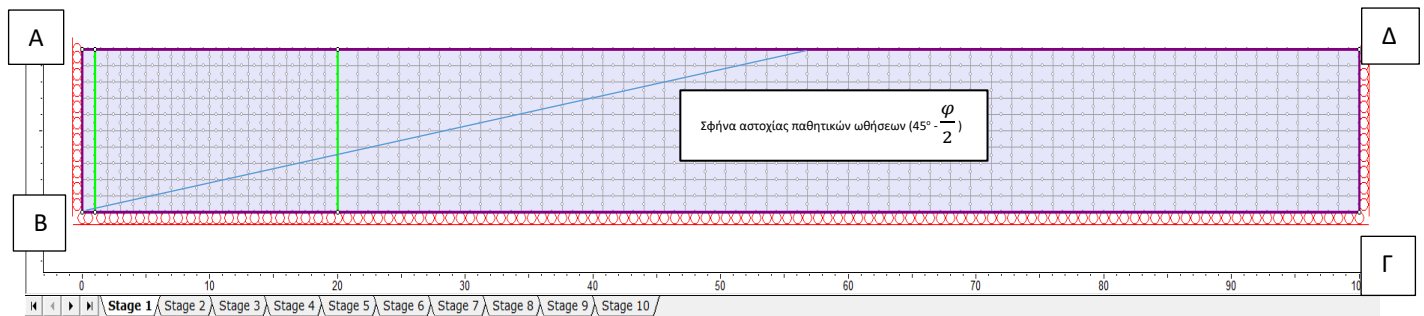


Σχήμα (5.3): Διάγραμμα σύγκρισης ενεργητικών οριζοντίων μετατοπίσεων με την θεωρία Rankine.

5.1.2 Παθητικές ωθήσεις

Γεωμετρία καννάβου :

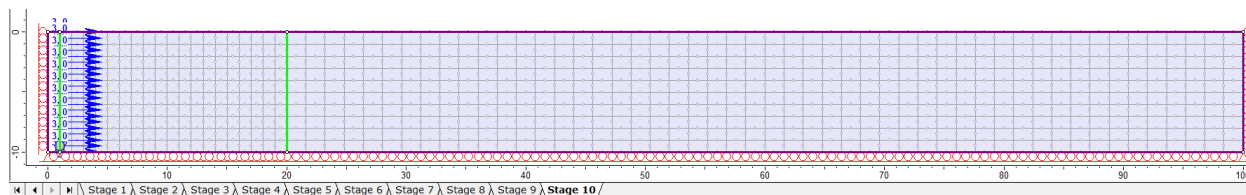
- Διαστάσεις: 10m x 100 m
- Τύπος πεπερασμένων στοιχείων: ορθογωνικά – οκτακομβικά
- Συνοριακές συνθήκες: Κυλίσεις κατακόρυφα και στην βάση (ένας βαθμός ελευθερίας, στο AB είναι $x=0$, στο AD είναι $y=0$, στο ΓΔ είναι $x=100$ και $y=-10$) , χωρίς στηρίξεις στην ελεύθερη επιφάνεια (δύο βαθμοί ελευθερίας) , Επίπεδη παραμόρφωση ($z=0$) .



Σχήμα (5.4): Γεωμετρία καννάβου για την επαλήθευση στις παθητικές ωθήσεις.

Στο δεύτερο στάδιο επιβλήθηκε στην εκσκαφή μία συνολική μετατόπιση -3m κατά τον άξονα x (οριζόντιο, με κατεύθυνση προς το εσωτερικό του καννάβου) το οποίο επιβλήθηκε σε 8 στάδια,

ανά 0.3m από το 2° έως το 8° και 0.6m στο 9°. Στόχος ήταν το υλικό να βρεθεί σε παθητική κατάσταση αστοχίας. Αφαιρείται στο 1° στάδιο ένα κομμάτι εδαφικού υλικού για την διευκόλυνση των αναλύσεων και ταυτόχρονα επιβάλλεται η μετατόπιση.



Σχήμα (5.5): Τελικό στάδιο μετατοπίσεων στις παθητικές ωθήσεις.

Στον παρακάτω πίνακα βλέπουμε τα αποτελέσματα των αναλύσεων που έγιναν στο πρόγραμμα Phase² 8.0 (αναλυτικότερα βλ. Παράρτημα Β).

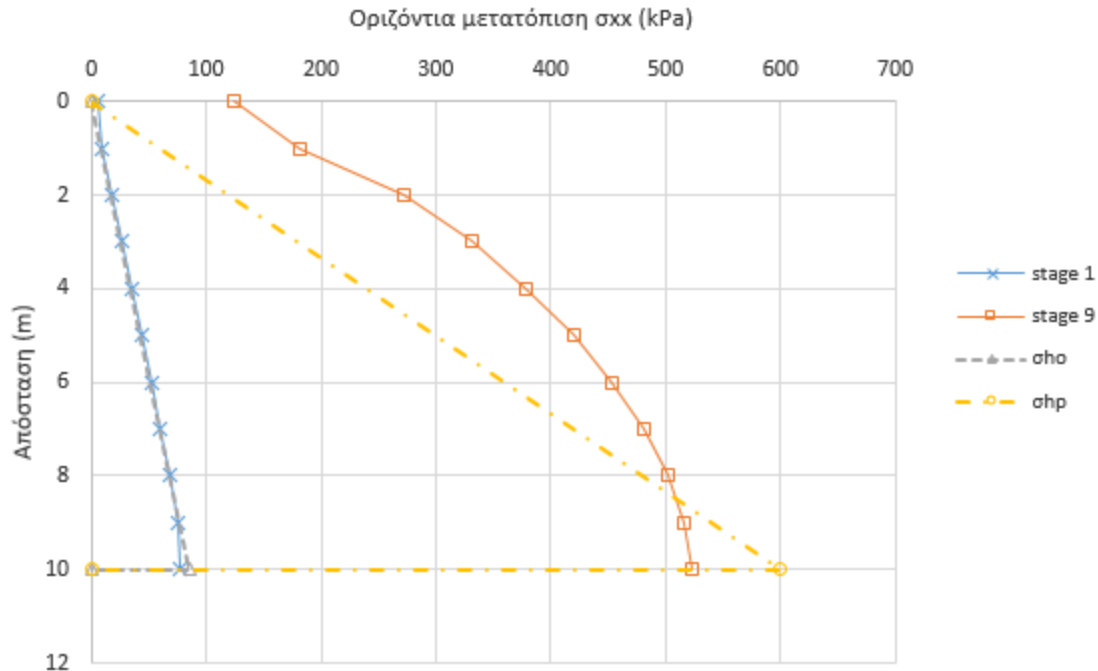
Πίνακας (5.3): Αναλύσεις επαλήθευσης παθητικών ωθήσεων – επίδραση ακρίβειας.

Δοκιμές	Tolerance	Συνολική Οριζόντια ώθηση (kN/m)	Διαφορά (%)
Δοκιμή 1	0.00000001	4246.3	
Δοκιμή 2	0.0000001	4241.34	0.114
Δοκιμή 3	0.000001	4250.44	-0.097
Δοκιμή 4	0.00001	4259.43	-0.309
Δοκιμή 5	0.0001	4285.28	-0.918
Δοκιμή 6	0.001	4551.82	-7.19

Το σφάλμα που μας έδωσε μια ικανοποιητική σύγκλιση και είχε τον λιγότερο υπολογιστικό φόρτο ήταν της Δοκιμής 4 (tolerance=0.00001). Συγκρίνοντας το με τα αποτελέσματα από την θεωρία Rankine (αναλυτικότερα βλ. Παράρτημα Β) :

Πίνακας (5.4): Αναλύσεις επαλήθευσης παθητικών ωθήσεων για tolerance 0.00001 – σύγκριση με θεωρία Rankine.

Δοκιμή	Συνολική Οριζόντια ώθηση (kN/m)	Ώθηση κατά Rankine (kN/m)	Διαφορά (%)
Δοκιμή 4	4259.43	3000	29.57



Σχήμα (5.6): Διάγραμμα σύγκρισης παθητικών οριζοντίων μετατοπίσεων με την θεωρία Rankine.

5.2 Εδαφικό προσομοίωμα

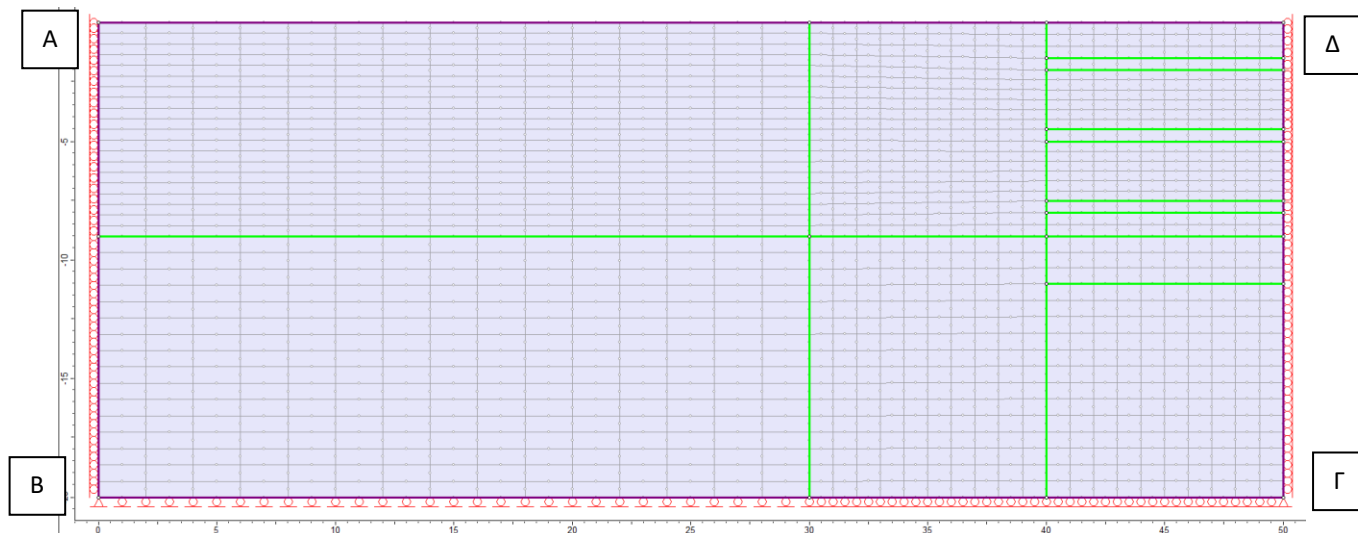
Όπως αναφέρθηκε και στο προηγούμενο κεφάλαιο το εδαφικό υλικό στο οποίο γίνεται η μελέτη είναι αμμώδες και ξηρό, με ειδικό βάρος $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Για τις αναλύσεις έχουμε θεωρήσει τις εξής ιδιότητες του εδάφους:

- Αρχική φόρτιση στοιχείου: ίδιο βάρος – γεωστατική φόρτιση
- Καταστατικό προσομοίωμα: ισότροπο ελαστικά απολύτως πλαστικό Mohr – Coulomb
- Παράμετροι ελαστικότητας: λόγος Poisson $\nu = 0.3$, Μέτρο Ελαστικότητας (Young's Modulus) = 20000 kPa
- Παράμετροι κριτηρίου αστοχίας: η γωνία διατμητικής αντοχής (ϕ) είναι η μεταβαλλόμενη παράμετρος , συνοχή $c' = 0$ (προκειμένου να επιτευχθεί αριθμητική σύγκλιση στις αναλύσεις υιοθετήθηκε μια πολύ μικρή τιμή 10^{-5})

Επιπλέον, για τις αναλύσεις των τάσεων υιοθετήθηκε ένα σφάλμα (tolerance) ίσο με 0.0001 και 50.000 επαναλήψεις (iterations).

Η γεωμετρία του καννάβου σχεδιάστηκε όπως φαίνεται στο σχήμα 5.7 προκειμένου αυτός να επηρεάζεται όσο το δυνατόν λιγότερο από τις συνοριακές συνθήκες. Πιο αναλυτικά η γεωμετρία του καννάβου είναι:

- I. Διαστάσεις: 20m × 50m
- II. Τύπος πεπερασμένων στοιχείων: ορθογωνικά – οκτακομβικά
- III. Συνοριακές συνθήκες: Κυλίσεις κατακόρυφα και στην βάση (ένας βαθμός ελευθερίας, στο AB είναι $x=0$, στο AΔ είναι $y=0$, στο ΓΔ είναι $x=50$ και $y=-20$), χωρίς στηρίξεις στην ελεύθερη επιφάνεια (δυο βαθμοί ελευθερίας), επίπεδη παραμόρφωση ($z=0$).



Σχήμα (5.7): Γεωμετρία καννάβου του προβλήματος.

Η διαδικασία της εκσκαφής που ακολουθήθηκε είναι η ίδια που παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4.2. Στην ανάλυση μέσω του προγράμματος Phase² 8.0, πρέπει να επιλεχθούν οι ιδιότητες του διαφραγματικού τοίχου και των αντηρίδων που θα χρησιμοποιηθούν. Για το πρόβλημα μας, διαλέξαμε δυο διαφορετικές αντηρίδες από τον Πίνακα Τεχνικών Χαρακτηριστικών Σωληνωτών Αντηρίδων (βλ. Παράρτημα Γ), για να βρεθεί η βέλτιστη λύση. Στους παρακάτω πίνακες βλέπουμε τα τεχνικά χαρακτηριστικά τους.

Πίνακας (5.5): Τεχνικά χαρακτηριστικά του διαφραγματικού τοίχου του προβλήματος.

	Ελαστικές Ιδιότητες		Γεωμετρία
	Μέτρο Ελαστικότητας (kPa)	Λόγος Poisson	Πάχος (m)
Διαφραγματικός Τοίχος	30000000	0.2	0.3

Πίνακας (5.6): Τεχνικά χαρακτηριστικά των αντηρίδων του προβλήματος.

	Ελαστικές Ιδιότητες		Γεωμετρία		
	Μέτρο Ελαστικότητας (kPa)	Λόγος Poisson	Εμβαδόν (m ²)	Ροπή Αδράνειας (m ⁴)	Μέγιστο μήκος (m)
Τύπος Α αντηρίδας	210000000	0.2	0.017971	0.00145839	21
Τύπος Β αντηρίδας	210000000	0.2	0.039407	0.00496124	27

Συνεπώς, μετά το τελευταίο στάδιο εκσκαφής όπου θα έχουν τοποθετηθεί όλες οι αντηρίδες και ο διαφραγματικός τοίχος, το εδαφικό προσομοίωμα στο οποίο θα γίνουν όλες οι αναλύσεις στη συνέχεια, είναι αυτό που φαίνεται στο σχήμα 5.8 .



Σχήμα (5.8): Τελικό στάδιο εκσκαφής στο εδαφικό προσομοίωμα του προβλήματος.

5.3 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=25^\circ$

Η πρώτη ανάλυση που έγινε ήταν για γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου $\phi=25^\circ$. Έγιναν δυο διαφορετικές αναλύσεις σε αυτό το εδαφικό υλικό για τους δυο τύπους αντηρίδων (Πίν. 5.6) που έχουν επιλεγεί. Στις ενότητες 5.3.1 και 5.3.2 δίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών.

Πρώτα γίνεται ο υπολογισμός των ουδέτερων και των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων με την μέθοδο Rankine, όπως περιεγράφηκε στην ενότητα 2.3.

Πίνακας (5.7): Υπολογισμός των ουδέτερων πλευρικών ωθήσεων γαιών του προβλήματος.

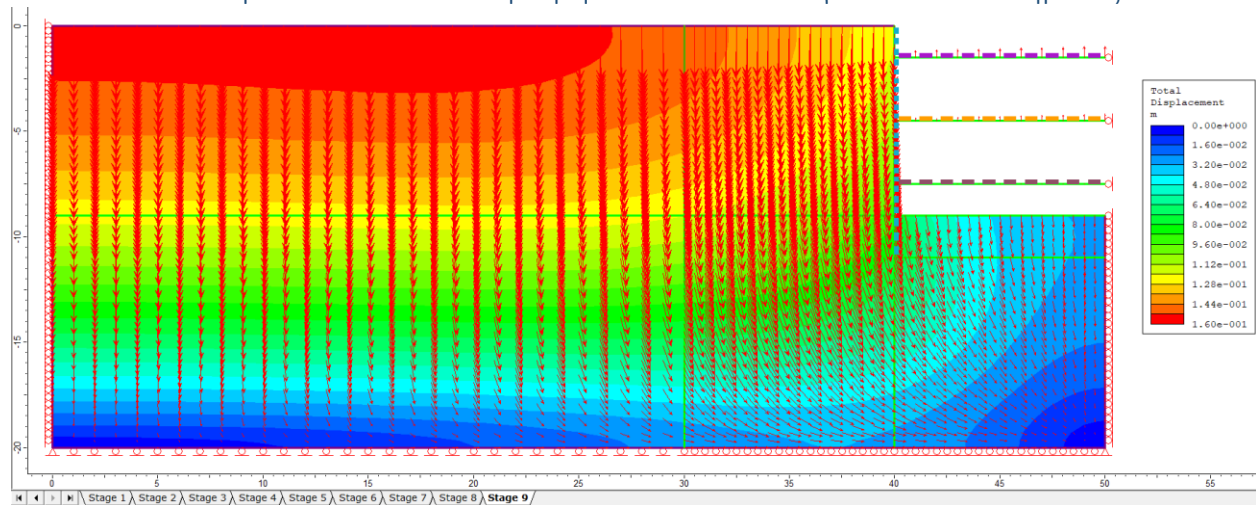
Ουδέτερες ωθήσεις					
Βάθος z (m)	Ολική κατακόρυφη $\sigma_v = \gamma * z$ (kPa)	Πίεση πόρων $u = \gamma_w * z_w$ (kPa)	Ενεργός κατακόρυφη $\sigma'_v = \sigma_v - u$ (kPa)	Ενεργός οριζόντια $\sigma_{h0}' = K_0 * \sigma'_v$ (kPa)	Ολική οριζόντια $\sigma_{h0} = \sigma_{h0}' + u$ (kPa)
0	0	0	0	0	0
9	180	0	180	77.143	77.143

Οι ουδέτερες ωθήσεις γαιών θα είναι σε κάθε περίπτωση όπου μεταβάλλεται η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ , ίδιες. Αυτό συμβαίνει διότι με βάση τον πίνακα 2.1, στις ελαστικές αναλύσεις η συντελεστής ουδέτερων πλευρικών ωθήσεων K_0 , εξαρτάται μόνο από τον λόγο Poisson (ν) και στο πρόβλημα μας δεν μεταβάλλεται.

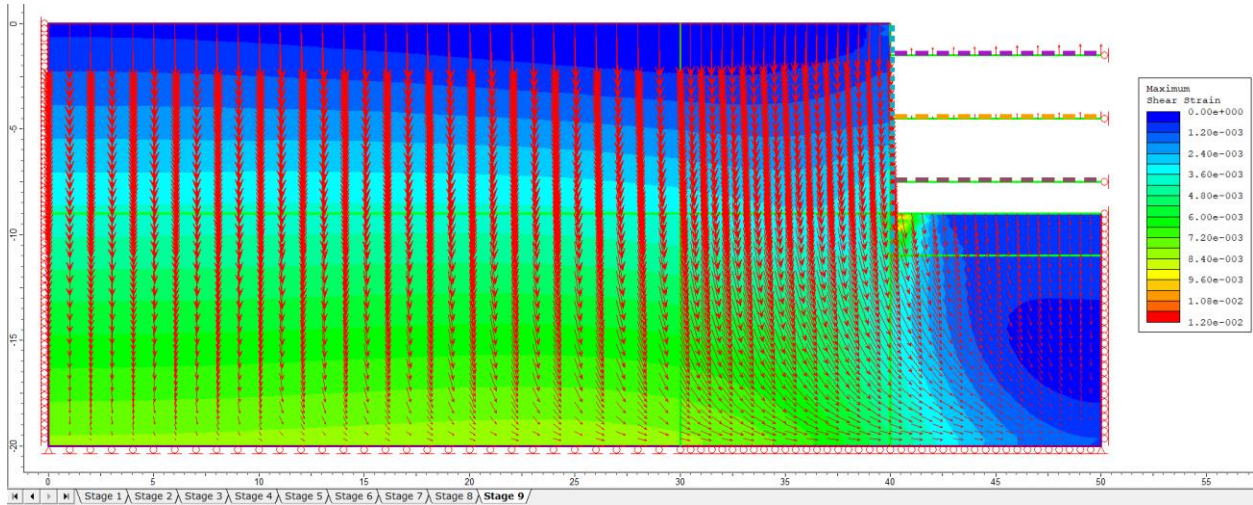
Πίνακας (5.8): Υπολογισμός των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων γαιών του προβλήματος για $\phi = 25^\circ$.

Ενεργητικές ωθήσεις					
Βάθος z (m)	Ολική κατακόρυφη $\sigma_v = \gamma * z$ (kPa)	Πίεση πόρων $u = \gamma_w * z_w$ (kPa)	Ενεργός κατακόρυφη $\sigma'_v = \sigma_v - u$ (kPa)	Ενεργός οριζόντια $\sigma_{hA}' = K_A * \sigma'_v$ (kPa)	Ολική οριζόντια $\sigma_{hA} = \sigma_{hA}' + u$ (kPa)
0	0	0	0	0	0
9	180	0	180	73.055	73.055

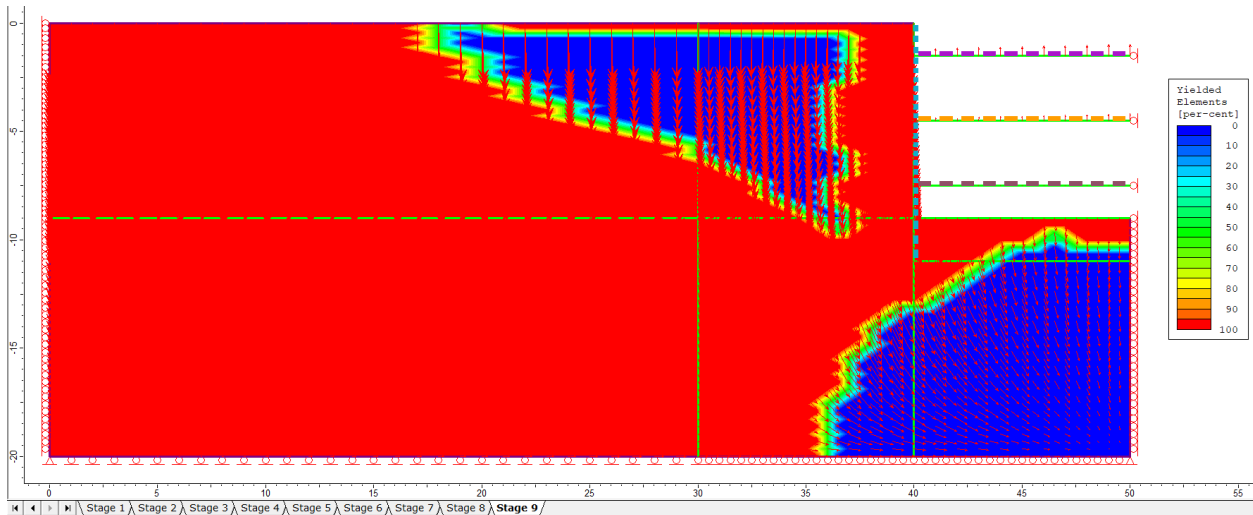
5.3.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Α Αντηρίδας



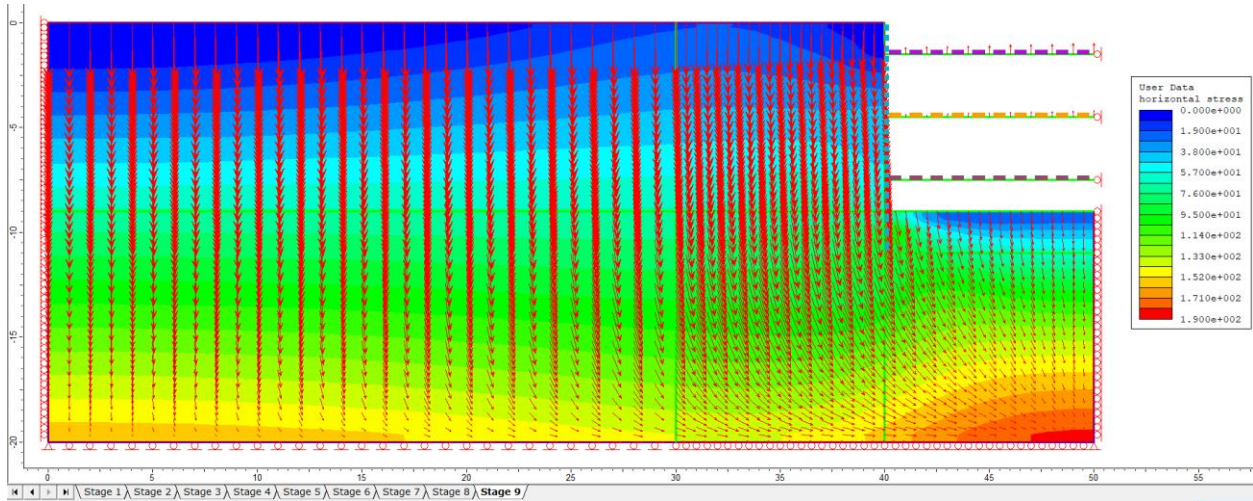
Σχήμα (5.9): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi = 25^\circ$.



Σχήμα (5.10): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

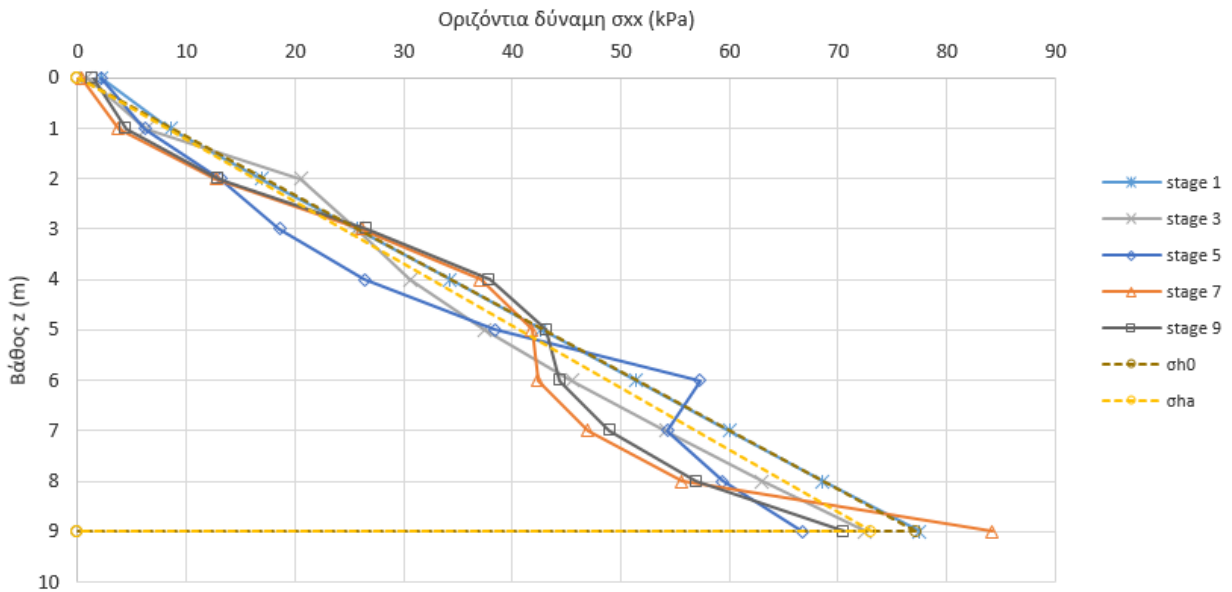


Σχήμα (5.11): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.12): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

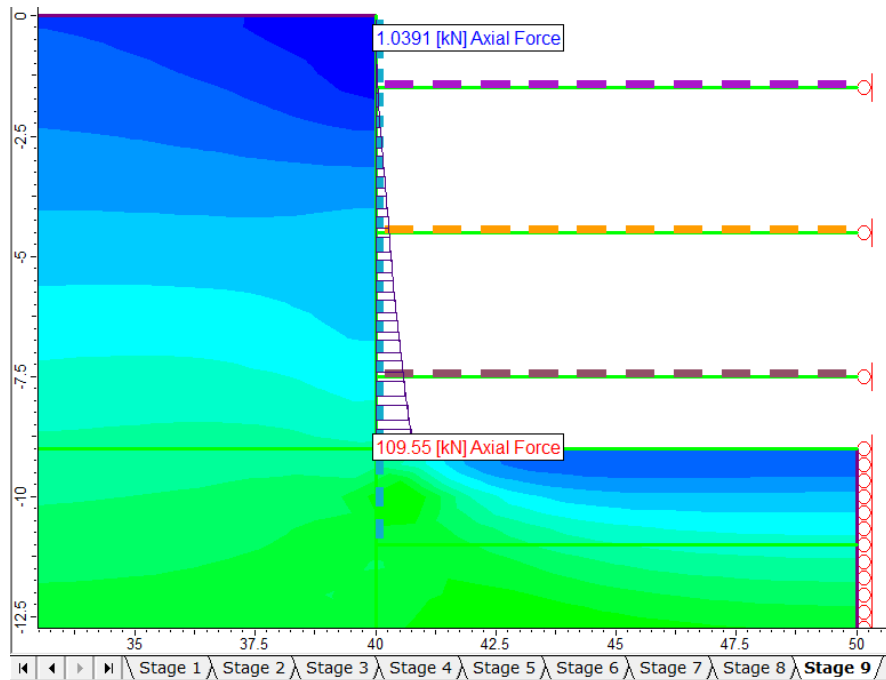


Σχήμα (5.13): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

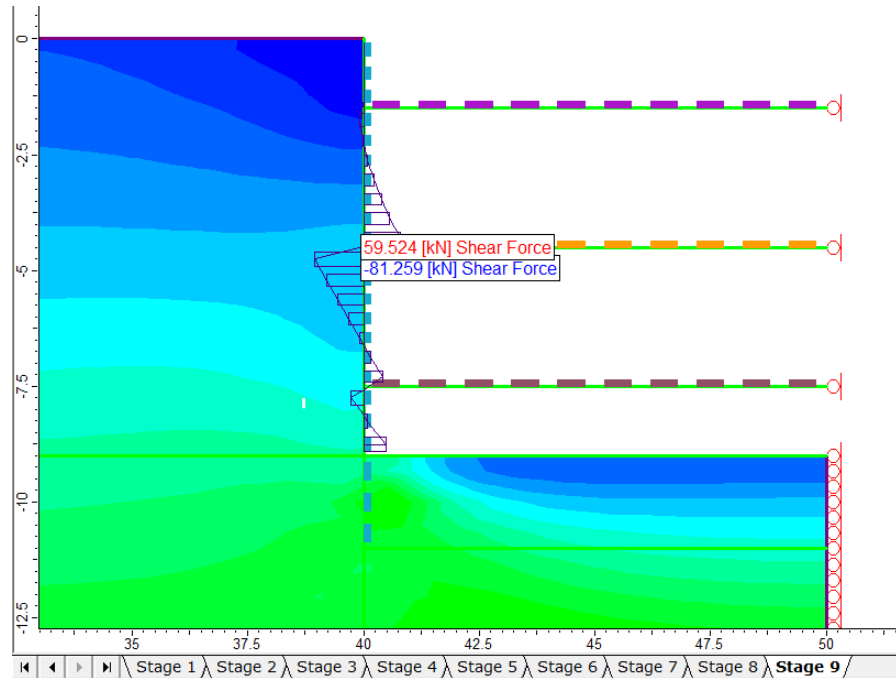
Από το πρόγραμμα Phase2 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.9): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

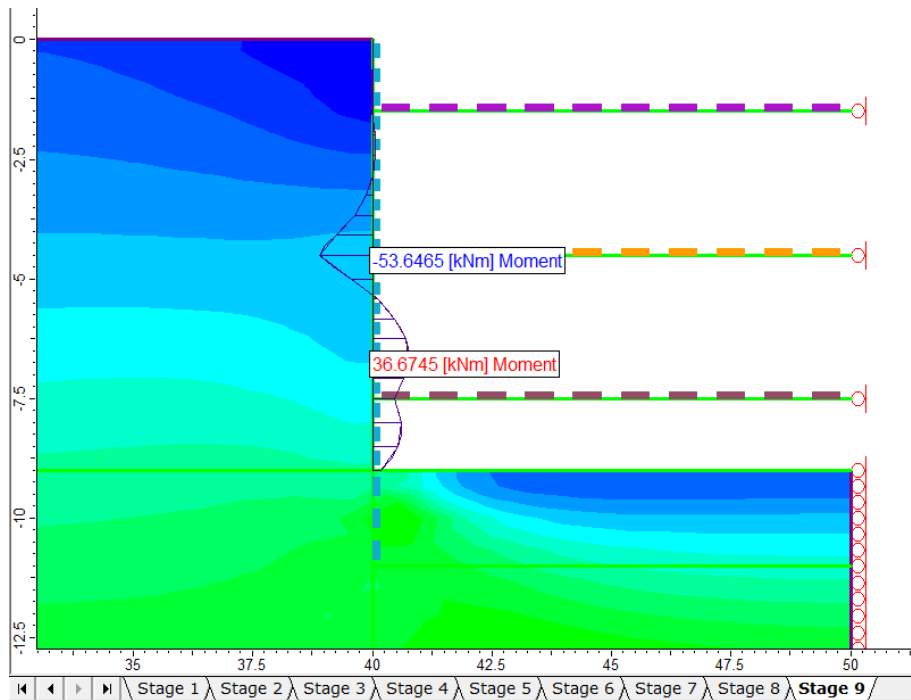
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	1.0397	109.55
Τέμνουσα (kN)	-81.259	59.524
Ροπή (kN*m)	-53.6465	36.6745



Σχήμα (5.14): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.15): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.16): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.10): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

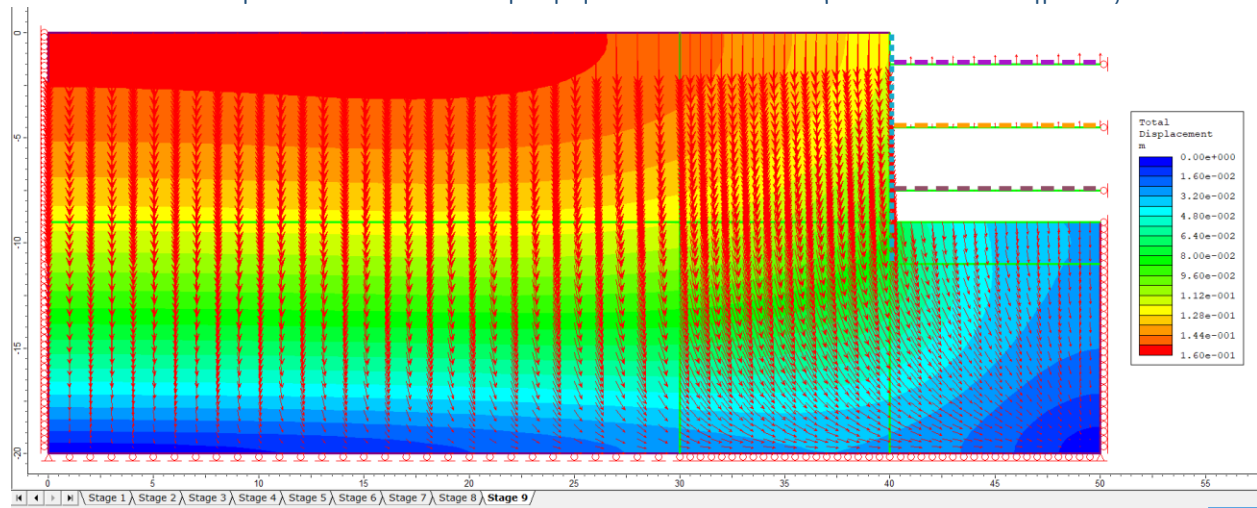
	Αξονική δύναμη (kN/m)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.005	-	-
Στάδιο 5	34.742	-	-
Στάδιο 6	34.788	0.121	-
Στάδιο 7	6.096	163.750	-
Στάδιο 8	6.159	163.850	0.393
Στάδιο 9	8.731	160.540	75.150

Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.10 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3\text{m}$.

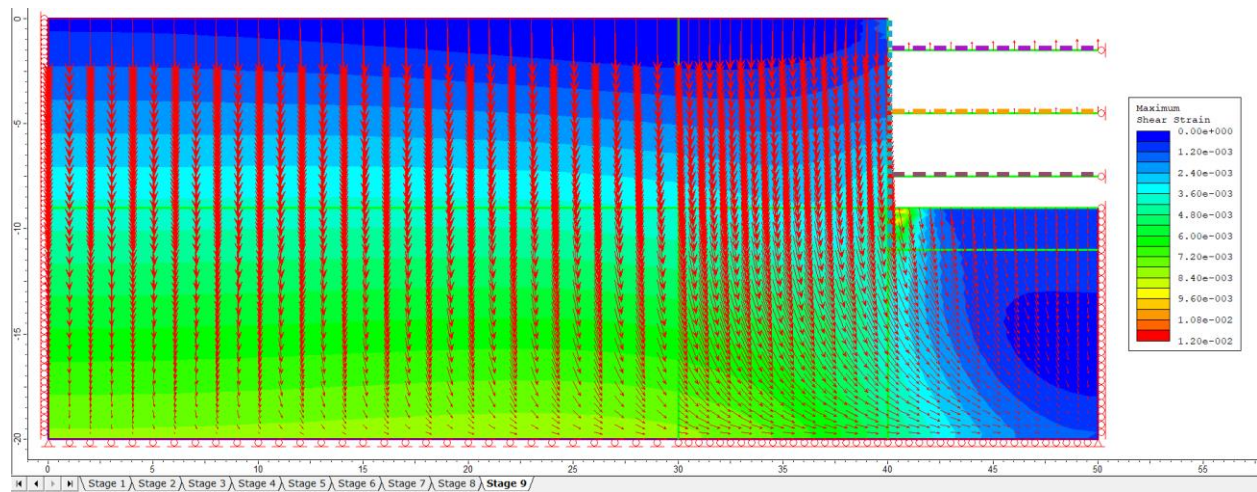
Πίνακας (5.11): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.016	-	-
Στάδιο 5	104.226	-	-
Στάδιο 6	104.364	0.363	-
Στάδιο 7	18.289	491.250	-
Στάδιο 8	18.478	491.550	1.180
Στάδιο 9	26.192	481.620	225.450

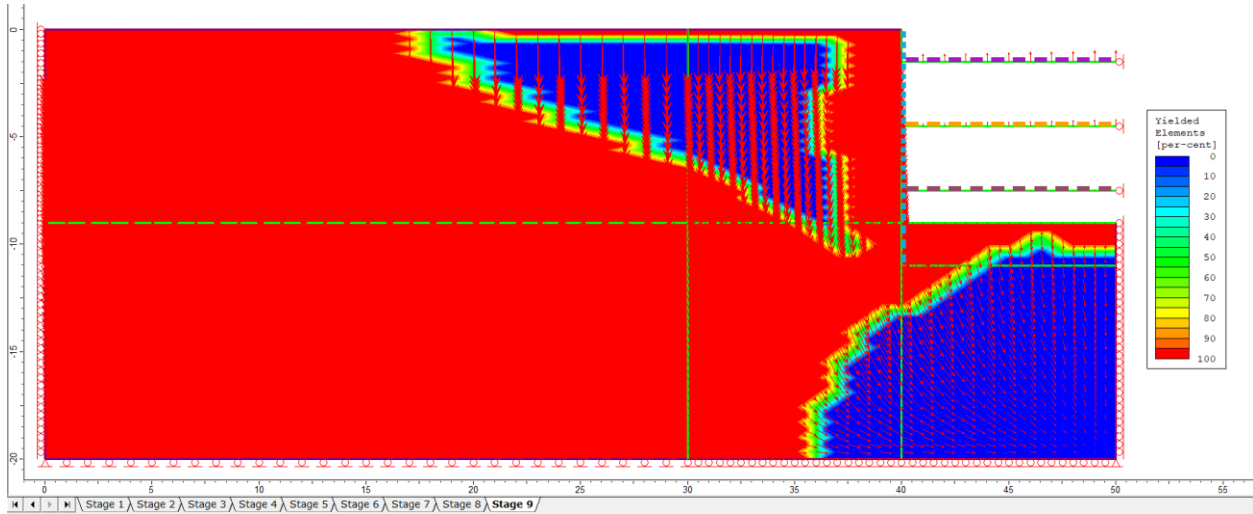
5.3.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας



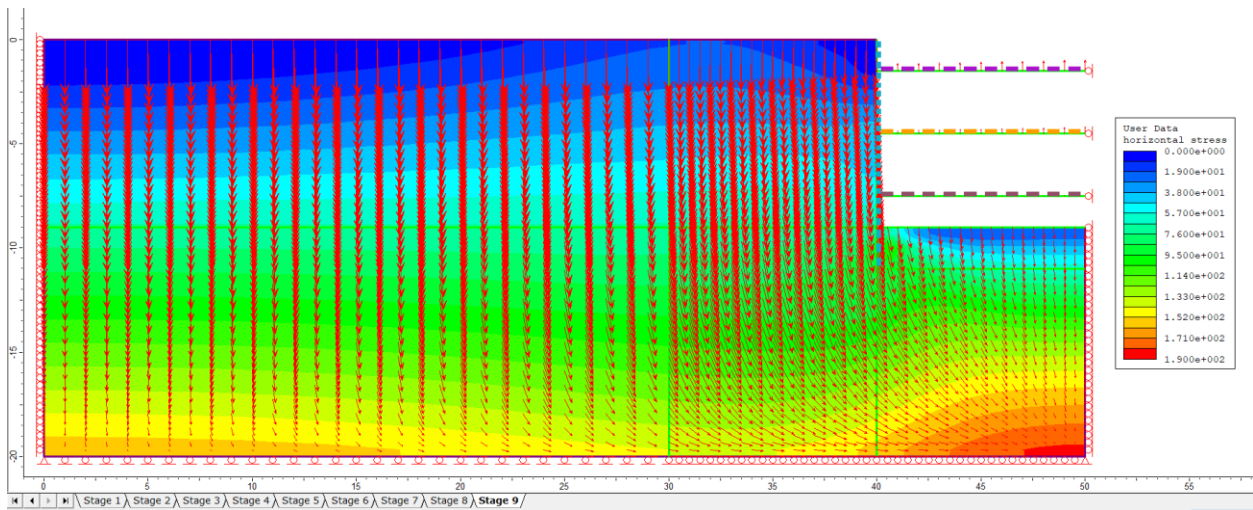
Σχήμα (5.17): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.18): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

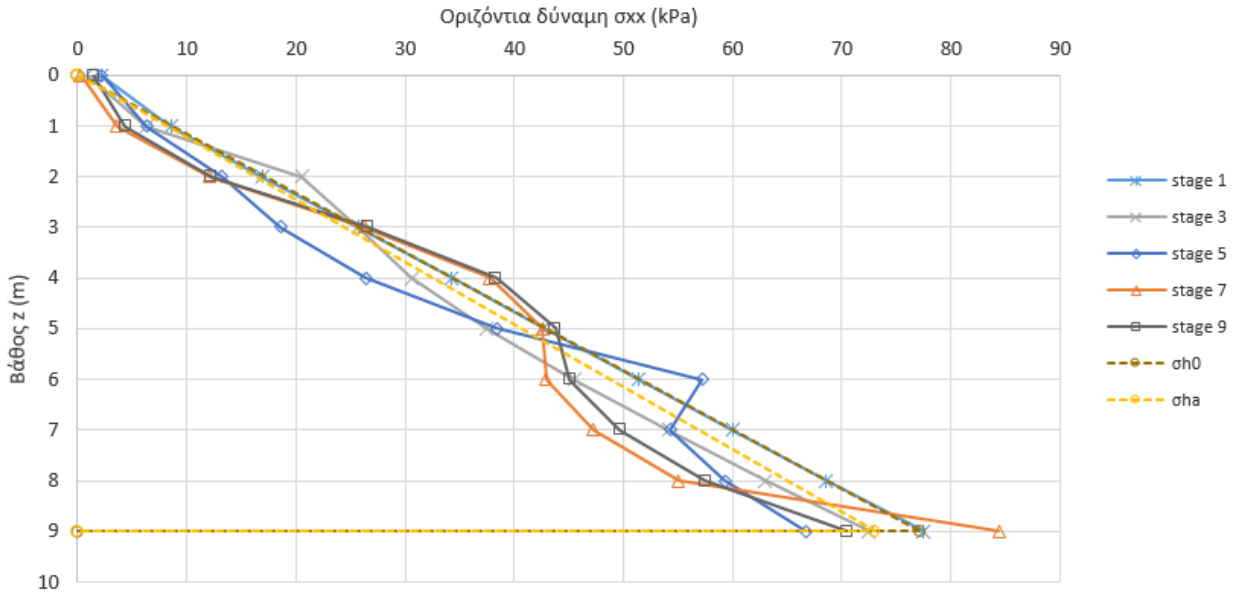


Σχήμα (5.19): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.20): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

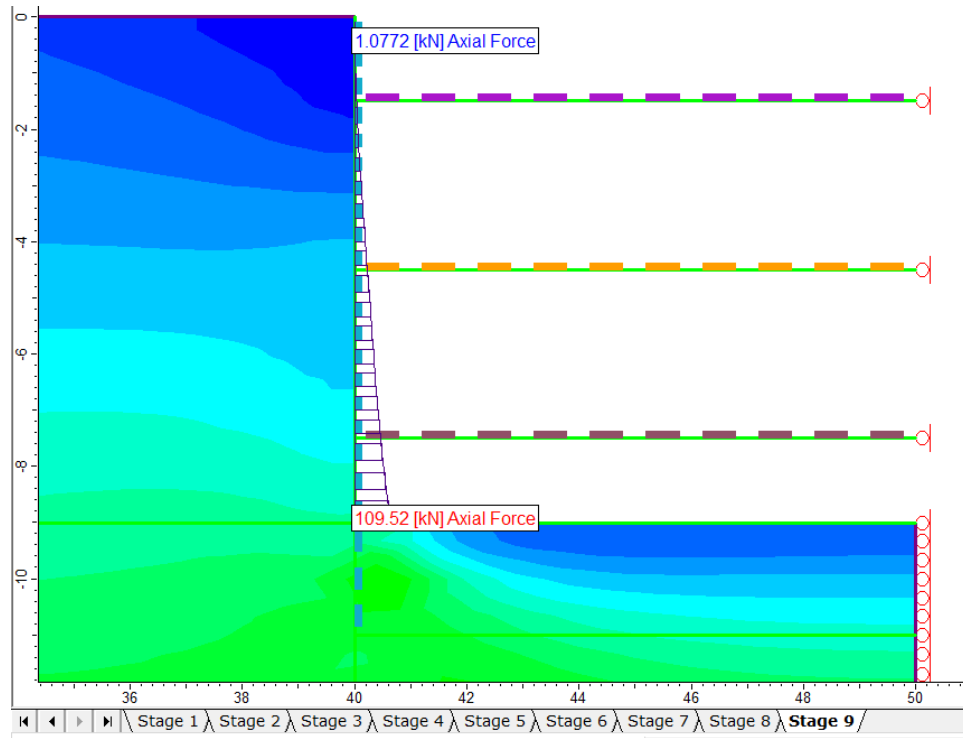


Σχήμα (5.21): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

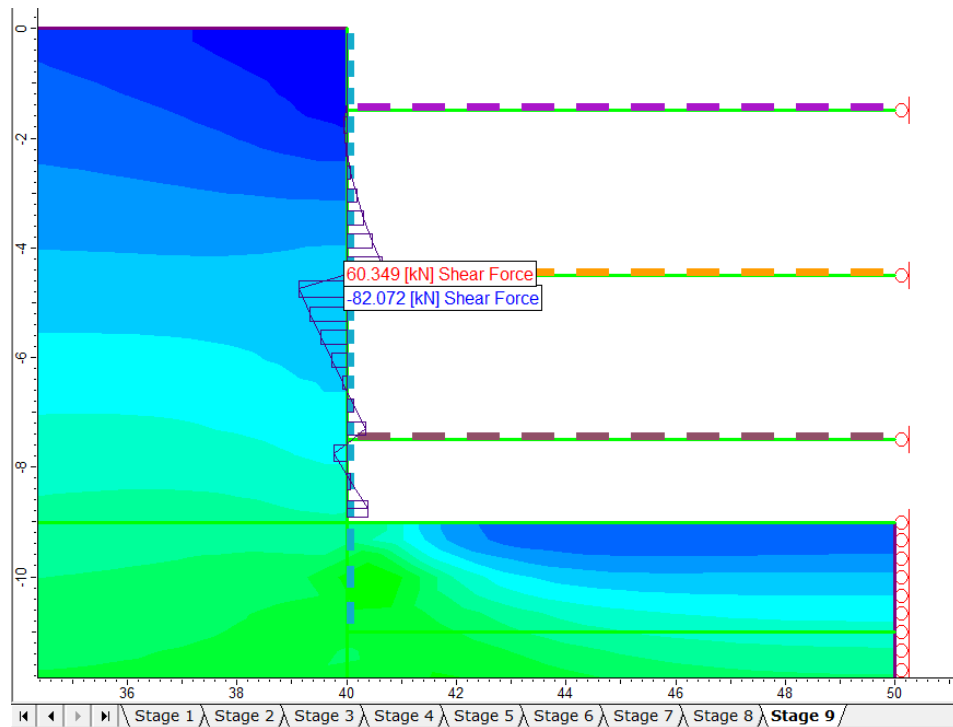
Από το πρόγραμμα Phase2 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.12): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

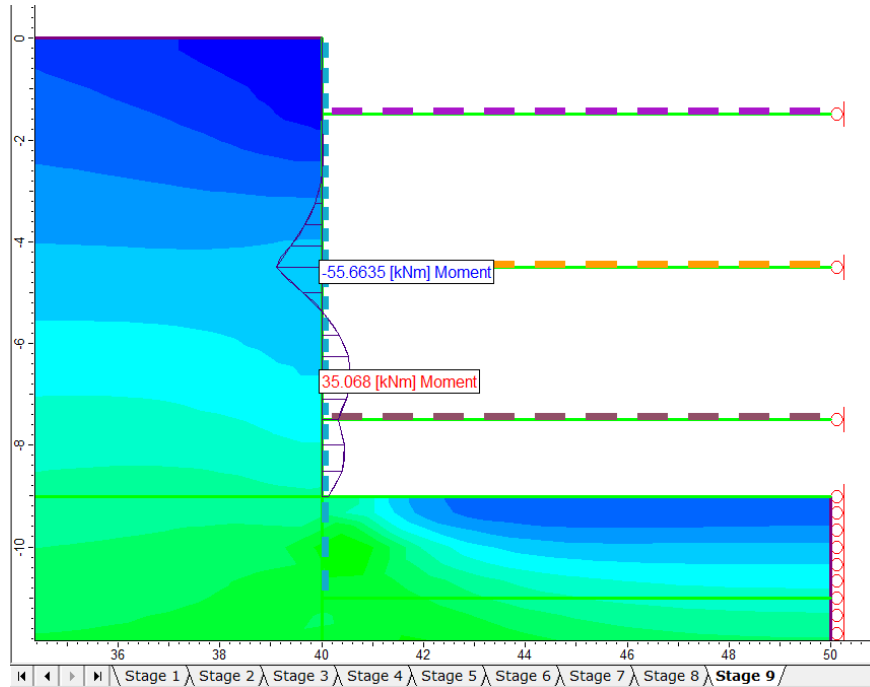
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	1.0772	109.52
Τέμνουσα (kN)	-82.072	60.349
Ροπή (kN*m)	-55.663	35.068



Σχήμα (5.22): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.23): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.



Σχήμα (5.24): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.13): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.005	-	-
Στάδιο 5	34.742	-	-
Στάδιο 6	34.788	0.121	-
Στάδιο 7	6.096	163.750	-
Στάδιο 8	6.159	163.850	0.393
Στάδιο 9	8.731	160.540	75.150

Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.13 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3\text{m}$.

Πίνακας (5.14): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=25^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.016	-	-
Στάδιο 5	105.282	-	-
Στάδιο 6	105.414	0.362	-
Στάδιο 7	12.319	505.080	-
Στάδιο 8	12.369	505.140	0.319
Στάδιο 9	21.971	487.380	234.570

5.4 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=30^\circ$

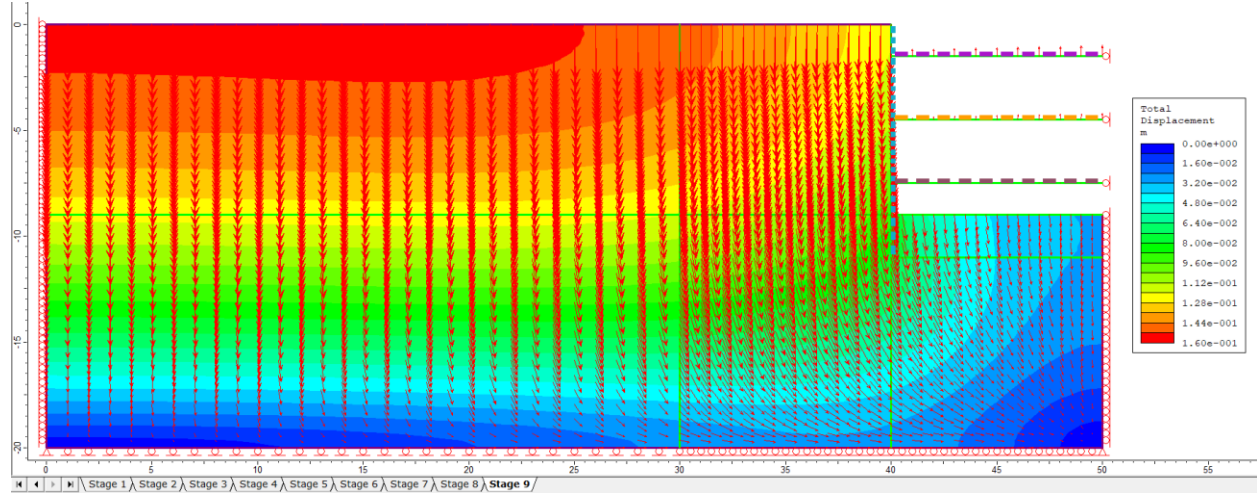
Η δεύτερη ανάλυση που έγινε ήταν για γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου $\phi=30^\circ$. Έγιναν δυο διαφορετικές αναλύσεις σε αυτό το εδαφικό υλικό για τους δυο τύπους αντηρίδων (Πίν. 5.6) που έχουν επιλεχθεί. Στις ενότητες 5.4.1 και 5.4.2 δίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών.

Πρώτα γίνεται ο υπολογισμός των ουδέτερων και των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων με την μέθοδο Rankine, όπως περιεγράφηκε στην ενότητα 2.3. Επειδή ο συντελεστής των ουδετέρων πλευρικών ωθήσεων K_0 , εξαρτάται μόνο από τον λόγο Poisson (ν) ο οποίος δεν μεταβάλλεται, οι ουδέτερες ωθήσεις σε αυτήν την περίπτωση θα είναι ίδιες με τον πίνακα 5.7. Συνεπώς στον πίνακα 5.15 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τις ενεργητικές ωθήσεις γαιών μόνο.

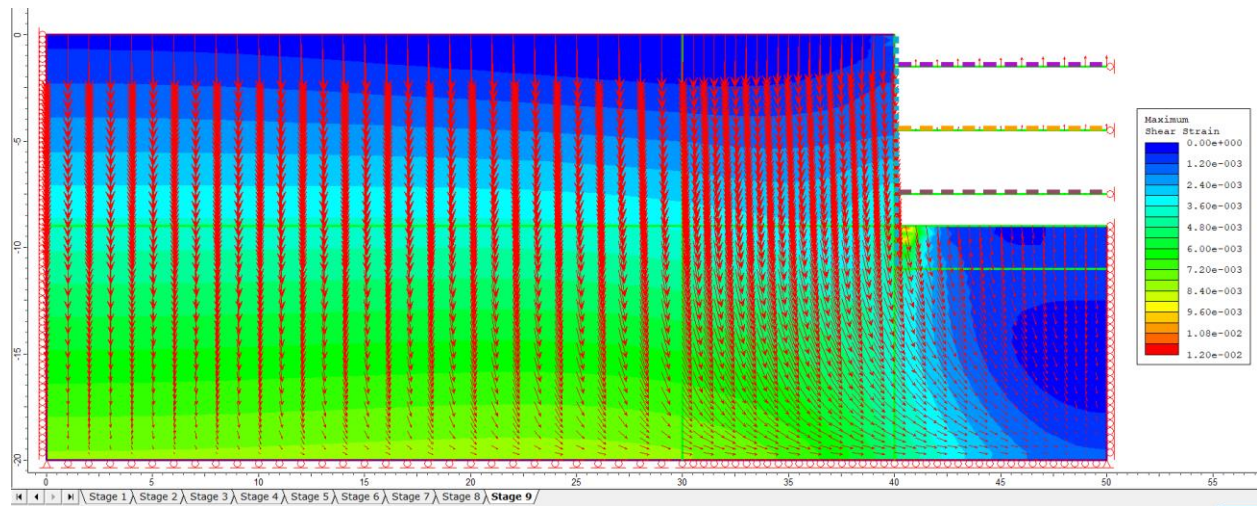
Πίνακας (5.15): Υπολογισμός των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων γαιών του προβλήματος για $\phi=30^\circ$.

Ενεργητικές ωθήσεις					
Βάθος z (m)	Ολική κατακόρυφη $\sigma_v = \gamma * z$ (kPa)	Πίεση πόρων $u = \gamma_w * z_w$ (kPa)	Ενεργός κατακόρυφη $\sigma_v' = \sigma_v - u$ (kPa)	Ενεργός οριζόντια $\sigma_{h_A}' = K_A * \sigma_v'$ (kPa)	Ολική οριζόντια $\sigma_{h_A} = \sigma_{h_A}' + u$ (kPa)
0	0	0	0	0	0
9	180	0	180	60.000	60.000

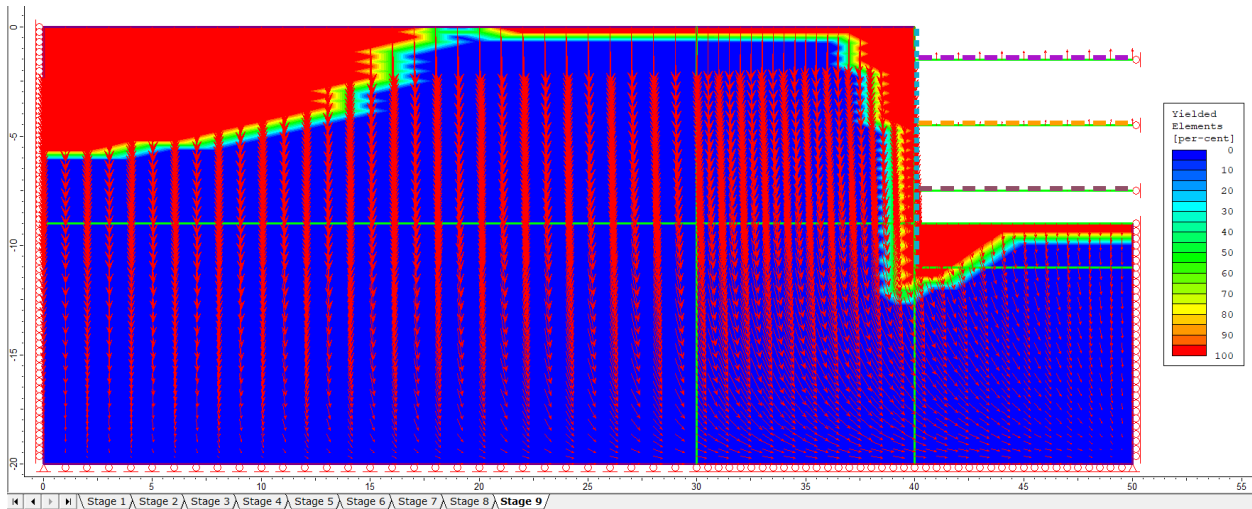
5.4.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Α Αντηρίδας



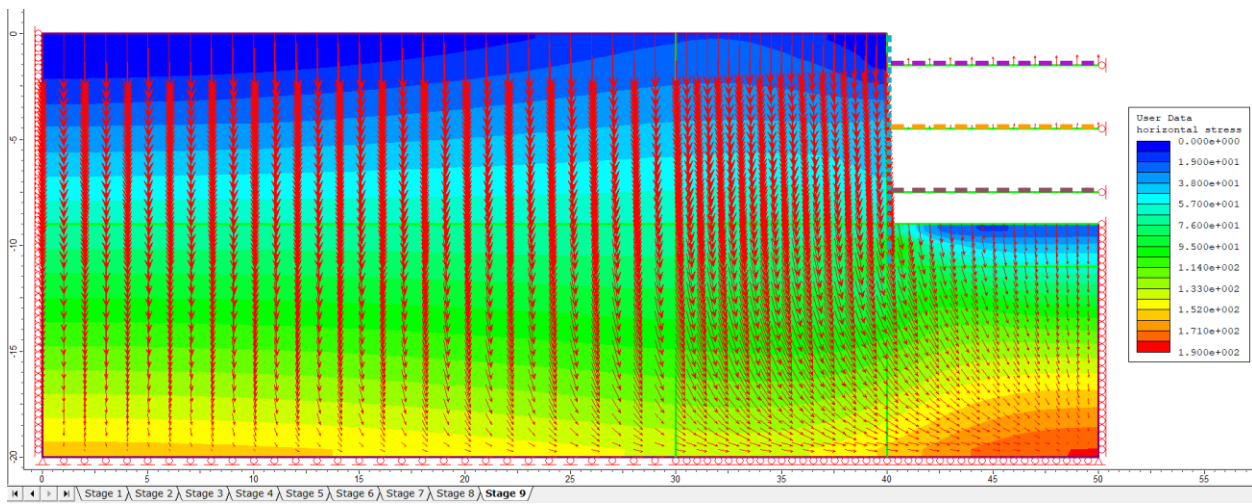
Σχήμα (5.25): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.26): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

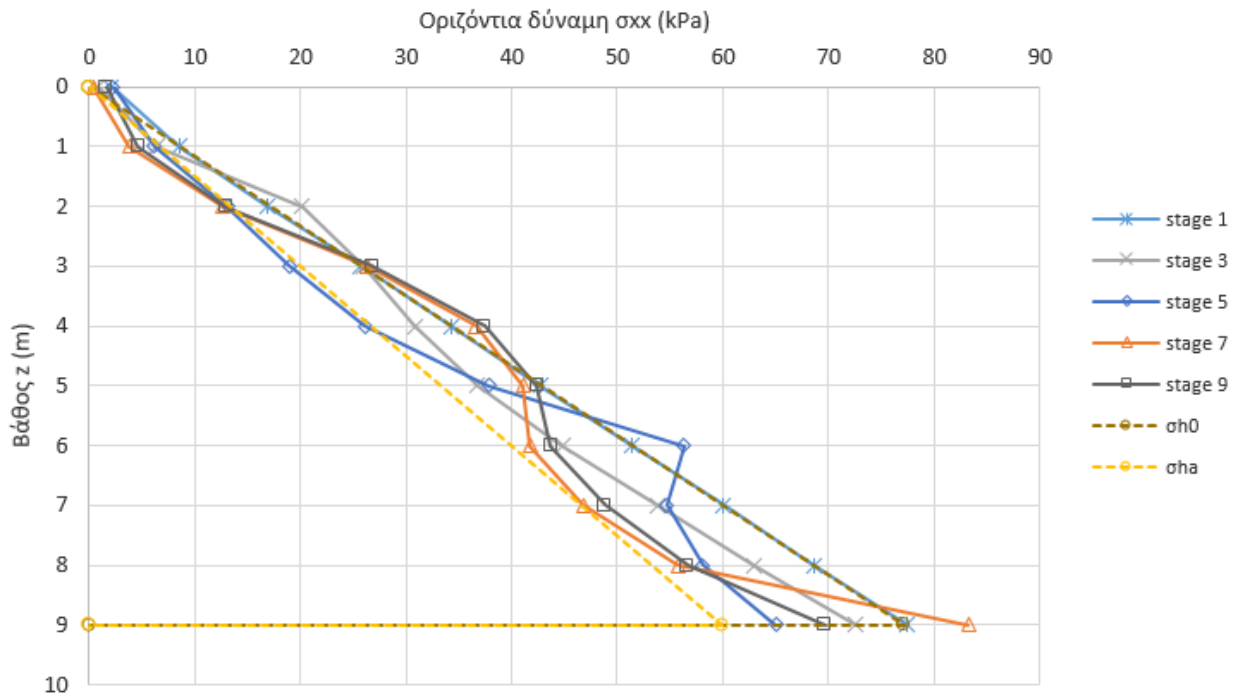


Σχήμα (5.27): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.28): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

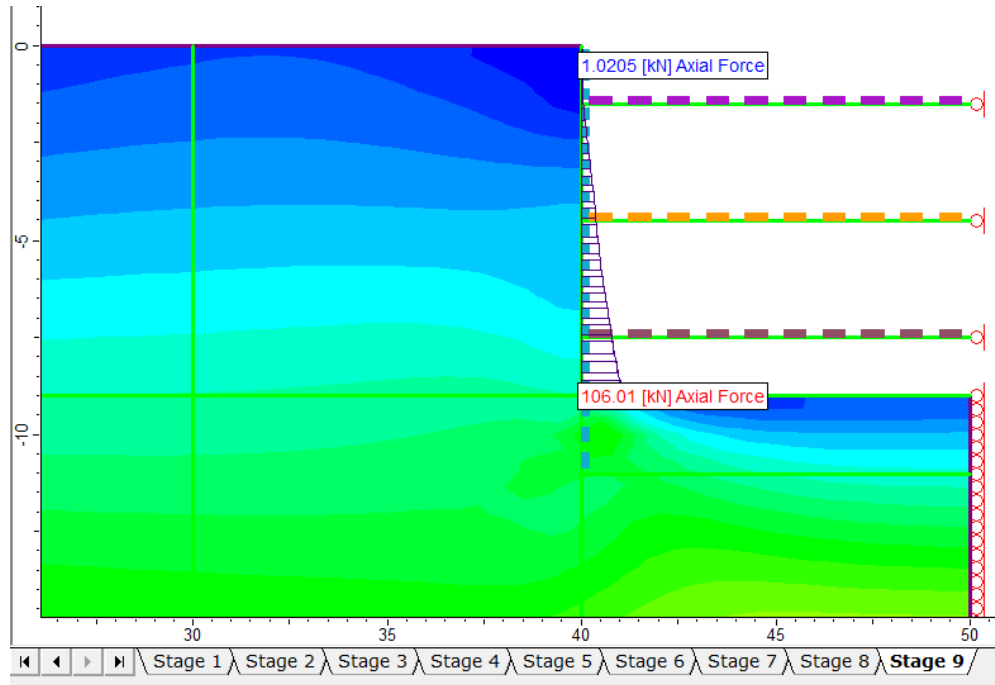


Σχήμα (5.29): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

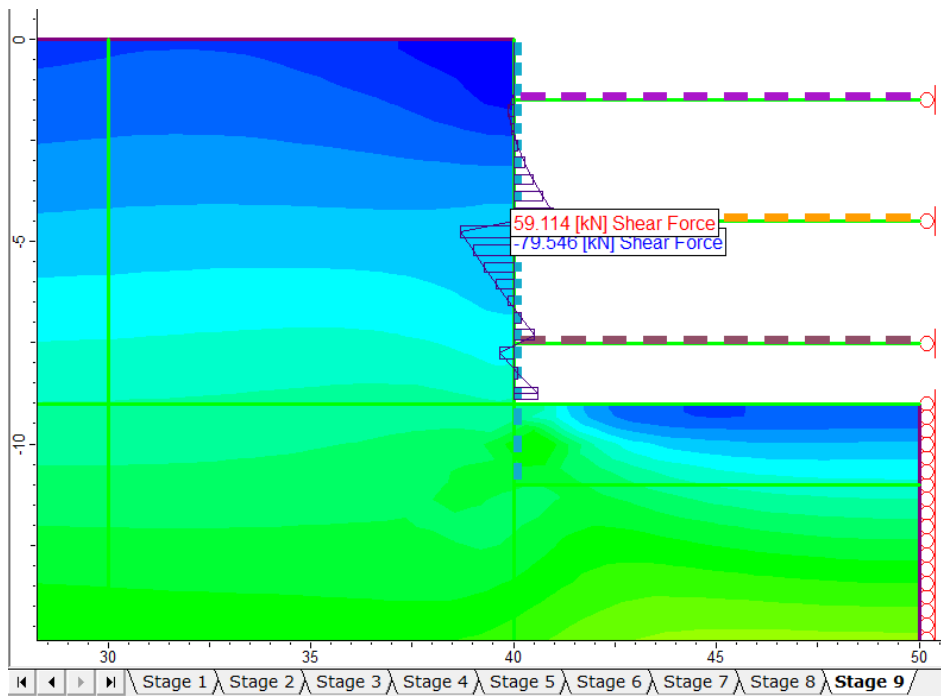
Από το πρόγραμμα Phase2 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.16): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

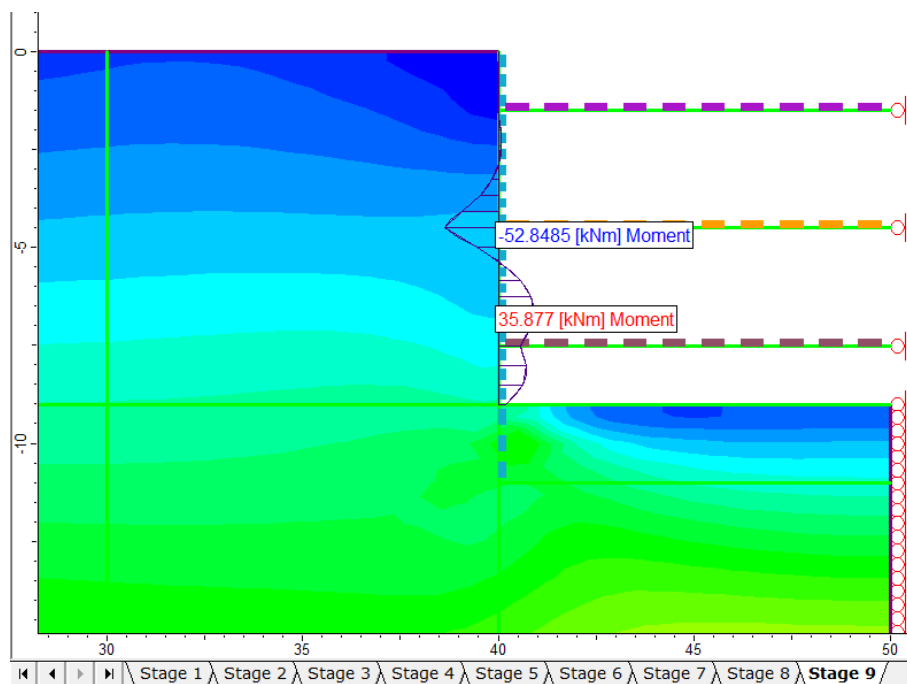
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	1.0205	106.01
Τέμνουσα (kN)	-79.546	59.114
Ροπή (kN*m)	-52.8485	35.877



Σχήμα (5.30): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο A αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.31): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο A αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.32): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.17): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

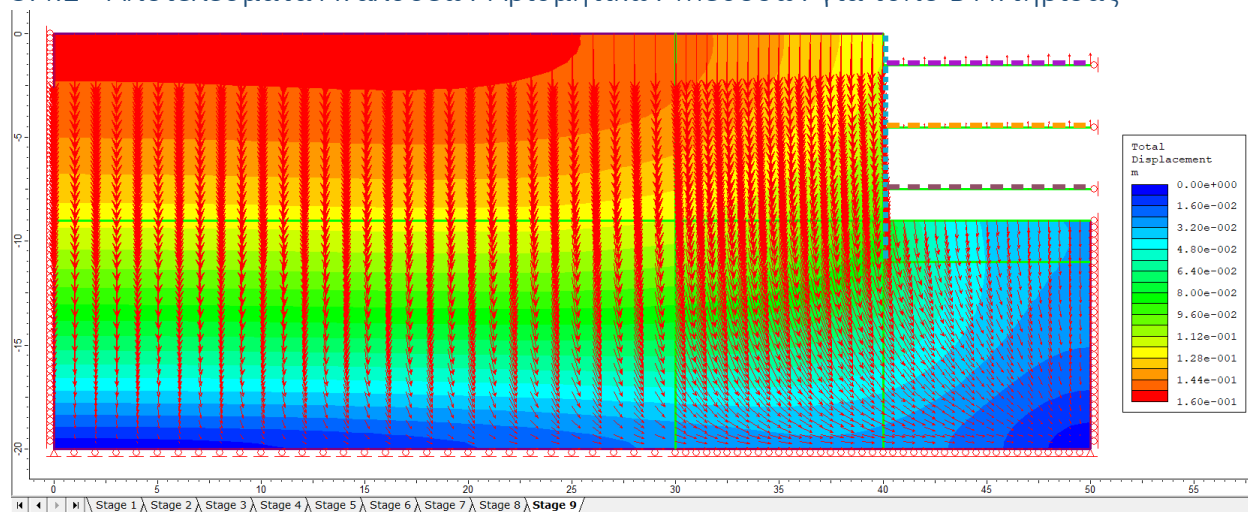
	Αξονική δύναμη (kN/m)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.009	-	-
Στάδιο 5	35.010	-	-
Στάδιο 6	35.068	0.131	-
Στάδιο 7	6.782	161.090	-
Στάδιο 8	6.889	161.250	0.701
Στάδιο 9	9.723	157.970	74.732

Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.17 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3\text{m}$.

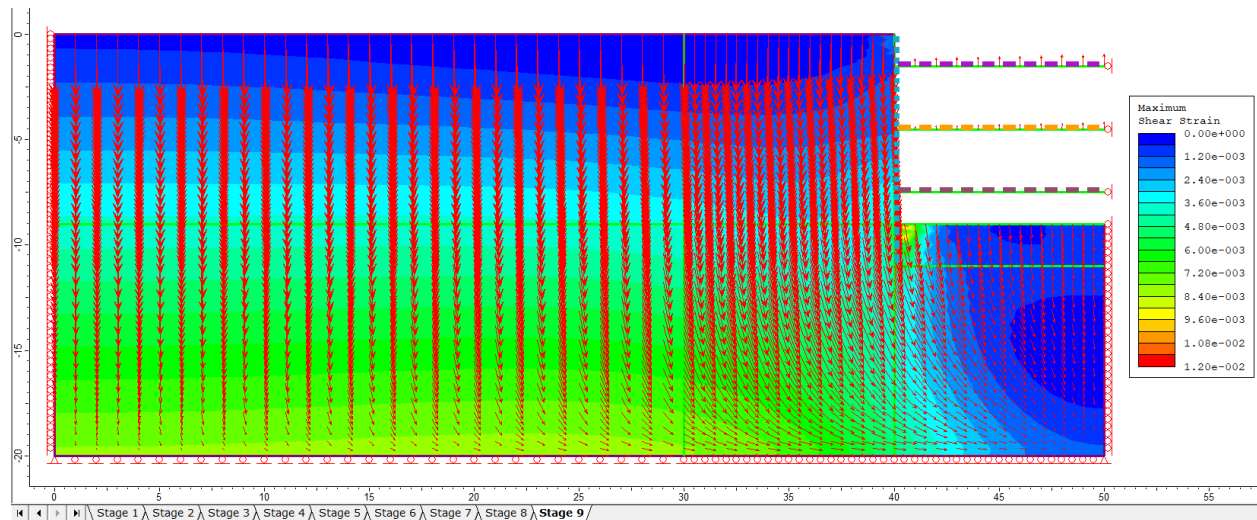
Πίνακας (5.18): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.028	-	-
Στάδιο 5	105.030	-	-
Στάδιο 6	105.204	0.393	-
Στάδιο 7	20.346	483.270	-
Στάδιο 8	20.668	483.750	2.102
Στάδιο 9	29.170	473.910	224.196

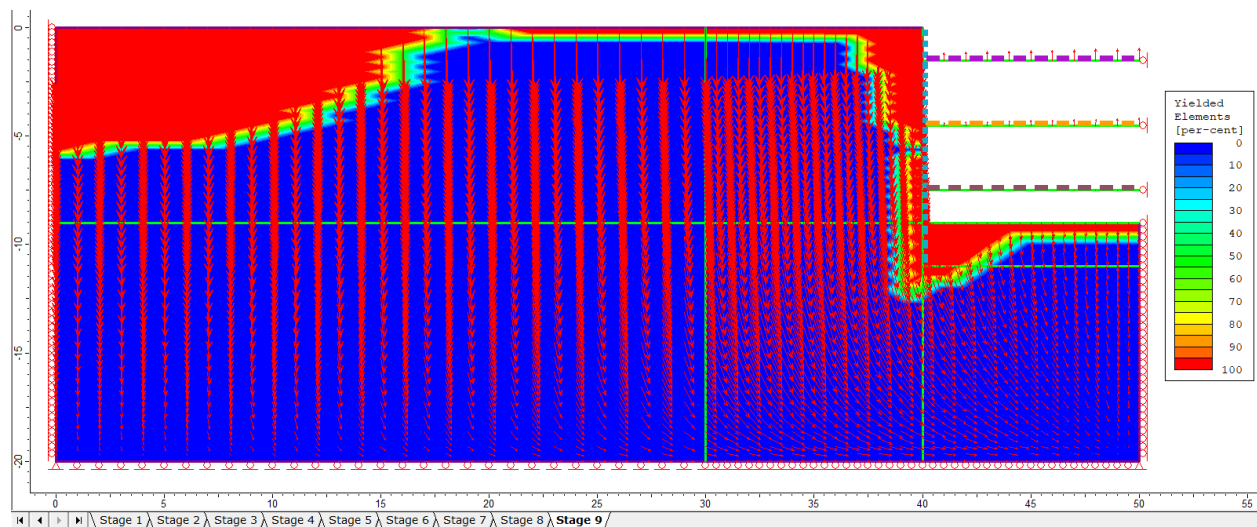
5.4.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας



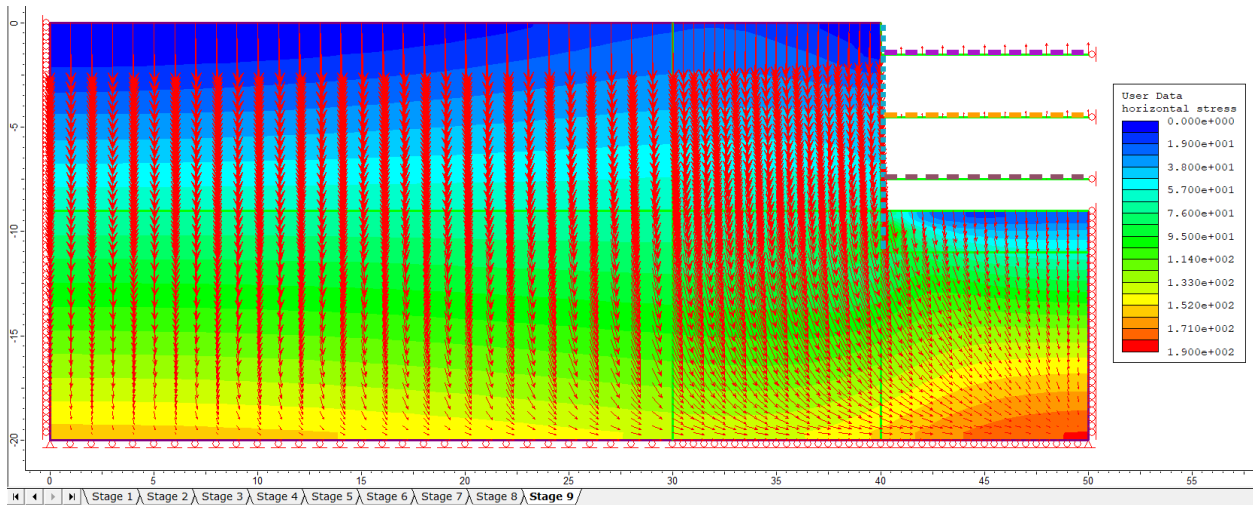
Σχήμα (5.33): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.34): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

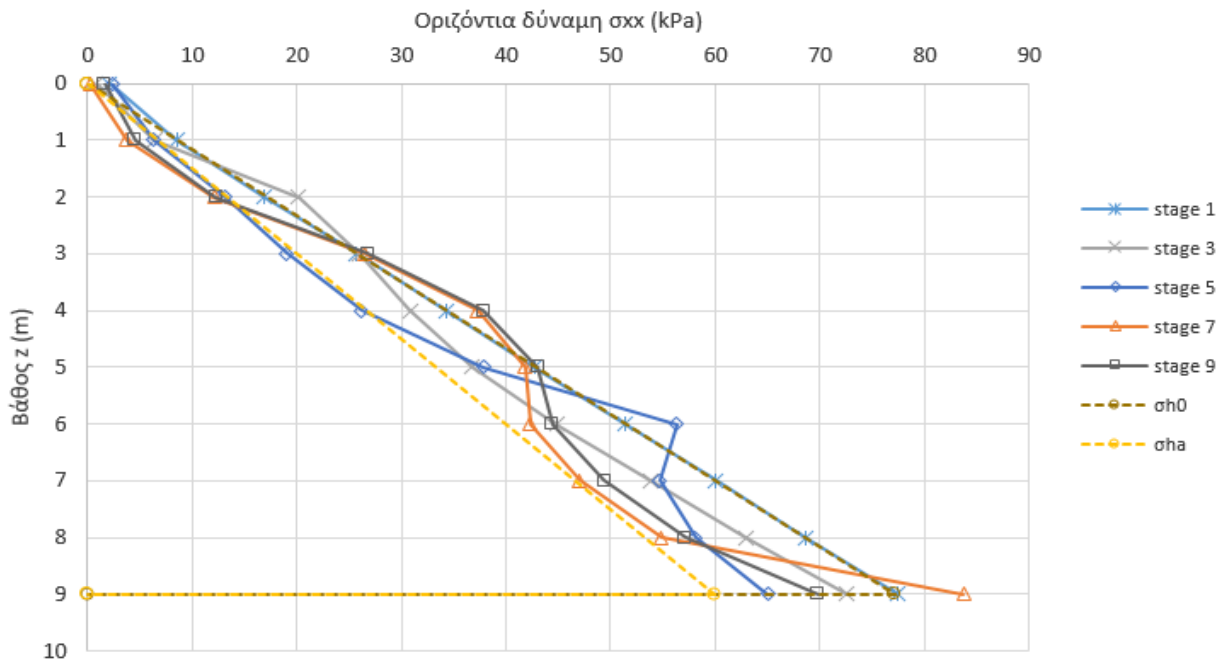


Σχήμα (5.35): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.36): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

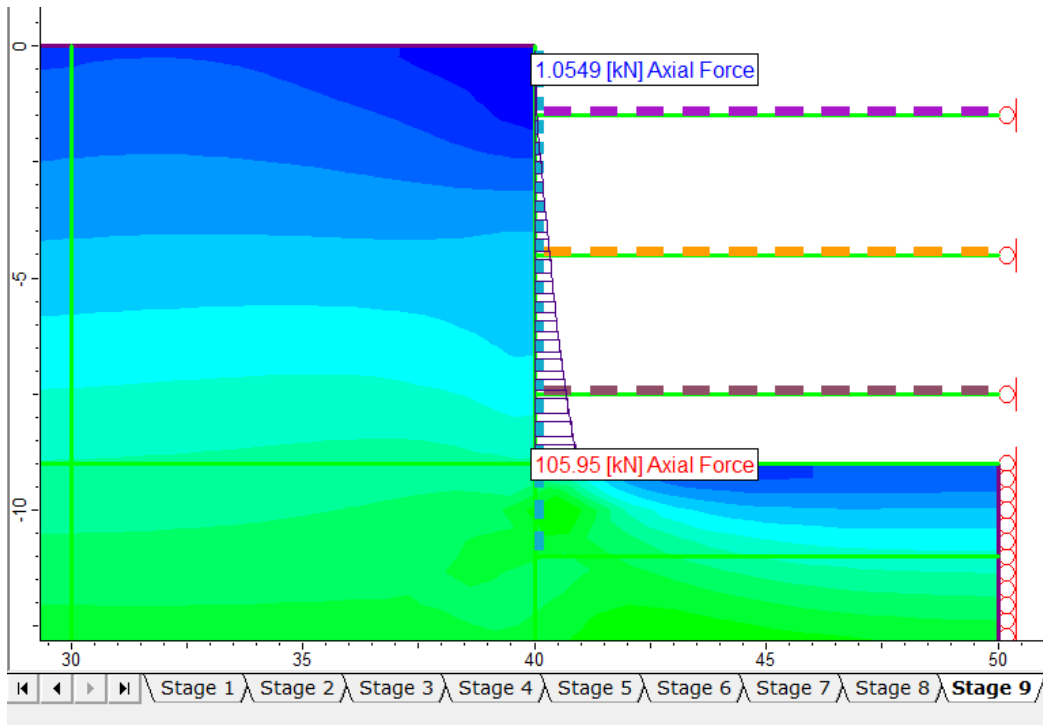


Σχήμα (5.37): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

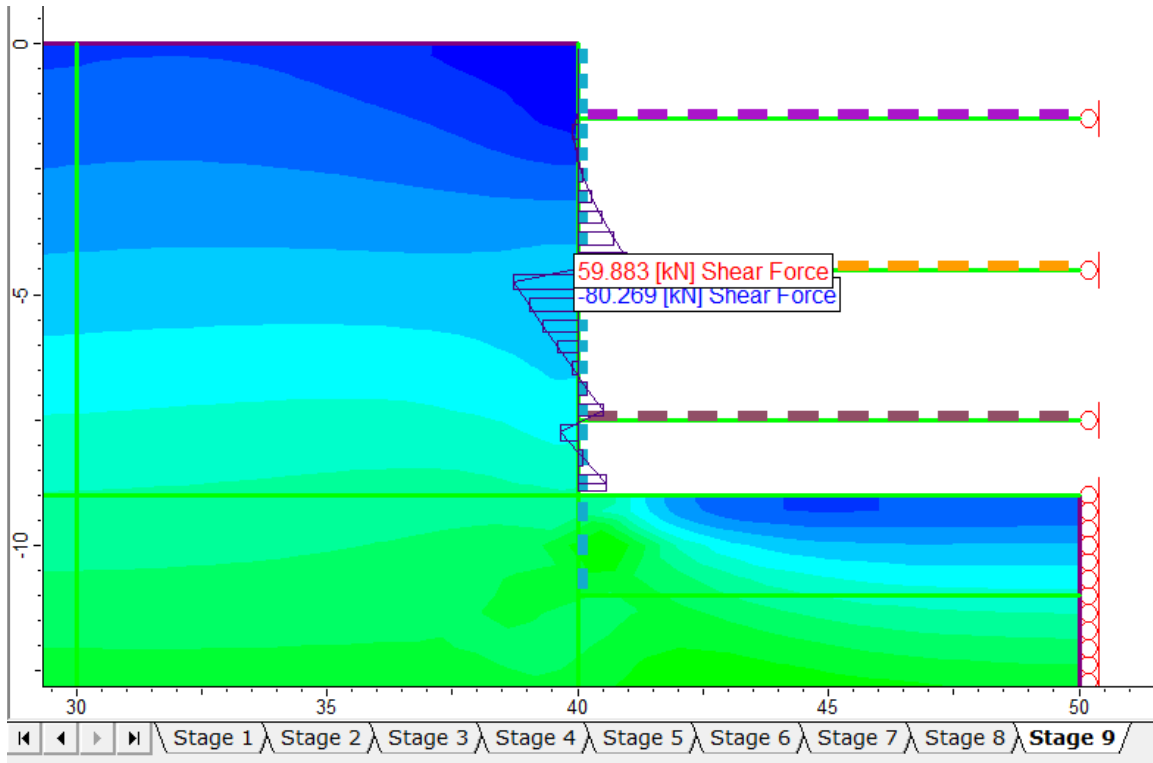
Από το πρόγραμμα Phase2 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.19): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

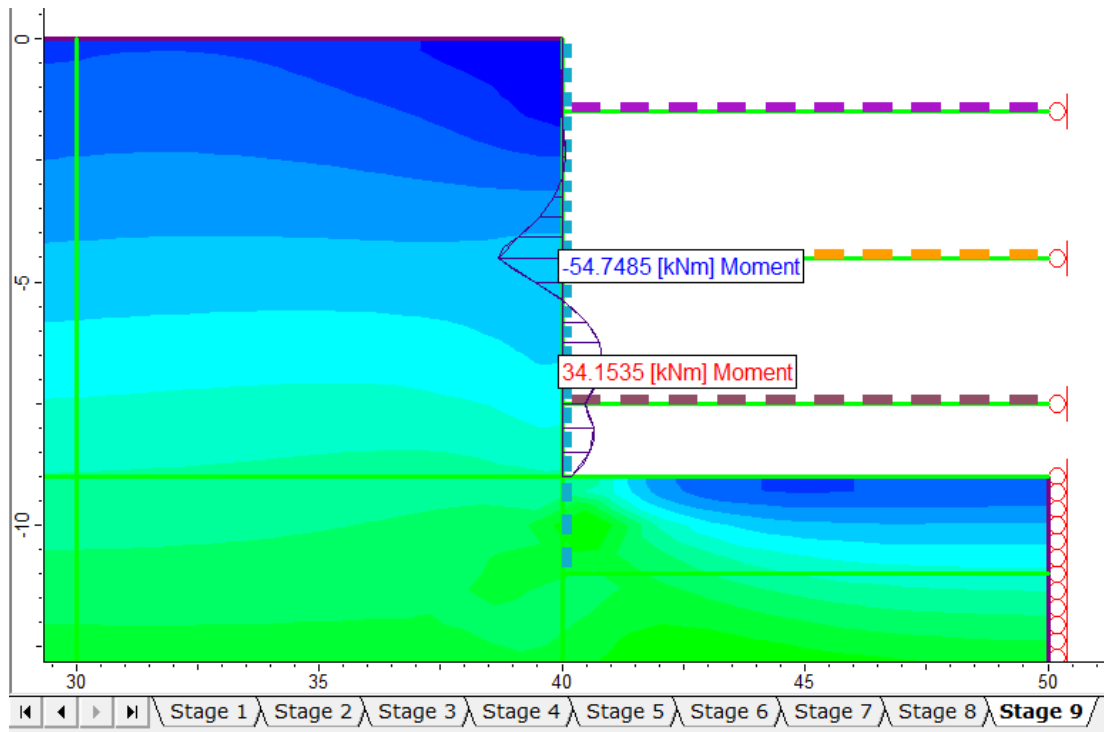
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	1.0549	105.95
Τέμνουσα (kN)	-80.269	59.883
Ροπή (kN*m)	-54.7485	34.1535



Σχήμα (5.38): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.39): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.



Σχήμα (5.40): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.20): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN/m)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.009	-	-
Στάδιο 5	35.356	-	-
Στάδιο 6	35.412	0.134	-
Στάδιο 7	4.834	165.540	-
Στάδιο 8	4.873	165.590	0.248
Στάδιο 9	8.354	159.740	77.722

Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.20 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3\text{m}$.

Πίνακας (5.21): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.028	-	-
Στάδιο 5	106.068	-	-
Στάδιο 6	106.236	0.402	-
Στάδιο 7	14.501	496.620	-
Στάδιο 8	14.620	496.770	0.745
Στάδιο 9	25.061	479.220	233.166

5.5 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για $\phi=35^\circ$

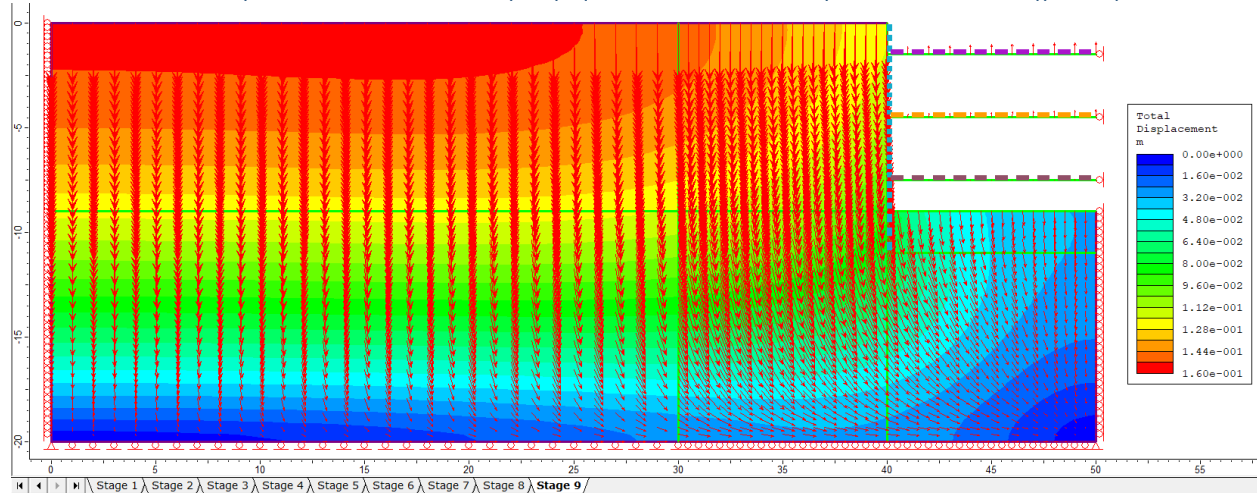
Η δεύτερη ανάλυση που έγινε ήταν για γωνία εσωτερικής τριβής της άμμου $\phi=35^\circ$. Έγιναν δυο διαφορετικές αναλύσεις σε αυτό το εδαφικό υλικό για τους δυο τύπους αντηρίδων (Πίν. 5.6) που έχουν επιλεχθεί. Στις ενότητες 5.5.1 και 5.5.2 δίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών.

Πρώτα γίνεται ο υπολογισμός των ουδέτερων και των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων με την μέθοδο Rankine, όπως περιεγράφηκε στην ενότητα 2.3. Επειδή ο συντελεστής των ουδετέρων πλευρικών ωθήσεων K_0 , εξαρτάται μόνο από τον λόγο Poisson (ν) ο οποίος δεν μεταβάλλεται, οι ουδέτερες ωθήσεις σε αυτήν την περίπτωση θα είναι ίδιες με τον πίνακα 5.7. Συνεπώς στον πίνακα 5.22 παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τις ενεργητικές ωθήσεις γαιών μόνο.

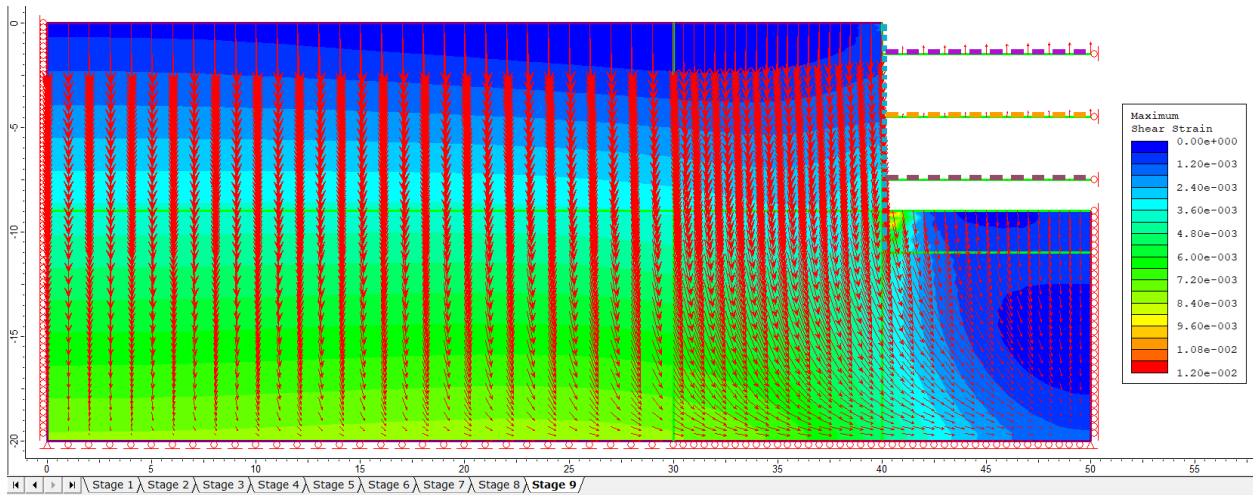
Πίνακας (5.22): Υπολογισμός των ενεργητικών πλευρικών ωθήσεων γαιών του προβλήματος για $\phi=35^\circ$.

Ενεργητικές ωθήσεις					
Βάθος z (m)	Ολική κατακόρυφη $\sigma_v = \gamma * z$ (kPa)	Πίεση πόρων $u = \gamma_w * z_w$ (kPa)	Ενεργός κατακόρυφη $\sigma'_v = \sigma_v - u$ (kPa)	Ενεργός οριζόντια $\sigma'_h = K_A * \sigma'_v$ (kPa)	Ολική οριζόντια $\sigma_h = \sigma'_h + u$ (kPa)
0	0	0	0	0	0
9	180	0	180	48.778	48.778

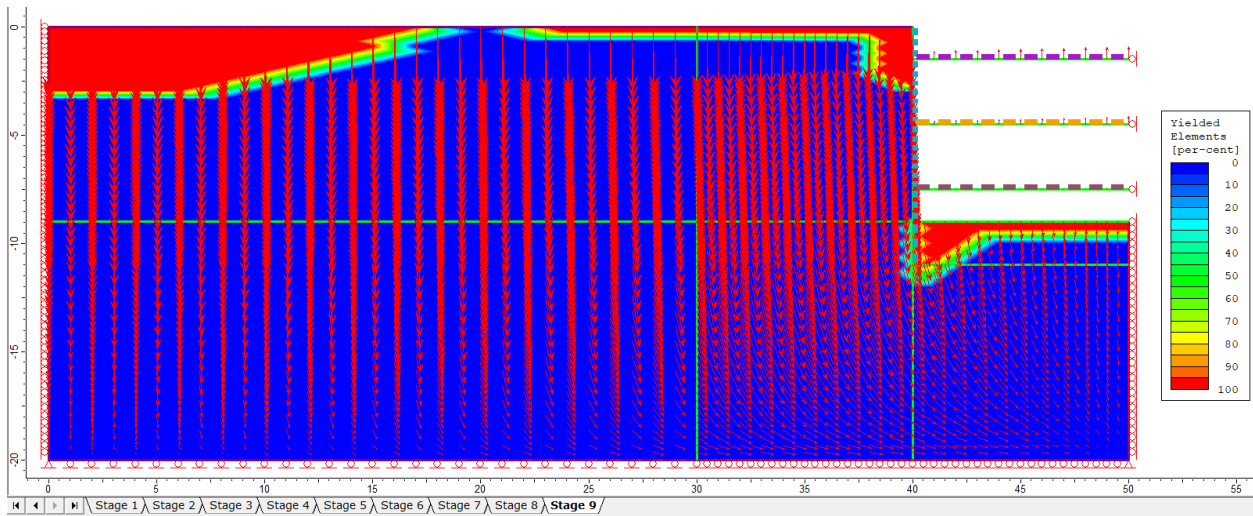
5.5.1 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο A Αντηρίδας



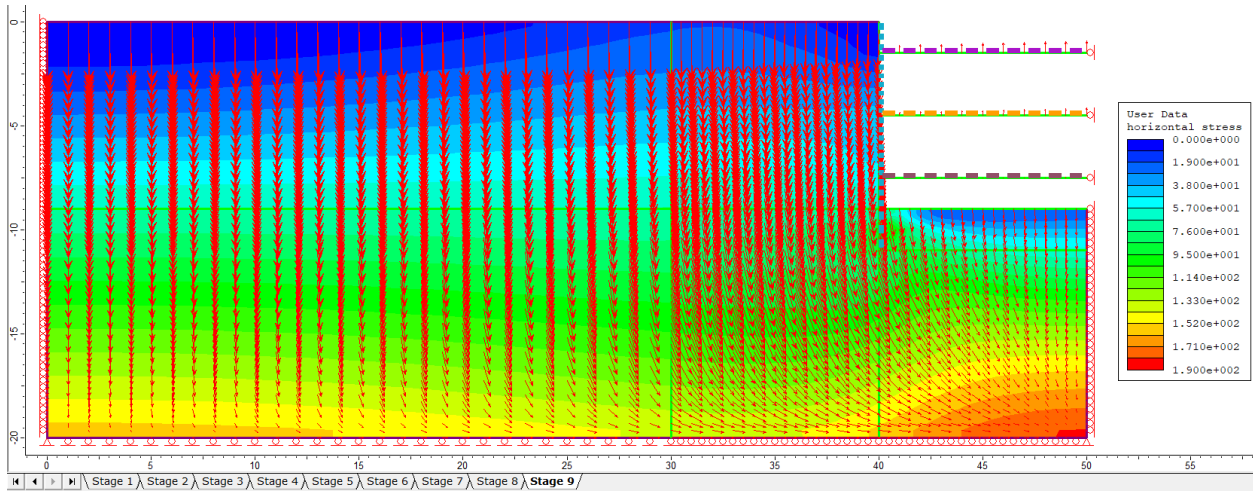
Σχήμα (5.41): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο A αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.42): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

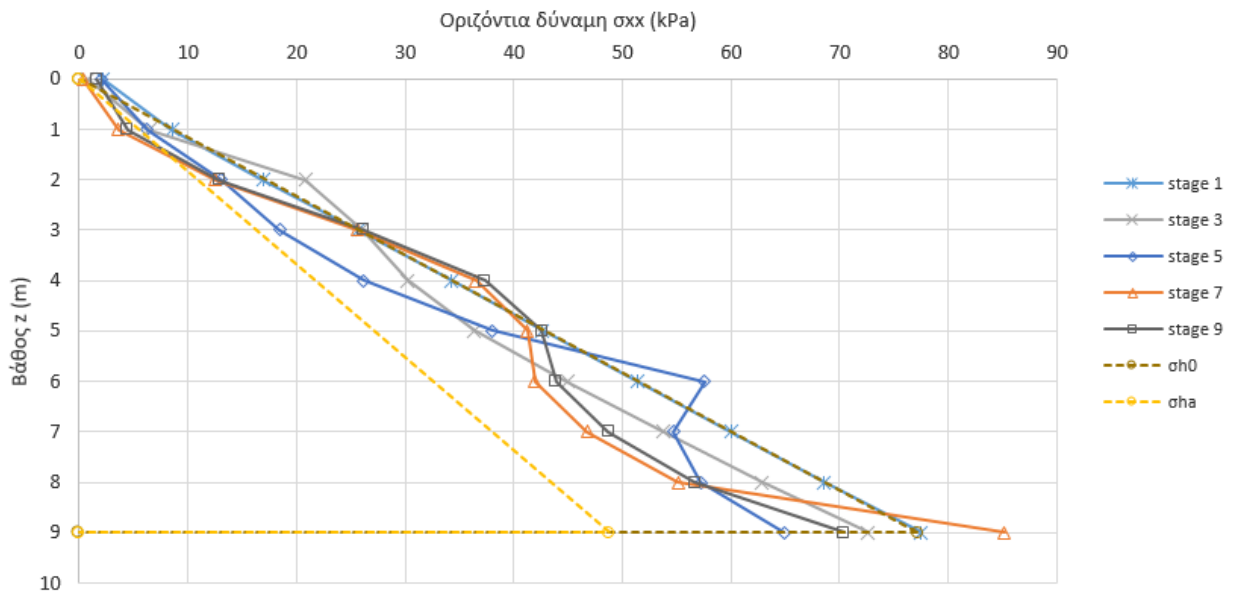


Σχήμα (5.43): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.44): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

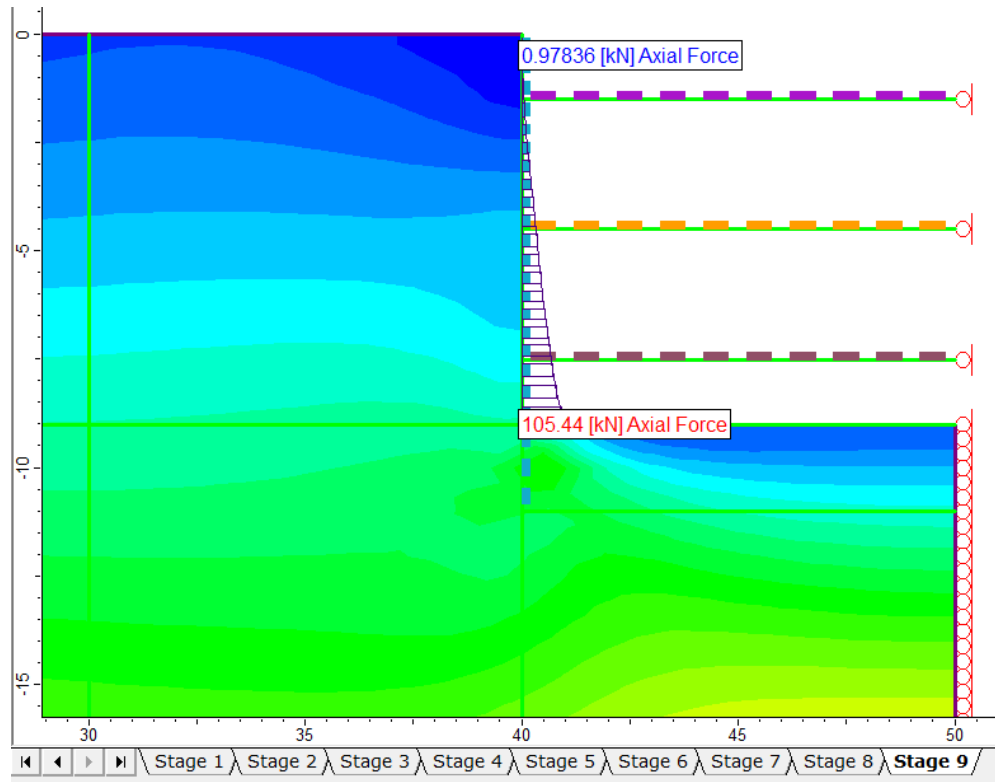


Σχήμα (5.45): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

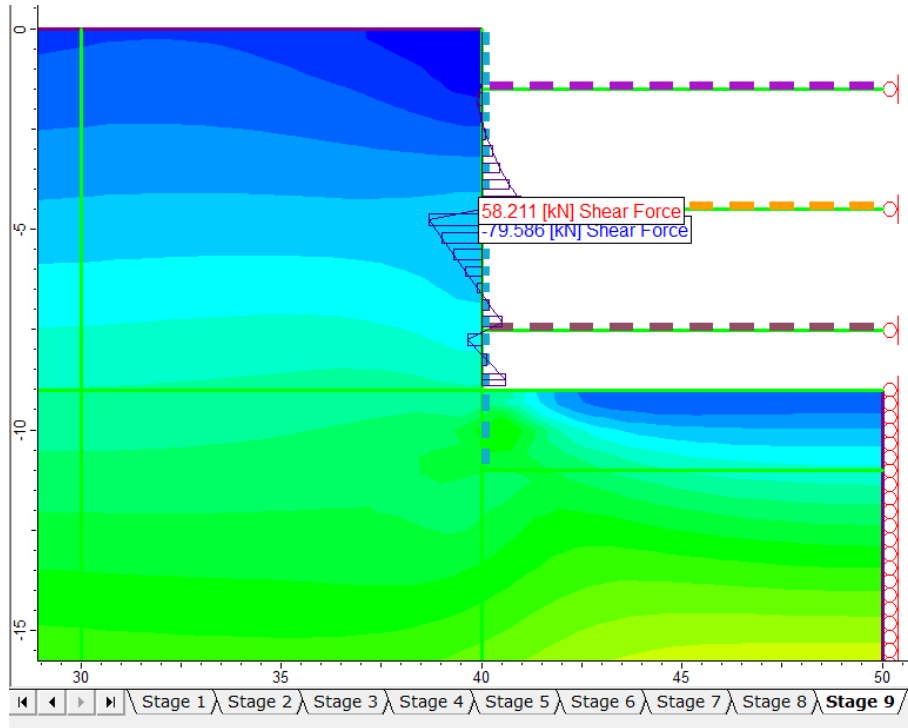
Από το πρόγραμμα Phase2 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.23): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

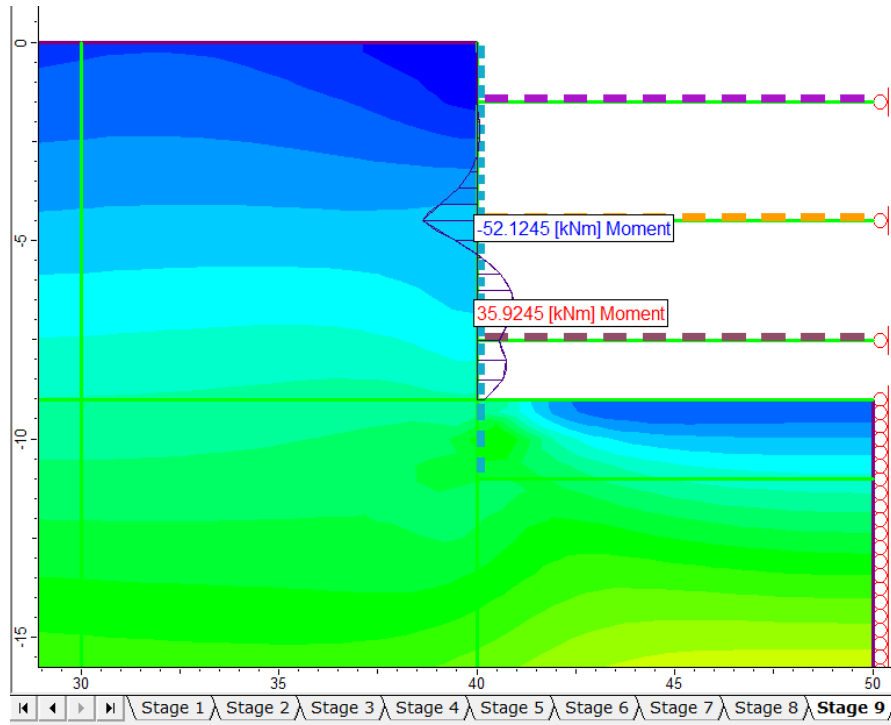
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	0.978	105.44
Τέμνουσα (kN)	-79.586	58.211
Ροπή (kN*m)	-52.124	35.924



Σχήμα (5.46): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.47): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.48): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.24): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

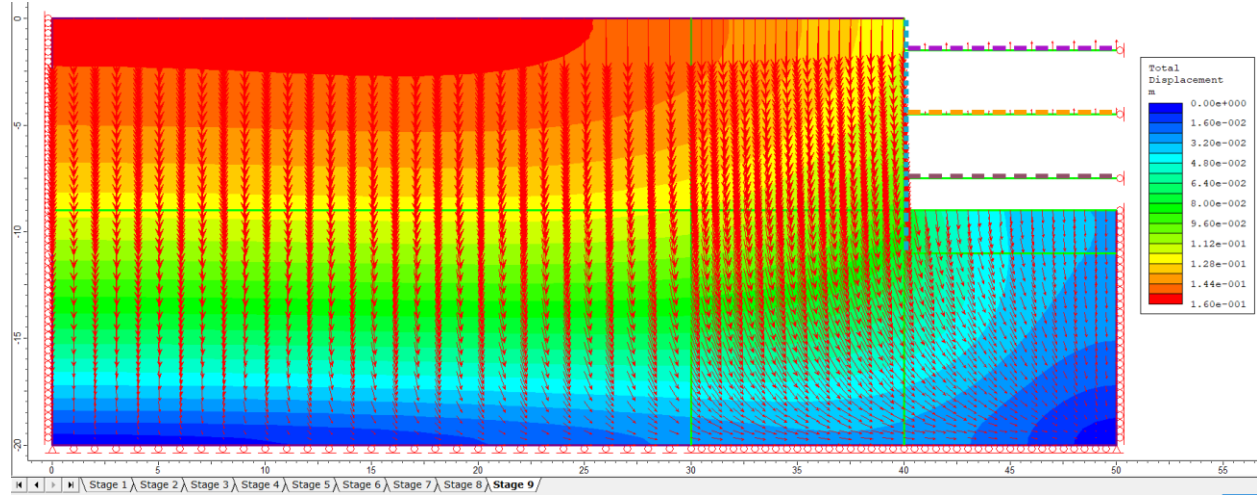
	Αξονική δύναμη (kN/m)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.002	-	-
Στάδιο 5	34.569	-	-
Στάδιο 6	34.652	0.210	-
Στάδιο 7	6.389	160.150	-
Στάδιο 8	6.435	160.220	0.288
Στάδιο 9	9.430	157.210	75.072

Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.24 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3\text{m}$.

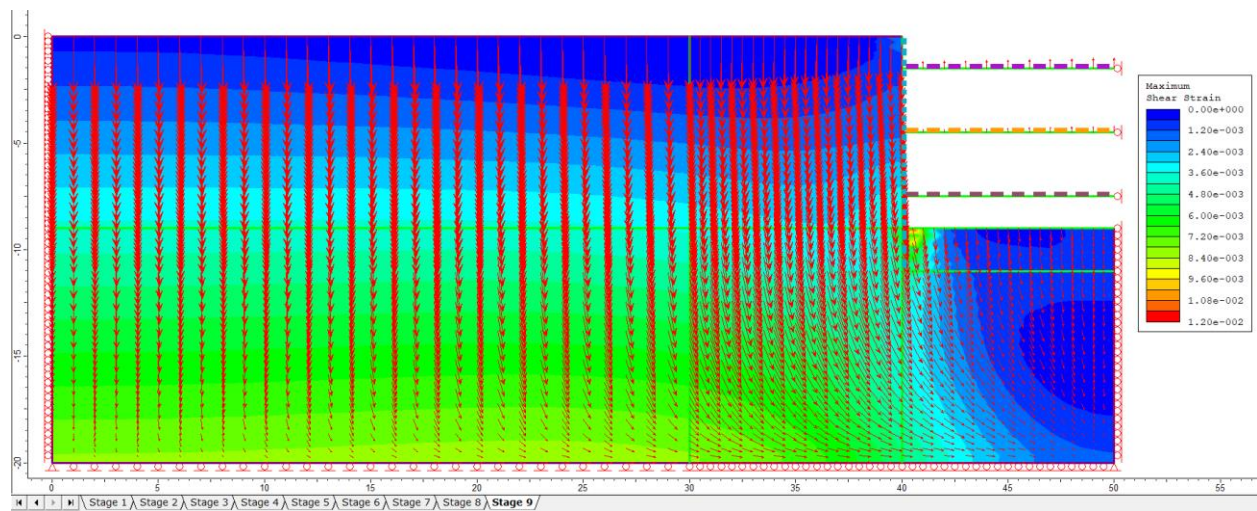
Πίνακας (5.25): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Α αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.005	-	-
Στάδιο 5	103.707	-	-
Στάδιο 6	103.956	0.630	-
Στάδιο 7	19.168	480.450	-
Στάδιο 8	19.305	480.660	0.865
Στάδιο 9	28.290	471.630	225.216

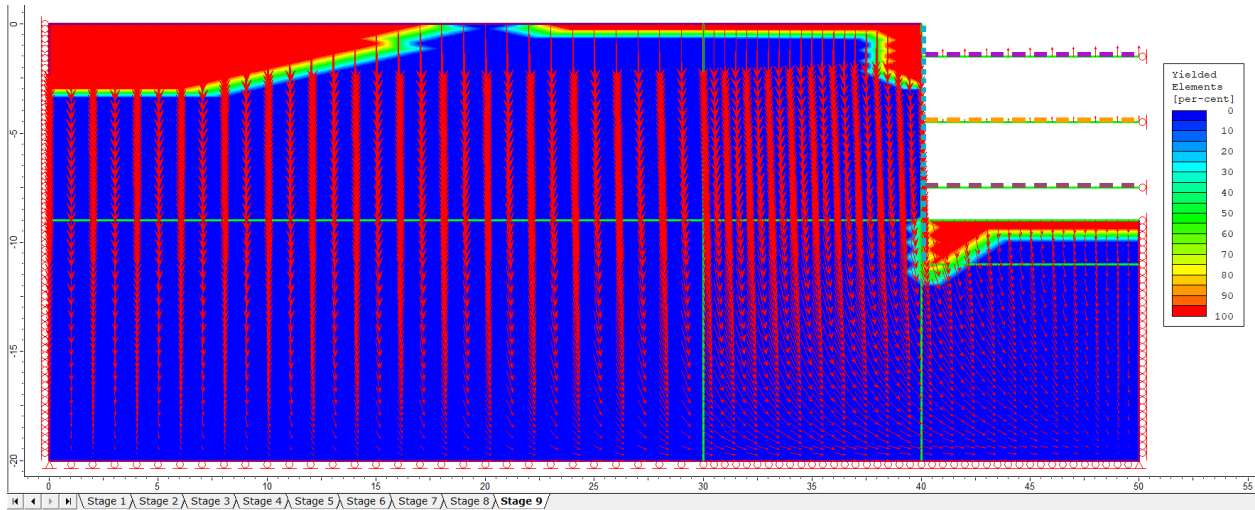
5.5.2 Αποτελέσματα Αναλύσεων Αριθμητικών Μεθόδων για τύπο Β Αντηρίδας



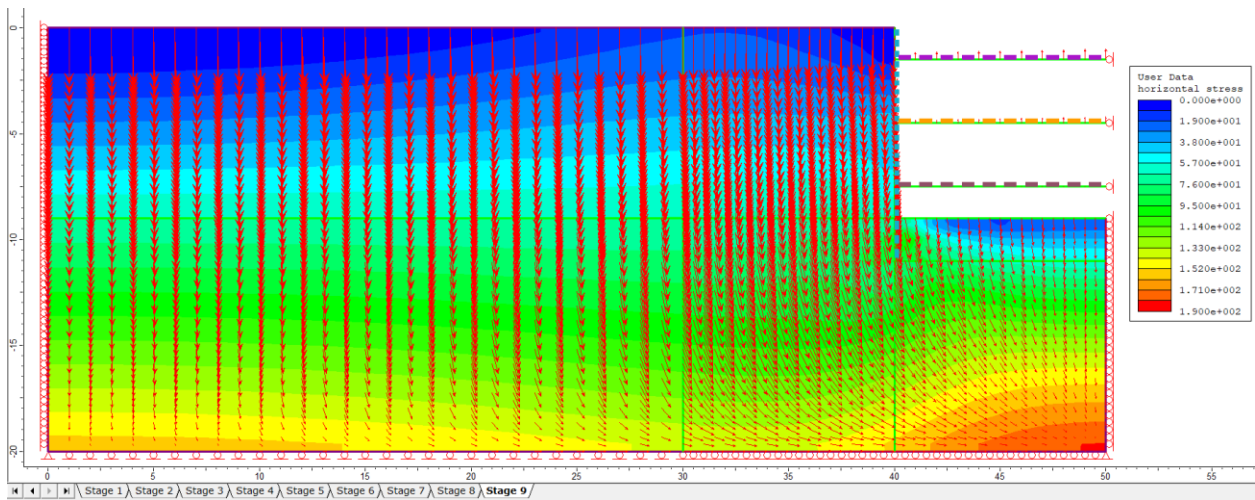
Σχήμα (5.49): Διάγραμμα συνολικών μετατοπίσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.50): Διάγραμμα διατμητικής παραμόρφωσης του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

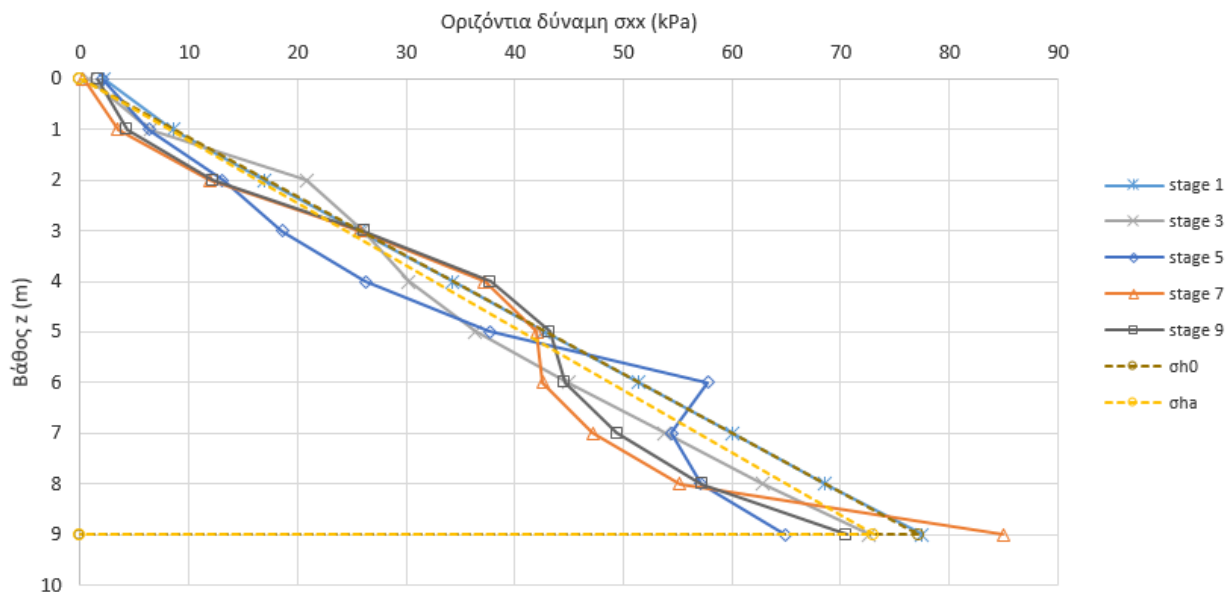


Σχήμα (5.51): Διάγραμμα αποδιδόμενων στοιχείων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.52): Διάγραμμα οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα γίνεται η σύγκριση της μεθόδου υπολογισμού των πλευρικών ωθήσεων κατά Rankine με τα αποτελέσματα από το πρόγραμμα Phase² 8.0. Για απλοποίηση του διαγράμματος έχουν ληφθεί οι πιέσεις μόνο στα στάδια όπου γίνεται η εκσκαφή, διότι τότε γίνεται καταπόνηση στον διαφραγματικό τοίχο.

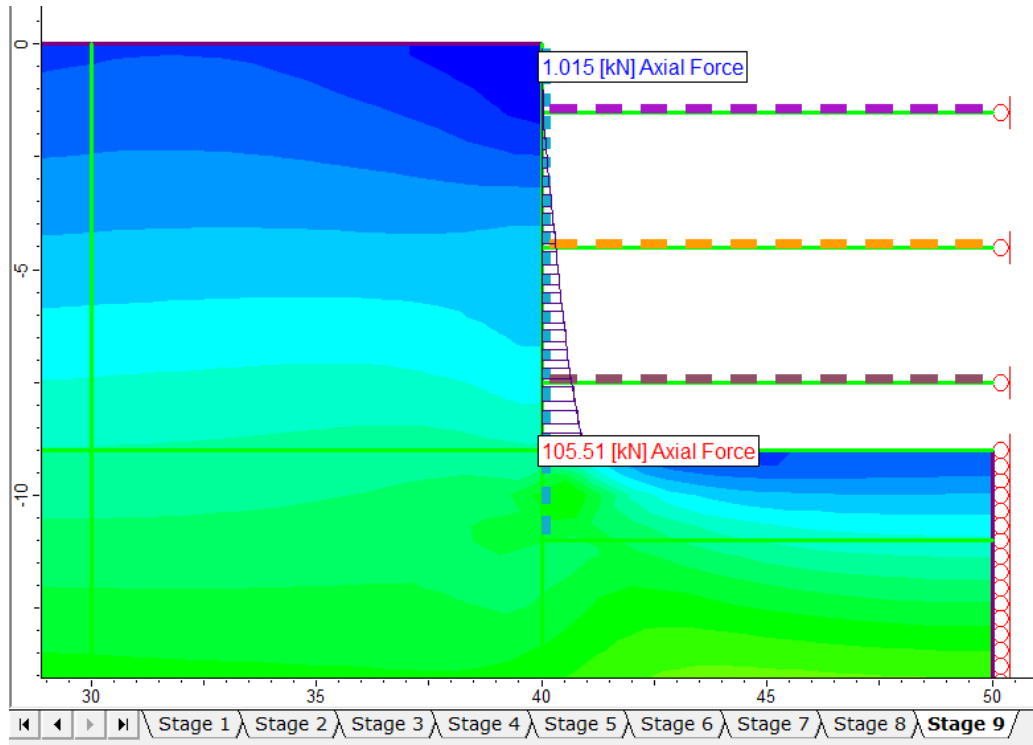


Σχήμα (5.53): Διάγραμμα σύγκρισης οριζοντίων τάσεων του προβλήματος για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

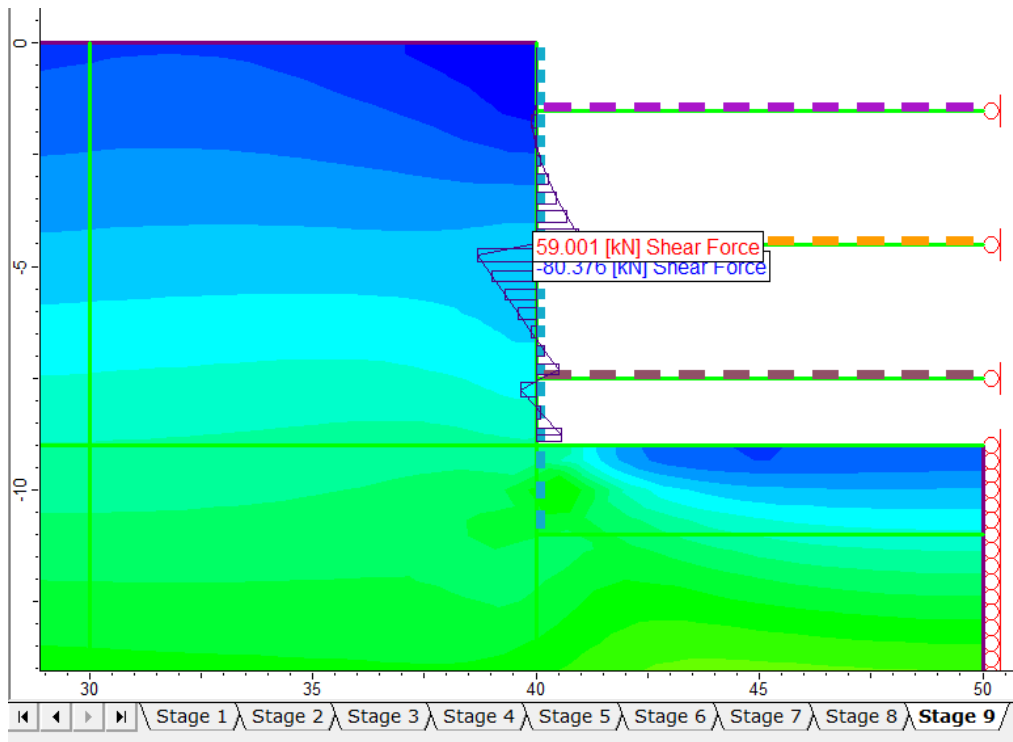
Από το πρόγραμμα Phase² 8.0 λήφθηκαν οι παρακάτω δυνάμεις για τον διαφραγματικό τοίχο:

Πίνακας (5.26): Δυνάμεις διαφραγματικού τοίχου για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=30^\circ$.

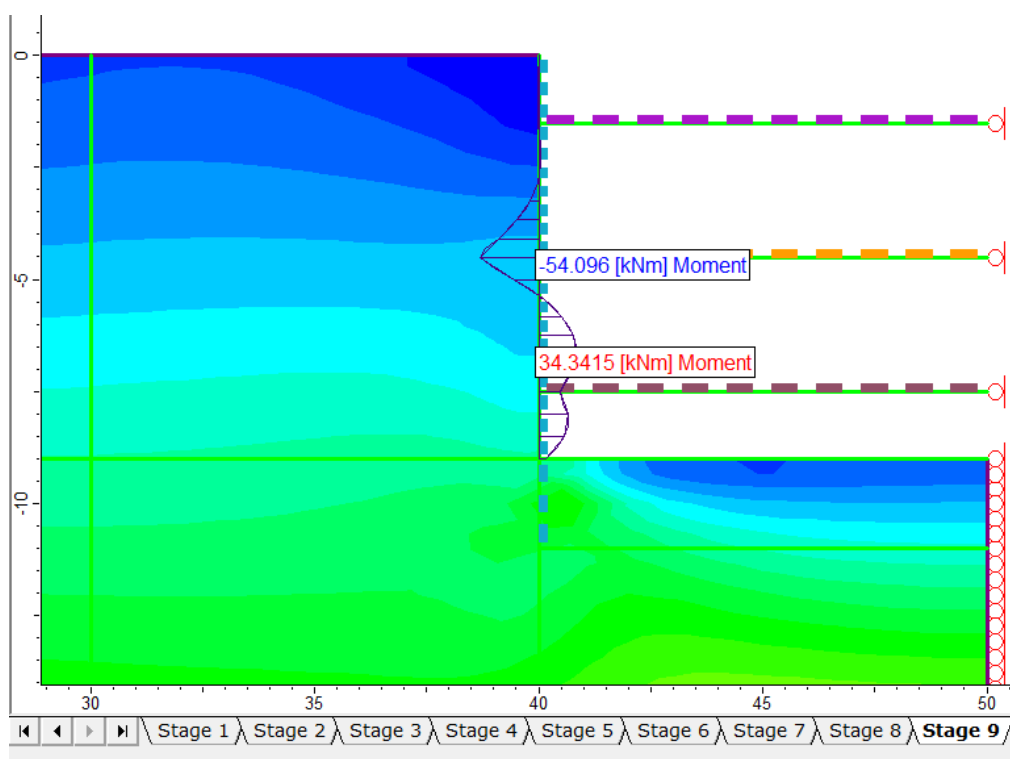
Δυνάμεις στον Διαφραγματικό τοίχο		
Τύπος	Ελάχιστη	Μέγιστη
Αξονική (kN)	1.015	105.51
Τέμνουσα (kN)	-80.376	59.001
Ροπή (kN*m)	-54.096	34.341



Σχήμα (5.54): Διάγραμμα αξονικής δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.55): Διάγραμμα τέμνουσας δύναμης διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.



Σχήμα (5.56): Διάγραμμα καμπτικών ροπών διαφραγματικού τοίχου για Τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

Επειδή οι αντηρίδες είναι αρθρωτές δέχονται μόνο αξονικά φορτία, δεν υπάρχει τέμνουσα δύναμη και συνεπώς δεν δημιουργούνται ροπές. Πρέπει να σημειωθεί ότι έχει γίνει αναγωγή των αξονικών αποστάσεων των αντηρίδων σε επίπεδη παραμόρφωση. Συνεπώς, οι αξονικές δυνάμεις (kN/m) που λαμβάνονται από το πρόγραμμα Phase² 8.0 για την περίπτωση που έχουμε τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$ δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας (5.27): Αξονικές δυνάμεις (kN/m) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

	Αξονική δύναμη (kN/m)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.002	-	-
Στάδιο 5	34.779	-	-
Στάδιο 6	34.797	0.042	-
Στάδιο 7	4.379	164.570	-
Στάδιο 8	4.420	164.630	0.269
Στάδιο 9	8.016	159.070	77.998

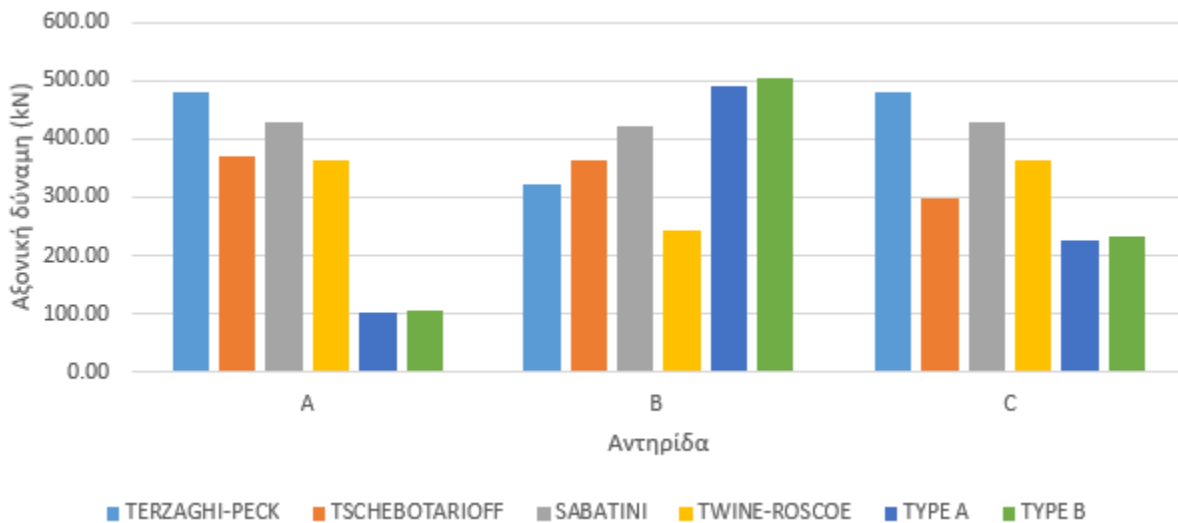
Άρα για τον υπολογισμό της τελικής αξονικής δύναμης θα πρέπει οι δυνάμεις που δίνονται στον πίνακα 5.27 να πολλαπλασιαστούν με την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων, $s=3m$.

Πίνακας (5.28): Αξονικές δυνάμεις (kN) για τύπο Β αντηρίδας και γωνία $\phi=35^\circ$.

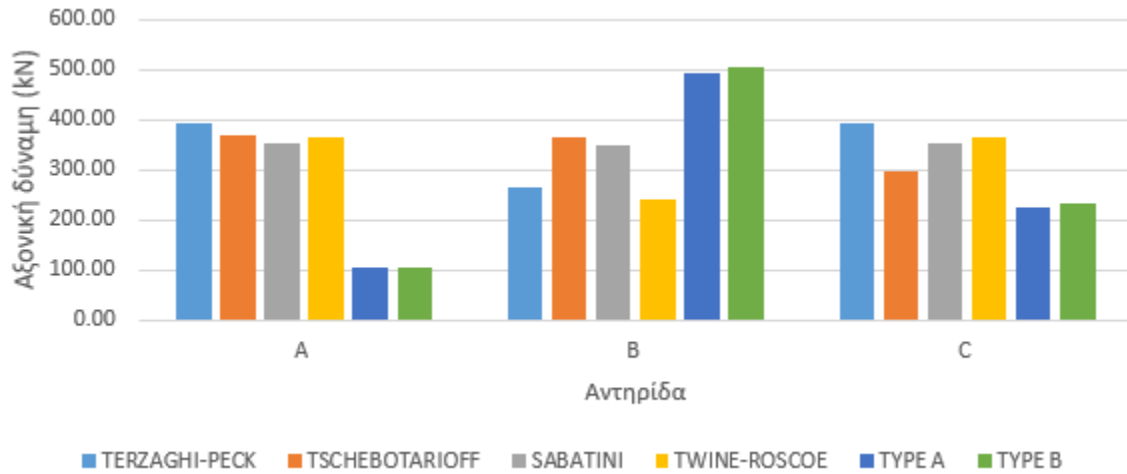
	Αξονική δύναμη (kN)		
	Αντηρίδα 1	Αντηρίδα 2	Αντηρίδα 3
Στάδιο 1	-	-	-
Στάδιο 2	-	-	-
Στάδιο 3	-	-	-
Στάδιο 4	0.005	-	-
Στάδιο 5	104.337	-	-
Στάδιο 6	104.391	0.126	-
Στάδιο 7	13.136	493.710	-
Στάδιο 8	13.261	493.890	0.806
Στάδιο 9	24.048	477.210	233.994

5.6 Αποτελέσματα σύγκρισης

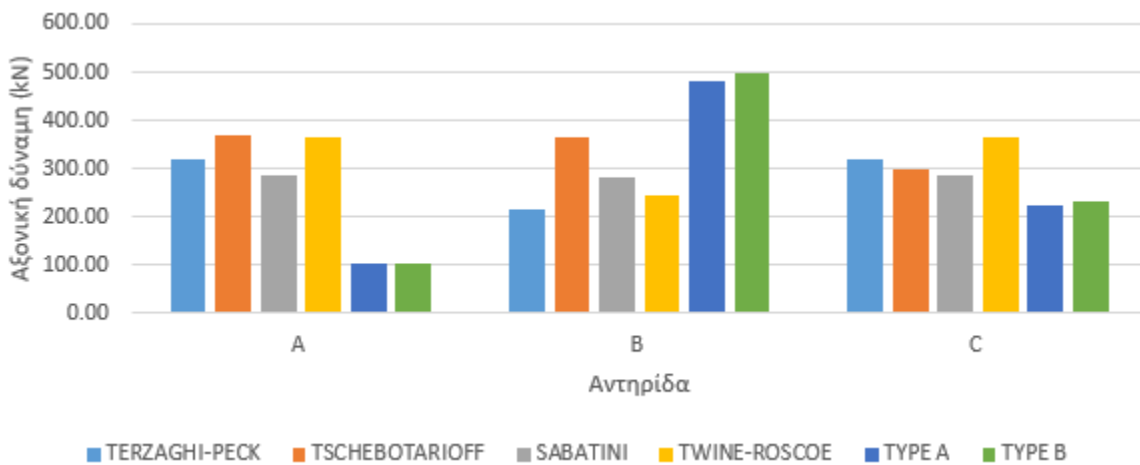
Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Σχήμα (5.57): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 25^\circ$.

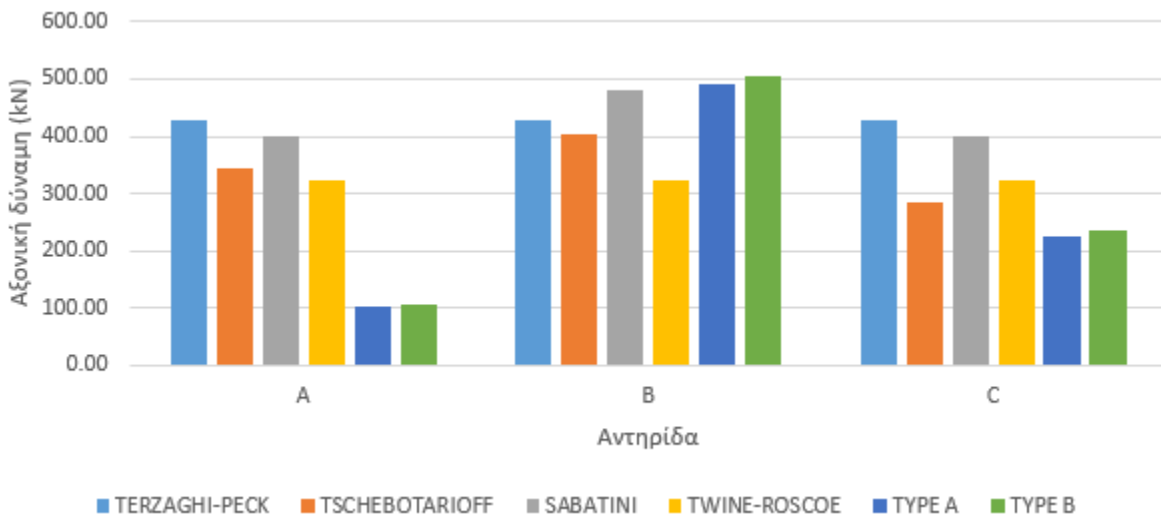


Σχήμα (5.58): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 30^\circ$.

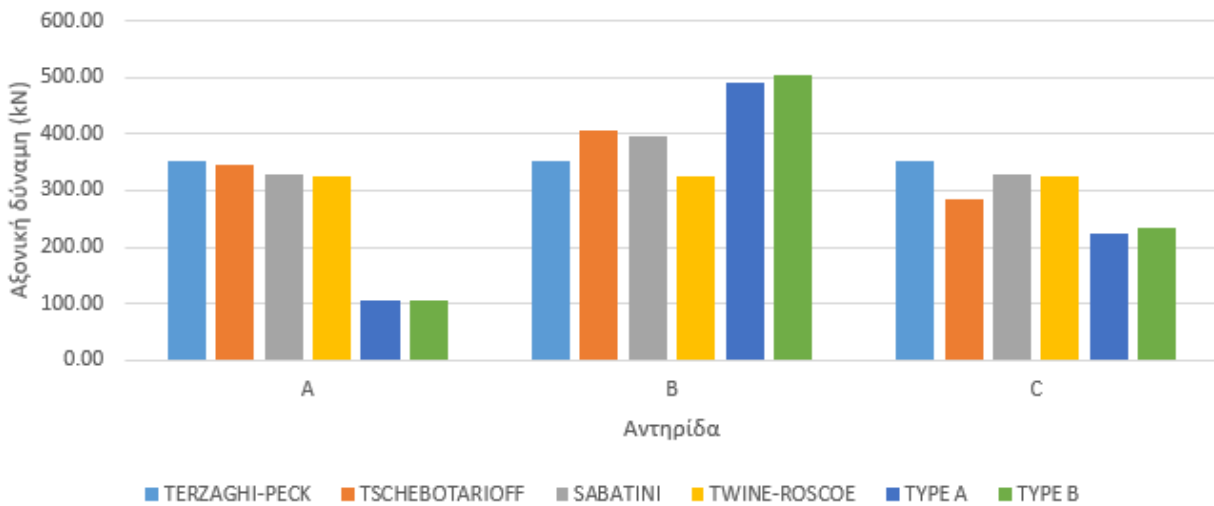


Σχήμα (5.59): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 35^\circ$.

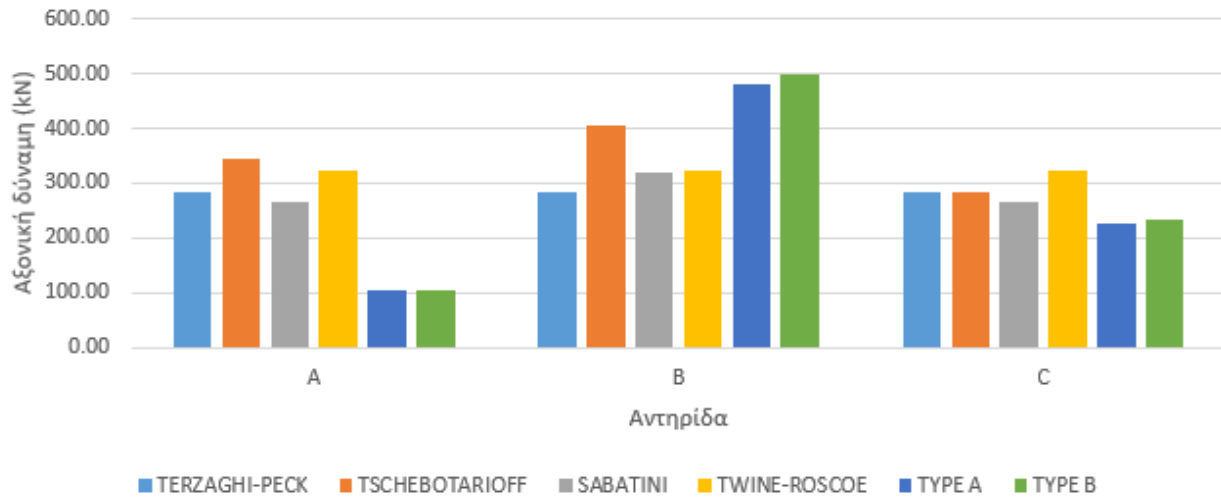
Μέθοδος Κατανομής του Φορτίου:



Σχήμα (5.60): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 25^\circ$.



Σχήμα (5.60): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 30^\circ$.



Σχήμα (5.60): Διάγραμμα σύγκρισης όλων των αξονικών δυνάμεων με την μέθοδο ισοστατικών δοκών για τις αντηρίδες A,B,C για γωνία εσωτερικής τριβής $\phi' = 35^\circ$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6: ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι πολύ συνηθισμένες κατασκευές σε τεχνικά έργα και γι' αυτό είναι πολύ σημαντικό να γίνεται σωστά η μελέτη τους, λαμβάνοντας υπόψιν όλες τις παραμέτρους του εδάφους που τους επηρεάζουν και όλα τα φορτία που δέχονται. Πολλοί ερευνητές με την πάροδο των χρόνων έχουν δώσει διάφορες λύσεις για να επιτευχθεί αυτό και να λαμβάνεται σωστά η πλευρική κατανομή των τάσεων του εδάφους. Γι' αυτόν τον λόγο έχουν προτείνει τα διάφορα διαγράμματα πλευρικών ωθήσεων, απ' όπου μπορούν εύκολα να υπολογισθούν οι πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται από το έδαφος στην εκάστοτε κατασκευή.

Διερευνήθηκε η περίπτωση αντηριδωτών τοίχων σε αμμώδες εδαφικό υλικό. Διαπιστώθηκε πως τα διαγράμματα περιβαλλουσών ωθήσεων που πρότειναν οι ερευνητές Terzaghi-Peck και Twine-Roscoe σχηματικά ήταν ίδια, ορθογωνικής κατανομής. Ωστόσο διέφεραν στον τρόπο υπολογισμού της μέγιστης οριζόντιας δύναμης q . Οι Tschebotarioff και Sabatini πρότειναν διαφορετικά διαγράμματα, τραπεζοειδούς κατανομής, τα οποία όμως μεταξύ τους ήταν όμοια.

Επίσης παρατηρείται ότι η γωνία διατμητικής αντίστασης ϕ' , δεν επηρεάζει στα αποτελέσματα υπολογισμού των δυνάμεων με την χρήση των διαγραμμάτων κατά Tschebotarioff και των Twine-Roscoe, διότι, όπως φαίνεται και στα σχήματα 3.10 και 3.17 αντίστοιχα, δεν λαμβάνεται υπόψιν κάποιος συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_A , εξαρτώμενος από τη γωνία ϕ' .

Γενικά, υπάρχουν διαφορές στις τιμές των αξονικών δυνάμεων σε κάθε αντηρίδα ανάλογα μεταξύ της μεθόδου των ισοστατικών φορέων και της μεθόδου κατανομής του φορτίου και η δυσμενέστερη περίπτωση λαμβάνεται σε διαφορετικές περιπτώσεις. Πιο συγκεκριμένα, στην μέθοδο των ισοστατικών δοκών η μέγιστη δύναμη που υπολογίζεται είναι στις αντηρίδες A και C (480.790 kN) με την χρήση του διαγράμματος ωθήσεων γαιών των Terzaghi-Peck. Στην μέθοδο κατανομής του φορτίου η μέγιστη δύναμη υπολογίζεται στην αντηρίδα B (480.89 kN) με την χρήση του διαγράμματος ωθήσεων γαιών κατά τον Sabatini.

Έγιναν αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Ο κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων από ορθογωνικά στοιχεία σχεδιάστηκε προσεκτικά, ώστε κοντά στο επιβαλλόμενο φορτίο να είναι πυκνότερος και στα απομακρυσμένα σημεία να είναι πιο αραιός. Προτιμήθηκε χειροκίνητη διαμόρφωση του καννάβου σε σχέση με την αυτόματη, προκειμένου να είναι δυνατός ο βέλτιστος σχεδιασμός του. Οι αναλύσεις περιλάμβαναν:

- a) Αναλύσεις επαλήθευσης. Επιχειρήθηκε να προσομοιωθούν οι ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις κατά Rankine. Στο πλαίσιο αυτό αναζητήθηκε μέσω παραμετρικής ανάλυσης το μέγιστο σφάλμα που εξασφαλίζει αποδεκτή αριθμητική σύγκλιση, ώστε να ελαχιστοποιηθεί ο χρόνος των μετέπειτα αναλύσεων, αλλά και το εύρος του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων, ώστε οι συνοριακές συνθήκες να μην επηρεάζουν το παραγόμενο από τις αναλύσεις αποτέλεσμα. Το εδαφικό υλικό που θεωρήθηκε και στις δυο περιπτώσεις ήταν αμμώδες με ειδικό βάρος εδάφους $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ και η αρχική φόρτιση του στοιχείου ήταν το ίδιο βάρος (γεωστατική φόρτιση). Ο λόγος Poisson είναι ίσος με $\nu=0.3$, το μέτρο Ελαστικότητας $E=20000 \text{ kPa}$, η γωνία διατμητικής αντοχής λήφθηκε $\phi=30^\circ$ και η συνοχή $c'=0$ (προκειμένου να επιτευχθεί αριθμητική σύγκλιση στις αναλύσεις υιοθετήθηκε μια πολύ μικρή τιμή 10^{-5}). Τέλος, το καταστατικό προσομοίωμα

θεωρήθηκε ως ισότροπο ελαστικό, απολύτως πλαστικό Mohr-Coulomb. Όσον αφορά το μέγεθος του καννάβου, έχει βάθος 10 μέτρα και επιλέχθηκε για τις ενεργητικές πλάτος 50 μέτρα, ενώ για τις παθητικές ωθήσεις λήφθηκε πλάτος 100 μέτρα. Τέλος, η σύγκριση των αριθμητικών αναλύσεων με τις ωθήσεις Rankine έδειξε στις ενεργητικές ωθήσεις 18.87% διαφορά στις και στις παθητικές ωθήσεις 29.57% διαφορά στη συνολική ώθηση. Οι διαφορές μεταξύ των δυο μεθόδων οφείλεται στο γεγονός ότι τα πεπερασμένα στοιχεία σε κάθε βήμα ικανοποιούν ισορροπία δυνάμεων και συμβιβαστό παραμορφώσεων, ενώ η μέθοδος Rankine εφαρμόζει ένα πεδίο τάσεων που ικανοποιεί την στατική ισορροπία σε κατάσταση αστοχίας. Το βήμα αυτό συχνά παραβλέπεται ή δεν αναφέρεται στο δημοσιευμένο έργο των ερευνητών.

- b) Αναλύσεις του αντηριδωτού τοίχου. Επιλέχθηκε η διερεύνηση αντιστήριξης να γίνει σε αμμόδες εδαφικό υλικό, όπου θα μεταβάλλεται η παράμετρος της εσωτερικής γωνίας τριβής της άμμου $\phi' = 25^\circ$ έως 35° , το μέτρο ελαστικότητας E και οι ιδιότητες των αντηρίδων. Το εδαφικό προσομοίωμα του προβλήματος μας αποτελείται από άμμο και η εκσκαφή του έχει βάθος 9 μέτρα και πλάτος 20 μέτρα. Για την διευκόλυνση των υπολογισμών την θεωρούμε συμμετρική οπότε το μήκος της αντηρίδας που χρησιμοποιείται είναι το μισό, δηλαδή 10 μέτρα. Πριν την εκσκαφή γίνεται τοποθέτηση διαφραγματικού τοίχου με βάθος έμπηξης 2 μέτρα. Τέλος, γίνεται η τοποθέτηση τριών αντηρίδων με σταδιακή εκσκαφή σε βάθος 1,5m, 4,5m και 7,5m αντίστοιχα και ελέγχθηκαν δύο τύπο αντηρίδας με μέτρο ελαστικότητας $E=210$ GPa και λόγο Poisson $\nu=0,2$. Ο τύπος A έχει εμβαδόν $0,017971$ m², ροπή αδράνειας $0,00145839$ m⁴ και μέγιστο μήκος 21 m. Ο τύπος B έχει εμβαδόν $0,039407$ m², ροπή αδράνειας $0,00496124$ m⁴ και μέγιστο μήκος 27 m. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 6 αναλύσεις. Σημειώνεται πως προσομοιώθηκαν όλα τα στάδια της κατασκευής που περιλαμβάνουν πρώτα εκσκαφή και μετά τοποθέτηση αντηρίδας στα διάφορα βάθη. Συγκρίνοντας τις αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με τις στατικές αναλύσεις πειβαλλουσών ωθήσεων γαιών με τις μεθόδους ισοστατιών φορέων και κατανομής του φορτίου που έγιναν στο Excel, παρατηρείται ότι:
- i. Για γωνία $\phi=25^\circ$, οι τιμές που αξονικού φορτίου που υπολογίστηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις είχαν διαφορά κατά μέσο όρο 1.43% μεταξύ των δύο τύπων αντηρίδας A και B. Ωστόσο, σε σχέση με τους υπολογισμούς που έγιναν στο Excel, για την αντηρίδα A, οι αξονικές δυνάμεις που υπολογίστηκαν, είναι κατά 78% μεγαλύτερες από αυτές του προγράμματος.
 - ii. Για γωνία $\phi=30^\circ$, οι τιμές που αξονικού φορτίου που υπολογίστηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις είχαν διαφορά κατά μέσο όρο 1% μεταξύ των δύο τύπων αντηρίδας A και B. Ωστόσο, σε σχέση με τους υπολογισμούς που έγιναν στο Excel, για την αντηρίδα A, οι αξονικές δυνάμεις που υπολογίστηκαν, είναι κατά 73% μεγαλύτερες από αυτές του προγράμματος.
 - iii. Για γωνία $\phi=35^\circ$, οι τιμές που αξονικού φορτίου που υπολογίστηκαν στις αριθμητικές αναλύσεις είχαν διαφορά κατά μέσο όρο 1.40% μεταξύ των δύο τύπων αντηρίδας A και B. Ωστόσο, σε σχέση με τους υπολογισμούς που έγιναν στο Excel, για την αντηρίδα A, οι

αξονικές δυνάμεις που υπολογίστηκαν , είναι κατά 67.62% μεγαλύτερες από αυτές του προγράμματος.

Γενικά, για την αντηρίδα A η μεγάλη διαφορά που παρατηρείται στον υπολογισμό της αξονικής δύναμης ανάμεσα στο αποτέλεσμα από το πρόγραμμα Phase² 8.0 και στον υπολογισμό με την μέθοδο των ισοστατικών δοκών και κατανομής του φορτίου, είναι αναμενόμενη, καθώς η απόκλιση είναι μεγάλη στα μικρά βάθη και συνεπώς οι μέθοδοι περιβαλλουσών ωθήσεων γαιών είναι κατάλληλες μόνο για προκαταρκτικές αναλύσεις, για την αρχική επιλογή της διατομής της αντηρίδας. Δηλαδή σε όλες τις αναλύσεις, το εκτιμώμενο φορτίο της πρώτης αντηρίδας με εφαρμογή περιβαλλουσών ωθήσεων είναι κατά 63.42 έως 78.32% μεγαλύτερο σε σχέση με το υπολογισμένο φορτίο από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Αντίστοιχα, στις δύο βαθύτερες το εκτιμώμενο φορτίο της πρώτης αντηρίδας με εφαρμογή περιβαλλουσών ωθήσεων είναι κατά 14.95 έως 53.11% μικρότερο σε σχέση με το υπολογισμένο φορτίο από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων.

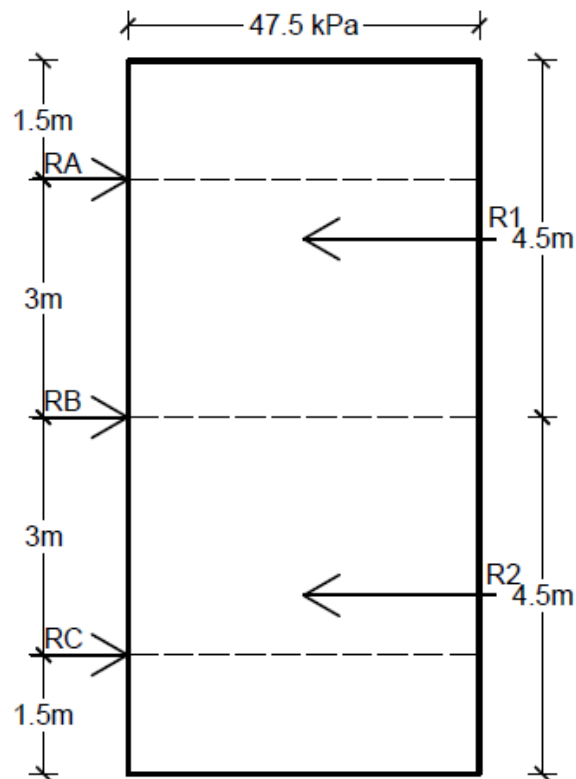
Συνεπώς, μεταξύ των εμπειρικών και των αριθμητικών αναλύσεων, η μεγαλύτερη διαφορά της τάξης 78.32% εμφανίστηκε στην αντηρίδα A για γωνία τριβής $\phi' = 25^\circ$. Στις αριθμητικές αναλύσεις ο τύπος της αντηρίδας (A και B) , δεν επηρέασε σημαντικά τα αποτελέσματα, διότι ήταν πολύ μικρές οι μετατοπίσεις μεταξύ του εδάφους και του τοίχου. Επιπλέον, οι εμπειρικές αναλύσεις με τις περιβάλλουσες των διαγραμμάτων, είναι μια εύκολη και γρήγορη επίλυση και εφαρμόζονται πολύ εύκολα για την προδιαστασιολόγηση ή την προκαταρκτική επιλογή των αντηρίδων σε ένα τεχνικό έργο. Οι αριθμητικές αναλύσεις είναι όμως προτιμότερες, γιατί προσομοιώνεται όλη η διαδικασία κατασκευής του έργου και συνεπώς λαμβάνεται υπόψη η επίδραση του προηγούμενου σταδίου στο επόμενο, ενώ υπολογίζονται και οι μετατοπίσεις, το οποίο είναι σημαντικό όταν υπάρχουν παρακείμενες κατασκευές που ενδέχεται να επηρεαστούν από το τεχνικό έργο. Στην προκειμένη περίπτωση, θα επιλέγαμε εν τέλει να γίνει η κατασκευή με τον τύπο αντηρίδας A, η οποία είναι μικρότερης διατομής και συνεπώς πιο οικονομική.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΕΠΙΛΥΣΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΙΣΟΣΤΑΤΙΚΩΝ ΔΟΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΝΟΜΗΣ ΤΟΥ ΦΟΡΤΙΟΥ

A.1) Terzaghi-Peck

➤ Λύση για $\phi=25^\circ$

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(4.5 \cdot 47.5) \cdot (4.5/2)] / 3 = [213.75 \cdot (4.5/2)] / 3 = 160.31 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(4.5 \cdot 47.5) \cdot (4.5/2)] / 3 = [213.75 \cdot (4.5/2)] / 3 = 160.31 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (4.5 \cdot 47.5) - 160.31 + (4.5 \cdot 47.5) - 160.31 = 106.88 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = 4.5 \cdot 47.5$, $R_2 = 4.5 \cdot 47.5$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

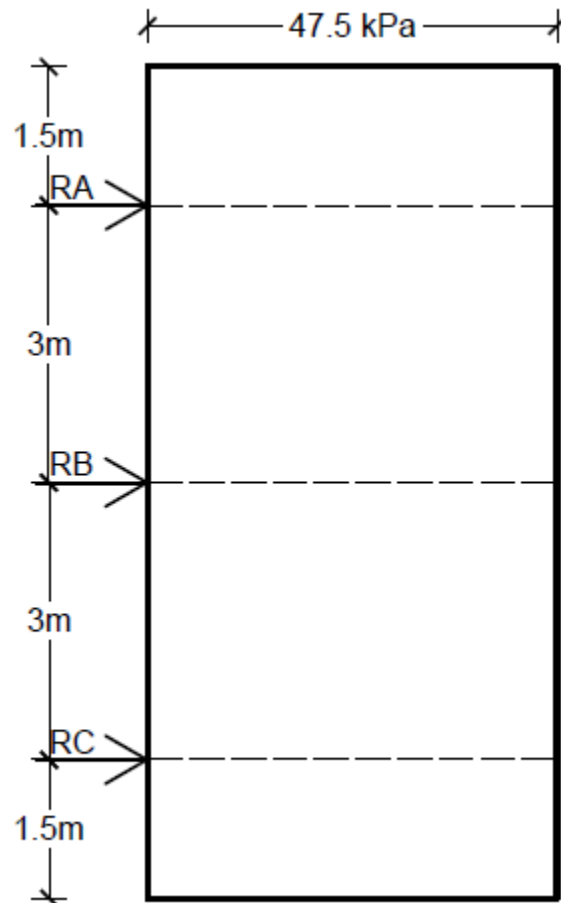
$$R_A = 160.31 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 480.93 \text{ kN}$$

$$R_C = 160.31 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 480.93 \text{ kN}$$

$$R_B = 106.88 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 320.64 \text{ kN}$$

Όπου $s=3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = 47.5 * 1.5 + 47.5 * (3/2) = 142.5 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 47.5 * (3/2) + 47.5 * (3/2) = 142.5 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 47.5 * (3/2) + 47.5 * 1.5 = 142.5 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 142.5 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 427.5 \text{ kN}$$

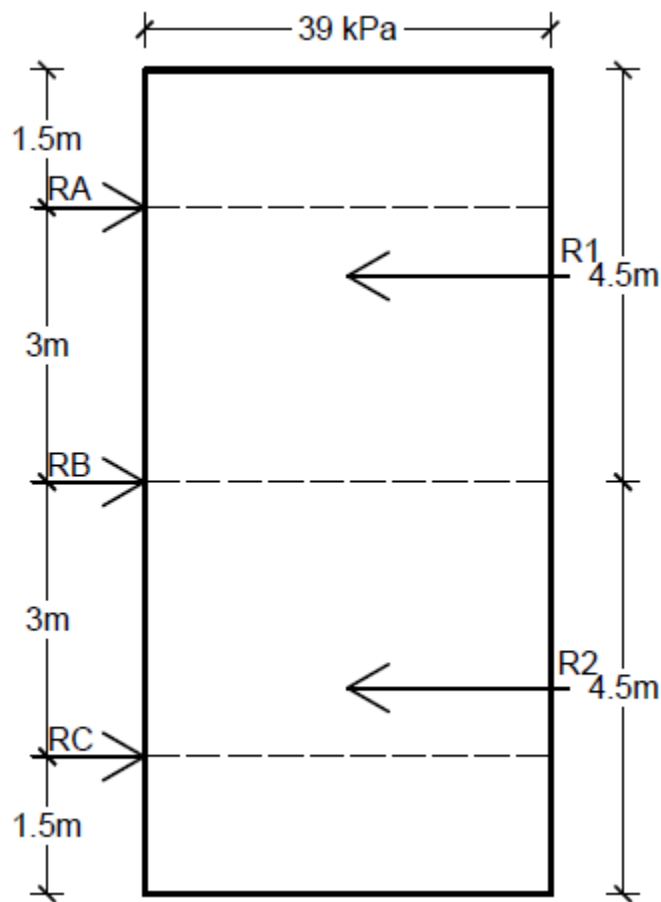
$$R_C = 142.5 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 427.5 \text{ kN}$$

$$R_B = 142.5 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 427.5 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

➤ **Λύση για $\phi=30^\circ$**

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(4.5 * 39) * (4.5/2)] / 3 = [175.5 * (4.5/2)] / 3 = 131.625 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(4.5 * 39) * (4.5/2)] / 3 = [175.5 * (4.5/2)] / 3 = 131.625 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (4.5 * 39) - 131.625 + (4.5 * 39) - 131.625 = 87.75 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = 4.5 \cdot 39$, $R_2 = 4.5 \cdot 39$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

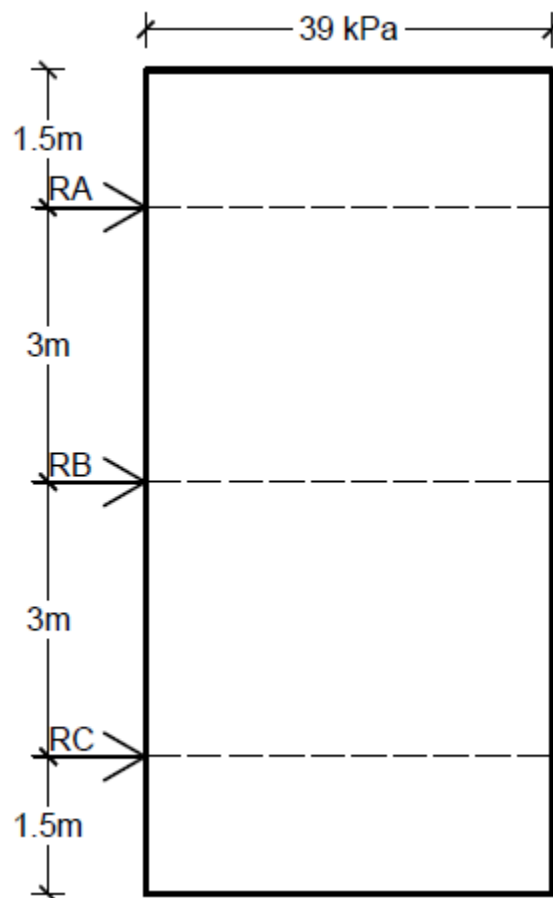
$$R_A = 131.625 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 394.875 \text{ kN}$$

$$R_C = 131.625 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 394.875 \text{ kN}$$

$$R_B = 87.75 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 263.55 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = 39 \cdot 1.5 + 39 \cdot (3/2) = 117 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 39 \cdot (3/2) + 39 \cdot (3/2) = 117 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 39 \cdot (3/2) + 39 \cdot 1.5 = 117 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 117 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 351 \text{ kN}$$

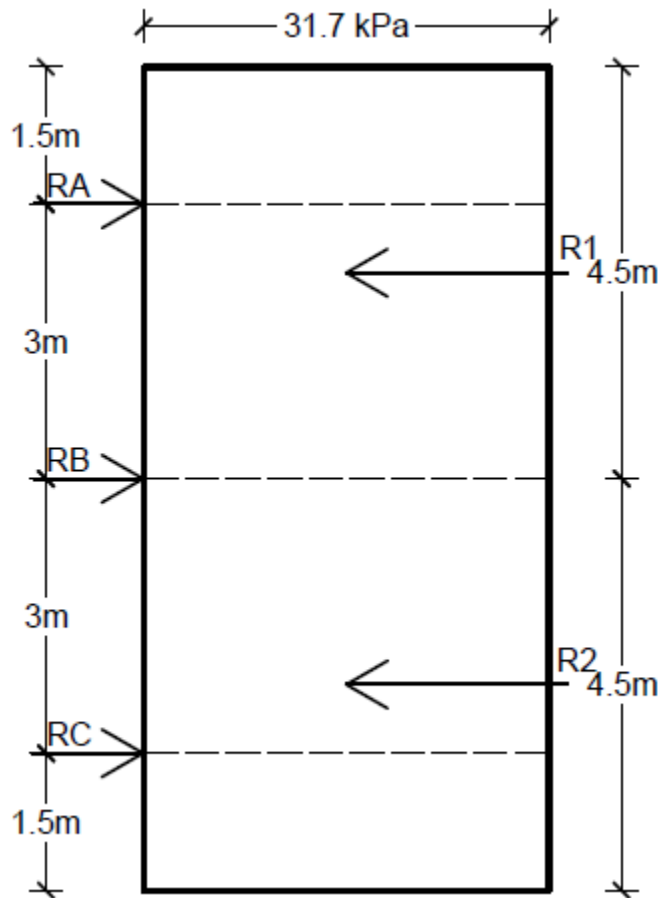
$$R_C = 117 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 351 \text{ kN}$$

$$R_B = 117 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 351 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

➤ **Λύση για $\phi=35^\circ$**

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(4.5 * 31.7) * (4.5/2)] / 3 = [142.65 * (4.5/2)] / 3 = 107 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(4.5 * 31.7) * (4.5/2)] / 3 = [142.65 * (4.5/2)] / 3 = 107 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (4.5 * 31.7) - 107 + (4.5 * 31.7) - 107 = 71.3 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = 4.5 * 31.7$, $R_2 = 4.5 * 31.7$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

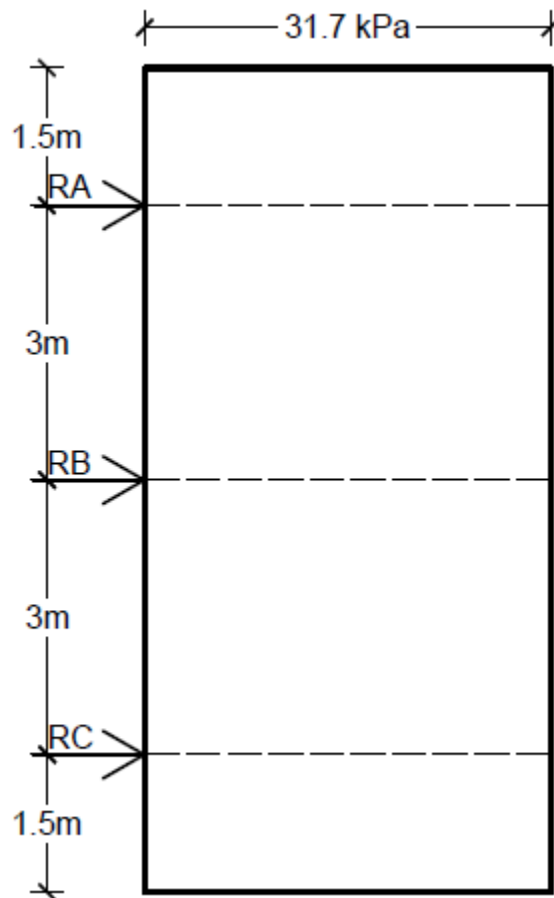
$$R_A = 107 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 321 \text{ kN}$$

$$R_C = 107 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 321 \text{ kN}$$

$$R_B = 71.3 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 213.9 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = 31.7 * 1.5 + 31.7 * (3/2) = 95.1 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 31.7 * (3/2) + 31.7 * (3/2) = 95.1 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 31.7 * (3/2) + 31.7 * 1.5 = 95.1 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A', R_C', R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 95.1 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 285.3 \text{ kN}$$

$$R_C = 95.1 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 285.3 \text{ kN}$$

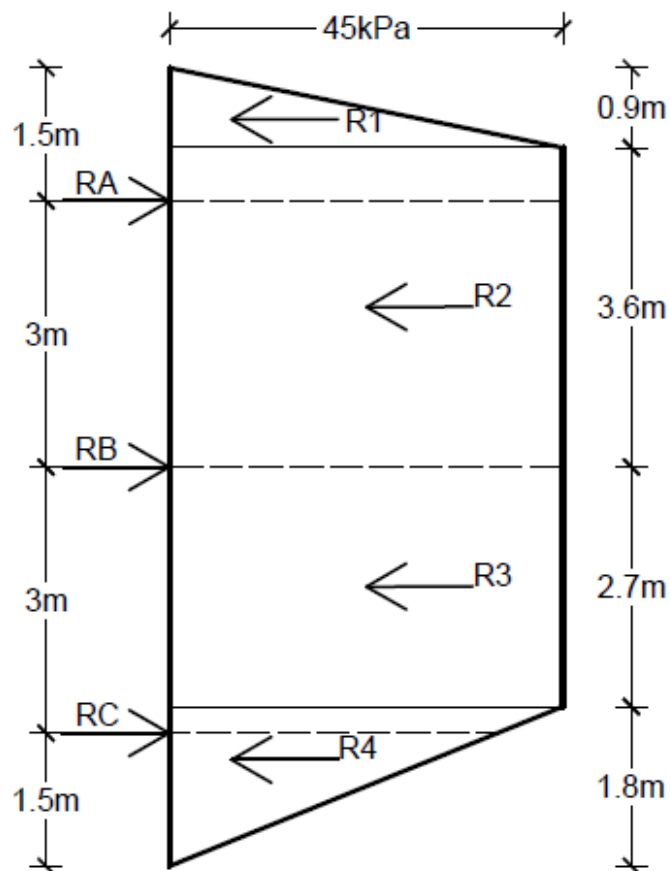
$$R_B = 95.1 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 285.3 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

A.2) Tschebotarioff

➤ Λύση για $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [((1/2) * 45 * 0.9) * (3.6 + 0.9/3) + (45 * 3.6) * (3.6/2)] / 3 = [20.25 * (3.6 + 0.9/3) + 162 * (3.6/2)] / 3 = 123.53 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(45 * 2.7) * (2.7/2) + ((1/2) * 45 * 1.8) * (2.7 + 1.8/3)] / 3 = [121.5 * (2.7/2) + 40.5 * (2.7 + 1.8/3)] / 3 = 99.23 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (1/2) * 45 * 0.9 + 45 * 3.6 - 123.53 + 2.7 * 45 + (1/2) * 45 * 1.8 - 99.23 = 121.50 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = (1/2) * 45 * 0.9$, $R_2 = 3.6 * 45$, $R_3 = 45 * 2.7$, $R_4 = (1/2) * 45 * 1.8$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

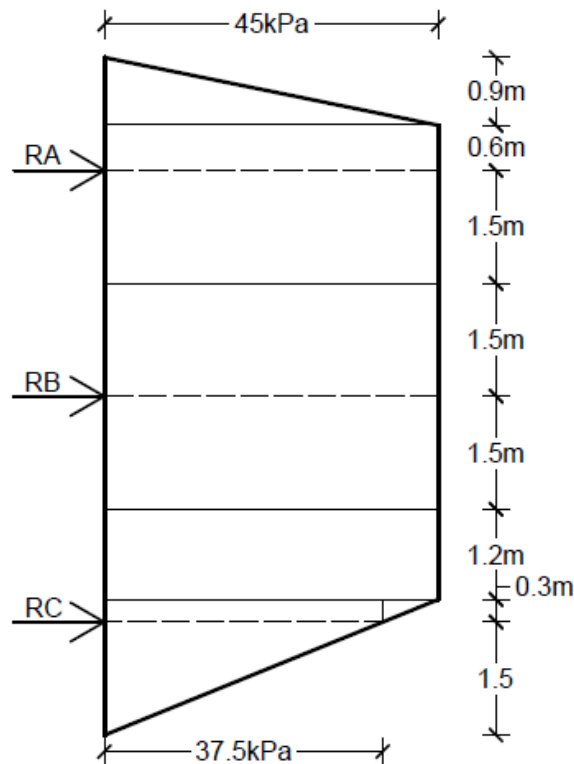
$$R_A = 123.53 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 370.59 \text{ kN}$$

$$R_C = 99.23 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 297.69 \text{ kN}$$

$$R_B = 121.50 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 364.50 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * 0.9 * 45 + 0.6 * 45 + 1.5 * 45 = 114.75 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 1.5 * 45 + 1.5 * 45 = 135 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 1.2 * 45 + 0.3 * 37.5 + (1/2) * 0.3 * (45 - 37.5) + (1/2) * 1.5 * 37.5 = 94.50 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m)

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 114.75 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 344.25 \text{ kN}$$

$$R_B = 135 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 405 \text{ kN}$$

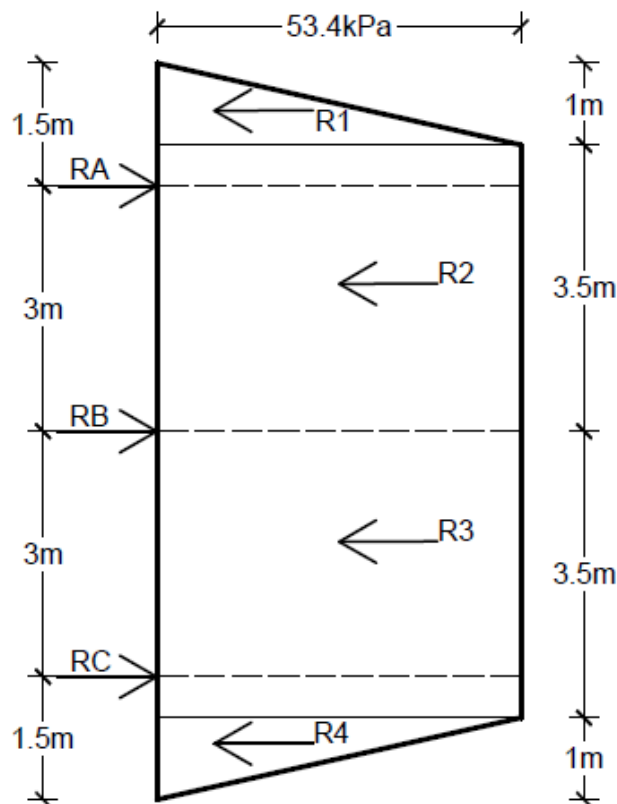
$$R_C = 94.50 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 283.5 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

A.3) Sabatini

➤ Λύση για $\phi=25^\circ$

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [((1/2) * 53.4 * 1) * (3.5 + 1/3) + (53.4 * 3.5) * (3.5/2)] / 3 = [26.7 * (3.5 + 1/3) + 186.9 * (3.5/2)] / 3 = 143.20 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(53.4 * 3.5) * (3.5/2) + ((1/2) * 53.4 * 1) * (3.5 + 1/3)] / 3 = [186.9 * (3.5/2) + 26.7 * (3.5 + 1/3)] / 3 = 143.20 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (1/2) * 53.4 * 1 + 53.4 * 3.5 - 143.20 + 3.5 * 53.4 + (1/2) * 53.4 * 1 - 143.20 = 140.97 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = (1/2) * 53.4 * 1$, $R_2 = 3.5 * 53.4$, $R_3 = 53.4 * 3.5$, $R_4 = (1/2) * 53.4 * 1$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

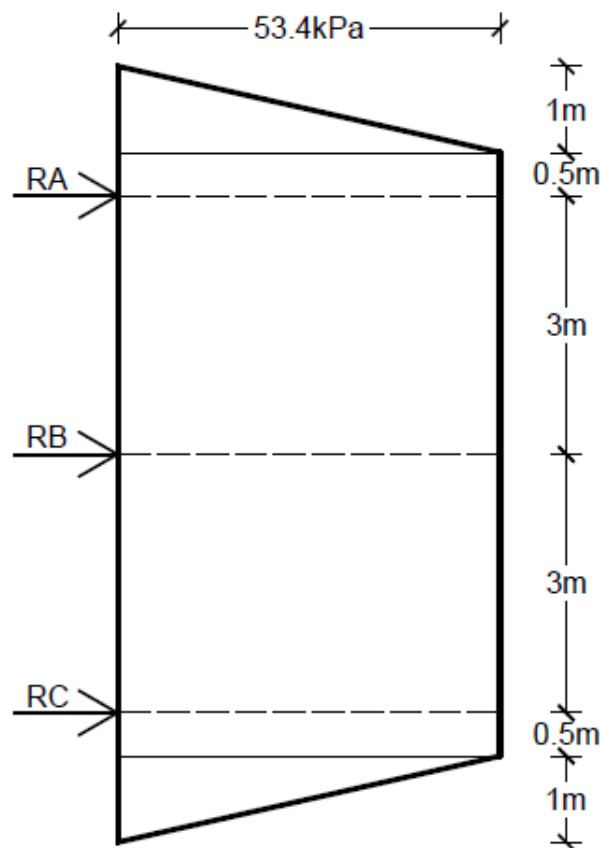
$$R_A = 143.20 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 429.59 \text{ kN}$$

$$R_C = 143.20 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 429.59 \text{ kN}$$

$$R_B = 140.97 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 422.92 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * 53.4 * 1 + 0.5 * 53.4 + 53.4 * (3/2) = 133.55 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 53.4 * (3/2) + 53.4 * (3/2) = 160.263 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 53.4 * (3/2) + 53.4 * 0.5 + (1/2) * 53.4 * 1 = 133.55 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 133.55 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 400.66 \text{ kN}$$

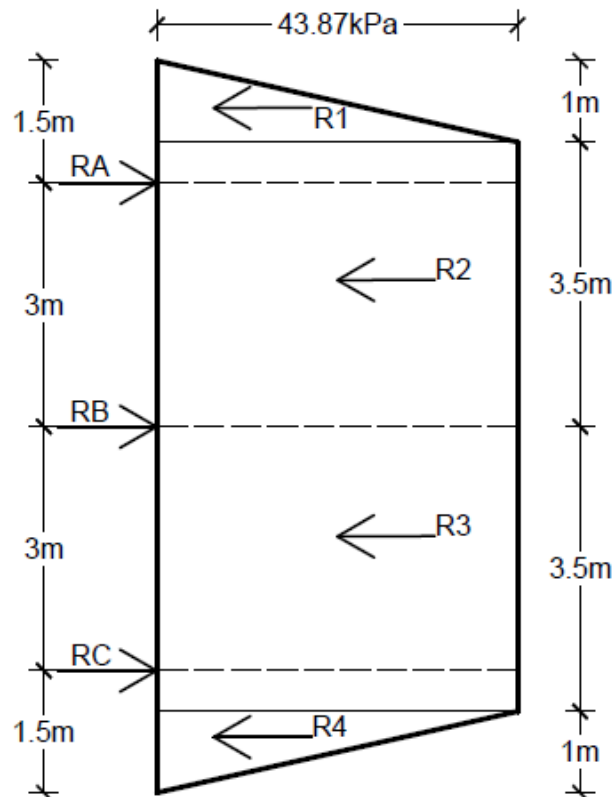
$$R_B = 160.263 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 480.79 \text{ kN}$$

$$R_C = 133.55 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 400.66 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

➤ **Λύση για $\phi=30^\circ$**

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [((1/2) * 43.87 * 1) * (3.5 + 1/3) + (43.87 * 3.5) * (3.5/2)] / 3 = [21.94 * (3.5 + 1/3) + 153.54 * (3.5/2)] / 3 = 117.61 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(43.87 * 3.5) * (3.5/2) + ((1/2) * 43.87 * 1) * (3.5 + 1/3)] / 3 = [153.54 * (3.5/2) + 21.94 * (3.5 + 1/3)] / 3 = 117.61 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (1/2) * 43.87 * 1 + 43.87 * 3.5 - 117.61 + 3.5 * 43.87 + (1/2) * 43.87 * 1 - 117.61 = 115.78 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = (1/2) * 43.87 * 1$, $R_2 = 3.5 * 43.87$, $R_3 = 43.87 * 3.5$, $R_4 = (1/2) * 43.87 * 1$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

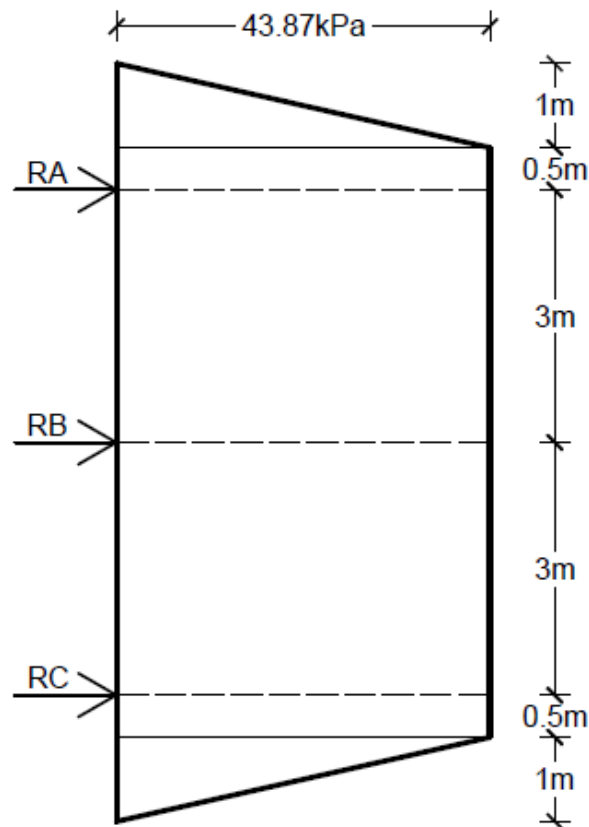
$$R_A = 117.61 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 352.83 \text{ kN}$$

$$R_C = 117.61 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 352.83 \text{ kN}$$

$$R_B = 115.78 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 347.34 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * 43.87 * 1 + 0.5 * 43.87 + 43.87 * (3/2) = 109.69 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 43.87 * (3/2) + 43.87 * (3/2) = 131.62 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 43.87 * (3/2) + 43.87 * 0.5 + (1/2) * 43.87 * 1 = 109.69 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 109.69 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 329.06 \text{ kN}$$

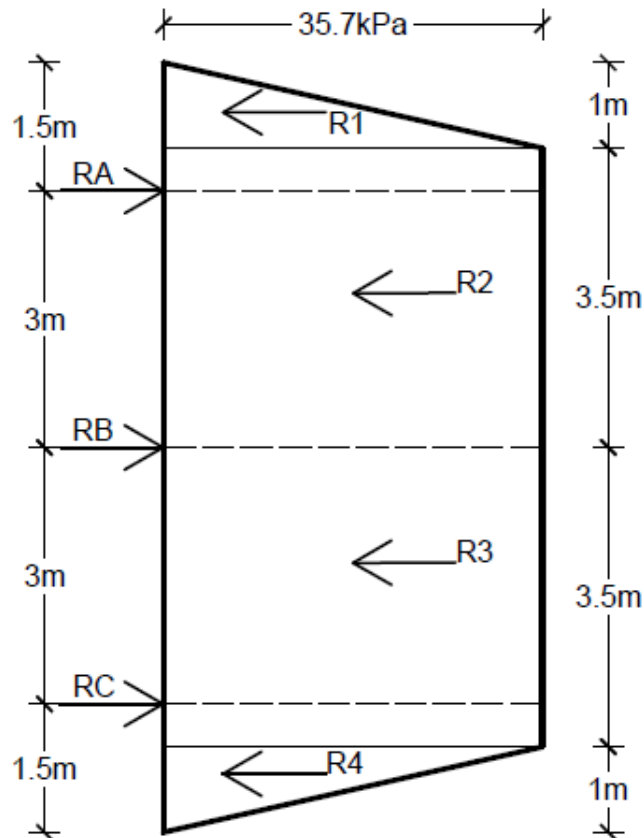
$$R_B = 131.62 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 394.87 \text{ kN}$$

$$R_C = 109.69 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 329.06 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

➤ **Λύση για $\phi=35^\circ$**

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [((1/2)*35.7*1)*(3.5+1/3) + (35.7*3.5)*(3.5/2)]/3 = [17.85*(3.5+1/3) + 124.95*(3.5/2)]/3 = 95.61 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(35.7*3.5)*(3.5/2) + ((1/2)*35.7*1)*(3.5+1/3)]/3 = [124.95*(3.5/2) + 17.85*(3.5+1/3)]/3 = 95.61 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (1/2)*35.7*1 + 35.7*3.5 - 95.61 + 3.5*35.7 + (1/2)*35.7*1 - 95.61 = 94.13 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = (1/2)*35.7*1$, $R_2 = 3.5*35.7$, $R_3 = 35.7*3.5$, $R_4 = (1/2)*35.7*1$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

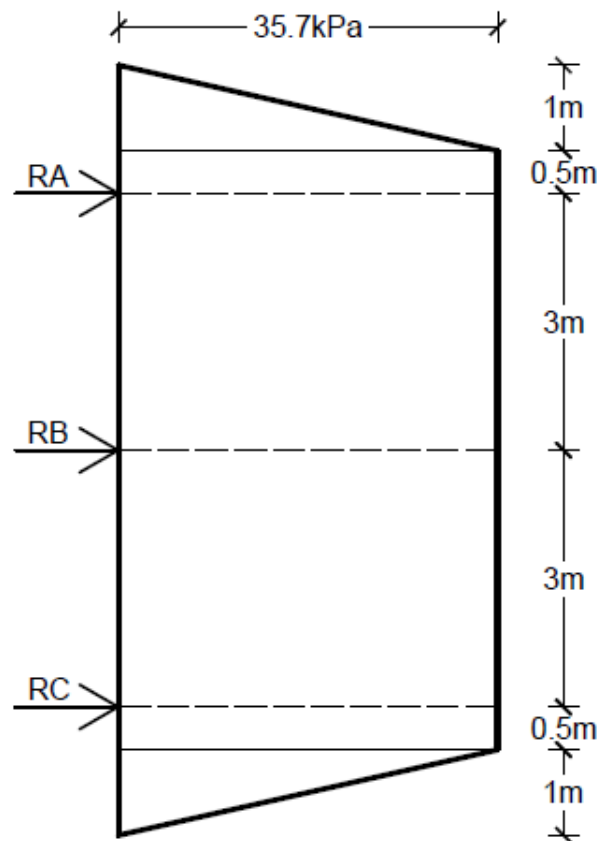
$$R_A = 95.61 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 286.83 \text{ kN}$$

$$R_C = 95.61 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 286.83 \text{ kN}$$

$$R_B = 94.13 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 282.39 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = (1/2) * 35.7 * 1 + 0.5 * 35.7 + 35.7 * (3/2) = 89.17 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 35.7 * (3/2) + 35.7 * (3/2) = 107.01 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 35.7 * (3/2) + 35.7 * 0.5 + (1/2) * 35.7 * 1 = 89.17 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 89.17 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 267.51 \text{ kN}$$

$$R_B = 107.01 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 321.03 \text{ kN}$$

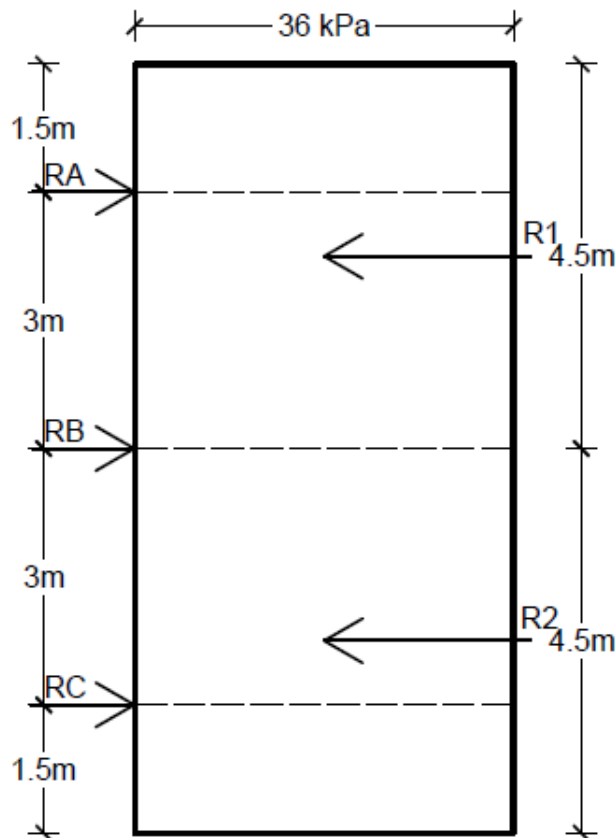
$$R_C = 89.17 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 267.51 \text{ kN}$$

Όπου $s=3$ (m) η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

A.4) Twine-Roscoe

➤ Λύση για $\phi=25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$

Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών:



Η Μέθοδος Ισοστατικών Δοκών οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = [(4.5 \cdot 36) \cdot (4.5/2)] / 3 = [162 \cdot (4.5/2)] / 3 = 121.5 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = [(4.5 \cdot 36) \cdot (4.5/2)] / 3 = [162 \cdot (4.5/2)] / 3 = 121.5 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = (4.5 \cdot 36) - 121.5 + (4.5 \cdot 36) - 121.5 = 81 \text{ [kN/m]}$$

Όπου $R_1 = 4.5 \cdot 36$, $R_2 = 4.5 \cdot 36$, R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

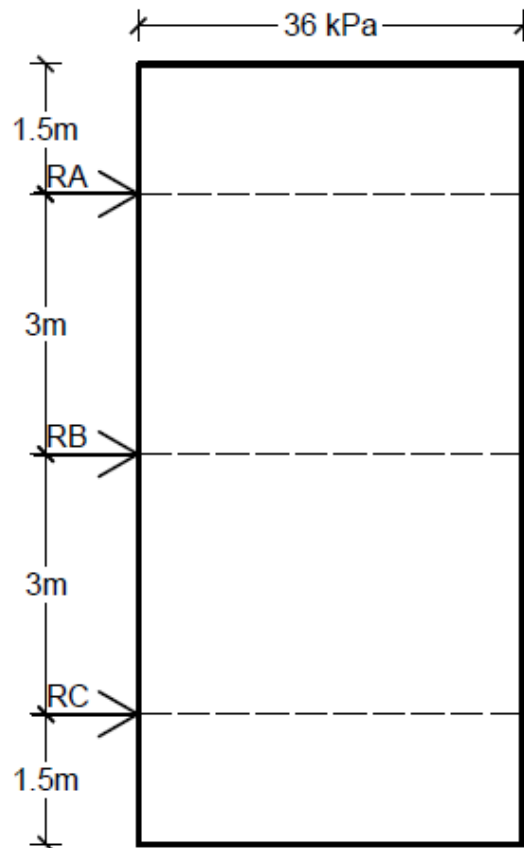
$$R_A = 121.5 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 364.5 \text{ kN}$$

$$R_C = 121.5 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 364.5 \text{ kN}$$

$$R_B = 81 \text{ [kN/m]} \cdot 3 \text{ (m)} = 243 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

Μέθοδος Κατανομής του φορτίου:



Η Μέθοδος Κατανομής του φορτίου οδηγεί στις ακόλουθες εξισώσεις:

$$R_A' = 36 * 1.5 + 36 * (3/2) = 108 \text{ [kN/m]}$$

$$R_B' = 36 * (3/2) + 36 * (3/2) = 108 \text{ [kN/m]}$$

$$R_C' = 36 * (3/2) + 36 * 1.5 = 108 \text{ [kN/m]}$$

Όπου R_A' , R_C' , R_B' σε (kN/m).

Η τελική αξονική δύναμη (kN) στις αντηρίδες είναι:

$$R_A = 108 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 324 \text{ kN}$$

$$R_C = 108 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 324 \text{ kN}$$

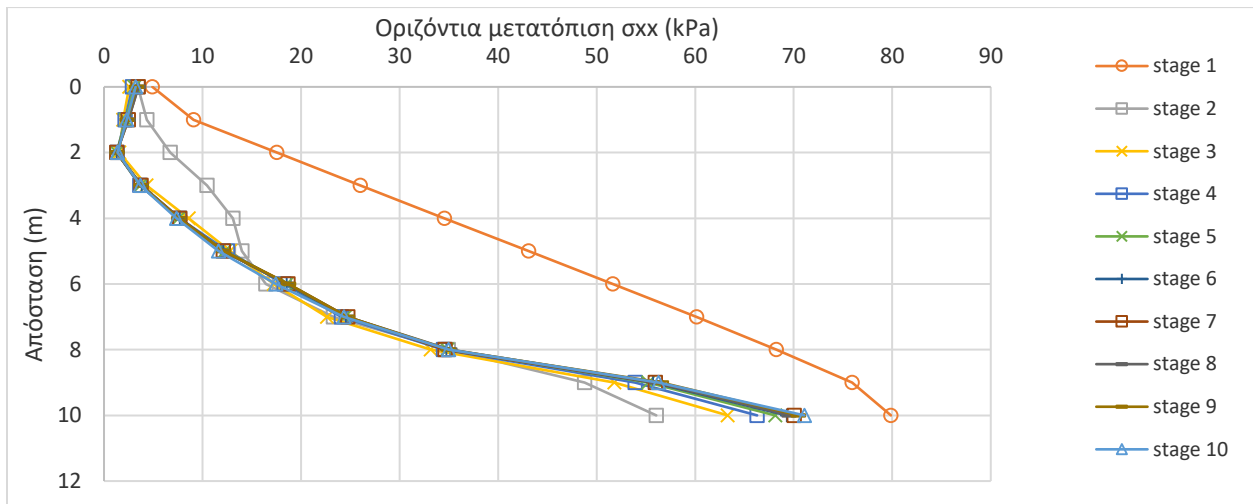
$$R_B = 108 \text{ [kN/m]} * 3 \text{ (m)} = 324 \text{ kN}$$

Όπου $s = 3 \text{ (m)}$ η αξονική οριζόντια απόσταση μεταξύ των αντηρίδων.

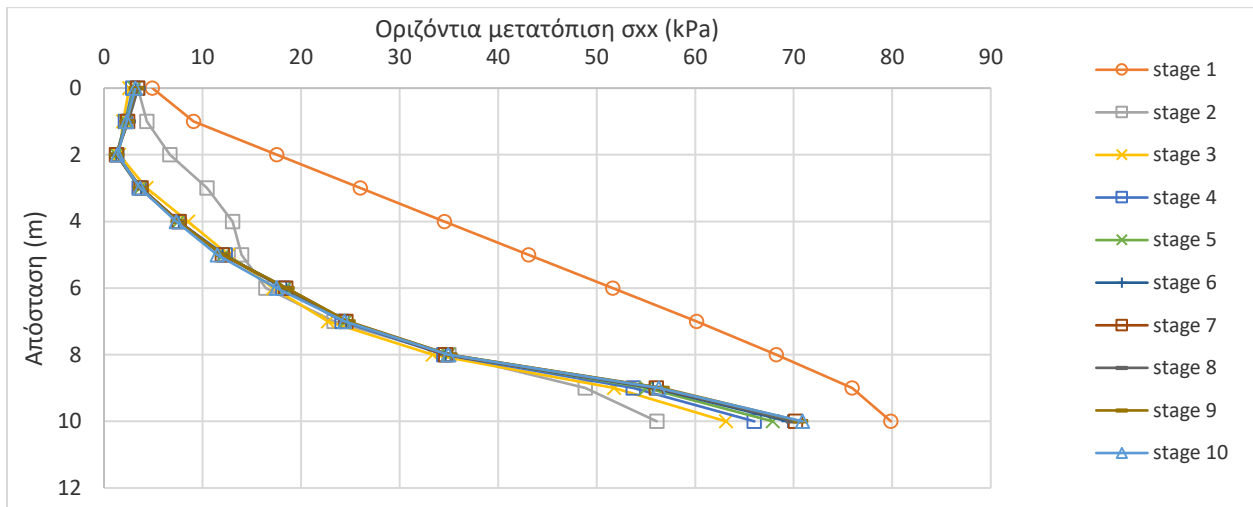
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΠΙΛΟΓΗ ΤΟΥ ΣΦΑΛΜΑΤΟΣ

Όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο 5, για τις αναλύσεις των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων υιοθετήθηκε ένα σφάλμα ίσο με 0.00001. Το αποτέλεσμα αυτό κρίθηκε κυρίως από την ομαλότητα των διαγραμμάτων που δίνονται παρακάτω και τον χρόνο εκτέλεσης της ανάλυσης.

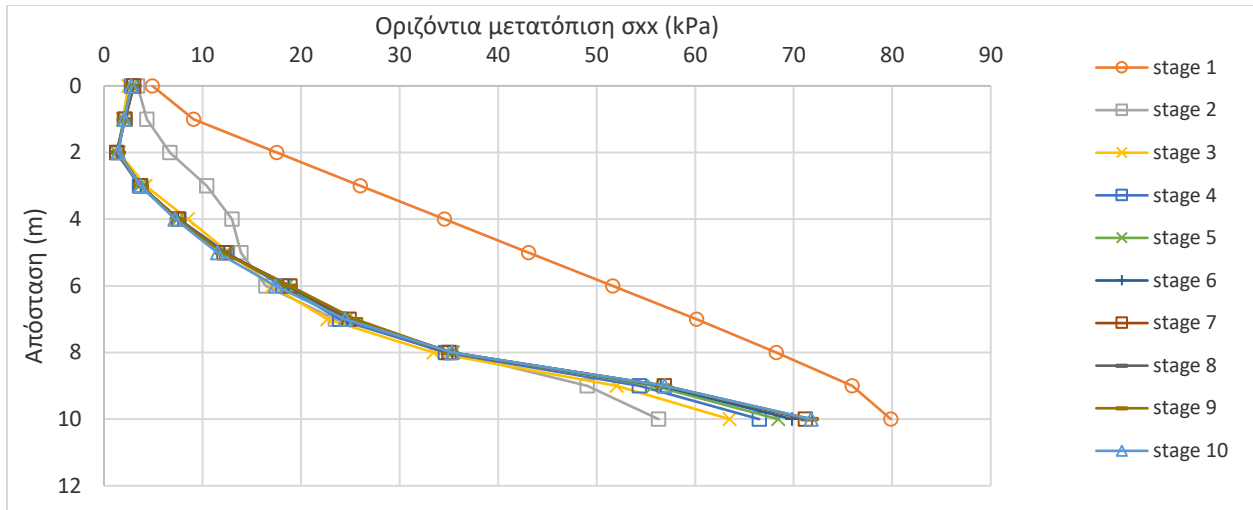
B.1) Ενεργητικές ωθήσεις



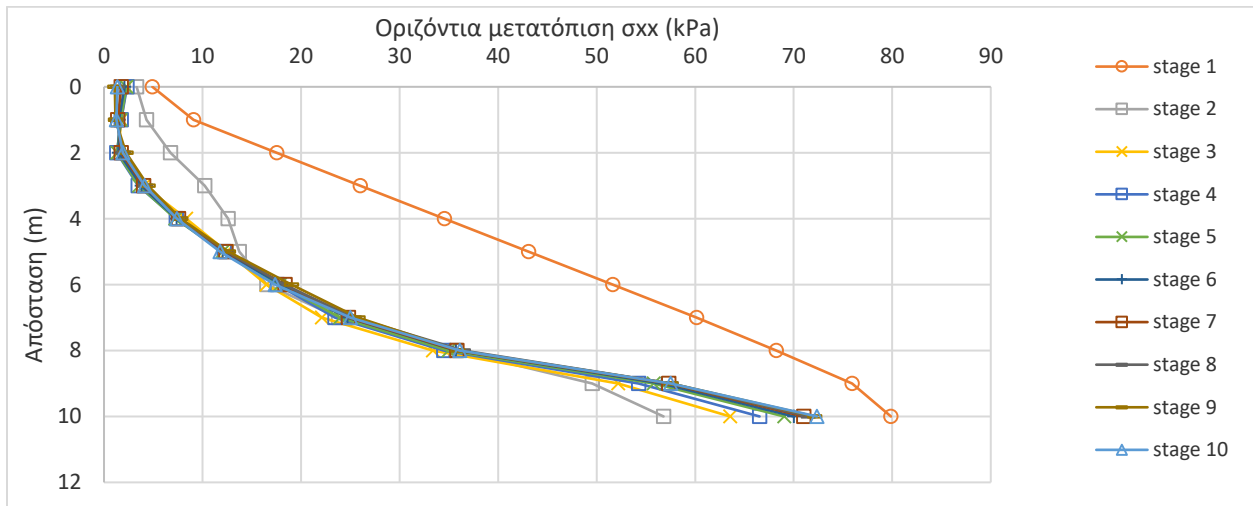
Σχήμα (B.1): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.00000001.



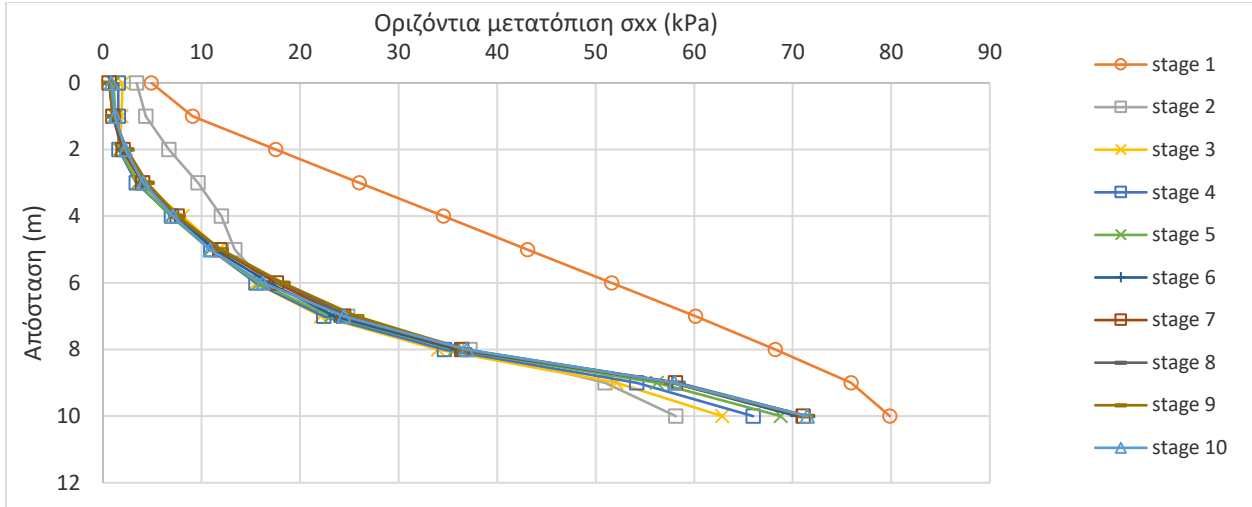
Σχήμα (B.2): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.0000001.



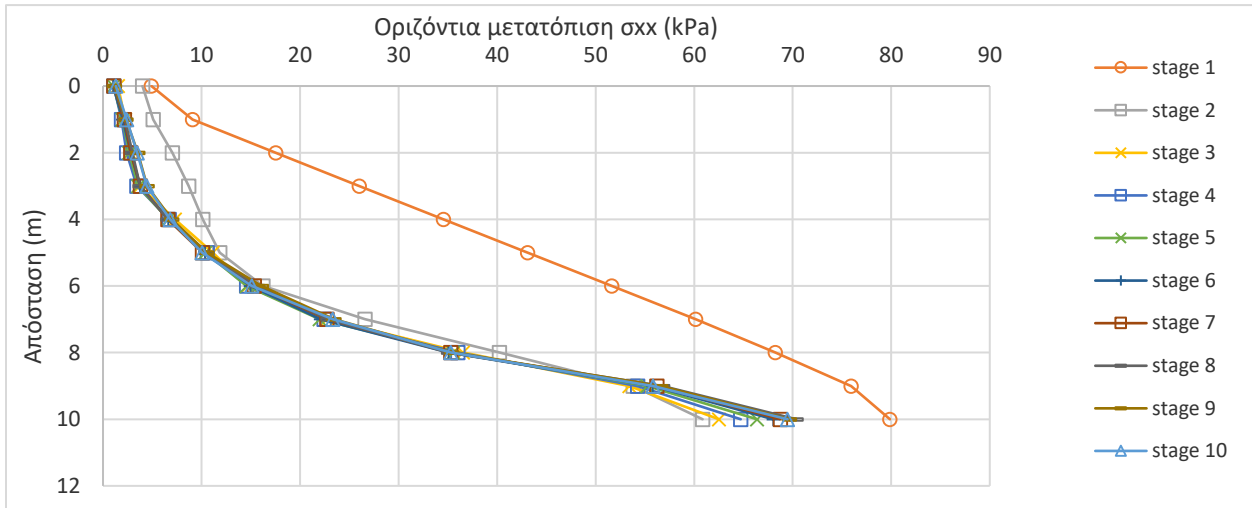
Σχήμα (B.3): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.000001.



Σχήμα (B.4): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.000001.

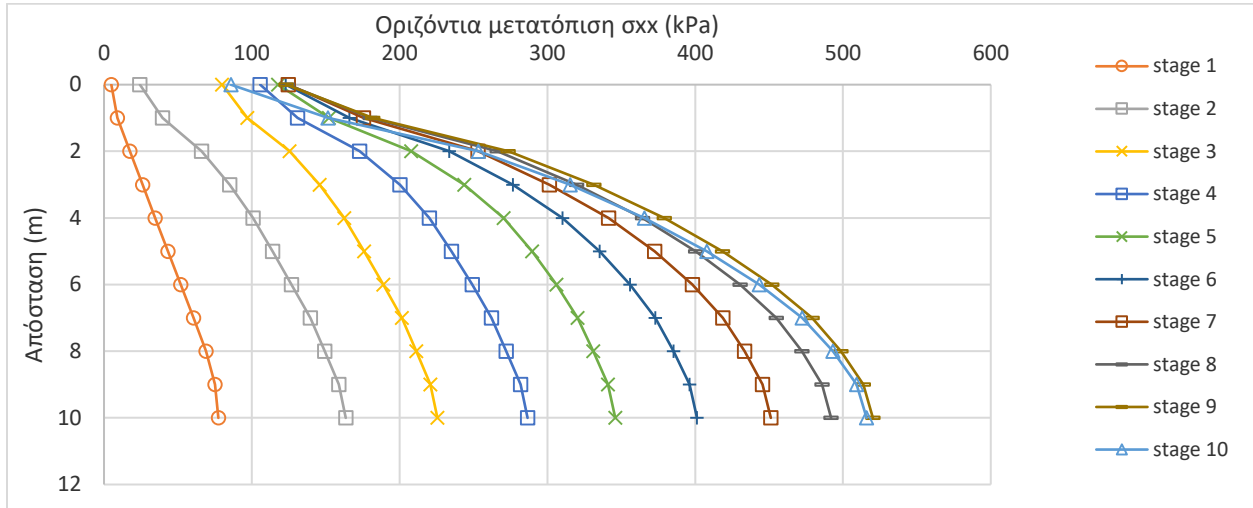


Σχήμα (B.5): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.0001.

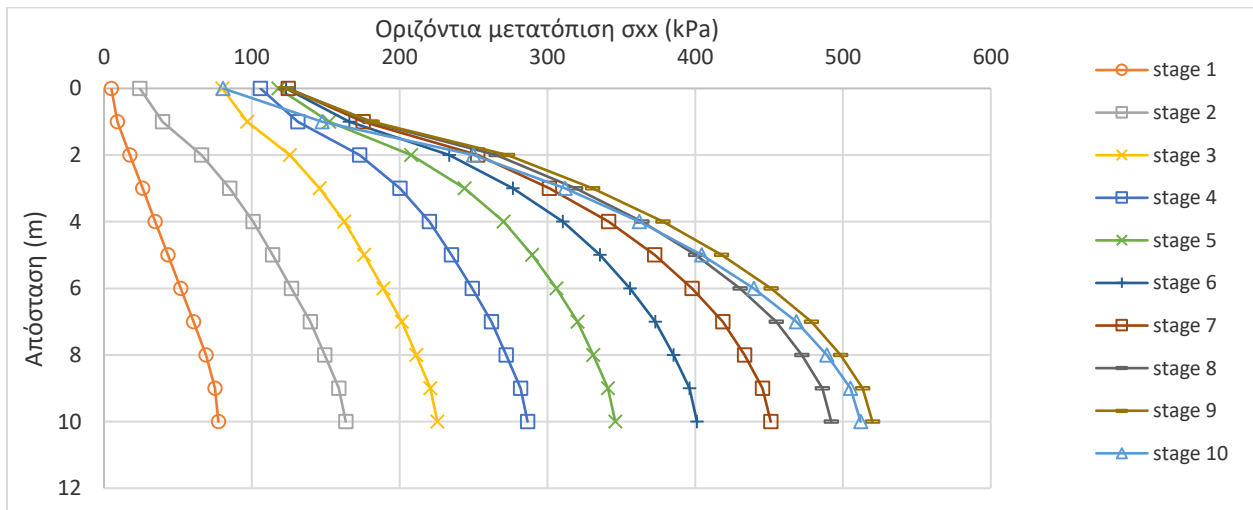


Σχήμα (B.6): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.001.

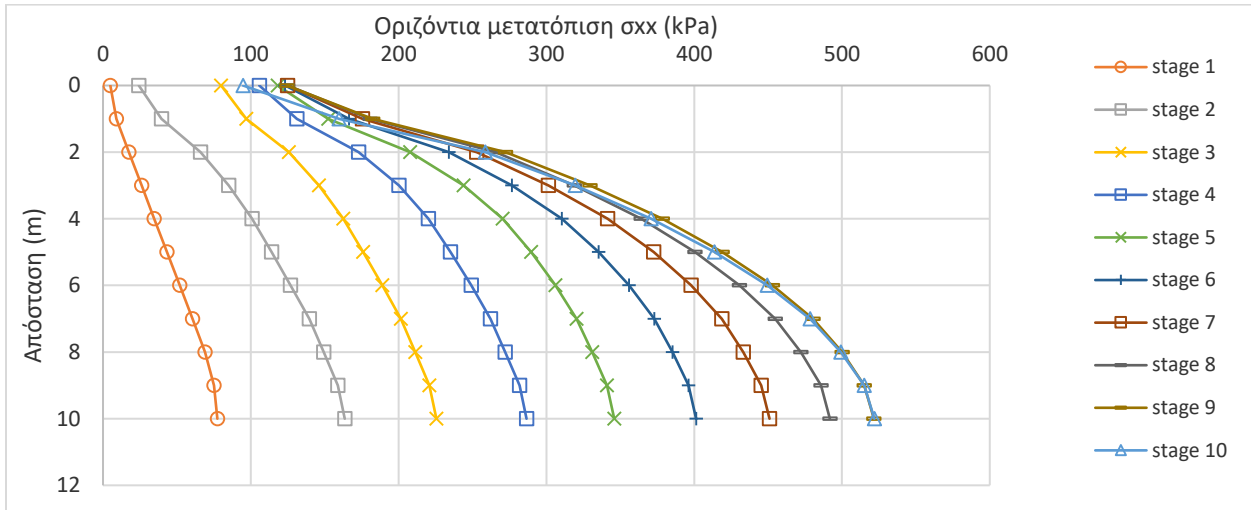
B.2) Παθητικές ωθήσεις



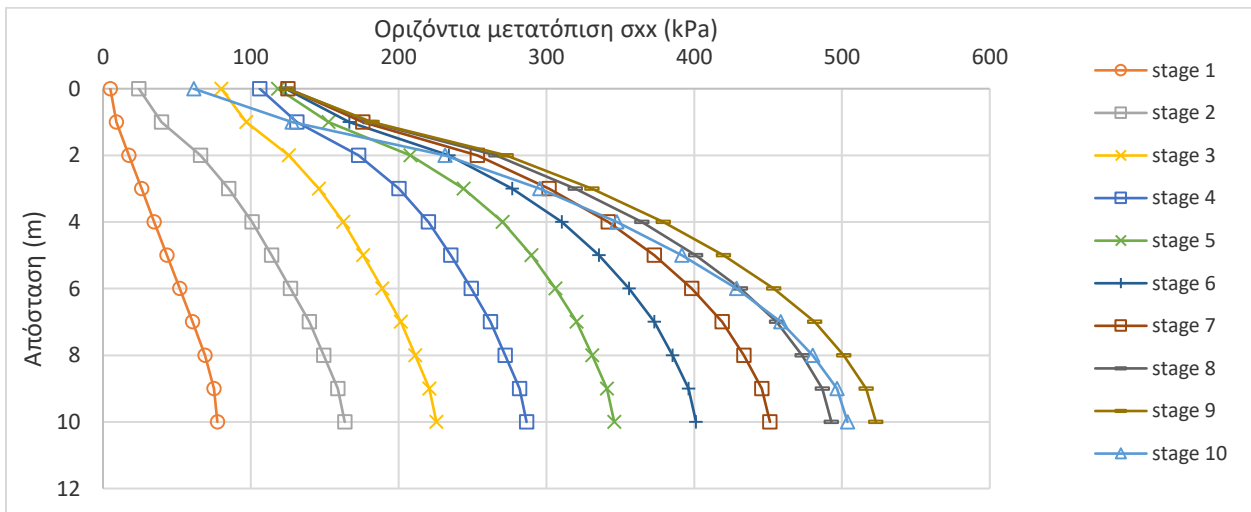
Σχήμα (B.7): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.0000001.



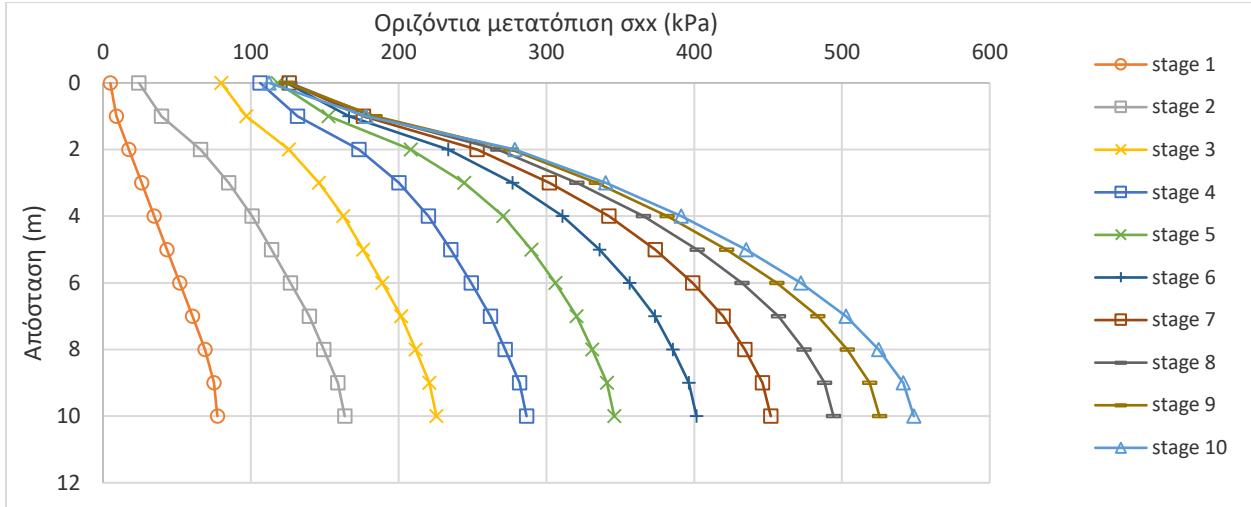
Σχήμα (B.8): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.0000001.



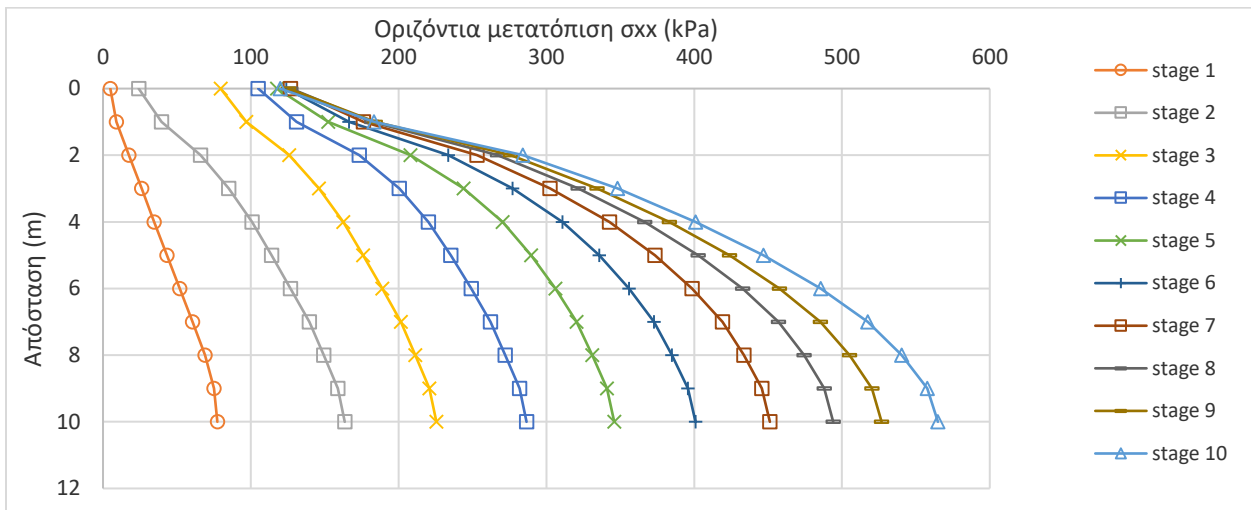
Σχήμα (B.9): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.000001.



Σχήμα (B.10): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.000001.



Σχήμα (B.11): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.0001.



Σχήμα (B.12): Διάγραμμα οριζοντίων δυνάμεων για σφάλμα ίσο με 0.001.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΠΙΝΑΚΑΣ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΣΩΛΗΝΩΤΩΝ ΑΝΤΗΡΙΔΩΝ

ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΣΩΛΗΝΩΤΩΝ ΑΝΤΗΡΙΔΩΝ TECHNICAL DATA FOR HORIZONTAL STRUTS (TUBES)

ΑΝΤΗΡΙΔΕΣ HORIZONTAL STRUTS (TUBES)								
Εξωτερική Διάμετρος Outer Dia	Πάχος Thickness	Βάρος Weight	Διατομή Area	J	W	M(adm)	N(adm)	L(max)
mm	mm	kg/m	cm ²	cm ²	cm ³	kgm	kg	m
						S=1800	S=1000	
298,5	7,1	51,05	64,998	6903,1	462,52	8325,4	64998	8
298,5	8	57,34	73,011	7707,6	516,42	9295,6	73011	8
298,5	8,8	62,9	80,091	8409,9	563,48	10143	80091	8
298,5	10	71,18	90,635	9441	632,57	11386	90635	8
298,5	12,5	88,21	112,31	11505	770,87	13876	112312	8
406,4	7,1	69,95	89,065	17756	873,84	15729	89065	10
406,4	8	78,64	100,13	19874	978,05	17605	100129	10
406,4	8,8	86,33	109,92	21732	1069,5	19251	109921	10
406,4	10	97,81	124,53	24476	1204,5	21681	124533	10
406,4	12,5	121,5	154,68	30031	1477,9	26602	154685	10
508	7,1	87,75	111,73	35048	1379,8	24837	111728	12
508	8	98,7	125,66	39280	1546,5	27836	125664	12
508	8,8	108,4	138,01	43003	1693	30475	138009	12
508	10	122,9	156,45	48520	1910,3	34385	156452	12
508	12,5	152,8	194,58	59756	2352,6	42346	194583	12
609,6	7,1	105,5	134,39	60989	2000,9	36017	134390	15
609,6	8	118,8	151,2	68415	2244,6	40403	151199	15
609,6	8,8	130,5	166,1	74959	2459,3	44267	166098	15
609,6	10	147,9	188,37	84677	2778,1	50006	188370	15
609,6	12,5	184,2	234,48	104545	3429,9	61739	234481	15
711,2	7,1	123,3	157,05	97334	2737,2	49269	157052	18
711,2	8	138,8	176,73	109256	3072,4	55304	176734	18
711,2	8,8	152,5	194,19	119775	3368,2	60628	194186	18
711,2	10	173	220,29	135418	3808,1	68547	220289	18
711,2	12,5	215,5	274,38	167487	4710	84780	274379	18
812,8	7,1	141,1	179,71	145839	3588,6	64594	179714	21
812,8	8	158,9	202,27	163779	4030	72540	202269	21
812,8	8,8	174,6	222,27	179624	4419,9	79558	222274	21
812,8	10	198,1	252,21	203212	5000,3	90006	252208	21
812,8	12,5	246,8	314,28	251672	6192,7	111469	314278	21
914,4	7,1	158,9	202,38	208257	4555	81991	202377	24
914,4	8	178,9	227,8	233962	5117,3	92111	227804	24
914,4	8,8	196,6	250,36	256681	5614,2	101056	250363	24
914,4	10	223,2	284,13	290533	6354,6	114383	284126	24
914,4	12,5	278,2	354,18	360188	7878,1	141806	354176	24
1016	7,1	176,7	225,04	286342	5636,7	101460	225039	27
1016	8	199	253,34	321781	6334,3	114017	253339	27
1016	8,8	218,7	278,45	353121	6951,2	125122	278451	27
1016	10	248,2	316,04	399851	7871,1	141679	316045	27
1016	12,5	309,5	394,07	496124	9766,2	175792	394074	27

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Budhu M., (2011). Soil Mechanics and Foundations
2. Barnes G., (2010). Soil Mechanics, Principles and practice
3. Καββαδάς Μ., (2016). Στοιχεία Εδαφομηχανικής
4. Sabatini et.al (1999). Ground Anchors and Anchored Systems
5. Tschebotarioff Gregory P., (1951). Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures
6. Moorak Son and Solomon I. Adedokun (2019). Earth Pressure Envelope for Retaining Wall in Jointed Rock Ground. Article in KSCE Journal of Civil Engineering
7. David Twine and Howard Roscoe, (1999). Temporary propping of deep excavations – guidance on design (*Ciria C517*)
8. Μουρατίδης Α. , (2007). Οδοποιία, η κατασκευή των οδικών έργων
9. Clayton C.R.I, Woods R.I., Bond A.J., Milititsky J, (2013). Earth Pressure and Earth-Retaining Structures (Third Edition)
10. Ghobrial F.S.Y., Fayed A.L., Morsy M. M., Karray M., (2011). Numerical analysis of the effect of wall roughness in deep excavations in sand. Article in International Journal of Geotechnical Engineering.
11. Παπαχαρίσης Ν., Γραμματικόπουλος Ι., Μάνου-Ανδρεάδη Ν., (2003). Γεωτεχνική Μηχανική (Β' έκδοση)
12. Geotechdata.info, Angle of friction
13. EN-1997-1: Eurocode 7: Geotechnical Design
14. GT Ground Engineering & Construction Services, επικοινωνία με την εταιρεία για τα δεδομένα των διατομών των αντηρίδων.