



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

**Αριθμητική προσομοίωση των γεωτεχνικών συνθηκών
ευστάθειας σε συνοδά έργα μεταλλευτικών εγκαταστάσεων.
Παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης των τελμάτων
Κοκκινόλακκα**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΝΑΓΟΠΟΥΛΟΣ ΝΙΚΟΛΑΟΣ

Επιβλέπων καθηγητής: Κωνσταντίνος Λουπασάκης, Αναπληρωτής
Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Φεβρουάριος 2020

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΣΥΝΟΨΗ.....	6
ABSTRACT.....	7
1.Εισαγωγή.....	10
1.1 Ιστορία των μεταλλείων στη Χαλκιδική	10
1.2 Δραστηριότητα της Ελληνικός χρυσός στην περιοχή	12
1.3 Συνοδά έργα	15
Τοίχος αντιστήριξης	16
Τάφος R1-R5	18
Δεξαμενή συλλογής διηθήσεων.....	19
Μεταλλευτική στοά	20
Αγωγοί που χρησιμοποιήθηκαν για το σύστημα αποστράγγισης	21
2 Μέθοδοι υπολογισμού των ωθήσεων	22
2.1 Μεθοδολογία Rankine.....	22
Επίλυση για κεκλιμένη επιφάνεια:	24
Επίλυση για συνεκτικό έδαφος.....	24
2.2 Μεθοδολογία Coulomb	27
Αρχική επίλυση με βάση τον Coulomb	27
Επέκταση για μη λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους.....	28
Επέκταση για κεκλιμένη επιφάνεια και μη κατακόρυφο τοίχο	29
3. Παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης	33
3.1 Τοίχοι βαρύτητας	34
Λιθοδομές και Ξερολιθιές	34
Άοπλος τοίχος βαρύτητας.....	34
Μερικώς οπλισμένες διατομές σκυροδέματος	35
Συρματοκιβώτια.....	35
Οπλισμένες γαίες	38
Γεωσυνθετικά	40
3.2 Τοίχοι πρόβολοι ή τοίχοι ανεστραμένου T	41
Τοίχοι με αντηρίδες	42
3.3 Διαφραγματικοί τοίχοι	43

Πασσαλοσανίδες.....	43
Έγχυτοι διαφραγματικοί τοίχοι	44
3.4 Τοίχοι τύπου Βερολίνου.....	45
3.5 Πασσαλότοιχοι	46
3.6 Αγκύρια	49
4. Το πρόγραμμα Plaxis και η εφαρμογή του στην επίλυση τοίχου αντιστήριξης στην τοποθεσία Κοκκινόλακκα	54
4.1 Το λογισμικό PLAXIS	54
4.2 Εισαγωγή δεδομένων στο Plaxis (Plaxis input)	57
4.3 Εκτέλεση υπολογισμών.....	72
4.4 Εξαγωγή αποτελεσμάτων-Output	75
4.5 Εξαγωγή διαγραμμάτων – Curves.....	79
5. Παραμετρικές αναλύσεις	81
5.1 Πρώτη παραμετρική ανάλυση.....	81
5.2 Δεύτερη παραμετρική ανάλυση	89
5.3 Τρίτη παραμετρική ανάλυση.....	96
5.4 Τέταρτη παραμετρική ανάλυση	101
6. Συμπεράσματα	111
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	115
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	117

ΣΥΝΟΨΗ

Τα μεταλλεία της Χαλκιδικής έχουν μακράιωνη ιστορία. Από τα αρχαία χρόνια είχε ανακαλυφθεί από τους ανθρώπους η σημαντικότητα των κοιτασμάτων που υπήρχαν στο υπέδαφος της περιοχής. Σήμερα στη περιοχή δραστηριοποιείται η Ελληνικός Χρυσός Α.Ε. Ανάμεσα στα μεταλλευτικά έργα που αναπτύσσονται στη περιοχή, υπάρχει ταυτόχρονα η δημιουργία στην τοποθεσία Κοκκινόλακκα φράγματος στο οποίο γίνεται η ξηρή απόθεση τελμάτων. Παράλληλα με το κύριο έργο της δημιουργίας του φράγματος, διεξήχθησαν και άλλα συνοδά έργα, ανάμεσα στα οποία ο τοίχος αντιστήριξης που σκοπό έχει να στηρίξει το πρανές πάνω στο οποίο εδράζονται τα γραφεία του Μαντέμ Λάκκου.

Η παρούσα διπλωματική διενεργεί παραμετρικές αναλύσεις επί των συνθηκών ευστάθειας του τοίχου αντιστήριξης, ο οποίος κατασκευάστηκε από πασσάλους διαμέτρου 1,2 μέτρων σε αξονικές αποστάσεις 1,8 μέτρων. Ανάμεσα στους πασσάλους τοποθετήθηκε πλέγμα από εκτοξευμένο σκυρόδεμα.

Ακόμα στην εργασία αναλύονται διεξοδικά στο δεύτερο κεφάλαιο δύο από τις σημαντικότερες μεθόδους ωθήσεων γαιών, του Coulomb και του Rankine. Στη συνέχεια στο τρίτο κεφάλαιο παραθέτονται και αναλύονται όλοι οι τύποι τοίχων αντιστήριξης καθώς και οι τύποι των αγκυριών.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis με τη βοήθεια του οποίου έγιναν οι υπολογισμοί των παραμέτρων για τον τοίχο αντιστήριξης. Επιπλέον, σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται αναλυτική παρουσίαση των δεδομένων που εισάγονται στο Plaxis για τον υπολογισμό των παραμέτρων, αλλά και η παρουσίαση όλων των εργαλείων που διαθέτει το πρόγραμμα, ώστε να εξαχθούν και να αναλυθούν τα αποτελέσματα.

Στο πέμπτο κεφάλαιο, βρίσκονται τα αποτελέσματα των τεσσάρων παραμετρικών αναλύσεων που διενεργήθηκαν. Οι πρώτες τρεις αφορούν τον τοίχο αντιστήριξης στον Κοκκινόλακκα και η τέταρτη την αντικατάσταση του τοίχου αντιστήριξης με οπλισμένο επίχωμα, οπότε και συγκρίθηκαν οι μετακινήσεις που έδωσαν οι δύο μέθοδοι.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο αναλύονται τα συμπεράσματα των παραμετρικών αναλύσεων.

ABSTRACT

The mines of Chalkidiki have a great history. Already in ancient times people discovered the importance of the deposits, situated at the subsoil of the area. At the present time in the area the company Hellas Cold exploits the mines. Among the mining activities which are taking place in the area, there is the construction of a dam for the depotisation of dry tailings in Kokinolaka area. Simultaneously with the construction of the dam, some affiliate works occurred. One of them was the construction of retaining wall for the slope, in which the offices of Mantem Lakos are situated.

In this thesis, there are parametric analyzes based in retaining wall, which is constructed by piles with diameter 1,2 meters and axial distances of 1,8 meters. Between the piles is grid with sprayed concrete.

Moreover, at the second chapter of the thesis, are analyzed two of the most important methods of calculating the earth pressure: The theories of Coulomb and Rankine. Subsequently, in the third chapter all the types of retaining walls and the types of anchors are analyzed.

In the quarter chapter, is presented the programme of finite elements, Plaxis with whose help the calculation for the retaining wall is made . Furthermore, in the same chapter the data which were introduced at the programme are presented and also I present all the tools that are provided by Plaxis, in order to export the outcome.

In the fifth chapter, the outcome of the four parametric analyzes can be found. The first three are about the retaining wall and the forth exams the change of retaining wall of piles with another retaining wall made of reinforced soil.

In the sixth and last chapter, the conclusion of the parametric analyzes are presented.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω από την καρδιά μου ορισμένους ανθρώπους η καθοδήγηση, η βοήθεια και η συμπαράσταση των οποίων ήταν καθοριστικοί παράγοντες για την διεκπεραίωση αυτής της διπλωματικής.

Αρχικά να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου Κωσταντίνο Λουπασάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή του Ε.Μ.Π. για την υποστήριξη του όλον αυτό τον καιρό. Πέρα από την διπλωματική, με τις πολλές εκδρομές-επισκέψεις και με το συνεχές φωτογραφικό υλικό που πρόβαλε στις διαλέξεις βοήθησε και βοηθαεί εμένα και τους υπόλοιπους συμφοιτητές μου να συνδυάσουμε με τον καλύτερο τρόπο, τις θεωρητικές γνώσεις με τις πρακτικές που εφαρμόζονται στο πεδίο. Για όλη αυτή την προσπάθεια του, τον ευχαριστώ από καρδιάς.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της επιτροπής εξέτασης της διπλωματικής εργασίας μου, τον κύριο Παύλο Νομικό, Αναπληρωτή Καθηγητή του Ε.Μ.Π. και τον κύριο Κωσταντίνο Αθανασά Επίκουρο Καθηγητή του Ε.Μ.Π. για τον χρόνο που διαθέσανε για την αξιολόγηση της διπλωματικής εργασίας.

Τέλος, να ευχαριστήσω τους γονείς μου και την κοπέλα μου για την στήριξη που μου έδωσαν όλο αυτόν τον καιρό.

1.Εισαγωγή

1.1 Ιστορία των μεταλλείων στη Χαλκιδική

Η ΒΑ Χαλκιδική έχει μακράιωνη μεταλλευτική ιστορία. Απόδειξη το πλήθος των παλαιών μεταλλευτικών έργων και οι σωροί σκωρίας που απαντώνται σε ολόκληρη την περιοχή. Στην αρχαιότητα τα μεταλλεία αποτελούν τον κυρίαρχο χρηματοδότη του Μακεδονικού Βασιλείου και των εκστρατειών του Μεγάλου Αλεξάνδρου. Στην περιοχή σώζονται περισσότερα από 300 πηγάδια και περίπου 200.000 κυβικά μέτρα αρχαίων μεταλλουργικών απορριμμάτων, των κοινών «σκουριών» από την «εκκαμίνευση» των μεταλλευμάτων. Η έναρξη της δραστηριότητας, με βάση ιστορικές πηγές και τα αποτελέσματα αναλύσεων που έχουν γίνει στις παραπάνω «σκουριές», εντοπίζεται στις αρχές της κλασικής αρχαιότητας, δηλαδή γύρω στο 6ο αιώνα π.Χ. Η μεταλλευτική δραστηριότητα συνεχίζεται μέχρι τη ρωμαϊκή περίοδο. Η κατάκτηση όμως των πλούσιων ορυχείων χρυσού και αργύρου της Ισπανίας από τους Ρωμαίους έχει ως αποτέλεσμα να περιέλθουν τα μεταλλεία της ΒΑ Χαλκιδικής για μεγάλο διάστημα σε μαρασμό.

Κατά τους βυζαντινούς χρόνους, ξεκινά εκ νέου η εκμετάλλευση των μεταλλείων, και αναδεικνύεται σε μεταλλευτικό κέντρο η περιοχή των Σιδηρουκαυσίων, (κοινώς Σιδερόκαψα), τότε ονομασία της περιοχής βόρεια από τον Ίσβορο, τη σημερινή Στρατονίκη. Το τοπωνύμιο Σιδηροκαύσια απαντάται για πρώτη φορά τον 9ο αιώνα.

Στις αρχές του 15ου αιώνα, τα μεταλλεία της ΒΑ Χαλκιδικής γνωρίζουν μία νέα περίοδο ακμής. Στην περιοχή λειτουργούν περίπου 500 - 600 καμίνια, όπου γίνεται η κατεργασία ψευδαργύρου και μολύβδου. Οι μεταλλωρύχοι, παραδίδουν ως φόρο στον σουλτάνο το 1 στα 12 δράμια αργύρου της παραγωγής τους. Τον 16ο και 17ο αιώνα η περιοχή περνάει και πάλι εναλλασσόμενες περιόδους άνθισης και παρακμής. Το 1705 τα χωριά της περιοχής, τα λεγόμενα Μαντεμοχώρια, αποκτούν το δικαίωμα της αυτοδιαχείρισης. Οι κάτοικοι των Μαντεμοχωρίων, αποκτούν με φερμάνι του Σουλτάνου το δικαίωμα εκμετάλλευσης των μεταλλείων αργύρου. Για τον σκοπό αυτό συστήνεται ένας Μεταλλευτικός Συνεταιρισμός, στη γενική διοίκηση του οποίου μετέχουν οι εκπρόσωποι των 12 μεγάλων χωριών. Η μόνη τους υποχρέωση απέναντι στην Μεγάλη Πύλη είναι η παράδοση ενός φόρου ύψους 550 λιβρών αργύρου το χρόνο.

Η ονομασία «Μεταλλεία Κασσάνδρας» εμφανίζεται για πρώτη φορά το 1893, λόγω του γεωγραφικού προσδιορισμού που δόθηκε αρχικά στη χερσόνησο της Χαλκιδικής από την Ελληνική πολιτεία. Αυτή η ονομασία έχει επικρατήσει και χρησιμοποιείται μέχρι και σήμερα. Την ίδια χρονιά τα μεταλλευτικά δικαιώματα της περιοχής παραχωρούνται από την Οθωμανική Αυτοκρατορία στην Γάλλο-Οθωμανική Α.Ε., η οποία είχε την έδρα της στο Παρίσι. Στα 600 περίπου καμίνια της περιοχής απασχολείται μια πολυεθνική κοινότητα 6.000 εργαζόμενων, σε μία πρώιμη εκδοχή πενθήμερου, καθώς οι Εβραίοι εργάτες είχαν αργία το Σάββατο ενώ οι Χριστιανοί την Κυριακή. Έως το 1900 εξορύσσονται και περνούν από μεταλλουργική κατεργασία 72.000 τόνοι μεταλλεύματος. Η επιφανειακή εκμετάλλευση του κοιτάσματος σιδηροπυρίτη στο μεταλλείο του «Μαντέμ Λάκκου», ξεκινά το 1901 από τη Γαλλο-οθωμανική εταιρεία που διαχειρίζεται τα μεταλλεία.

Η Ανώνυμη Ελληνική Εταιρεία Χημικών Προϊόντων & Λιπασμάτων (ΑΕΕΧΠ&Λ), διαδέχεται το 1927 τη Γάλλο-Οθωμανική διαχείριση και διαβλέπει εγκαίρως την

αναγκαιότητα ευρείας χρήσης λιπασμάτων για την ανάπτυξη της γεωργίας στην χώρα. Με στόχο την εξασφάλιση του θείου ως πρώτης ύλης για την παρασκευή λιπασμάτων, οδηγείται στην αγορά μεταλλείων σε διάφορα σημεία της χώρας. Εκτός των μεταλλείων της Κασσάνδρας η ΑΕΕΧΠ&Λ επενδύει και σε αυτά της Κύπρου, της Ερμιόνης, του Ωρωπού και της Κορώνης, ενώ ταυτόχρονα ιδρύει εργοστάσιο λιπασμάτων στην Δραπετσώνα.

Ο μεταλλευτικός κλάδος γνωρίζει νέα ώθηση όταν μετά τον Β΄ Παγκόσμιο πόλεμο η πλειοψηφία των μετοχών της ΑΕΕΧΠ&Λ περιέρχεται στην ιδιοκτησία του Μποδοσάκη Αθανασιάδη. Επίκεντρο των μεταλλευτικών δραστηριοτήτων της εταιρείας γίνεται το Στρατώνι. Στις αρχές της δεκαετίας του 1970 η ΑΕΕΧΠ&Λ κατασκευάζει στην παραλία του Στρατωνίου εργοστάσιο εμπλουτισμού και ξεκινάει την παραγωγή και επεξεργασία μικτών θειούχων συμπυκνωμάτων. Από το 1972 αρχίζει η εκμετάλλευση του μεταλλείου μικτών θειούχων της Ολυμπιάδας. Το 1976 κατασκευάζεται το νέο εργοστάσιο εμπλουτισμού στην Ολυμπιάδα, οπότε τα προϊόντα της εκεί μεταλλευτικής δραστηριότητας μεταφέρονται έτοιμα προς φόρτωση στο Στρατώνι. Στα τέλη της δεκαετίας του 1980 αποφασίζεται από το ελληνικό κράτος η δημιουργία μεταλλουργίας χρυσού μέσω της κρατικής ΜΕΤΒΑ στην περιοχή της Ολυμπιάδας. Η απόφαση αυτή, όμως, δε θα υλοποιηθεί ποτέ λόγω της συγκυρίας. Η εποχή της ΑΕΕΧΠ&Λ κλείνει το 1992, όταν μπαίνει σε ειδική εκκαθάριση εν λειτουργία από την Εθνική Τράπεζα της Ελλάδος.

Το Δεκέμβριο του 1995, τα δικαιώματα εκμετάλλευσης των Μεταλλείων Κασσάνδρας και το σύνολο των μεταλλευτικών εγκαταστάσεων περιέρχονται στην TVX Hellas, θυγατρική της καναδικής μεταλλευτικής εταιρείας TVX Gold. Πρωταρχικός σκοπός της εταιρείας είναι η δημιουργία μεταλλουργίας χρυσού στην περιοχή της Ολυμπιάδας, ενώ παράλληλα έχει άδεια εκμετάλλευσης του κοιτάσματος μικτών θειούχων στις «Μαύρες Πέτρες». Η επένδυση στην Ολυμπιάδα παγώνει λόγω αντιδράσεων της τοπικής κοινωνίας, καθώς και μίας αρνητικής απόφασης του Συμβουλίου της Επικρατείας τον Μάρτιο 2002. Σύμφωνα με την απόφαση του ΣτΕ οι πιθανοί κίνδυνοι της επενδυτικής πρότασης της TVX HELLAS, θα ήταν μεγαλύτεροι από το οικονομικό και κοινωνικό όφελος που θα προέκυπτε τότε για την τοπική κοινωνία. Τον Δεκέμβριο του 2002 άλλη μία αρνητική απόφαση του ΣτΕ οδηγεί στη διακοπή των εργασιών στο μεταλλείο Μαύρες Πέτρες. Τον Ιανουάριο του 2003 οι εργαζόμενοι τίθενται σε διαθεσιμότητα. Η εταιρεία και ολόκληρη η περιοχή περιέρχονται σε δυσχερή οικονομική κατάσταση ενώ 480 εργαζόμενοι καταλήγουν να χάσουν τη δουλειά τους. Τα χωριά της περιοχής υφίστανται οικονομικό και πληθυσμιακό μαρασμό. Για την αποφυγή κοινωνικών εκρήξεων η τότε κυβέρνηση καταρτίζει ειδικό κοινωνικό πρόγραμμα στήριξης των πρώην εργαζομένων των Μεταλλείων Κασσάνδρας.

Τον Ιανουάριο του 2004 περνούν στην Ελληνικός Χρυσός Α.Ε. τα μεταλλευτικά δικαιώματα, καθώς και το σύνολο των μεταλλευτικών εγκαταστάσεων των Μεταλλείων Κασσάνδρας, με ειδικό νόμο που επικυρώνεται στη Βουλή. Τον Οκτώβριο του 2005 ξεκινά η επαναλειτουργία του μεταλλείου των Μαύρων Πετρών ενώ τον Ιανουάριο του 2006, υποβάλλεται ενιαίο επιχειρηματικό σχέδιο για την παράλληλη αξιοποίηση των κοιτασμάτων Μαύρων Πετρών, Ολυμπιάδας και Σκουριών. Τον Ιούλιο του 2011, υπογράφεται με Κοινή Υπουργική Απόφαση (ΚΥΑ) η Έγκριση Περιβαλλοντικών Όρων και τον Μάρτιο του 2012, ξεκινά η υλοποίηση

του επενδυτικού σχεδίου της Ελληνικός Χρυσός, με άμεση πρόσληψη 800 εργαζόμενων και εκκίνηση της μεταλλευτικής δραστηριότητας στις Σκουριές και την Ολυμπιάδα. Από τον Φεβρουάριο του 2012, η Ελληνικός Χρυσός λειτουργεί ως θυγατρική της Eldorado Gold. Ορόσημο στην ιστορία των Μεταλλείων Κασσάνδρας, αποτελεί η 17η Απριλίου 2013 όπου το Συμβούλιο της Επικρατείας, σε μια ιστορική απόφαση, επισφραγίζει την νομιμότητα των οικονομικών κοινωνικών και περιβαλλοντικών παραμέτρων της επένδυσης.

1.2 Δραστηριότητα της Ελληνικός χρυσός στην περιοχή

Σήμερα στη Χαλκιδική εξελίσσονται τρία μεταλλευτικά έργα. Αυτά είναι:

Έργο Ολυμπιάδας: Στο έργο αυτό, το προυπάρχον υπόγειο μεταλλείο χρυσού, αργύρου, μολύβδου, ψευδαργύρου έχει εκσυγχρονιστεί και εισήλθε σε φάση παραγωγής το 2018. Το μεταλλείο παράγει τρία συμπυκνώματα, μολύβδου-αργύρου, ψευδαργύρου και χρυσού, με εκτιμώμενη διάρκεια ζωής βάσει της τρέχουσας καταγραφής αποθεμάτων, τα 22 έτη. Η ανάπτυξη του μεταλλείου είναι υπόγεια. Στον πίνακα 1.1 παρουσιάζονται οι εκτιμώμενες περιεκτικότητες και ποσότητες σε άργυρο, μολύβδο και ψευδάργυρο στο μεταλλείο.

Πίνακας 1.1: Περιεκτικότητες και ποσότητες αργύρου, μολύβδου και χαλκού Ολυμπιάδας

	Άργυρος (Ag)	Μόλυβδος (Pb)	Ψευδάργυρος (Zn)
Περιεκτικότητα	161 gr/tn	6,2%	8,3%
Ποσότητα	3 εκατομμύρια ουγκιές	36.000 tn	48.000 tn

Έργο Σκουριών: Πρόκειται για ένα παγκοσμίου κλάσης πορφυριτικό κοίτασμα. Ο σχεδιασμός του έργου προβλέπει τον συνδυασμό υπόγειας και επιφανειακής εκμετάλλευσης, στην βάση των αρχών της παράλληλης αποκατάστασης και της μικρότερης δυνατής κατάληψης επιφανείας, ενώ αξιοποιούνται οι βέλτιστες διαθέσιμες τεχνολογίες για την ελαχιστοποίηση του περιβαλλοντικού αποτυπώματος του. Η διάρκεια ζωής του έργου υπολογίζεται στα 23 έτη. Στον πίνακα 1.2 παρουσιάζονται οι εκτιμώμενες περιεκτικότητες και τα αποθέματα χρυσού και χαλκού στο μεταλλείο.

Πίνακας 1.2: Περιεκτικότητες και ποσότητες χρυσού και χαλκού στις Σκουριές

	Χρυσός (Au)	Χάλκος (Cu)
Περιεκτικότητα	0,74 gr/tn	0,49%
Ποσότητα	3,8 εκατομμύρια ουγκιές	779.000 tn

Έργο Στρατωνίου-Μαύρες Πέτρες: Το μεταλλείο των Μάυρων Πέτρων είναι ένα υπόγειο μεταλλείο αργύρου, μολύβδου και ψευδαργύρου, το οποίο ξεκίνησε να λειτουργεί το 1957 και τέθηκε σε επαναλειτουργία μετά από εκσυγχρονισμό και αναβάθμιση το 2006. Σήμερα παράγει συμπυκνώματα μολύβδου-αργύρου και ψευδαργύρου, ενώ τα συνολικά αποθέματα του έργου υπολογίζονται σε 1 εκατομμύρια τόννους μεταλλεύματος.

Πίνακας 1.3: Περιεκτικότητες και ποσότητες αργύρου, μολύβδου και ψευδάργυρου στο Στρατώνι

	Άργυρος (Ag)	Μόλυβδος (Pb)	Ψευδάργυρος (Zn)
Περιεκτικότητα	161gr/tn	6,2%	8,3%
Ποσότητα	3 εκατομμύρια ουγκιές	36.000 tn	48.000 tn

Στη περιοχή του Κοκκινόλακκα η Ελληνικός χρυσός δημιούργησε ένα χώρο ξηρής απόθεσης των τελμάτων. Αποτελεί ένα σύγχρονο, ενοποιημένο και κατάλληλα προστατευμένο χώρο απόθεσης στην περιοχή του Μαντέμ Λάκκου, που σχεδιάστηκε και κατασκευάστηκε βάσει της βέλτιστης και πλέον σύγχρονης τεχνολογίας για την ασφαλή και περιβαλλοντικά υπεύθυνη διαχείριση των μεταλλευτικών καταλοίπων της προγενέστερης δραστηριότητας. Δημιουργήθηκε προκειμένου να εξυπηρετήσει την επιτακτική ανάγκη κατάργησης των παλαιών χώρων απόθεσης και τη δημιουργία ενός νέου ενοποιημένου χώρου, με προτεραιότητα την προστασία του περιβάλλοντος.



Εικόνα 1.1: Λεκάνη τελμάτων Κοκκινόλακκα (όψη από ανάντη προς κατόντη)

Το συνολικό κόστος της κατασκευής έφτασε περίπου τα 12,1 εκατομμύρια ευρώ. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του έργου είναι τα παρακάτω. Για το ανάντη ανάχωμα το μήκος στέψης είναι 242 μέτρα, το πλάτος της στέψης 10 μέτρα και το ύψος του φράγματος στο μέγιστο σημείο 43 μέτρα και στον άξονα 32 μέτρα. Το κατόντη ανάχωμα έχει μήκος στέψης 650 μέτρα, πλάτος στέψης από 10 έως και 200 μέτρα,

ενώ το μέγιστο ύψος του φράγματος είναι 92 μέτρα και στον άξονα 76 μέτρα. Η λεκάνη απόθεσης έχει συνολικό χώρο 393.090 τετραγωνικά μέτρα, με τον συνολικό όγκο υλικού απόθεσης να φτάνει τα 10,5 εκατομμύρια κυβικά μέτρα. Από άποψη γεωλογίας στη περιοχή υπάρχουν κάποιες επιφανειακές αποθέσεις μεταλλευτικής δραστηριότητας. Γενικότερα η περιοχή αποτελείται από αμφιβολίτες, αμφιβολιτικούς γνεύσιους καθώς και από βιοτικούς γνεύσιους. Επίσης έχει διαπιστωθεί ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα. Ακόμα η περιοχή στην οποία σχεδιάστηκε το έργο είναι έντονης σεισμικότητας και διατρέχεται από το ρήγμα Στρατωνίου-Βαρβάρας.



Εικόνα 1.2: Σύστημα στεγανοποίησης-κατασκευαστικές εργασίες

Ένα μεγάλο μέρος των καταλοίπων που αποτεθούν στη περιοχή του Κοκκινόλακκα είναι στείρα εξόρυξης από τα έργα προσπέλασης και ανάπτυξης του μεταλλείου από τις μεταλλευτικές εγκαταστάσεις του Στρατωνίου και της Ολυμπιάδας. Πιο συγκεκριμένα με βάση τα στοιχεία παραγωγής της τελευταίας τετραετίας, ο ειδικός συντελεστής παραγωγής στείρων εξόρυξης ανήλθε σε 0,26 m³ ανά τόνο εξορυσσόμενου μεταλλεύματος, ο οποίος όμως μεταβλήθηκε σημαντικά με την πάροδο του χρόνου, αφού θα έχουν μειωθεί σημαντικά τα κύρια έργα προσπέλασης και ανάπτυξης. Ένας άλλος τύπος στερεού αποβλήτου, είναι τα τέλματα εμπλουτισμού τα οποία είναι στερεά κατάλοιπα που προκύπτουν από τον εμπλουτισμό του μεταλλεύματος και την ανάκτηση των περιεχόμενων συμπυκνωμάτων γαληνίτη, σφαλερίτη και πυριτών (μίγματος αρσενοπυρίτη και σιδηροπυρίτη). Τα τέλματα υφίστανται ταξινόμηση σε δύο κλάσματα.

- Το ανδρομερές κλάσμα, το οποίο αντιπροσωπεύει κατά μέσο όρο τουλάχιστον το 80% του συνολικού βάρους των τελμάτων
- Το λεπτομερές κλάσμα, το οποίο αντιπροσωπεύει το υπόλοιπο κατά μέσο όρο μέχρι 20% του συνολικού βάρους των τελμάτων

Ακόμα στον Κοκκινόλακκα οδηγείται το σύνολο της ίλεως από την κατεργασία των νερών των μεταλλείων Στρατωνίου και Ολυμπιάδας. Πέρα όμως από τα απόβλητα των μεταλλευτικών εγκαταστάσεων Στρατωνίου και Ολυμπιάδας, οδηγούνται στον Κοκκινόλακκα και τα απόβλητα της μεταλλουργίας του Μαντεμ Λάκκου. Από τη μεταλλουργική κατεργασία του μίγματος συμπυκνώματος πυριτών Ολυμπιάδας και συμπυκνώματος χαλκού-σιδήρου Σκουριών, παράγονται οι ακόλουθοι τύποι στερεών αποβλήτων. Αρχικά σκουριά, που είναι η στερεή φάση που παράγεται ως απόρριμα κυρίως από την κάμινο ακαριαίας τήξης και δευτερευόντως από τον μεταλλάκτη.

Επίσης ιλύς (σκοροδίτης και γύψος) από τη μονάδα καθαρισμού του βιομηχανικού νερού.

Κατά τον σχεδιασμό του έργου δόθηκε ιδιαίτερη έμφαση στη διερεύνηση της τυχόν επικινδυνότητας των στερεών αποβλήτων του. Η μελέτη εκπονήθηκε από τα δύο μεγαλύτερα Πανεπιστημιακά Ιδρύματα της χώρας, το ΕΜΠ και το ΑΠΘ και περιελάμβανε δειγματοληψία αντιπροσωπευτικών δειγμάτων από την προτεινόμενη παραγωγική διαδικασία και συστηματική και διεξοδική διερεύνηση των περιβαλλοντικών χαρακτηριστικών τους.

(www.hellas-gold.com, 10 /2/2020)

1.3 Συνοδά έργα

Μαζί με το φράγμα ανάσχεσης των τελμάτων στη περιοχή του Κοκκινόλακα, κατασκευάστηκαν και άλλα τεχνικά έργα. Αυτά είναι:

1. Τοίχος αντιστήριξης στη περιοχή του ανάντη αναχώματος και ο οποίος είναι αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής
2. Τάφροι R1-R5 και δεξαμενή συλλογής διηθήσεων
3. Πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα άνωθεν της μεταλλευτικής στοάς
4. Συστήμα αγωγών αποστράγγισης της λεκάνης του τέλματος

Σύμφωνα με τη μελέτη του έργου αναμένονται να παρουσιαστούν οι παρακάτω γεωτεχνικές ενότητες στην περιοχή των συνοδών έργων.

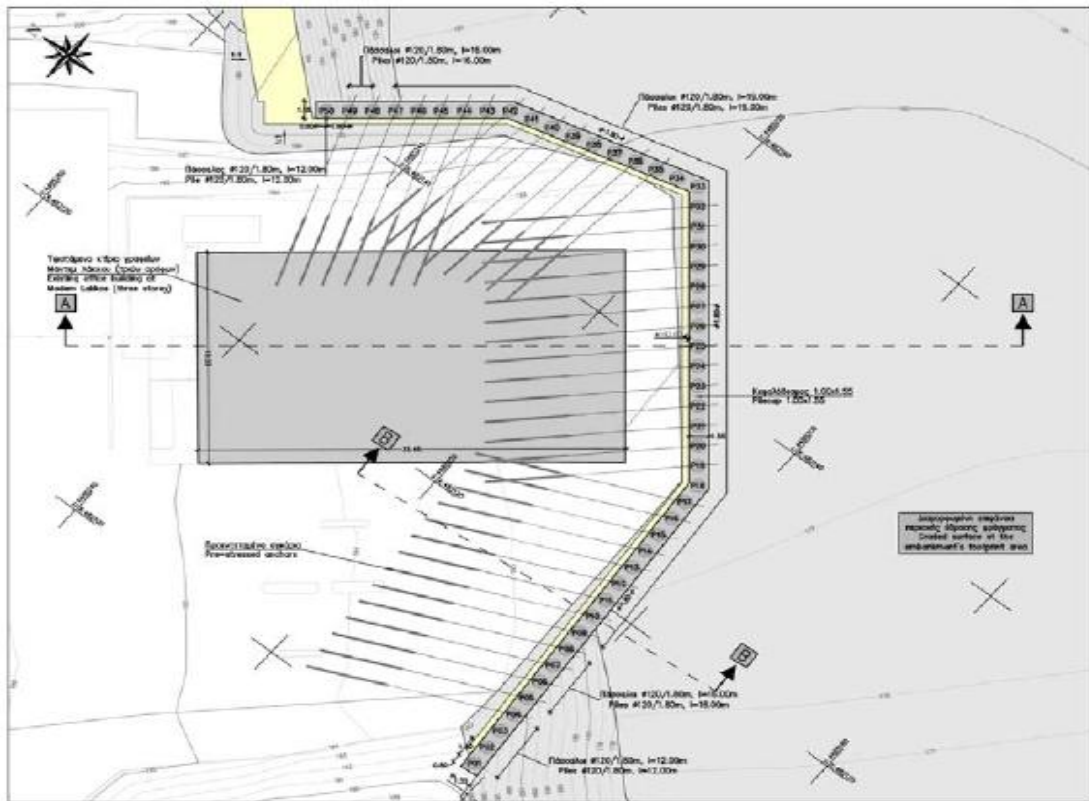
- Γεωτεχνική ενότητα 1: Χαλαρή έως μέσης πυκνότητας αργιλώδης και τοπικά ιλυώδης άμμος με χάλικες (SC, τοπικά SC-SM) και κατά θέσεις αργιλοιλώδες αμμοχάλικο (GC-GM) χαμηλής πλαστικότητας.
- Γεωτεχνική ενότητα 2: Μανδύας αποσάθρωσης των αμφιβολιτών, η οποία αποτελείται από μέσης πυκνότητας έως πυκνής απόθεσης αργιλώδη και τοπικά ιλυώδη άμμο (SC, τοπικά SC-SM, SM) με χάλικες έως αργιλοιλώδεις χάλικες (GM, GC-GM, GP-GM, GW-GM) με άμμο, χωρίς πλαστικότητα έως χαμηλής πλαστικότητας και κατά θέσεις μέσης πλαστικότητας.
- Γεωτεχνική ενότητα 3: Αμφιβολίτες και αμφιβολιτικοί γενεύσιοι. Ασθενής έως μέτρια ισχυρή βραχώμαζα, έντονα αποσαθρωμένη και έντονα κερματισμένη έως κατακερματισμένη. Ο βαθμός κερματισμού όπως εκφράζεται μέσω δείκτη RQD κυμαίνεται από 0% έως 25%.
- Γεωτεχνική ενότητα 4: Αμφιβολίτες και αμφιβολιτικοί γενεύσιοι. Μέτρια ισχυρή έως ισχυρή βραχώμαζα, μέτρια αποσαθρωμένη και έντονα κερματισμένη έως κατακερματισμένη. Ο βαθμός κερματισμού όπως εκφράζεται μέσω του δείκτη RQD κυμαίνεται από 25% έως 50%.
- Γεωτεχνική ενότητα 5: Η ενότητα αυτή αποτελείται από αμφιβολίτες με ενδιάμεσες στρώσεις αμφιβολιτικών γενευσίων. Ισχυρή και κατά θέσεις πολύ ισχυρή βραχώμαζα, υγής έως ελαφρά αποσαθρωμένη και ελαφρά

κερματισμένη. Ο βαθμός κερματισμού όπως εκφράζεται μέσω δείκτη RQD κυμαίνεται από 50% έως 100%.

Τοίχος αντιστήριξης

Στην περιοχή του ανάντη αναχώματος έχει σχεδιαστεί κατάλληλος τοίχος αντιστήριξης για την προστασία του κτηρίου των γραφείων του Μαντέμ Λάκκου λόγω εκτεταμένων εκσκαφών που προβλέπονται να πραγματοποιηθούν στην περιοχή του αναχώματος. Το κτήριο βρίσκεται περί του βόρειου ορίου του αναχώματος. Σύμφωνα με το πρόγραμμα κατασκευής και απόθεσης, η κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης προβλέπεται να πραγματοποιηθεί εντός της προπαρασκευαστικής φάσης. Σημειώνεται ότι η κατασκευή του υπό εξέταση τεχνικού προέκυψε από την ανάγκη διατήρησης των γραφείων για χρόνο μεγαλύτερο από τον αρχικά προβλεπόμενο, καθώς τα αποτελέσματα της μεταλλευτικής έρευνας στο μεταλλείο των Μαύρων Πετρών κατέδειξαν αύξηση των μεταλλευτικών αποθεμάτων.

Ο τοίχος αντιστήριξης αποτελείται από πενήντα οπλισμένους πασσάλους, διαμέτρου 1,20 μέτρα σε αξονικές αποστάσεις 1,80 μέτρα. Στη στέψη του τεχνικού, προβλέπεται η κατασκευή κεφαλοδέσμου από οπλισμένο σκυρόδεμα διαστάσεων 1m x 1,55m x 93,92m (ύψος x πλάτος x μήκος). Το μέγιστο μήκος των πασσάλων είναι 19 μέτρα, ενώ το μέγιστο ελεύθερο ύψος είναι της τάξης των 13 μέτρων περίπου. Κατά τη διάρκεια της εκσκαφής το μέτωπο της πασσαλοστοιχίας θα καλυφθεί από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C20/25 πάχους 25 εκατοστών. Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του κτηρίου προβλέπεται ότι ο τοίχος αντιστήριξης θα είναι αγκυρωμένος μέσω κατάλληλων αγκυρώσεων.



Εικόνα 1.3: Οριζοντιογραφία τεχνικού και χαρακτηριστικά τομής ανάλυσης (Μπουτσινού & Υφαντή, 2013)

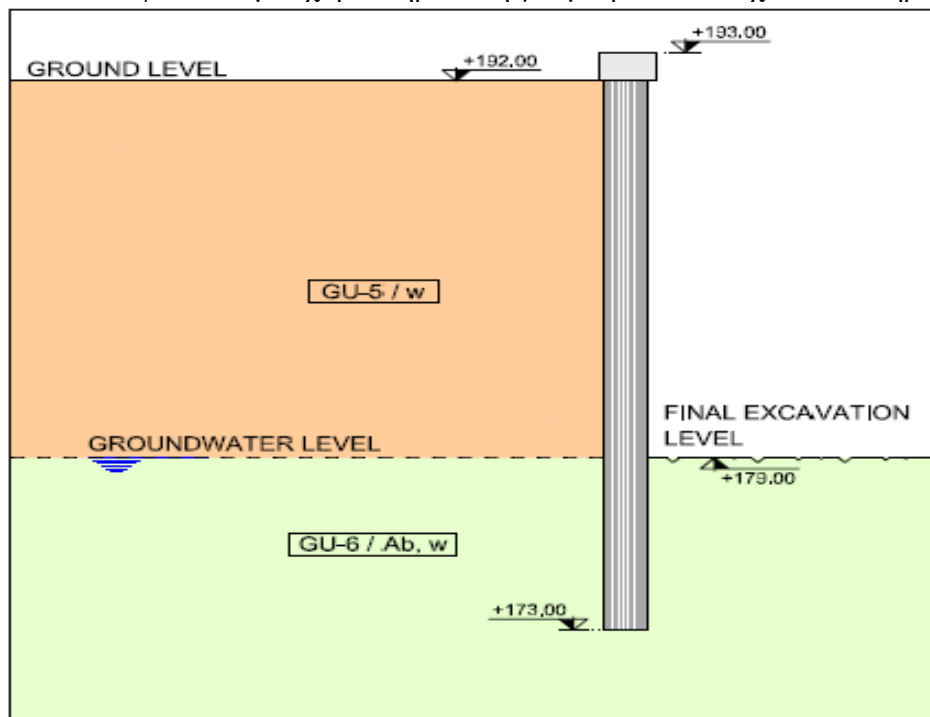
Στην περιοχή του τοίχου αντιστήριξης, συναντιόνται η γεωτεχνική ενότητα 1 και η γεωτεχνική ενότητα 2. Το πάχος αυτών των σχηματισμών είναι από 1 έως 1,7 μέτρα και από 6,6 έως 10,5 μέτρα αντίστοιχα, ενώ το πάχος αναμένεται να αυξάνεται κατά θέσεις. Τα εδαφικά υλικά βρίσκονται υπερκείμενα του βραχώδους υπόβαθρου το οποίο αποτελείται από αμφιβολίτες και αμφιβολιτικούς γνευσίους (γεωλογικές ενότητες 3,4,5). Οι γεωτεχνικές ενότητες 3 και 4 αντιπροσωπεύουν το βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής. Επιπρόσθετα, η γεωτεχνική ενότητα 3 μπορεί να εμφανίσει γεωτεχνική συμπεριφορά σκληρού εδάφους.

Όσο αφορά τον υπόγειο υδροφόρο ορίζοντα δύναται να δημιουργείται στην επαφή μεταξύ του υπερκείμενου μανδύα αποσάθρωσης με τους υποκείμενους αμφιβολίτες. Κατά τη φάση των εκσκαφών κατάντη της πασσαλοστοιχίας αναμένεται κατά θέσεις στάγδην ροή και χαμηλή εισροή υδάτων. Η διαχείριση των υδάτων αντιμετωπίστηκε με κατασκευή αποσταγιστικών οπών.

Τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τεχνικού έργου είναι:

- Στάθμη εδάφους: +192
- Στέψη τεχνικού: +192
- Κάτω στάθμη πασσάλου: +173
- Τελική στάθμη εκσκαφών: +179
- Απόλυτο υψόμετρο στάθμης υδάτων: +179
- Διάμετρος πασσάλου: 1,2

Στην εικόνα 1.4 φαίνεται μια χαρακτηριστική γεωμετρία του τοίχου αντιστήριξης.



Εικόνα 1.4: Χαρακτηριστική γεωμετρία πρανού με τον τοίχο αντιστήριξης (Μπουτσινού & Υφαντή, 2013)

Τάφρος R1-R5

Η τάφρος οδεύει επί του δεξιού αντερείσματος του χώρου απόθεσης αποβλήτων του Κοκκινόλακκα, στο νοτιοδυτικό του άκρο. Έχει σχεδιαστεί για την συλλογή των επιφανειακών απορροών από τις εξωτερικές λεκάνες απορροής καθώς επίσης και το σύστημα κλεισίματος και αποκατάστασης του χώρου απόθεσης. Η απορροή της τάφρου είναι προς τα κατάντη, στο ρέμα Κοκκινόλακκα.

Από άποψη γεωλογίας τα ορύγματα της τάφρου διαμορφώθηκαν κυρίως εντός βραχώδων σχηματισμών. Πιο συγκεκριμένα, οι σχηματισμοί που συναντώνται κατά μήκος της χάραξης της τάφρου περιλαμβάνουν αμφιβολίτες και αμφιβολιτικούς γενέσιους το οποίο είναι το βραχώδες υπόβαθρο και τον υπερκείμενο μανδύα αποσάθρωσης. Το βραχώδες υπόβαθρο που αναμένεται να συναντηθεί αποτελείται κυρίως από υγιή έως μέτρια αποσαθρωμένη και ελαφρώς έως έντονα κερματισμένη βραχώμαζα και δευτερογενώς από έντονα αποσαθρωμένη και έντονα ως πλήρως κερματισμένη βραχώμαζα. Οι εκσκαφές που θα πραγματοποιηθούν εντός του μανδύα αποσάθρωσης θα πραγματοποιηθούν κυρίως με μηχανικά μέσα, ενώ οι εκσκαφές που θα πραγματοποιηθούν εντός των βραχώδων σχηματισμών θα γίνουν κυρίως με τη χρήση εκρηκτικών. Τα πρανή εκσκαφής της τάφρου στις περιοχές των βραχώδων σχηματισμών έχουν σχεδιαστεί με κλίσεις 3:1 οι οποίες θεωρούνται επαρκείς. Αντίθετα στις περιοχές του μανδύα αποσάθρωσης η διαμόρφωση των πρανών πραγματοποιήθηκε με κλίση 1:1.

Η τεχνική μελέτη του έργου εκτιμά πως κατά την εκσκαφή του ορύγματος είναι ενδεχόμενη η εκδήλωση αστοχιών πρισματικών βραχώδων όγκων και για τον λόγο αυτό πάρθηκαν μέτρα προστασίας και αντιστήριξης των πρανών. Εν γένει, για την συγκράτηση των δημιουργούμενων σφηνών επί των βραχώδων πρανών εκσκαφής

απαιτείται η εφαρμογή αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης και φέρουσας ικανότητας 200kN. Τα μέτρα υποστήριξης περιγράφονται στον παρακάτω πίνακα.

ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕΤΡΑ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ		
GSI	Δυσμενής προσανατολισμός των δομικών στοιχείων της βραχώμαζας (σχιστότητα, διακλάσεις κλπ.)	Ευμενής προσανατολισμός των δομικών στοιχείων της βραχώμαζας (σχιστότητα, διακλάσεις κλπ.)
20=40	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 2:1	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 2:1
	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ελάχιστου πάχους 10cm και δομικό πλέγμα T188	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ελάχιστου πάχους 10cm και δομικό πλέγμα T188
	Σποραδική τοποθέτηση αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης Ø25, B500c, L=4.00m-6.00m, φέρουσας ικανότητας 200kN, ή τοπικά σε πεσσοειδή κίναβρο 2.0m x 2.0m αναλόγως των επί τόπου συνθηκών	Σποραδική τοποθέτηση αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης Ø25, B500c, L=4.00m, φέρουσας ικανότητας 200kN, αναλόγως των επί τόπου συνθηκών
Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών	Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών	
40=60	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 2:1 ή 3:1	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 3:1
	Σποραδική εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ελάχιστου πάχους 10cm και δομικού πλέγματος T188, αναλόγως των επί τόπου συνθηκών	Σποραδική εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ελάχιστου πάχους 10cm και δομικού πλέγματος T188, αναλόγως των επί τόπου συνθηκών
	Σποραδική τοποθέτηση αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης Ø25, B500c, L=4.00m, φέρουσας ικανότητας 200kN, ή τοπικά σε πεσσοειδή κίναβρο 2.0m x 2.0m ή 2.5m x 2.5m αναλόγως των επί τόπου συνθηκών	Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών
Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών		
>60	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 3:1	Κλίση πρηνών εκσκαφής: 3:1
	Σποραδική τοποθέτηση αγκυρίων ολόσωμης πάκτωσης Ø25, B500c, L=4.00m, φέρουσας ικανότητας 200kN, ή τοπικά σε πεσσοειδή κίναβρο 2.0m x 2.0m ή 2.5m x 2.5m αναλόγως των επί τόπου συνθηκών	Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών
	Αποστραγγιστικές οπές Ø3", με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC Ø2", L=4.00m και γεωύφρασμα αποστράγγισης, αναλόγως των επί τόπου υδρογεωλογικών συνθηκών	

Εικόνα 1.5: Μέτρα υποστήριξης και αντιστήριξης (Μπουτσινού & Υφαντή, 2013)

Δεξαμενή συλλογής διηθήσεων

Σύμφωνα με τη γενική διάταξη του χώρου απόθεσης αποβλήτων του Κοκκινόλακκα, η δεξαμενή συλλογής διηθήσεων οριοθετείται στον κατάντη πόδα του κατάντη αναχώματος. Η δεξαμενή συλλογής διηθήσεων προβλέπεται να συλλέγει τις διηθήσεις του συστήματος αποστράγγισης της λεκάνης του χώρου απόθεσης και τμήματος των απορροών από τις περιμετρικές τάφρους.

Από άποψη γεωλογίας η περιοχή κατάντη του αναχώματος συνίσταται από αλλούβιες αποθέσεις στην κοίτη του ρέματος Κοκκινόλακκα, υπερκείμενες του βραχώδους υποβάθρου. Το βραχώδες υπόβαθρο αποτελείται από μέτρια έως έντονα κερματισμένους και μέτρια αποσαθρωμένους αμφιβολίτες και αμφιβολιτικούς γνευσίους. Οι αλλούβιες αποθέσεις απομακρύνθηκαν και η θεμελίωση της δεξαμενής πραγματοποιήθηκε επί μέτριας έως ισχυρής βραχώμαζας. Στην περιοχή θεμελίωσης της δεξαμενής, όπου οι εκσκαφές πραγματοποιήθηκαν εντός της κοίτης του ρέματος οι εναπομείναντες θύλακες των αλλουβιακών αποθέσεων δεν θα αφαιρεθούν. Η εκσκαφή εντός των αλλουβιακών αποθέσεων έγινε με μηχανικά μέσα, ενώ εντός της βραχώμαζας πραγματοποιήθηκε χρήση εκρηκτικών. Η κατασκευή της δεξαμενής έγινε εντός ορύγματος. Τα περιμετρικά πρηνή διαμορφώθηκαν με κλίση 2:1. Τα πρηνή ορυγμάτων που διαμορφώνονται εντός εδαφικών υλικών έχουν κλίση 1:1. Ο μελετητής με βάση τα γεωλογικά στοιχεία προβλέπει πιθανή αστοχία βραχώδων όγκων κατά την εκσκαφή του ορύγματος. Επομένως έγιναν αναλύσεις ευστάθειας έναντι σε επίπεδη ολίσθηση και ευστάθεια επισφαλών όγκων.

Τα μέτρα προστασίας που προβλέπονται από τον μελετητή είναι:

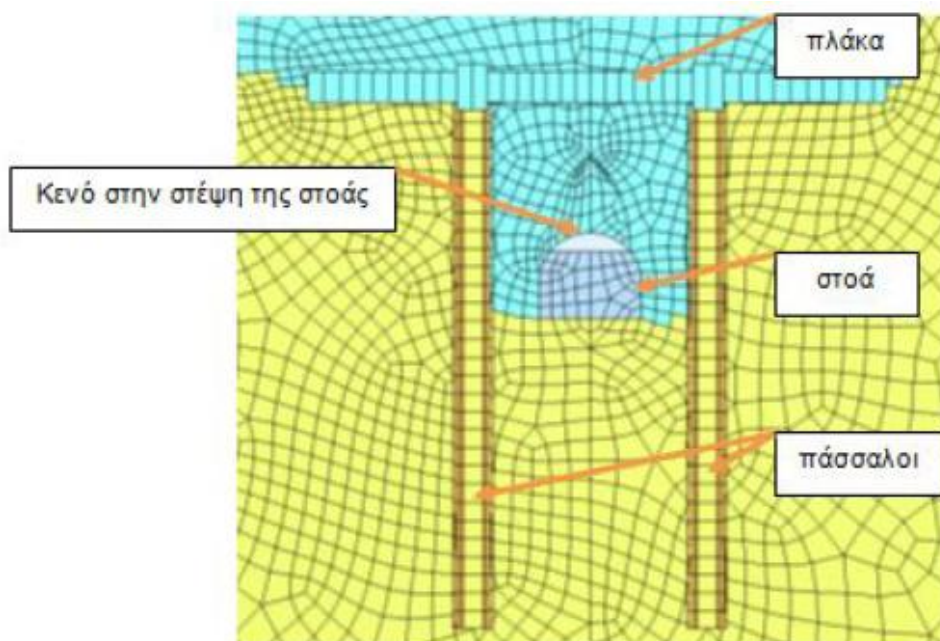
- Αγκύρια ολόσωμης πάκτωσης, $\Phi 25$, μήκους $L=4$ μέτρα και φέρουσας ικανότητας 200KN, σε πεσοειδή διάταξη 2x2 σύμφωνα με τις επιτόπου συνθήκες
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για προστασία έναντι βραχοπτώσεων
- Αποστραγγιστικές οπές $\Phi 3''$, με ημιδιάτρητους σωλήνες PVC $\Phi 2''$ και γεωυφάσματα αποστράγγισης , $L=4$ μέτρα.

Μεταλλευτική στοά

Το έργο αφορά κατασκευή κατάλληλης πλάκας από οπλισμένο σκυρόδεμα άνωθεν της στοάς η οποία εδράζεται επί του βραχώδους υποβάθρου και εκτείνεται επί σημαντικού μήκους χάραξης της στοάς.

Η στοά θεωρείται ότι έχει διανοιχτεί εντός βραχώδων σχηματισμών, κυρίως εντός της γεωτεχνικής ενότητας 4 που αποτελείται από κερματισμένους αμφιβολίτες . Μέτα την απομάκρυνση σημαντικών ποσοτήτων εδαφικών υλικών των εδαφικών ενοτήτων 1 και 2, η πλάκα αναμένεται να κατασκευαστεί και να θεμελιωθεί επί της ενότητας 4. Οι εργασίες εκσκαφών και οι σχετικές κλίσεις καθορίζονται από τις γεωτεχνικές και γεωμετρικές απαιτήσεις ώστε να εξασφαλίζουν κατάλληλες συνθήκες θεμελίωσης του ανάντη αναχώματος και να παρέχουν συνέχεια στη διαμόρφωση της λεκάνης η οποία να φέρει τις προβλεπόμενες κλίσεις για την τοποθέτηση του συστήματος στεγάνωσης .

Η διαστασιολόγηση της πλάκας έγινε με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων προκειμένου να εξεταστεί η αλληλεπίδραση μεταξύ στοάς και της περιβάλλουσας βραχώμαζας.



Εικόνα 1.6: Όψη πλάκας και των πασσάλων (Μπουτσινού & Υφαντή, 2013)

Αγωγοί που χρησιμοποιήθηκαν για το σύστημα αποστράγγισης

Το υπερκείμενο και υποκείμενο σύστημα αποστράγγισης της λεκάνης απόθεσης συνίσταται από αγωγούς, υψηλής ποιότητας πολυαιθυλενίου, δομημένου τοιχώματος με λεία εσωτερική αυλακωτή επιφάνεια για τη συλλογή και μεταφορά των στραγγισμάτων και των διηθήσεων προς τα κατάντη του χώρου απόθεσης. Η πλειονότητα των αγωγών έχει ωφέλιμη διάμετρο $\varnothing 400$ και είναι ημιδιάτρητοι και μη διατρητοί. Σύμφωνα με τον σχεδιασμό, προβλέπονται και αγωγοί ωφέλιμης διαμέτρου $\varnothing 600$ σε συγκεκριμένες θέσεις, ενώ σε περιορισμένα τμήματα των περιμετρικών τάφρων χρησιμοποιούνται αγωγοί εσωτερικής διαμέτρου $\varnothing 1000$.

Η χρήση αγωγών HDPE δομημένου τοιχώματος με λεία εσωτερική και αυλακωτή εξωτερική επιφάνεια αποτελεί τη βέλτιστη τεχνική λύση συγκριτικά με τους αγωγούς σκυροδέματος οι οποίοι, λόγω αυξημένου βάρους, παρουσιάζουν αυξημένες δυσκολίες στη μεταφορά και εγκατάστασή τους. Οι εν λόγω αγωγοί δύνανται να προσαρμοστούν κατάλληλα σε κατακόρυφες και οριζόντιες αλλαγές της χάραξης μέσω κατάλληλων συνδέσμων και της σχετικής ευκαμψίας τους.

Οι αγωγοί δύνανται να εγκατασταθούν πολύ κοντά στην επιφάνεια του εδάφους με ελάχιστο βάθος τα 10 cm, εντός σκάμματος ελάχιστου πλάτους 30 cm. Οι σωλήνες εγκιβωτίζονται σε στρώση αποστραγγιστικού υλικού, η οποία αποτελείται κυρίως από χάλικες. Θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή κατά τη διάρκεια της κατασκευής, έτσι ώστε να εμποδιστεί το ενδεχόμενο βλάβης των αγωγών. Ως εκ τούτου η αρχική τοποθέτηση του υλικού εγκιβωτισμού άνωθεν των αγωγών απαιτεί ειδικές διαδικασίες. Πριν τη διέλευση του μηχανολογικού εξοπλισμού πάνω από τους αγωγούς, θα πρέπει να κατασκευάζεται μια στρώση προστασίας ελάχιστου πάχους 0,5m. Η στρώση προστασίας θα συμπυκνωθεί επί τόπου με χειροκίνητα μέσα. Σημειώνεται ότι η προσεκτική τοποθέτηση των αγωγών είναι υψίστης σημασίας προκειμένου να εξασφαλιστεί η στατική επάρκεια αυτών. Οι τιμές του δείκτη εδάφους E του εγκιβωτισμού των αγωγών και της επίχωσης αποτελούν τους κρίσιμους παράγοντες που ελέγχουν την παραμόρφωση των αγωγών παρά η ακαμψία τους.

Οι αγωγοί κατασκευάζονται συνήθως σε τεμάχια μήκους 6m και συνοδεύονται με όλα τα απαραίτητα ειδικά τεμάχια κατασκευής και σύνδεσης τους. Η κοπή των αγωγών μπορεί να πραγματοποιηθεί επιτόπου κατά φάση κατασκευής με σχετική ευκολία. Λόγω της μηκοτομικής κλίσης των αγωγών κανονικά θα απαιτείτο η αγκύρωση τους. Ωστόσο, δεδομένης της αυλακωτής εξωτερικής επιφάνειας των αγωγών, της ευλυγισίας και της χάραξης που πραγματοποιείται με συνεχείς εναλλαγές της κατεύθυνσης, η στερέωση επιτυγχάνεται με την αλληλεμπλοκή μεταξύ αγωγού και του επιπέδου έδρασης καθώς επίσης και από την καλή συμπύκνωση του υλικού που χρησιμοποιείται για τον εγκιβωτισμό. Επομένως είναι σημαντικό να εξασφαλίζεται σε κάθε περίπτωση η σωστή συμπύκνωση της στρώσης έδρασης και του υλικού εγκιβωτισμού. (Μπουτσινού & Υφαντή, 2013)

2 Μέθοδοι υπολογισμού των ωθήσεων

2.1 Μεθοδολογία Rankine

Ο Rankine θεώρησε μια ομοιογενή εδαφική απόθεση χωρίς συνοχή σε κατάσταση ισορροπίας υπό τις εξής παραδοχές:

- Ξηρού εδάφους
- Οριζόντιας ελεύθερης επιφάνειας
- Λείας διεπιφάνειας εδάφους- κατασκευής ($\delta=0$)
- Κατακόρυφης επιφάνειας επαφής τοίχους-εδάφους

και εξέτασε την ισορροπία των δυνάμεων σε ένα στοιχειώδη εδαφικό όγκο διαστάσεων dx , dy όπως παρουσιάζεται στο σχήμα.



Σχήμα 2.1: Τάσεις στον στοιχειώδη όγκο για την ανάλυση Rankine

Όρισε έτσι τον συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων ως:

$$K\alpha = \frac{q}{p} = \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad (2.1)$$

Όπου $q=K\alpha * p$ και $p=\gamma * z$

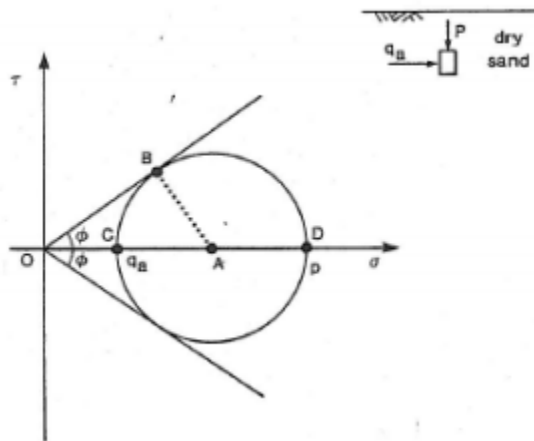
Και ολοκληρώνοντας την q με το βάθος:

$$\int_{z=0}^{z=H} q dz \quad (2.2)$$

κατέληξε πως η ενεργητική ώθηση δίνεται από τη σχέση:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 K\alpha = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \quad (2.3)$$

Τα παραπάνω γίνονται καλύτερα κατανοητά αν εξετάσει κανείς την εντατική κατάσταση του στοιχειώδους εδαφικού όγκου στην αστοχία με βάση τον κύκλο του Mohr και το κριτήριο αστοχίας Mohr- Coulomb. Λόγω της παραδοχής λείας επιφάνειας μεταξύ τοίχους-εδάφους δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην επαφή τοίχους-εδάφους. Έτσι εξασφαλίζεται ότι οι ορθές τάσεις p, q παραμένουν συνεχώς κύριες κατά τη μετάβαση από την ουδέτερη στην ενεργητική (ή παθητική) κατάσταση αστοχίας. Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζεται η ενεργητική κατάσταση αστοχίας για τον υπό εξέταση στοιχειώδη όγκο.



Σχήμα 2.2: Κύκλος του Mohr για την ενεργητική κατάσταση αστοχίας

Συνθήκες Rankine ($c=0, \delta=0, \beta=0$)

Στην ενεργητική κατάσταση αστοχίας η κατακόρυφη τάση p παραμένει σταθερή, ενώ η πλευρική τάση q μειώνεται (λόγω μετακίνησης του τοίχου) έως ότου επέλθει αστοχία. Από τη στιγμή που στην επίλυση Rankine δεν υπάρχει παρουσία διατμητικών τάσεων οι p, q παραμένουν κύριες τάσεις. Η p είναι γνωστή και απομένει ο καθορισμός της q σε σχέση με την p , άρα ο προσδιορισμός του λόγου K_a . Έτσι:

$$q = OA - AC \quad (2.4)$$

$$p = OA + AD \quad (2.5)$$

$$AC = AD = AB \quad (2.6)$$

Και

$$\frac{AB}{OA} = \sin \varphi \quad (2.7)$$

Άρα:

$$K_a = \frac{q}{p} = \frac{OA - AC}{OA + AC} = \frac{OA - AB}{OA + AB} = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (2.8)$$

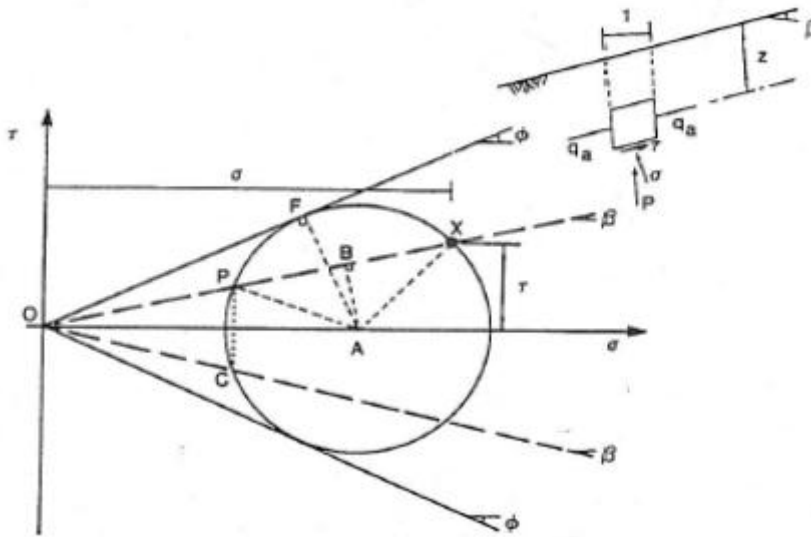
Ομοίως για την παθητική κατάσταση αστοχίας:

$$K_p = \frac{q}{p} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.9)$$

Τέλος, με γραφική επίλυση από τον κύκλο του Mohr προκύπτει ότι το επίπεδο αστοχίας για την ενεργητική κατάσταση έχει κλίση ως προς το οριζόντιο επίπεδο $\theta = 45 + \frac{\varphi}{2}$, ενώ αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση $\theta = 45 - \frac{\varphi}{2}$.

Επίλυση για κεκλιμένη επιφάνεια:

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία, η θεωρία του Rankine έχει επεκταθεί και για την περίπτωση εδάφους με ελεύθερη επιφάνεια υπό κλίση ($\beta \neq 0$).



Σχήμα 2.3: Ανάλυση Rankine, ενεργητική κατάσταση αστοχίας-κεκλιμένη επιφάνεια

Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων δίνεται από την σχέση:

$$K_a = \frac{q}{p} = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\sin^2\phi - \sin^2\beta)^{1/2}}{\cos\beta + (\sin^2\phi - \sin^2\beta)^{1/2}} = \cos\beta \frac{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{1/2}}{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{1/2}} \quad (2.10)$$

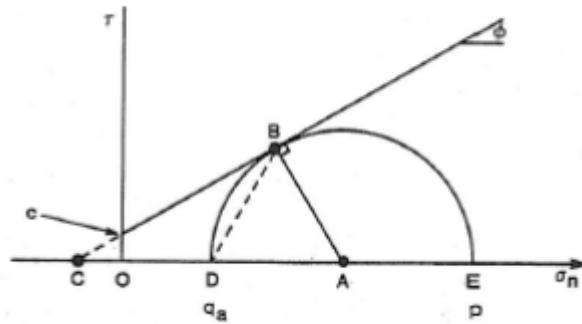
Εάν η ανώτερη ανάλυση επαναληφθεί για την παθητική κατάσταση ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα για τη γενικότερη περίπτωση κεκλιμένης επιφάνειας ($\beta \neq 0$) προκύπτει ίσος με:

$$K_p = \frac{q}{p} = \cos\beta \frac{\cos\beta + (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{1/2}}{\cos\beta - (\cos^2\beta - \cos^2\phi)^{1/2}} \quad (2.11)$$

Όπου β , η γωνία που σχηματίζει η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους με το οριζόντιο επίπεδο.

Επίλυση για συνεκτικό έδαφος

Ο Rankine στους υπολογισμούς των εδαφικών ωθήσεων δεν είχε συμπεριλάβει τη συνοχή ως παράμετρο. Ο Bell φαίνεται πως ήταν ο πρώτος που έδωσε λύση σε αυτό το πρόβλημα. Έτσι για εδάφη με $c, \phi \neq 0$, με οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια και κατακόρυφο, λείο τοίχο αντιστήριξης ο Bell κατέληξε στις παρακάτω σχέσεις ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με αυτή του Rankine μέσω του κύκλου του Mohr.



Σχήμα 2.4: Ενεργητική κατάσταση αστοχίας κατά Rankine-Ανάλυση Bell

Προκύπτει ότι η ενεργητική ώθηση δίνεται από σχέση:

$$q = Ka \cdot p - 2 \cdot c \cdot \sqrt{Ka} \quad (2.12)$$

Ενώ η συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων:

$$Pa = Ka \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{Ka} \quad (2.13)$$

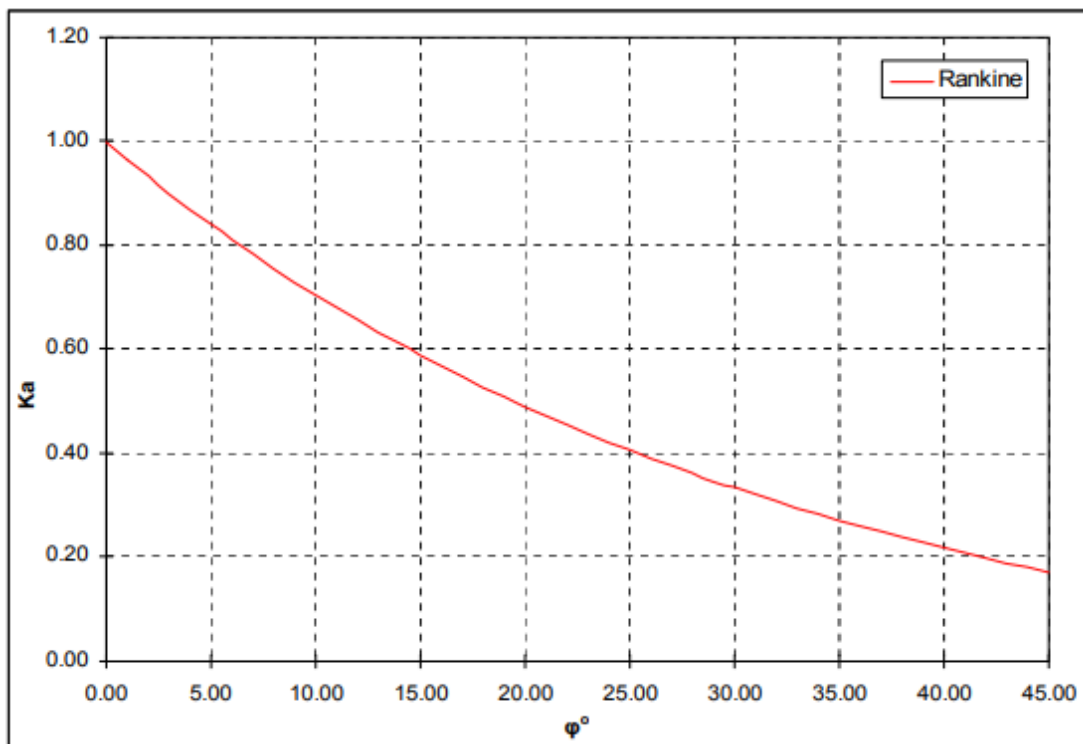
Αντίστοιχα για την παθητική κατάσταση, η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$Pp = Kp \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{Kp} \quad (2.14)$$

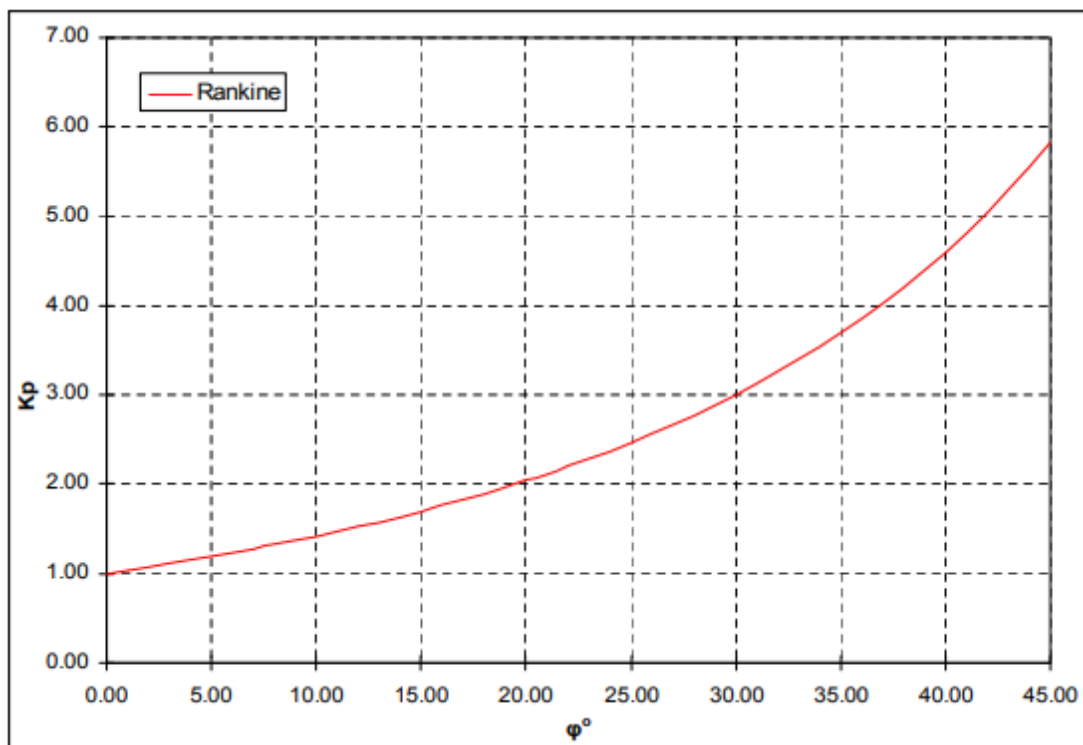
Όπου Ka , Kp δίνονται από τις σχέσεις (2.10), (2.11)

Τέλος, ο Bell διαπίστωσε πως η εισαγωγή της συνοχής στην ανάλυση της ισοροπίας δεν επηρεάζει τη διεύθυνση του επιπέδου αστοχίας η οποία και πάλι προκύπτει για γωνία $\theta = 45 + \frac{\phi}{2}$ για την ενεργητική κατάσταση και $\theta = 45 - \frac{\phi}{2}$ για την παθητική κατάσταση αντίστοιχα.

Στα παρακάτω διαγράμματα (2.1) και (2.2) δίνονται οι τιμές οι οποίες προκύπτουν για τους συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων αντίστοιχα για την περίπτωση τόχιου με οριζόντια επιφάνεια εδάφους ($\beta=0$) όπως αυτές προκύπτουν από τις σχέσεις (2.10) και (2.11) αντίστοιχα.



Διάγραμμα 2.1: Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Rankine για $\beta=0$



Διάγραμμα 2.2: Συντελεστής παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Rankine για $\beta=0$

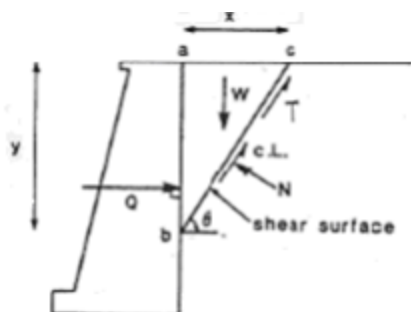
2.2 Μεθοδολογία Coulomb

Αρχική επίλυση με βάση τον Coulomb

Σε αντίθεση με τη μέθοδο Rankine που εξετάζει την ισορροπία ενός στοιχειώδους εδαφικού όγκου, η μέθοδος Coulomb, εξετάζει την κινηματική ισορροπία ενός εδαφικού όγκου πίσω από μία κατασκευή αντιστήριξης. Κάνοντας την παραδοχή επίπεδης επιφάνειας αστοχίας η μέθοδος βασίζεται στην εύρεση ενός κρίσιμου εδαφικού πρίσματος για το οποίο εξετάζεται οριακή ισορροπία κατά την αστοχία.

Στο παρακάτω πρίσμα ενεργούν οι εξής δυνάμεις:

- Το βάρος W
- Η συνισταμένη F της ορθής δύναμης (N) και της διατμητικής (T) που ασκούνται στο επίπεδο της ολίσθησης (επιφάνειας αστοχίας)
- Η δύναμη Q μεταξύ τοίχου και ολισθαίνοντος πρίσματος



Σχήμα 2.5: Γεωμετρία και δυνάμεις για το δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Ενεργητική κατάσταση)

Από την ισορροπία δυνάμεων του εδαφικού πρίσματος στην αστοχία προκύπτει:

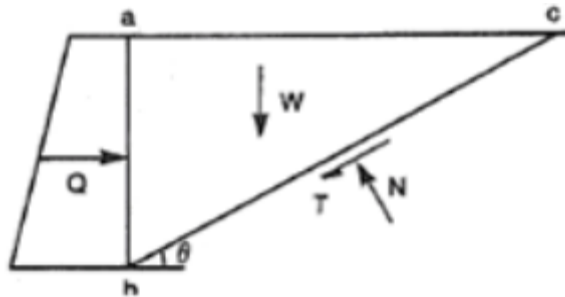
$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot\theta \cdot \tan(\theta - \varphi) \quad (2.15)$$

Η σχέση (2.15) δίνει την ώθηση που ασκεί στον τοίχο ένα εδαφικό πρίσμα του οποίου η επιφάνεια αστοχίας κλείνει υπο γωνία θ με την οριζόντιο. Για την εύρεση του κρίσιμου πρίσματος, δηλαδή αυτού για το οποίο η ενεργητική ώθηση γίνεται μέγιστη, θα πρέπει η παράγωγος της εξίσωσης $\frac{dq}{d\theta} = 0$. Προκύπτει ότι η γωνία του κρίσιμου πρίσματος είναι: $\theta_{crit} = 45 + \frac{\varphi}{2}$.

Αντικαθιστώντας την θ_{crit} στη σχέση (2.15) προκύπτει πως η συνισταμένη των ενεργητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$Qa = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (2.16)$$

Επεκτείνοντας την ανάλυση Coulomb για την πρόβλεψη των παθητικών ωθήσεων στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται ο τοίχος να δρα «πιέζοντας» το έδαφος ($c=0, \delta=0$).



Σχήμα 2.6: Γεωμετρία και δυνάμεις για το δοκιμαστικό μηχανισμό αστοχίας κατά Coulomb. (Παθητική κατάσταση)

Από την ισορροπία δυνάμεων του εδαφικού πρίσματος στην αστοχία προκύπτει:

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot\theta \cdot \tan(\theta + \varphi) \quad (2.17)$$

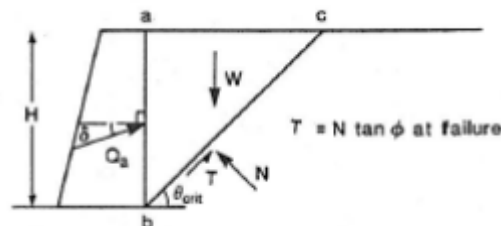
Για την εύρεση του κρίσιμου πρίσματος, δηλαδή αυτό για το οποίο η παθητική ώθηση γίνεται ελάχιστη λαμβάνεται η παράγωγος της εξίσωσης $\frac{dQ}{d\theta} = 0$ και προκύπτει ότι η γωνία του κρίσιμου πρίσματος είναι: $\theta_{crit} = 45 - \frac{\varphi}{2}$.

Αντικαθιστώντας την θ_{crit} στη σχέση (2.17) προκύπτει πως η συνισταμένη των παθητικών ωθήσεων δίνεται από τη σχέση:

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (2.18)$$

Επέκταση για μη λεία διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους

Ο Mayniel επέκτεινε τη μεθοδολογία του Coulomb λαμβάνοντας υπόψη του στην ανάλυση ισορροπίας και την ύπαρξη τριβής στη διεπιφάνεια τοίχους-εδάφους.



Σχήμα 2.7: Ανάλυση Mayniel για μη συνεκτικό έδαφος

Από ισορροπία δυνάμεων προκύπτει:

$$Q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cot\theta \cdot \sin(\theta - \varphi) \cdot \sec(\delta + \varphi - \theta) \quad (2.19)$$

Διαφορίζοντας την παρακάτω σχέση ως προς θ για την εύρεση της μέγιστης τιμής Q (ενεργητική ώθηση) προκύπτει η κρίσιμη γωνία:

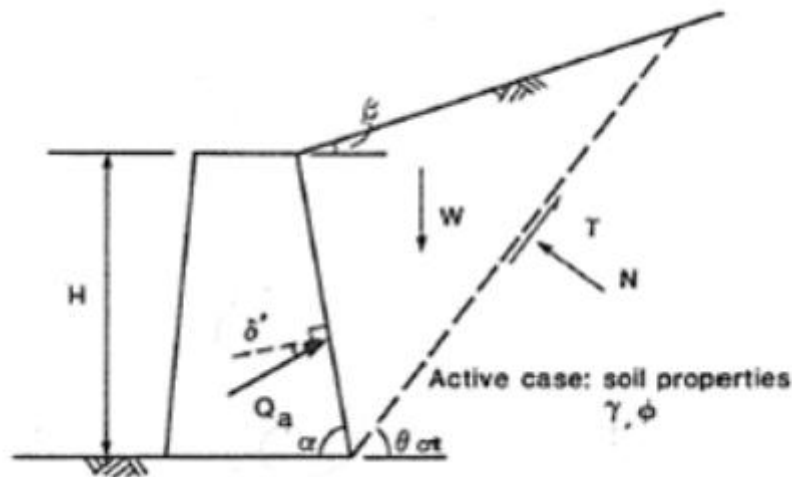
$$\theta_{\text{crit}} = \tan^{-1} \left[\tan\varphi + \sec\varphi \sqrt{\frac{\tan\varphi}{\tan(\varphi+\delta)}} \right] \quad (2.20)$$

Με αντικατάσταση στη σχέση (2.19) προκύπτει:

$$Qa = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{\cos^2 \varphi}{\cos\delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta+\varphi)\sin\varphi}{\cos\delta}} \right]^2} \quad (2.21)$$

Επέκταση για κεκλιμένη επιφάνεια και μη κατακόρυφο τοίχο

Οι Muller-Breslau επέκτειναν περαιτέρω τη μεθοδολογία Coulomb συμπεριλαμβάνοντας επιπρόσθετα, στην ανάλυση ισορροπίας, την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο καθώς και την κλίση της επιφάνειας του εδάφους.



Σχήμα 2.8: Ανάλυση Muller-Breslau για μη συνεκτικό έδαφος.(ενεργητική κατάσταση)

Η ενεργητική ώθηση προκύπτει:

$$Qa = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{fa}{\sin\alpha \cdot \cos\delta} \quad (2.22)$$

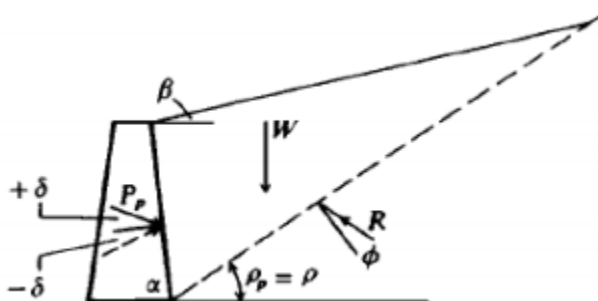
Με:

$$fa = \frac{\sin^2(\alpha+\varphi) \cdot \cos\delta}{\sin\alpha \cdot \sin(\alpha-\delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}} \right]^2} \quad (2.23)$$

Συγκρίνοντας την εξίσωση (2.23) με την (2.3) του Rankine προκύπτει ότι ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων στην γενική περίπτωση της ανάλυσης Coulomb ισούται με:

$$K\alpha = \frac{fa}{\sin\alpha \cdot \cos\delta} = \frac{\sin^2(\alpha+\varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha-\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \quad (2.24)$$

Ενώ η παθητική ώθηση για τη γενική περίπτωση Muller-Breslau λαμβάνεται:



Σχήμα 2.9: Ανάλυση Muller-Breslau για μη συνεκτικό έδαφος.(παθητική κατάσταση)

Όπου η παθητική ώθηση προκύπτει:

$$Qp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{f\beta}{\sin\alpha \cos\delta} \quad (2.25)$$

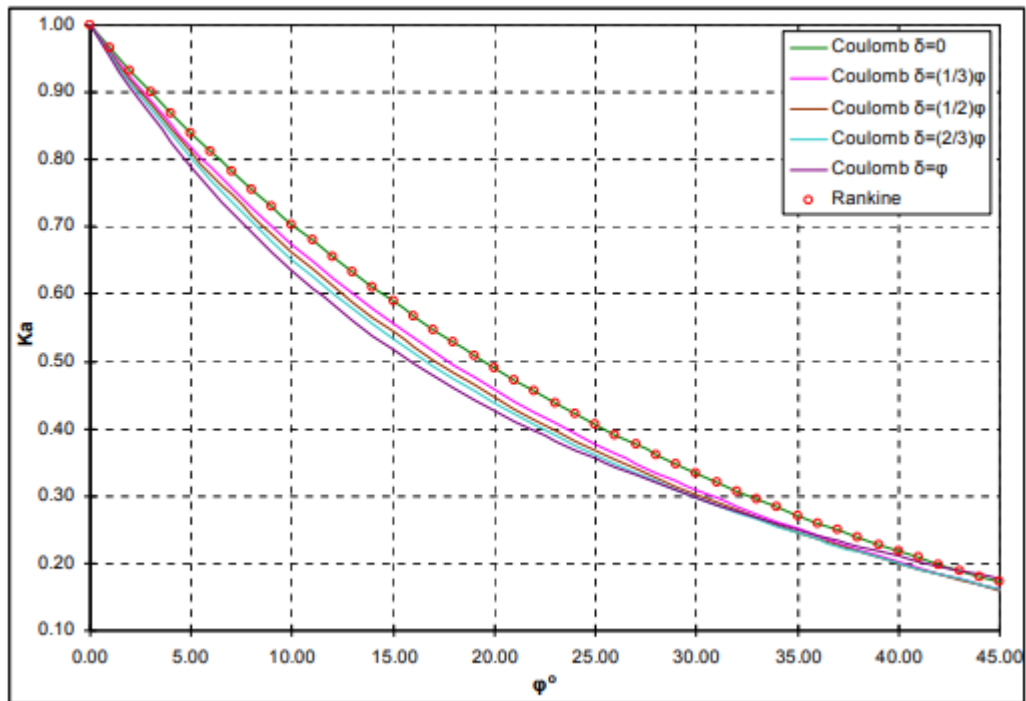
και:

$$f\beta = \frac{\sin^2(\alpha-\varphi)\cos\delta}{\sin\alpha \sin(\alpha+\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin^2(\alpha-\varphi)\cos\delta}{\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]} \quad (2.26)$$

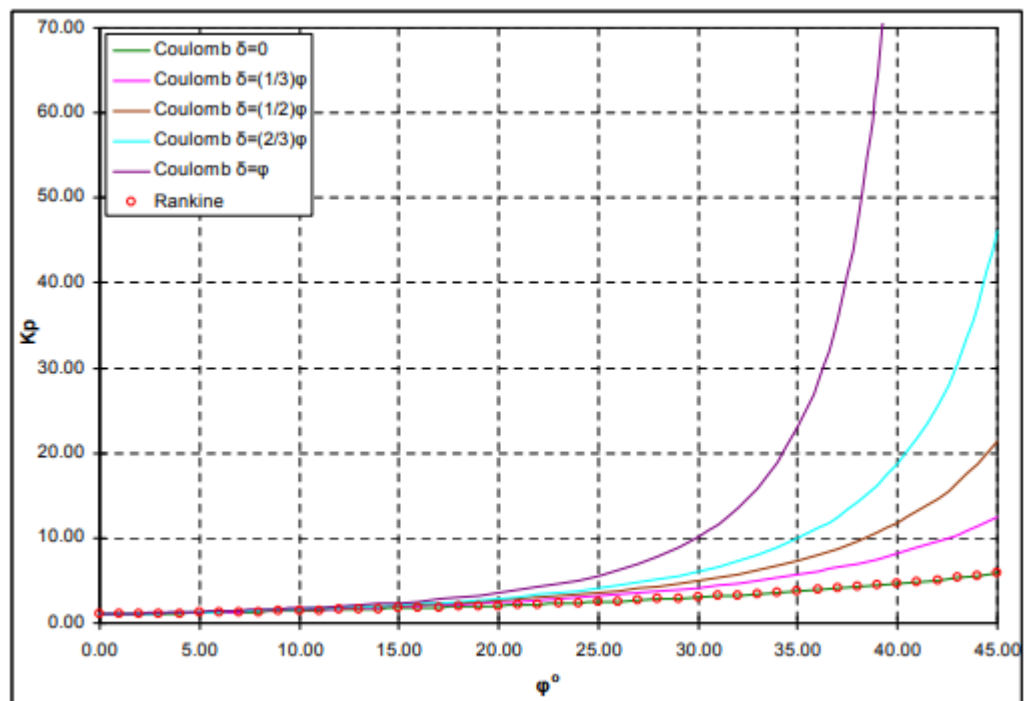
Αντίστοιχα προκύπτει ότι ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων για τη γενική περίπτωση της ανάλυσης Coulomb ισούται με:

$$Kp = \frac{f\beta}{\sin\alpha \cos\delta} = \frac{\sin^2(\alpha-\varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha+\delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)}{\sin(\alpha+\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \quad (2.27)$$

Στα παρακάτω διαγράμματα (2.3) και (2.4) δίνονται οι τιμές των συντελεστών των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων, λαμβάνοντας υπόψη την παράμετρο της διεπιφάνειας τοίχου εδάφους (δ) για διαφορετικούς λόγους σε σχέση με τη γωνία τριβής του εδάφους (φ), για την περίπτωση κατακόρυφου τοίχου ($\alpha=90^\circ$) με οριζόντια επιφάνεια εδάφους ($\beta=0$), όπως αυτές προκύπτουν από τις σχέσεις (2.24) και (2.27) αντίστοιχα. (Κακογιάννη, 2011)

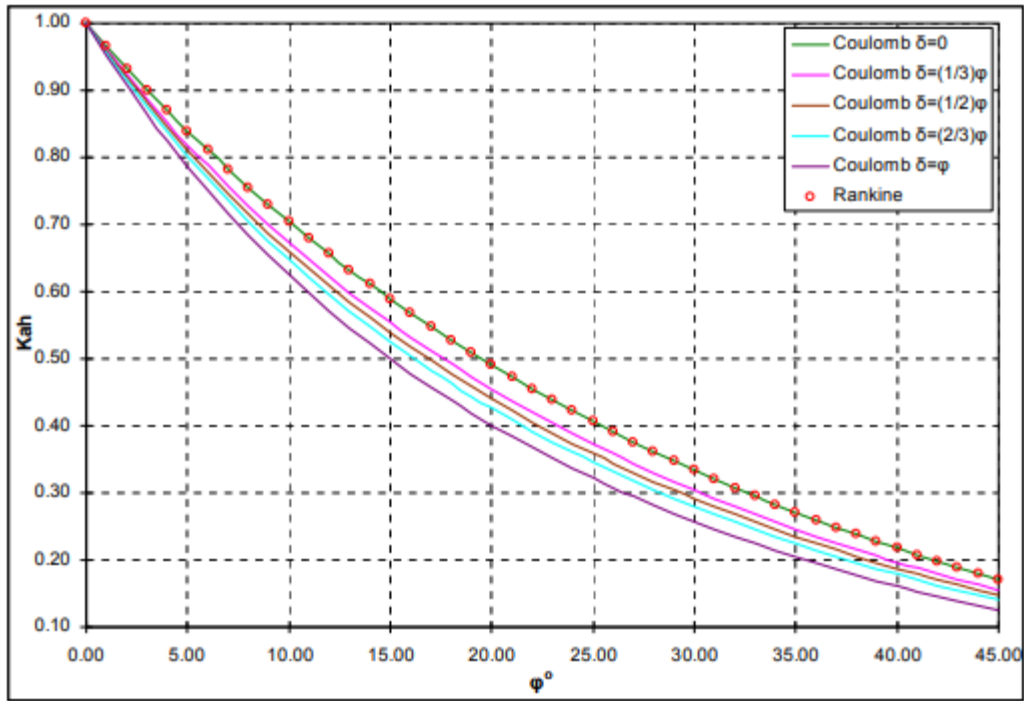


Διάγραμμα 2.3: Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Coulomb για $\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$.

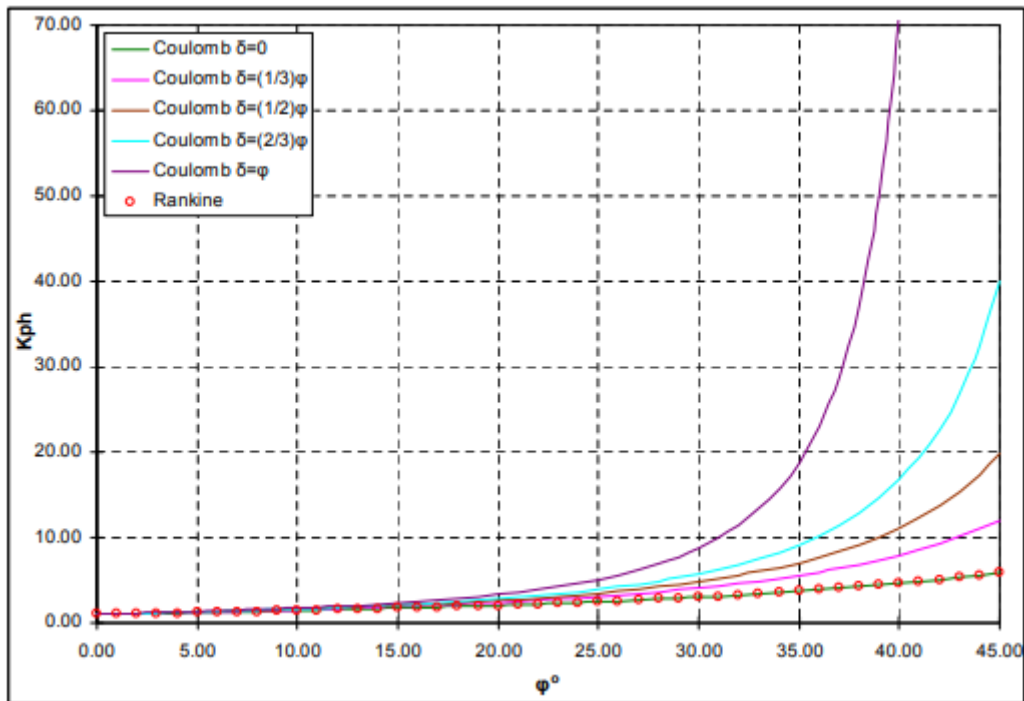


Διάγραμμα 2.4: Συντελεστής παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Coulomb για $\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$.

Στο παρακάτω διάγραμμα των διαγραμμάτων (2.5), (2.6) παρουσιάζονται οι τιμές των συντελεστών των αντίστοιχων οριζόντιων ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων οι οποίες προκύπτουν επίσης υπό τις ανωτέρω συνθήκες.



Διάγραμμα 2.5: Συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Coulomb



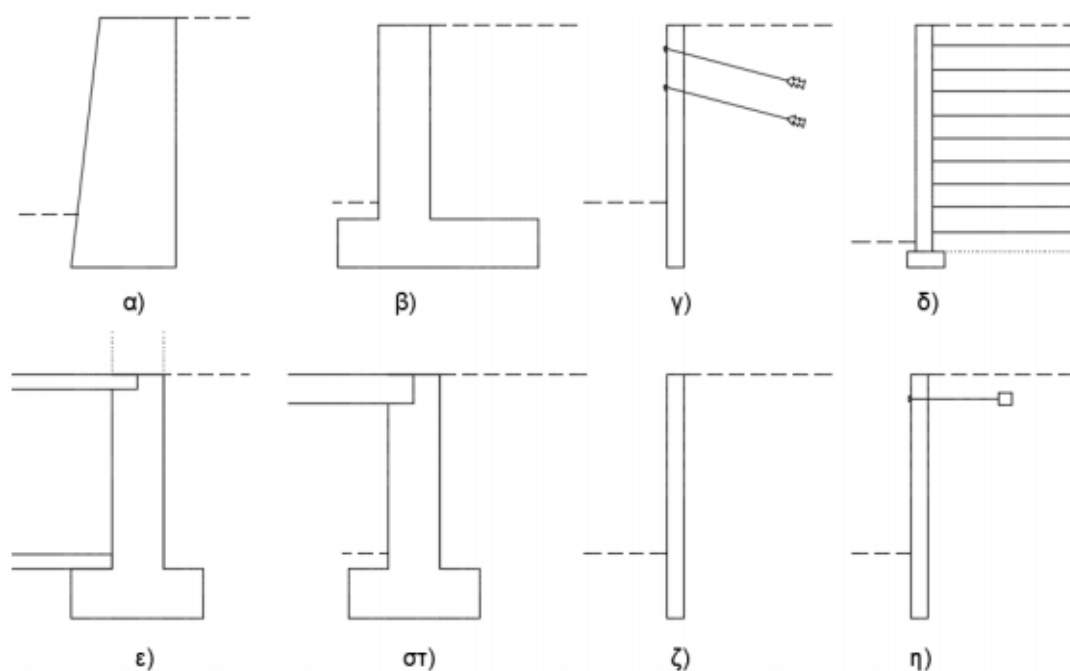
Διάγραμμα 2.6: Συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων με βάση τη μεθοδολογία Coulomb για $\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$.

3. Παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης

Ως έργα αντιστήριξης ορίζονται οι κατασκευές, που συγκρατούν την υπάρχουσα εδαφική μάζα. Επιτρέπουν την διαμόρφωση απότομης αλλαγής στη στάθμη της γήινης επιφάνειας, με τέτοιο τρόπο ώστε το έδαφος μαζί με την κατασκευή να εμφανίζουν περιορισμένη μετακίνηση. Τέτοια έργα είναι οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι μορφής προβόλου, οι αγκυρωμένοι τοίχοι και η οπλισμένη γη, όπως επίσης, οι τοίχοι υπογείου, τα ακρόβαθρα γεφυρών, τα αυτοσταθή πετάσματα και οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι.

Οι κατασκευές αυτές βρίσκουν μεγάλη χρησιμότητα σε έργα εκσκαφής κάτω από την επιφάνεια της γης, όπως συμβαίνει κατά τη διάνοιξη συράγγων, καθώς επίσης σε έργα επιχώσεων για την ανύψωση της στάθμης της εδαφικής επιφάνειας, όπως στην περίπτωση κατασκευής λιμενικών έργων. Επιπλέον, αποτελούν τρόπο αντιμετώπισης των κατολισθητικών φαινομένων, με απώτερο σκοπό την εξασφάλιση της μακροχρόνιας ευστάθειας πρανών. Πιο συγκεκριμένα, ως κατολίσθηση ορίζεται η μετακίνηση εδαφικών ή βραχωδών μαζών, υπό την δράση της βαρύτητας, τόσο σε φυσικά πρανή, όσο και σε πρανή ορυγμάτων. Η εμφάνιση αυτού του φαινομένου οφείλεται στην περιορισμένη ευστάθεια πρανών έναντι στατικών και σεισμικών φορτίσεων. Τόσο γεωλογικοί όσο φυσικοί και ανθρωπογενείς παράγοντες, είναι υπαίτιοι για την αστοχία των πρανών.

Η κατασκευή των έργων αντιστήριξης απαιτεί τόσο την λεπτομερή μελέτη των δεδομένων του προβλήματος, όσο την επιλογή της πλέον κατάλληλης λύσης. Τα κυριότερα κριτήρια επιλογής του τύπου αντιστήριξης είναι η φύση του εδάφους, η παρουσία υπόγειου υδροφορέα, οι περιβαλλοντικές επιδράσεις, το κόστος κατασκευής και η μακροπρόθεσμη αντοχή και αισθητική. (Κανελλοπούλου, 2016)



Σχήμα 3.1: α) Τοίχοι βαρύτητας, β) Τοίχοι μορφής προβόλου, γ) Αγκυρωμένοι τοίχοι, δ) Οπλισμένη γη, στ) Ακρόβαθρα γεφυρών, ζ) Αυτοπαθή πετάσματα, η) Αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι (Κανελλοπούλου, 2016)

Το πρώτο είδος τοίχων αντιστήριξης αλλά και το πλέον παλιό και διαδεμένο είναι αυτό των τοίχων βαρύτητας. Οι τοίχοι βαρύτητας σχεδιάζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να ανθίστανται στις ενεργές ωθήσεις με το ίδιο το βάρος τους. Ο επιτυχής σχεδιασμός επιτυγχάνεται όταν οι ενεργές ωθήσεις δεν μπορούν να προκαλέσουν ολίσθηση κατά μήκος της επιφάνειας θεμελίωσης τους και όταν οι αναπτυσσόμενες ροπές δεν μπορούν να προκαλέσουν την ανατροπή τους. (Λουπασάκης,2015)

3.1 Τοίχοι βαρύτητας

Λιθοδομές και Ξερολιθιές

Είναι ικανοί να στηρίζουν πρηνή μικρού ύψους. Οι τοίχοι βαρύτητας αυτού του είδους πρακτικά αποτελούν τους αρχαιότερους τοίχους αντιστήριξης, οι οποίοι εξακολουθούν ακόμα και σήμερα να χρησιμοποιούνται σε αρκετές εφαρμογές αντιστήριξης πρηνών μικρού ύψους. Τα σημαντικότερα πλεονεκτήματά τους είναι: το μικρό κόστος λόγω της μεγάλης διαθεσιμότητας των δομικών υλικών, η ευκολία κατασκευής και επισκευής τους, η ανόχη τους σε μικρομετακινήσεις και παραμορφώσεις.



Εικόνα 3.1: Ξερολιθιά (περιοδικό ΟΙΚΟ της καθημερινής)

Άοπλος τοίχος βαρύτητας

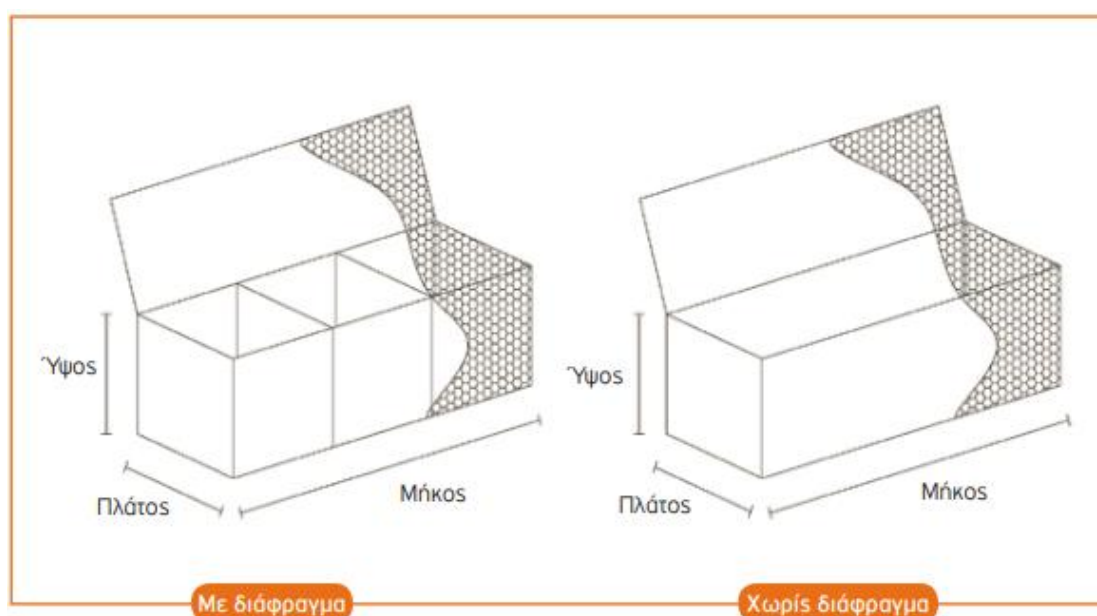
Είναι αντιοικονομικές κατασκευές για μεγάλα ύψη αντιστήριξης. Οι τοίχοι από άοπλο σκυρόδεμα αποτελούν την απλούστερη σύγχρονη κατασκευή αντιστήριξης και διέπονται από κάποιες βασικές αρχές διαστασιολόγησης. Αρχικά το πλάτος της στέψης του πρέπει να είναι το ελάχιστο 25 με 30 εκατοστά προκειμένου να διευκολύνεται η ορθή σκυροδέτηση τους. Έπειτα η επιφάνεια θεμελίωσης πρέπει να είναι το ελάχιστο 60 εκατοστά κάτω από την τελική επιφάνεια του εδάφους έτσι ώστε να είναι δυνατή η ανάπτυξη παθητικών ωθήσεων. Τέλος το πλάτος της βάσης τους χρειάζεται να είναι 0,5 έως 0,7 του ύψους τους, για τη διατήρηση του κέντρου βάρους τους χαμηλά.

Μερικώς οπλισμένες διατομές σκυροδέματος

Στις οποίες τοποθετείται οπλισμός μόνο κατά μήκος της εφελκυόμενης περιοχής, μειώνοντας το πάχος της διατομής

Συρματοκιβώτια

Που είναι οικονομικές κατασκευές αλλά για μικρά μέχρι μεσαία ύψη τοίχων. Οί τοίχοι αντιστήριξης από συρματοκιβώτια χαρακτηρίζονται από υψηλή ικανότητα αποστράγγισης, μεγάλη πλαστικότητα και παρουσιάζουν μεγάλη ανοχή σε μετακινήσεις. Τα συρματοκιβώτια ή σεραζανέτια είναι συρμάτινα κιβώτια κατασκευασμένα από πλέγμα τα οποία πληρώνονται με κροκάλες ή θραυστό υλικό. Για τον περιορισμό των παραμορφώσεων τους και τη διατήρηση του σχήματος τους στο εσωτερικό τους υπάρχουν συρμάτινα διαφράγματα. Τα διαφράγματα αυτά λειτουργούν ως αντιρήδες ενώ παράλληλα τα χωρίζουν και σε διαμερίσματα αποτρέποντας τη μετακίνηση των υλικών πλήρωσης. Το πλέγμα διαμορφώνεται εξαγωνικό χαλύβδινο διπλής πλέξης ως παραλληλεπίπεδα ενδεικτικού πλάτους 1 με 2 μέτρα και ύψους 0,5 με 1 μέτρο. Επίσης φέρουν και εγκάρσια διαφράγματα συνήθως ανά 1 μέτρο. Οι ακμές τους ενισχύονται με σύρμα μεγαλύτερης διαμέτρου από τη διάμετρο του σύρματος στο πλέγμα.

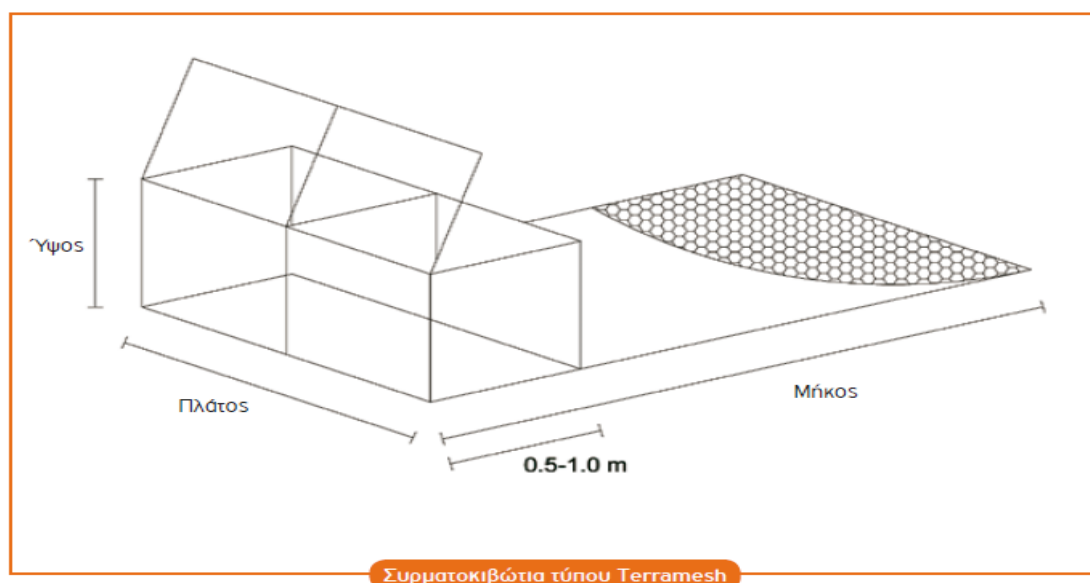


Εικόνα 3.2: Συρματοκιβώτια με διάφραγμα (αριστερά) και χωρίς διάφραγμα (δεξιά)
(www.panmetal.gr, 10/2/2020)

Επίσης είναι σημαντικό να αναφερθεί πως μπορούμε να οπλίσουμε το πρανές με συρματοκιβώτια με προεκτάσεις συρματοπλέγματος. Μετά τη λιθογόμωση του συρματοκιβωτίου επιχώνεται και εγκιβωτίζεται στο διαμορφούμενο πρανές η προέκταση του συρματοπλέγματος (λειτουργία οπλισμένης γης).

Όπως και τα άλλα συρματοκιβώτια έχουν μορφή παραλληλεπίπεδου, μήλου συνήθως 1 με 2 μέτρα και ύψους 0,5 με 1 μέτρο με διαφράγματα. Το μήκος της προέκτασης του συρματοπλέγματος κυμαίνεται από 3 μέχρι 7 μέτρα σύμφωνα με τα εκάστοτε καθορισμένα στοιχεία από την μελέτη. Το σύρμα του οπλισμού πρέπει να είναι

ενιαίο με το συρματοπλέγμα του κιβωτίου. Το σύρμα είναι από κράμα με επικάλυψη είτε από xPVC (αυτοσβενούμενο τροποποιημένο χλωριούχο πολυβινύλιο) είτε xPE (αυτοσβενούμενο τροποποιημένο πολυαιθυλαίνιο) με πάχος επικάλυψης 0,5 χιλιοστά.



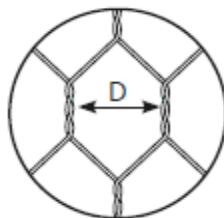
Εικόνα 3.3: Συρματοκιβώτια με προέκταση (www.panmetal.gr, 10/2/2020)

Στη συνέχεια θα αναφερθούν συγκεκριμένα χαρακτηριστικά για τα υλικά που χρησιμοποιούνται στα συρματοκιβώτια. Αρχικά οι διαστάσεις των βρόγχων πλέξης του συρματοπλέγματος παρουσιάζονται στον πίνακα.

Πίνακας 3.1: Τεχνικά χαρακτηριστικά συρματοκιβωτίων

Πεδίο εφαρμογής	Βρόγχος D(mm)	Διάμετρος (mm)	Ανοχές
Συρματοκιβώτια ύψους 0,5 έως 1m	60 (6x8)	2.7	$\pm 0.06mm$
	80 (8x10)	3	$\pm 0.07mm$
Συρματοκιβώτια με προεκτάσεις ύψους 0,5 έως 1m	60 (6x8)	2.7	$\pm 0.06mm$
	80 (8x10)	3	$\pm 0.06mm$

ΟΗ διάμετρος D είναι η απόσταση δύο συστροφών στο βρόγχο του πλέγματος όπως φαίνεται στην εικόνα.



Εικόνα 3.4: Βρόγχος πλέγματος (panmetalsaci)

Σημαντικό είναι να αναφερθεί πως για την αντιδιαβρωτική προστασία των συρμάτων χρησιμοποιείται κάποιου είδους επικάλυψη. Η επικάλυψη αυτή μπορεί να γίνει με ψευδάργυρο. Γαλβάνισμα με ψευδάργυρο καθαρότητας 99%. Η πρόσφυση της επίστρωσης μπορεί να ελεγχθεί εμπειρικά με τύλιξη έξι σπειρών σύρματος σε άξονα τετραπλάσιας διαμέτρου από την διατομή του. Η επίστρωση δεν πρέπει να θραύεται

ή να αποφλειώνεται όταν υποβληθεί σε τριβή με γυμνό χέρι. Οι απαιτούμενες ελάχιστες ποσότητες ψευδαργύρου έχουν ως εξής.

Πίνακας 3.1: Ποσότητα ψευδαργύρου

Ø Σύρματος (mm)	2.2	2.7	3	3.4	3.9
Ποσότητα Zn (gr/m ³ επιφανείας)	230	260	275	275	290

Η επικάλυψη δύναται να γίνει και με γαλβάνισμα ψευδαργύρου 95% και αλουμινίου 5%. Η πρόσφυση της επίστρωσης μπορεί να ελεγχθεί ως ανωτέρω. Οι απαιτούμενες ελάχιστες ποσότητες επίστρωσης δίνονται στον πίνακα.

Πίνακας 3.2: Ποσότητα κράματος

ØΣύρματος (mm)	2.2	2.7	3	3.4	3.9
Ποσότητα κράματος Zn (gr/m ³ επιφάνειας)	240	245	255	265	275

Για περαιτέρω προστασία το γαλβανισμένο σύρμα μπορεί να επικαλυφθεί με πολυμερές.

Τα συρματοκιβώτια συρράπτονται μεταξύ τους σε όλες τις επιφάνειες επαφής ώστε να αποτελούν ένα συνεχές σύνολο. Η ραφή τους γίνεται με δαχτυλίους από γαλβανισμένο σύρμα διαμέτρου 3 χιλιοστών τουλάχιστον και εφελκυστικής αντοχής 1700 N/mm.

Το τελευταίο αλλά και το πιο σημαντικό είναι οι λήθοι πλήρωσης των φατνών των συρματοκιβωτίων των οποίων η διαβάθμιση εξαρτάται από τη ταχύτητα ροής.

Πίνακας 3.3: Διαστάσεις υλικού πλήρωσης συρματοκιβωτίων

Πεδίο εφαρμογής	Ύψος συρματοκιβωτίου (m)	Διάσταση λίθου		Κρίσιμη ταχύτητα (m/sec)	Οριακή ταχύτητα (m/sec)
		Διάμετρος (mm)	d50 (mm)		
Συρματοκιβώτιο	0.5 και 1	100-200	150	5.8	7.6
		120-250	190	6.4	8

Κρίσιμη ταχύτητα είναι η μέγιστη ταχύτητα κατά την οποία η κατασκευή θα παραμείνει ευσταθής χωρίς να μετακινηθούν οι λίθοι πληρώσεως.

Οριακή ταχύτητα είναι η μέγιστη ταχύτητα η οποία μπορεί να γίνει αποδεκτή από την κατασκευή, δεχόμενοι και σχετικές μετακινήσεις των λίθων. Το υλικό λιθοπλήρωσης των φατνών είναι ασβεστολιθικής προέλευσης, απαλλαγμένο από αργλικές προσμίξεις, έντριπτα και σαθρά υλικά. Η απώλεια βάρους κατά τη δοκιμή σε κρούση θα πρέπει να είναι μικρότερη από 30% ενώ η απορροφητικότητα σε νερό το πολύ 2%. (www.panmetal.gr, 10/2/2020)



Εικόνα 3.4: Τοίχος αντιστήριξης με συρματοκιβώτια (www.koumoulos.com, 10/2/2020)

Οπλισμένες γαίες

Η παρούσα διπλωματική πέρα από τον πασσαλότοιχο πραγματεύεται και την αντικατάσταση του με οπλισμένη γη. Πρόκειται για μία από τις πλέον πρόσφατες μεθόδους αντιστήριξης, η οποία συγκντρώνει το ενδιαφέρον πολλών ερευνητών σε παγκόσμια κλίμακα σήμερα. Οι βασικές αρχές όπλισης των εδαφών έχουν κατανοηθεί, η έρευνα όμως συνεχίζεται. Σύμφωνα με το νεώτερο κριτήριο κατάταξης των αντιστηρίξεων η οπλισμένη γη αποτελεί κλασσικό εκπρόσωπο των εσωτερικώς σταθεροποιούμενων συστημάτων αντιστήριξης, στα οποία η εδαφική μάζα επιμερίζεται έτσι ώστε κάθε τμήμα της να αντιστηρίζεται από ένα τοπικού χαρακτήρα στοιχείο ενίσχυσης, τον οπλισμό. Ως μηχανισμός διαφέρει σημαντικά των συμβατικών τοίχων βαρύτητας, αν και μοιάζει στους κυψελωτούς τοίχους.

Τα ιδιαιτέρως ελκυστικά χαρακτηριστικά της οπλισμένης γης είναι τα ακόλουθα:

- το γεωυλικό της επίχωσης μπορεί να επιλεγεί, η πυκνότητα του δεν μπορεί να ελεγχθεί
- η αποστράγγιση θεωρείται δεδομένη και είναι εύκολα μορφούμενη
- σημαντική είναι η ευκαμψία του συστήματος, ώστε να υφίσταται ακινδύνως διαφορικές καθιζήσεις και πλευρικές παραμορφώσεις
- απαιτείται ο ελάχιστος δυνατός χώρος για την υλοποίηση του οπλισμένου πρίσματος συγκριτικά με άλλες τεχνικές
- είναι οικονομικότερη ως αντιστήριξη σε σύγκριση με συμβατικές τεχνολογίες
- εύκολη και ταχύτατη τεχνική χωρίς ιδιαίτερες απαιτήσεις εξειδίκευσης

- τα βασικά δομικά της στοιχεία είναι προκατασκευασμένα παρέχοντας έτσι υψηλή ποιότητα
- ανεξαρτήτως ύψους της εδαφοκατασκευής παρέχεται ευστάθεια σε όλες τις φάσεις υλοποίησης
- ανταποκρίνονται ευνοϊκότερα στην σεισμική δράση και γενικώς σε δυναμικές συνθήκες συγκριτικώς με τις συμβατικές τεχνολογίες, λόγω ευκαμψίας και δυνατότητας απορρόφησης των κραδασμών
- υψηλή αισθητική, όχι απαραίτητως επίπεδη μορφή κατά το μήκος

Αρχή της μεθόδου:

Η αρχή στην οποία εδράζεται η οπλισμένη γη προκύπτει από την τριπτικού χαρακτήρα αλληλεπίδραση μεταξύ των συνήθως οριζοντίων ενθέτων οπλισμών και του κοκκώδους γεωυλικού που μορφώνει την επίχωση κατά οριζόντιες ισοπαχείς στρώσεις, δηλαδή δύο υλικών τα οποία έχουν διαφορετικό μέτρο παραμόρφωσης. Εάν λοιπόν σε ένα πρίσμα οπλισμένης γης επιβληθεί ένα κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο, θα προκληθούν κατακόρυφες και πλευρικές παραμορφώσεις στο γεωυλικό μέσω των οποίων θα μεταβιβασθεί το προκύπτον εφελκυστικό φορτίο στον οπλισμό. Τα κύρια δομικά στοιχεία της οπλισμένης γης είναι η συμπυκνωμένη επίχωση, ο οπλισμός και το γνωστό ως «δέρμα» (πρόσοψη). Ο οπλισμός τοποθετείται σταδιακά κατά την μόρφωση της επίχωσης σε οριζόντιες στρώσεις και συνδέονται με το δέρμα. Η χρήση γεωυλικών τα οποία εναποτίθενται και συμπυκνώνονται κατά στρώσεις συνεπάγεται βέβαιως συνιζήσεις της ούτω η άλλως μορφούμενης γεώμαζας λόγω του σταδιακώς αναπτυσσόμενου γεωστατικού πεδίου τάσεων. Οι συνιζήσεις αυτές συμπαρασύρουν όμως τον οπλισμό. Η τεχνική κατασκευής της οπλισμένης γης θα πρέπει λοιπόν να οδηγεί σε ένα μόρφωμα το οποίο βαθμιαία θα προσαρμόζεται στις νέες συνθήκες εσωτερικής ισοροπίας, άλλως η επιτελεστικότητα της εδαφοκατασκευής τίθεται σε κίνδυνο. Οι τρεις εν χρήσει τεχνικές κατασκευής που αντιμετωπίζουν επιτυχώς το παραπάνω ζήτημα είναι γνωστές ως: φουσαρμόνικα, τηλεσκοπική, ολίσθησης. Η μέθοδος της φουσαρμόνικας που αναπτύχθηκε από τον Vidal το 1966 χρησιμοποιεί το εύκαμπτο μεταλλικό δέρμα για να απορροφήσει την διαφορική καθίζηση μεταξύ των στρώσεων γεωυλικού επίχωσης. Η τηλεσκοπική μέθοδος αναπτύχθηκε επίσης από τον Vidal το 1978 και συνίσταται στην χρήση σταυροειδούς μορφής επίπεδων πανέλων από σκυρόδεμα που συνθέτουν το δέρμα. Τα πανέλα αυτά αρχικώς, κατά την τοποθέτησή τους, δεν βρίσκονται σε απ' ευθείας επαφή μεταξύ τους αλλά απέχουν κατά το πάχος ενός αρμού το οποίο αντικατοπτρίζει την αναμενόμενη συνιζήση της επίχωσης (5-15mm), η δε μη επαφή των πανέλων εξασφαλίζεται με την ενσωμάτωση λωριδωτών σφικκτήρων. Τα πανέλα έχουν επιφάνεια από 1 έως 4m² και πάχος 150 έως 250mm, τα δε υψομετρικώς κατώτερα εδράζονται σε μικρού πλάτους γραμμικό θεμέλιο από επί τόπου εγχυόμενο σκυρόδεμα. Η διαδικασία υλοποίησης της τηλεσκοπικής μεθόδου περιγράφεται λεπτομερειακά από τον Jones (1985). Τέλος, η μέθοδος της ολίσθησης επιτρέπει στα μεταλλικά ελάσματα να ολισθαίνουν κατακορύφως σε σχέση με το μέτωπο τη βοήθεια κατακόρυφων αξόνων ενσωματωμένων καταλλήλως στα μεταλλικά ή εκ σκυροδέματος στοιχεία της πρόσοψης.

Η όλη διαδικασία υλοποίησης της οπλισμένης γης είναι γενικώς απλή, εύκολη και ταχεία (40-200 m²/ημ), αλλά και παντός καιρού, καθώς ένας αντίστοιχος τοίχος βαρύτητας από σκυρόδεμα θα απαιτούσε τουλάχιστον τριπλάσιο χρόνο εργασίας. Η μόνη φάση που απαιτεί προσοχή είναι εκείνης της συμπύκνωσης: το μηχάνημα θα πρέπει να απέχει τουλάχιστον 2m από το μέτωπο προκειμένου να αποφευχθούν μετακινήσεις πανέλων. Η συμπύκνωση στην ζώνη αυτή γίνεται με φορητά μηχανήματα μικρού μεγέθους (δονητικές πλάκες βάρους μικρότερου του 1KN). Στην υπόλοιπη επίχωση η συμπύκνωση προτιμητέον είναι να γίνεται με ελαφρά δονητικά μηχανήματα σε υγρασία ελαφρώς κατώτερη της βέλτιστης. Εννοείται ότι κατά την τοποθέτηση των οπλισμών στην συμπυκνούμενη στρώση της επίχωσης απαγορεύεται η κίνηση παντός οχήματος επάνω σε αυτή. Εν πάση περιπτώσει είναι ενδεχόμενο κατά τις φάσεις κατασκευής με την τηλεσκοπική μέθοδο να προκύψουν μικροεπικλίσεις του μετώπου. Προς τούτο συνηθίζεται να δίδεται εξ' αρχής επίκληση προς τα έσω μεταξύ 1:20 και 1:40.

Γεωσυνθετικά

Τα γεωσυνθετικά υλικά προς χρήση στις γεωτεχνικές κατασκευές είναι τεχνητά υλικά τα οποία συντίθεται από φυτικές ή συνθετικές ίνες διευθετημένες σε τρόπο ώστε να προκύπτει ένα δισδιάστατο πλέγμα (η μία διάσταση είναι πολύ μικρότερη των άλλων δύο). Το πλέγμα είναι κατά κανόνα εύκαμπτο, εκτατό, διαπερατό (γεωφασμα, γεωπλέγμα) έως πρακτικώς αδιαπέρατο. Ως φυτικές ίνες νοούνται οι χρονικώς βιοαποδομούμενες όπως το βαμβάκι, ο ινδικός κάνναβις, τα αποξέσματα ξύλου, οι ταινίες χάρτου κλπ, τα δε εξ' αυτών προερχόμενα πλέγματα χρησιμοποιούνται σε ειδικές περιπτώσεις λόγου χάρη στην μακροχρόνια αντιδιαβρωτική προστασία εδαφών μέχρι την ανάπτυξη βλάστησης. Οι συνθετικές ίνες είναι σχεδόν κατά αποκλειστικότητα πολυμερικές, κυρίως από πολυπροπυλένιο και πολυεστέρα, κατά περίπτωσιν δε από πολυ αιθυλένιο ή πολυαμίδιο. Οι βασικές ρητινές συνήθως εμπλουτίζονται με διάφορα πρόσμικτα και μορφώνονται σε ίνες από τις οποίες προκύπτουν τελικώς τα υφαντά γεωϋφάσματα (με αλληλοδιασταύρωση δύο ομάδων ινών), τα μη υφαντά γεωϋφάσματα (ίνες εμπλεκόμενες ακανόνιστα με δεσμούς μηχανικής, χημικής ή θερμικής φύσεως), τα γεωπλέγματα (συνήθως με διάτρηση μίας παχείας γεωμεμβράνης στις κορυφές ορθογωνικού καννάβου και εν συνεχεία εν ψυχρώ έλαση μέσω διέλευσης από μία σειρά περιστρεφόμενων τυμπάνων) και οι γεωμεμβράνες (η θερμοπλαστική μάζα του πολυμερούς μορφώνεται σε φύλλο είτε με πίεση δια μέσου κενού, είτε με βαφή και εμποτισμό επάνω στο πλέγμα ινών). Τα γεωδίκτυα αποτελούν ειδική περίπτωση γεωπλεγμάτων για χρήση αποκλειστικώς στην στράγγιση μέσα από το σώμα των, ενώ τα γεωσύνθετα είναι υβριδικά υλικά που συνίστανται από καταλλήλως συνδυαζόμενα γεωϋφάσματα, γεωπλέγματα, γεωδίκτυα και γεωμεμβράνες σε φυλλοειδή ή συνθετότερη δομή.

Όπως σημειώθηκε στα προηγούμενα τα γεωσυνθετικά πολυμερικά υλικά χρησιμεύουν στην μηχανική ενίσχυση μίας μάζας από γεωϋλικά και τον διαχωρισμό στρώσεων γεωϋλικών, αλλά και το φιλτράρισμα των, την απόστράγγιση έως και την στεγανοποίηση εδαφοκατασκευών. Κατά συνέπεια, η επιλογή ενός συγκεκριμένου τύπου γεωσυνθετικού θα πρέπει κατά αρχήν να εστιάζεται στην επιδιωκόμενη πρωτογενή λειτουργία και επιτελεστικότητά του κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου στο οποίο ενσωματώνεται. Πέραν όμως τούτου, κάθε τύπος γεωσυνθετικού εκπροσωπείται στην αγορά από πληθώρα εναλλακτικών διατάξεων που παράγονται

από διαφόρους ανά εμπειρία του Γεωτεχνικού Μηχανικού προκειμένου το τελικό προϊόν της σύζευξης γεωδλικών και γεωσυνθετικών να χαρακτηρίζεται από ασφάλεια, λειτουργικότητα και οικονομία. Κατά τον Koerner (1991) η επιλογή ενός γεωσυνθετικού μπορεί κατ' αρχήν να βασισθεί στην ακόλουθη σύσταση:

	Διαχωρισμός	Ενίσχυση	Φιλτράρισμα	Στράγγιση	Στεγάνωση
Γεωϋφασμα	P ή S	P ή S	P ή S	P ή S	n/a
Γεωπλέγμα	S	P	n/a	n/a	n/a
Γεωδίκτυο	S	n/a	n/a	P	n/a
Γεωμεμβράνη	S	n/a	n/a	n/a	P
Γεωσύνθετο	P ή S	P ή S	P ή S	P ή S	P ή S

Όπου P: πρωτογενής λειτουργία, S: δευτερογενής λειτουργία, n/a: μη εφαρμόσιμο

Παρατηρείται ότι, με εξαίρεση τα γεωϋφάσματα και τα γεωσύνθετα, κάθε ένας από τους υπόλοιπους τρεις τύπους γεωσυνθετικών έχει προκαθορισμένη λειτουργία: τα γεωπλέγματα την ενίσχυση, τα γεωδίκτυα την στράγγιση και οι γεωμεμβράνες την στεγάνωση. Τα γεωϋφάσματα μπορούν να ικανοποιήσουν τις τέσσερις από τις ως άνω πέντε λειτουργίες, αν και θεωρούνται καταλληλότερα για τον διαχωρισμό και το φιλτράρισμα. Τα γεωσύνθετα τέλος μπορούν να μορφωθούν καταλλήλως προκειμένου να εξυπηρετήσουν ταυτοχρόνως περισσότερες από μία λειτουργίες.

Βασιζόμενες στα άνω ο Koerner (1984) εισήγαγε την έννοια «σχεδιασμός κατά λειτουργία» υποστηρίζει ότι κάθε γεωσυνθετικό θα πρέπει να χαρακτηρίζεται από έναν κατάλληλο συντελεστή ασφαλείας (FS) κατά την σχέση:

$$FS = \frac{\text{επιτρεπόμενη ιδιότητα}}{\text{επιδιωκόμενη ιδιότητα}}$$

Όπου η τιμή της επιτρεπόμενης ιδιότητας προκύπτει από αντιπροσωπευτικές δοκιμές επιτελεστικότητας, ενώ η επιδιωκόμενη ιδιότητα προσδιορίζεται από κατάλληλα προσομοιώματα σχεδιασμού. Σημειώνεται ότι παγκοσμίως τιμές ελαχίστων συντελεστών ασφαλείας δεν έχουν θεσμοθετηθεί. (Κωστόπουλος, 2008)

3.2 Τοίχοι πρόβολοι ή τοίχοι ανεστραμένου T

Μια άλλη κατηγορία τοίχων αντιστήριξης είναι οι τοίχοι πρόβολοι ή τοίχοι ανεστραμένου T ή L. Οι τοίχοι αυτοί είναι ελαφροί από ισχυρά οπλισμένο σκυρόδεμα. Αποτελούνται από μια κατακόρυφη και μια οριζόντια πλάκα. Η κατακόρυφη πλάκα παραλαμβάνει τις ωθήσεις και μέσω των ροπών που αναπτύσσονται στην πάκτωση της με την οριζόντια πλάκα τις μεταβιβάζει σε αυτή. Μέσω της διαδικασίας αυτής οι ωθήσεις ανάγονται σε κατακόρυφες φορτίσεις και μεταφέρονται μέσω της θεμελίωσης στο έδαφος. Το έλλειμα βάρους του τοίχου αντισταθμίζεται από το βάρος που προσθέτουν τα εδαφικά υλικά πλήρωσης που υπέρκεινται της θεμελίωσης του τοίχου. Πρακτικά, ως μάζα του τοίχου λογίζεται ο σκυροδετημένος φορέας μαζί με το υλικό πλήρωσης που βρίσκεται πίσω από αυτόν αλλά και πάνω από τη θεμελίωση του.



Εικόνα 3.5: Τοίχος αντιστήριξης ανεστραμένου T (Σταθοπούλου, 2005)

Υπάρχει η δυνατότητα σχεδίασης προβόλων στην εσωτερική πλευρά του τοίχου οι οποίοι αυξάνουν τις κατακόρυφες φορτίσεις και μειώνουν τον κίνδυνο ανατροπής του τοίχου και κατά συνέπεια επιτρέπουν τον οικονομικό σχεδιασμό του.

Παρόμοιοι με τους τοίχους ανεστραμένου T είναι οι αντηριδατοί τοίχοι οι οποίοι φέρουν αντηρίδες στη εξωτερική παρειά τους. Οι αντηρίδες μειώνουν τις διατμητικές τάσεις που ασκούνται στο σώμα του τοίχου και τις καμπτικές ροπές. Με τον τρόπο αυτό κατασκευάζονται τοίχοι μεγαλύτερου ύψους με μειωμένες διατομές και ελαφρύτερο οπλισμό. (Σταθοπούλου, 2005)

Τοίχοι με αντηρίδες

Οι τοίχοι αντιστήριξης με αντηρίδες κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανά τακτά χρονικά διαστήματα έχουν λεπτές κατακόρυφες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος (αντηρίδες). Σκοπός των αντηρίδων είναι η μείωση των καμπτικών ροπών αλλά και της διάτμησης. (Αναστασοπούλου, 2018)



Εικόνα 3.6: Τοίχος αντιστήριξης με αντηρίδες (Αναστασοπούλου, 2018)

3.3 Διαφραγματικοί τοίχοι

Οι διαφραγματικοί τοίχοι είναι λεπτές δύσκαμπτες κατασκευές από υλικά υψηλής διατμητικής αντοχής οι οποίοι σχεδιάζονται έτσι ώστε να μεταβιβάζουν τις ενεργές ωθήσεις στους σχηματισμούς που εκτείνονται κάτω από το δάπεδο του πρανούς ή τη στάθμη της εκσκαφής. Οι σχηματισμοί αυτοί ασκούν ισχυρές παθητικές ωθήσεις στο εμπηγμένο τμήμα των τοίχων με την ενεργοποίηση της διατρητικής αντοχής τους. Για την οικονομικότερη και ασφαλέστερη σχεδίαση τους υπάρχει η δυνατότητα εγκατάστασης αγκυρίων ή αντηρίδων στο μη πακτωμένο τμήμα τους για τη μετρίαση των απαιτούμενων παθητικών ωθήσεων. Ανάλογα με τη χρήση ή μη επιπρόσθετων στηρίξεων διακρίνονται σε διαφράγματα με ελεύθερο ή μη άκρο. Οι διαφραγματικοί τοίχοι διακρίνονται σε πασσαλοσανίδες, οπλισμένα έγχυτα διαφράγματα και σε τοίχους τύπου Βερολίνου. (Λουπασάκης, 2015)

Πασσαλοσανίδες

Οι τοίχοι από πασσαλοσανίδες αποτελούνται από χαλύβδινα φύλλα που αλληλοκλειδώνονται ή από πλαίσια ξυλείας που εμπειγνύονται στο έδαφος διαμορφώνοντας ένα συνεχές πέτασμα φύλλων. Κάθε κατασκευαστική εταιρεία παράγει ειδικές διατάξεις όπως γωνίες, διακλαδώσεις και σταυροειδείς σωρούς προκειμένου να ταιριάζει στην διάταξη των πασσάλων που έχει επιλογεί για το εκάστοτε έργο. Αυτά μπορούν να σχηματίζονται από σωρούς που κάμπτονται κατά μήκος με συγκόλληση ή ύλωση. Η τοποθέτηση τους γίνεται σε σειρά στο επιθυμητό βάθος κατά μήκος της περιμέτρου της εκσκαφής ή της δημιουργίας τεχνικών έργων από σκυρόδεμα μέσα σε νερό. Οι πασσαλοσανίδες είναι τοποθετημένες έτσι ώστε να σχηματίζουν έναν τοίχο προστασίας στις ωθήσεις του εδάφους με μόνιμη ή προσωρινή αντιστήριξη με μειωμένη εισροή υπόγειων υδάτων. Η σχεδίαση τους γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να μην φθείρονται από τα έντονα καιρικά φαινόμενα και να αντέχουν για μεγάλα χρονικά διαστήματα. Η εγκατάσταση τους πραγματοποιείται με τη διαδοχική έμπηξη των επιμέρους σανίδων με ειδικές σφύρες. Η γωνιώδης μορφή των επιμέρους διατομών τους εξασφαλίζει δυσκαμψία. Κάθε

φύλλο «κλειδώνει» με το επόμενο χάρη στο ειδικό κλείδωμα τους. Χρησιμοποιούνται κυρίως στη προσωρινή αντιστήριξη πρανών. (Αναστασοπούλου, 2018)



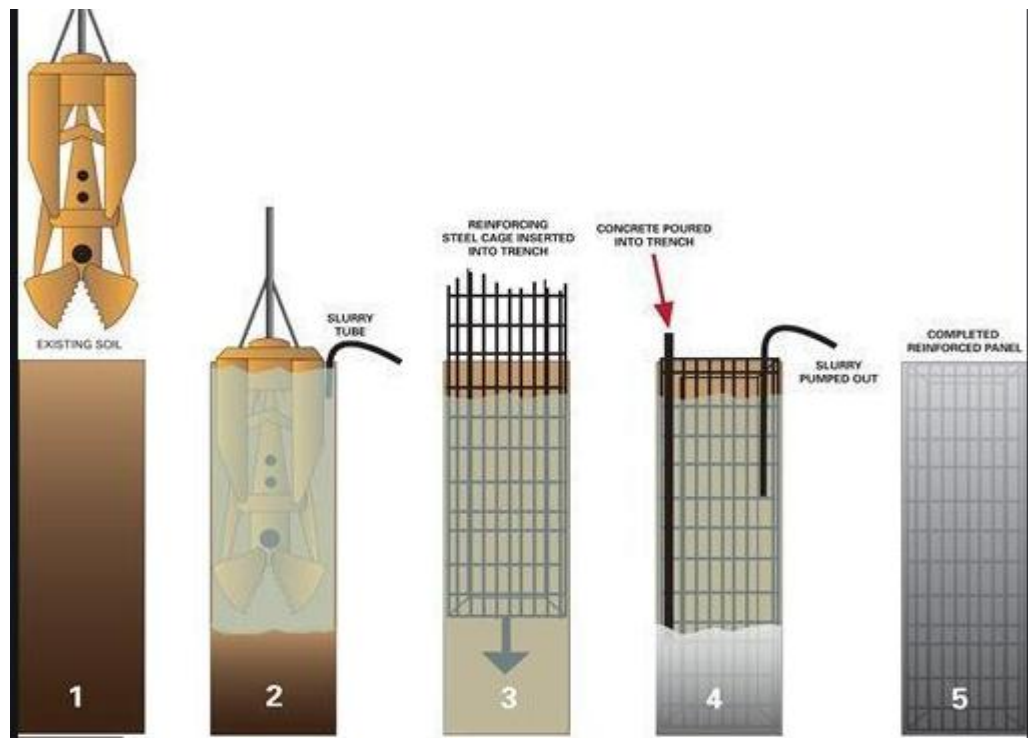
Εικόνα 3.7: Χρήση πασσαλοσανίδων για στεγάνωση του εργοταξίου
(Αναστασοπούλου, 2018)

Έγχυτοι διαφραγματικοί τοίχοι

Οι εφαρμογές των διαφραγματικών τοίχων και διακρίνονται σε δομικές και μη δοκιμές. Δοκιμές χαρακτηρίζονται οι εφαρμογές στις οποίες οι διαφραγματικοί τοίχοι οπλίζονται, σκυροδετούνται και τελικά ενσωματώνονται σε μία δομική κατασκευή. Αντίθετα μη δομικές χαρακτηρίζονται οι εφαρμογές στις οποίες οι τελικοί διαφραγματικοί τοίχοι δεν μπορούν να φέρουν φορτία. Οι συγκεκριμένοι τοίχοι στην πλειονότητα των περιπτώσεων έχουν σκοπό την διακοπή της υδραυλικής επικοινωνίας των σχηματισμών.

Έχουμε δύο τεχνικές κατασκευής που ορίζουν και τον σκοπό του έργου. Η πρώτη είναι η τεχνική διάνοιξης τάφρων οι οποίες πληρώνονται με άοπλο σκυρόδεμα είναι επομένως μη δομικές και αποσκοπούν στη διακοπή της υδραυλικής επικοινωνίας των σχηματισμών. Είναι σημαντική η διασφάλιση της ευστάθειας των τοιχωμάτων μέχρι την έγχυση του άοπλου σκυροδέματος.

Η άλλη τεχνική είναι η μέθοδος κατασκευής Panel. Αυτή η τεχνική μας δίνει την δυνατότητα να οπλίσουμε το σκυρόδεμα και επομένως ο τοίχος ενσωματώνεται στη τελική κατασκευή. Σύμφωνα με αυτή τη μέθοδο κατασκευάζονται κατά μήκος ενός οδηγού εναλλασόμενες εκσκαφές οι οποίες σκυροδετούνται εναλλάξ, με οπλισμό, μέχρι την ολοκλήρωση του διαφράγματος. Η προσωρινή στήριξη της εκσκαφής γίνεται με πολφό. Για τον λόγο αυτό πλησίον της εκσκαφής δημιουργούνται δεξαμενές για την ανακύκλωση του πολφού που συνήθως είναι μπεντονίτης. Για την εκσκαφή των τάφρων χρησιμοποιούνται είτε αρπάγες, είτε ειδικοί μύλοι. Τα συγκεκριμένα μέσα επιτρέπουν την εκσκαφή σε μεγάλα βάθη. Η μέθοδος αυτή, όπως ειπώθηκε είναι δομική και μπορεί να χρησιμοποιηθεί όταν κοντά στην τάφρο υπάρχουν κατασκευές που επιβάλλουν φορτίσεις. Ακόμα είναι μια μέθοδος χρήσιμη αφού γίνεται να εφαρμοστεί σε ασταθείς σχηματισμούς. (Λουπασάκης, 2015)



Εικόνα 3.8: Στάδια κατασκευής πάνελ (φωτογραφία από twitter:Victor Yepes)

3.4 Τοίχοι τύπου Βερολίνου

Οι τοίχοι τύπου «Βερολίνου» είναι εύκαμπτο σύστημα, κυρίως προσωρινής αντιστήριξης βαθιών εκσκαφών με κατακόρυφα πρηνή. Το σύστημα αποτελείται από τα εξής στοιχεία:

1. Κατακόρυφες νευρώσεις, σε απόσταση, της τάξεως των δύο μέτρων που εκτείνονται από την στέψη του κατακόρυφου πρηνούς έως μερικά μέτρα χαμηλότερα από το τελικό δάπεδο της εκσκαφής. Οι νευρώσεις κατασκευάζονται πριν την έναρξη της κύριας εκσκαφής και μπορεί να είναι:
 - Πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα δια εκσκαφής
 - Χαλύβδινα στοιχεία, συνήθως διατομές HEB ή δύο UPN, τοποθετημένες πλάτη με πλάτη σε απόσταση μερικών εκατοστών με εγκάρσιους συνδέσμους, ώστε να αποτελούν ένα φορέα. Τα χαλύβδινα στοιχεία συνήθως τοποθετούνται εντός προδιατρημένης οπής, η οποία εν συνεχεία πληρούται με ισχύ κόνιαμα από τσιμέντο και άμμο, ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις (σε διατομές HEB), εμπίγονται στο έδαφος με δόνηση και κρούση.
2. Σανίδωμα (πέτσωμα) μεταξύ των νευρώσεων, το οποίο κατασκευάζεται σε φάσεις κατά τη διάρκεια και με την πρόοδο της εκσκαφής. Το «πέτσωμα» συνήθως αποτελείται από εκτοξευμένο σκυρόδεμα και ενίοτε έγχυτο οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε περιπτώσεις νευρώσεων από χαλύβδινες διατομές HEB, το «πέτσωμα» μπορεί να αποτελείται και από ξύλινες δοκούς που τοποθετούνται μεταξύ δύο γειτονικών νευρώσεων και στηρίζονται στην αύλακα που δημιουργείται μεταξύ του κορμιού και των πελμάτων της

διατομής ΗΕΒ. Η στατική λειτουργία του «πετσώματος» είναι να μεταφέρει τις ωθήσεις γαιών στις εκατέρωθεν νευρώσεις.

3. Σύστημα ανάληψης των πρακτικώς οριζόντιων φορτίων των νευρώσεων. Το σύστημα αυτό αποτελείται είτε από προεντεταμένες αγκυρώσεις, με κεφαλές εδραζόμενες επί των νευρώσεων είτε από οριζόντιες αντηρίδες που εδράζονται στις νευρώσεις και συνδέουν δύο απέναντι τοίχους αντιστήριξης. Σε περιπτώσεις εκσκαφών μικρού βάθους, αντιστηριζόμενες κυρίως με εμπηγμένες νευρώσεις από ΗΕΒ και πέτσωμα από ξύλινες δοκούς, οι νευρώσεις μπορεί να λειτουργούν ως πρόβολοι. (Αναστασοπούλου, 2018)



Εικόνα 3.9: Τοίχος τύπου Βερολίνου (Αναστασοπούλου, 2018)

3.5 Πασσαλότοιχοι

Γενικά ως πάσσαλος ορίζεται μια μακρόστενη δύσκαμπτη κατασκευή, από ξύλο ή μπετό μέταλλο ή άλλα υλικά, η οποία λόγω του σχήματος και της στατικής λειτουργίας της, αντιστηρίζει και θεμελιώνει οποιοδήποτε φρέαρ στο οποίο θα χρησιμοποιηθεί (π.χ. οικοδομές με την έννοια του θεμελίου, τοίχου αντιστήριξης, φράχτες). Ο πάσσαλος ως μέλος ενός τοίχου αντιστήριξης αναπτύσσει μεταξύ του ίδιου και του εδάφους δράσεις τριβής και αντιδράσεις αιχμής.

Η τριβή αναπτύσσεται καθ' όλη την περιμετρικά εξωτερική του επιφάνεια, η οποία βρίσκεται εν επαφή στο έδαφος. Οι αντιδράσεις αιχμής αναπτύσσονται στην βάση του και δημιουργούνται από φορτία ίδιου βάρους και επιπροσθέτων φορτίων. Με κριτήριο την διαφορά του ορίου κατά το οποίο οι δράσεις αυτές αναπτύσσονται, οι πάσσαλοι κατηγοριοποιούνται στους:

- Πασσάλους αιχμής
- Πασσάλους τριβής

Ειδικότερα όταν σε έναν πάσσαλο υπερισχύουν οι αντιδράσεις τριβής, ο πάσσαλος θεωρείται τριβής. Όταν υπερισχύουν οι αντιδράσεις αιχμής, ο πάσσαλος θεωρείται

αιχμής. Εκείνο που θα κρίνει το είδος στο οποίο θα ενταχθεί ο πάσσαλος είναι τα χαρακτηριστικά του εδάφους στο οποίο θα εμπεχθεί ή θα κατασκευαστεί. Όταν το έδαφος είναι ομοιογενές, τότε οι αντιδράσεις που αναπτύσσονται είναι κυρίως αντιδράσεις τριβής. Αντίθετα όταν το έδαφος είναι μη συνεκτικό και ανομοιογενές οι αντιδράσεις που αναπτύσσονται είναι κυρίως αιχμής.

Οι πάσσαλοι μπορούν να ταξινομηθούν σύμφωνα με: (Σπηλιωτοπούλου et. al.,2016)

- Τη μέθοδο εγκατάστασης τους:
 - Πάσσαλοι έμπηξης
 - Έγχυτοι πάσσαλοι (φρεατοπάσσαλοι)
- Το είδος του υλικού τους:
 - Ξύλινοι
 - Χαλύβδινοι
 - Από σκυρόδεμα προκατασκευασμένοι ή έγχυτοι επί τόπου, μονοκόμματοι ή σύνθετοι
- Το είδος του συστήματος εγκατάστασης τους:
 - Πασσαλομπήκτης δονητικός
 - Πασσαλομπηχτής περιστροφικός με αφαίρεση εδάφους
 - Διατρητικός Κριός
- Το μέγεθος τους:
 - Έγχυτοι μικρής διαμέτρου
 - Έγχυτοι μεγάλης διαμέτρου
 - Ριζοπάσσαλοι
 - Μικροπάσσαλοι
- Τις επιδράσεις κατά την τοποθέτηση:
 - Εκτόπισης υλικού
 - Αντικατάστασης υλικού
- Τον τρόπο που εξασφαλίζουν την ικανότητα ανάληψης φορτίου:
 - Πάσσαλοι αιχμής
 - Πάσσαλοι τριβής
 - Εφελκούμενοι πάσσαλοι
 - Κεκλιμένοι πάσσαλοι
 - Πάσσαλοι βελτίωσης χαρακτηριστικών εδάφους



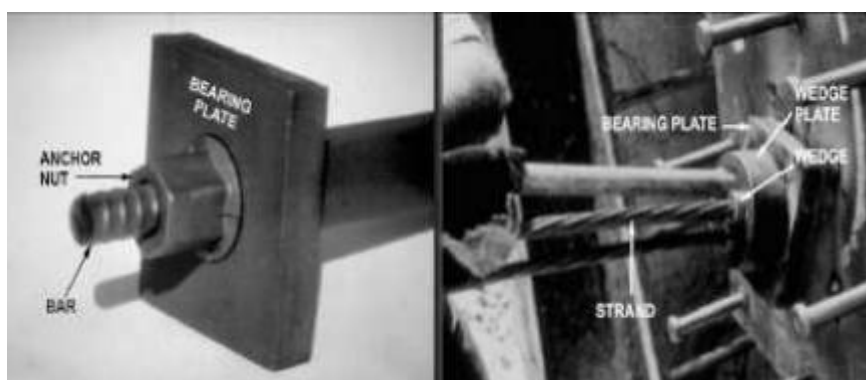
Εικόνα 3.10: Εκσκαφή εδαφών κατάντη της πασσαλοτοιχίας. Στη φωτογραφία σημειώνεται και ο κεφαλόδεσμος (Σπηλιωτοπούλου et. al.,2016)



Εικόνα 3.11: Σειρά αγκυρίων (Αναστασοπούλου, 2018)

3.6 Αγκύρια

Με τον όρο αγκύρωση αναφερόμαστε στο σύστημα του αγκυρίου και εδαφικής μάζας η οποία συμμετέχει στην ανάληψη του εφελκυστικού φορτίου. Στην περίπτωση των προεντεταμένων αγκυρώσεων επιβάλεται αξιόλογη δύναμη προέντασης στην κεφαλή του αγκυρίου μετά το πέρας της κατασκευής του. Σε αντίθετη περίπτωση των μη προεντεταμένων αγκυρώσεων, το αγκύριο αρχικά είναι αφόρτιστο και με την παραμόρφωση του περιβάλλοντος εδάφους θα προκληθεί η ένταση του αγκυρίου και θα ενεργοποιηθεί η εφελκυστική του ικανότητα. Οι αγκυρώσεις διακρίνονται σε προσωρινές, διάρκειας ζωής μέχρι 2 έτη και σε μόνιμες, οι οποίες διαρκούν παραπάνω από 2 έτη όμως όχι σε απεριόριστη τεχνική διάρκεια ζωής.



Εικόνα 3.13: Μη προεντεταμένο αγκύριο (αριστερά), προεντεταμένο αγκύριο (δεξιά)
(Αναστασοπούλου,2018)

Τα αγκύρια τοποθετούνται στο έδαφος ή σε βράχο και έχει ως στόχο την μεταφορά του εφελκυστικού φορτίου. Τα μέλη από τα οποία απαρτίζεται είναι η αγκύρωση, το ελεύθερο μήκος και το μήκος δεσμού. Η αγκύρωση περιλαμβάνει το κεφάλι του αγκυρίου, τη φέρουσα πλάκα και τη χοάνη η οποία μεταφέρει την προένταση από την χαλύβδινη ράβδο ή το συρματόσχοινο στην επιφάνεια του εδάφους ή τον τοίχο αντιστήριξης. Το ελεύθερο μήκος είναι το ποσοστό του προεντεταμένου χάλυβα το οποίο είναι ελεύθερο να επιμηκυνθεί ελαστικά και να μεταφέρει τη δύναμη αντίστασης από την πάκτωση στην κατασκευή. Περιβάλλεται από ένα πλαστικό αμελητέας τριβής κάλυμμα το οποίο προστατεύει τον τένοντα από το περιβάλλον ένεμα και τη διάβρωση. Το μήκος δεσμού του αγκυρίου πρέπει να εκτείνεται πέρα από την κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας.

Αυτό που διαχωρίζει τους κύριους τύπους αγκυρίων είναι το σχήμα που δίνεται στο πακτωμένο τμήμα του αγκυρίου ως αποτέλεσμα συγκεκριμένου τύπου κατασκευής.

Τύπος Α: Χρησιμοποιείται σε βράχο ή πολύ σκληρές αργίλους. Ο συγκεκριμένος τύπος αγκυρίου είναι προτιμητέος στην Ελλάδα λόγω της φύσης των πετρωμάτων και των χαμηλών απαιτήσεων σε εξοπλισμό του τύπου αυτού. Το ένεμα εισάγεται με απλή πίεση από το άκρο του αγκυρίου προς την κεφαλή χρησιμοποιώντας αντλία ή απλά με βαρύτητα. Λόγω της φύσης του εδάφους το διάτρημα είναι λείο επομένως η διάμετρος του πακτωμένου τμήματος είναι ίση με τη διάμετρο του διατρήματος, με εξαίρεση εάν το ένεμα εισχωρήσει μέσα στο έδαφος σε σημεία που συναντά έγκοιλα, πορώδη μέσα ή ρήγματα. Το μέγεθος του πακτωμένου τμήματος ενός τέτοιου αγκυρίου μπορεί τυπικά να φτάσει τα 8 μέτρα, ενώ η διάμετρος του κυμαίνεται στα

110 χιλιοστά. Η διατμητική αντοχή ενός τέτοιου αγκυρίου οφείλεται στην πλευρική τριβή που αναπτύσσεται στη διεπιφάνεια εδάφους ενέματος.

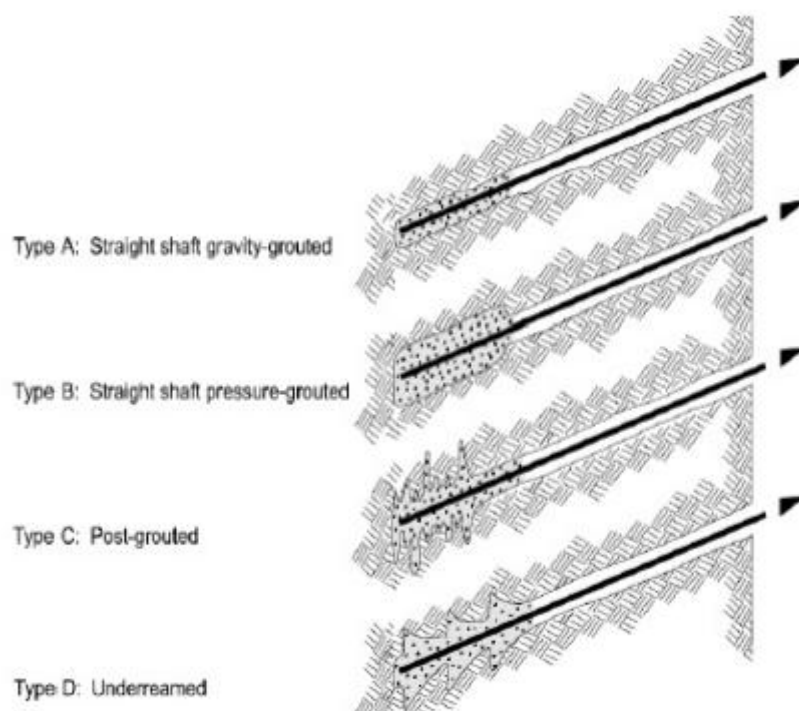
Τύπος Β: Ο συγκεκριμένος τύπος αγκυρίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε μαλακούς ρηγματωμένους βράχους ή κοκκώδεις αλλουβιακούς σχηματισμούς. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται με μικρή πίεση (1 MPa) διευκολύνοντας έτσι την διείσδυση του ενέματος στο εσωτερικό του εδάφους με αποτέλεσμα το ακανόνιστο σχήμα του πακτωμένου τμήματος και τη μεγαλύτερη διάμετρο από αυτή του διατρήματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η αντοχή αυτού του τύπου να είναι μεγαλύτερη σε σχέση με αυτή του τύπου Α. Η διατμητική αντοχή αυτού του τύπου οφείλεται κυρίως στη πλευρική τριβή που αναπτύσσεται αλλά και στην παθητική αντίσταση από τις ωθήσεις του συμπιεσμένου εδάφους που αναπτύσσονται στο άνω άκρο του πακτωμένου τμήματος μόλις το αγκύριο αρχίσει να κινείται.

Τύπος C: Ο τύπος αυτός είναι ιδανικός για λεπτά κοκκώδη εδάφη και στιφρές εδαφικές αποθέσεις. Η εισαγωγή του ενέματος σε αυτή την περίπτωση γίνεται με υψηλή πίεση (>2MPa) με αποτέλεσμα την διείσδυση μεγάλου ποσοστού ενέματος στο περιβάλλον έδαφος με ακανόνιστο τρόπο και την ενσωμάτωση σε αυτό μεγάλου όγκου εδάφους. Το πακτωμένο τμήμα παίρνει οδοντωτή μορφή, γεγονός που συμβάλει στην αύξηση της διατμητικής αντοχής του αγκυρίου. Στην περίπτωση όμως, που οι υψηλές πιέσεις για την εισαγωγή του ενέματος επιφέρουν βλάβες στο περιβάλλον έδαφος ή σε παρακείμενες κατασκευές εφαρμόζεται η τεχνική των μετενέσεων. Πιο αναλυτικά, η κατασκευή του αγκυρίου τύπου C γίνεται ως εξής:

- I. Εισαγωγή του τένοντα και εν συνεχεία του ενέματος, χωρίς την άσκηση πίεσης από το άκρο προς τα πάνω καταλαμβάνοντας τον χώρο του διατρήματος και εισχωρώντας σε κάποια έγκοιλα ή ρωγμές που πιθανόν υπάρχουν.
- II. Μετά την σκλήρυνση του ενέματος, επαναλαμβάνεται η εισαγωγή ενέματος υπό πίεση με τη χρήση ειδικού σωλήνα μικρής διαμέτρου. Ο σωλήνας φέρει ανοίγματα που προστατεύονται από ελαστικό περίβλημα που εμποδίζει την διείσδυση του αρχικού ενέματος και κατά συνέπεια την αχρήστευση του σωλήνα.
- III. Μέσα στον σωλήνα αυτό, εισάγεται ένας μικρότερος που με βύσματα απομονώνει το τμήμα του ανοίγματος. Από αυτόν τον σωλήνα διοχετεύεται το νέο ένεμα, το οποίο πιέζει το ελαστικό περίβλημα, σπάει το αρχικό ένεμα και διαχέεται στο έδαφος.
- IV. Το ελαστικό περίβλημα, υπό την επίδραση της εξωτερικής πίεσης, επανέρχεται στη θέση του εμποδίζοντας την εισροή του ενέματος στον σωλήνα και την πτώση της πίεσης. Στην συνέχεια τα βύσματα μεταφέρονται στην επόμενη θέση και η διαδικασία συνεχίζεται.

Τύπος D: Είναι ιδανικός τύπος αγκυρίου για στιφρά έως μετρίως στιφρά συνεκτικά εδάφη. Η κατασκευή του πακτωμένου τμήματος με μηχανικές διευρύνσεις προηγείται της εισαγωγής του ενέματος υπό πίεση. Ο χρόνος που παρεμβάλλεται ανάμεσα στην διευρύνση των βολβών και στην εισαγωγή ενέματος πρέπει να είναι όσο το δυνατόν μικρότερος, ώστε να μην επανέρχεται η χαλάρωση των τοιχωμάτων της αργίλου λόγω ενυδάτωσης, η οποία έχει ως αποτέλεσμα την δημιουργία λάσπης που μειώνει πολύ σημαντικά την τριβή εδάφους-ενέματος.

Στην παρακάτω εικόνα φαίνονται σχηματικά τα διάφορα είδη αγκυρίων τα οποία περιγράφηκαν αναλυτικά παραπάνω.



Εικόνα 3.14: Τύποι αγκυρίων (Αναστασοπούλου, 2018)

Η κατασκευή προεντεταμένων αγκυρίων ακολουθεί συγκεκριμένα στάδια. Αρχικά είναι η διαδικασία διάτρησης των οπών στις θέσεις, κλίσεις μήκη και βάθη που ορίζει ο μελετητής. Η διάνοιξη των οπών γίνεται με χρήση περιστροφικού ή κρουστικοπεριστροφικού εξοπλισμού. Η διάμετρος των οπών θα πρέπει να είναι τέτοια, ώστε να διατίθεται το προβλεπόμενο πάχος κάλυψης των τενόντων με τσιμεντένεμα. Η ελάχιστη διάμετρος των οπών θα πρέπει να είναι 7 χιλιοστά. Στην περίπτωση που έχουμε καταπτώσεις τοιχωμάτων, η διάτρηση της οπής γίνεται με συνεχή σωλήνωση. Κατά την διάρκεια της διάτρησης δεν θα πρέπει να γίνεται καθαρισμός της οπής από τα προϊόντα διάτρησης με νερό εφόσον δύναται να πραγματοποιηθεί ευχερώς με πεπιεσμένο αέρα. Ειδικότερα στα συνεκτικά εδάφη, η χρήση νερού θα πρέπει να αποφεύγεται ή να περιορίζεται όσο είναι δυνατόν, ώστε να μην επέλθει χαλάρωση του εδάφους και συνακολούθως μείωση της πρόσφυσης του τσιμεντενέματος και του περιβάλλοντος εδάφους. Στην περίπτωση διάτρησης σε περατούς σχηματισμούς υπό υδραυλική πίεση, θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα ταπείνωσης ή εξισορρόπησης της υδατικής πίεσης ώστε να αποφεύγεται η υδραυλική διάβρωση των οπών μέχρι την πλήρωση τους με τσιμεντένεμα.

Στην περίπτωση όπου αναμένονται μεγάλες απώλειες ενέματος κατά την πλήρωση των οπών, όπως σε έντονα ρηγματωμένους ή πορώδεις βράχους θα εφαρμόζεται διάτρηση και προενεμάτωση. Με τον τρόπο αυτό βελτιώνεται σημαντικά η φέρουσα ικανότητα των αγκυρώσεων και η απώλεια ενέματος κατά την πλήρωση των οπών λόγω απορρόφησης από το έδαφος. Η κρισιμότητα της απώλειας ενέματος μπορεί να εκτιμηθεί με δοκιμή εισπίεσης νερού με υπερπίεση 100 KPa στο πακτωμένο τμήμα

του αγκυρίου και η απώλεια νερού υπερβαίνει τα 5 λίτρα νερού το λεπτό για χρονική διάρκεια 10 λεπτών. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί υπερτριπλάσιος όγκος τσιμεντένεματος από τον θεωρητικό όγκο του διατρήματος της οπής. Κατά την προ-ενεμάτωση η οπή γεμίζεται με τσιμεντένεμα με ταυτόχρονη αφαίρεση της σωλήνωσης εφόσον υπάρχει. Η εισαγωγή του ενέματος γίνεται συνήθως με χαμηλή πίεση μέχρι την πλήρωση της οπής και εξόδου του ενέματος από το στόμιο της. Εφόσον οι συνθήκες το επιβάλλουν, η εισαγωγή του ενέματος μπορεί να γίνει και με υψηλή πίεση αλλά με έμφραξη του στομίου της οπής και ταυτόχρονη αφαίρεση της σωλήνωσης. Στην περίπτωση όπου με τον τρόπο αυτό αναμένονται καταπτώσεις τοιχωμάτων της οπής, η εισπίεση του ενέματος γίνεται σε δύο στάδια. Αρχικά, η εισαγωγή του ενέματος γίνεται υπό χαμηλή πίεση και ταυτόχρονη αφαίρεση της σωλήνωσης και στη συνέχεια το στόμιο της οπής φράζεται και ασκείται υψηλή πίεση.

Ο τένοντας συναρμολογείται και εφοδιάζεται με αποστάτες σε κατάλληλες αποστάσεις, ώστε να διασφαλίζει το απαιτούμενο ελάχιστο πάχος επικάλυψης με τσιμεντένεμα. Το ελεύθερο τμήμα του τένοντα καλύπτεται από έναν προστατευτικό σωλήνα με χαμηλό συντελεστή τριβής. Τα άκρα του σωλήνα προσδένονται στον τένοντα σε θέση όπου ο τένοντας έχει καλυφθεί με κατάλληλο στεγανωτικό υλικό με αδιάβροχη ταινία επαρκούς αντοχής. Πριν την τοποθέτηση του τένοντα θα πρέπει να ελέγχεται η οπή εάν έχει το απαιτούμενο μήκος και εάν είναι καθαρή χωρίς εμπόδια. Η εισαγωγή του τένοντα και η πλήρωση της οπής μπορεί να γίνει με δύο τρόπους:

- I. Πλήρωση της οπής πριν την τοποθέτηση του τένοντα. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί μόνο σε οπές με κλίση προς τα κάτω και για μικρά μήκη αγκυρίων. Αρχικά, η κενή οπή γεμίζεται με τσιμεντένεμα με την εισαγωγή του σωλήνα τσιμεντένεσης μέχρι τον πυθμένα της οπής και τη εισαγωγή του ενέματος με χαμηλή πίεση μέχρι να εξέλθει τσιμεντένεμα από το στόμιο της οπής. Στην περίπτωση όπου έχει χρησιμοποιηθεί σωλήνωση, αφαιρείται ταυτόχρονα με την πλήρωση της οπής. Εάν παρουσιαστούν φαινόμενα ταπείνωσης της στάθμης του ενέματος θα πρέπει να γίνει συμπλήρωση και εάν το φαινόμενο είναι έντονο και συστηματικό τότε προτείνεται η μέθοδος της προ-ενεμάτωσης που περιγράφηκε παραπάνω.
- II. Πλήρωση της οπής μετά την τοποθέτηση του τένοντα. Η μέθοδος αυτή μπορεί να εφαρμοστεί σε όλες τις μορφές αγκυρώσεων. Κατά της εφαρμογή της μεθόδου, ο τένοντας εισάγεται με πίεση στην οπή, ενώ ταυτόχρονη εισαγωγή έχουμε και για τον σωλήνα ενεμάτωσης και για τον σωλήνα εξαερισμού εφόσον απαιτείται. Στις οπές με κλίση προς τα κάτω, η εισαγωγή του ενέματος γίνεται με χαμηλή πίεση μέχρι να πληρωθεί πλήρως η οπή ενώ η σωλήνωση γίνεται ταυτόχρονα με την πλήρωση της οπής. Σε οπές με κλίση προς τα άνω η σωλήνωση αφαιρείται αμέσως πριν την πλήρωση της οπής με ένεμα.

Στον τένοντα προσδένονται δύο σωλήνες, ο σωλήνας εξαερισμού που φτάνει μέχρι το απώτερο άκρο της οπής και ο σωλήνας τσιμεντένεσης που έχει μικρό μήκος. Μετά την εισαγωγή του τένοντα, το στόμιο της οπής σφραγίζεται με γύψο ή τσιμεντοκονία ταχείας πήξεως και στην συνέχεια γίνεται εισπίεση ενέματος με χαμηλή πίεση μέχρι να πληρωθεί η οπή και να εξέλθει από τον σωλήνα εξαερισμού.

Η τάνυση των αγκυρίων γίνεται για να αποδειχθεί αφενός η δυνατότητα ανάληψης φορτίων λειτουργίας και αφετέρου η προένταση του αγκυρίου στο φορτίο που έχει προβλεφθεί από την μελέτη. Η τάνυση ξεκινά αφού το τσιμεντένεμα στο πακτωμένο

τμήμα έχει σκληρυνθεί επαρκώς, ώστε να αναλάβει τα φορτία της τάνυσης. Ο χρόνος τάνυσης καθορίζεται με δοκιμές σε δοκίμια τσιμεντενέματος από τις οποίες θα προκύψει η ικανότητα ανάληψης φορτίων. Μετά την προένταση των αγκυρίων, τα προεξέχοντα τμήματα των καλωδίων αποκόπτονται με την χρήση κοπτικού, τόσο ώστε το απομένον μήκος να επαρκεί για ενδεχόμενη επανατάνυση. (Αναστασοπούλου, 2018)



Εικόνα 3.15: Διαδικασία τάνυσης αγκυρίου (Αναστασοπούλου, 2018)

4. Το πρόγραμμα Plaxis και η εφαρμογή του στην επίλυση τοίχου αντιστήριξης στην τοποθεσία Κοκκινόλακκα

4.1 Το λογισμικό PLAXIS

Η ανάπτυξη του PLAXIS ξεκίνησε το 1987 στο πανεπιστήμιο του DELFT ως μια πρωτοβουλία του Ολλανδικού τμήματος δημοσίων έργων και διαχείρισης υδάτων. Ο αρχικός στόχος ήταν να αναπτυχθεί ένα εύκολο στην χρήση πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων σε δύο διαστάσεις για την ανάλυση παραποτάμιων αποθέσεων στην Ολλανδία. Τα επόμενα χρόνια το πρόγραμμα επεκτάθηκε και κάλυψε πληθώρα γεωτεχνικών εφαρμογών. Εξαιτίας της συνεχούς ανάπτυξης δημιουργήθηκε εταιρεία με το όνομα PLAXIS το 1993. Το 1998 το πρόγραμμα έγινε συμβατό με το λογισμικό WINDOWS.

Το PLAXIS χωρίζεται σε τέσσερα υποπρογράμματα:

- Εισαγωγή δεδομένων-plaxis Input
- Εκτέλεση υπολογισμών-plaxis Calculations
- Εξαγωγή αποτελεσμάτων-plaxis Output
- Παραγωγή διαγραμμάτων-plaxis Curves

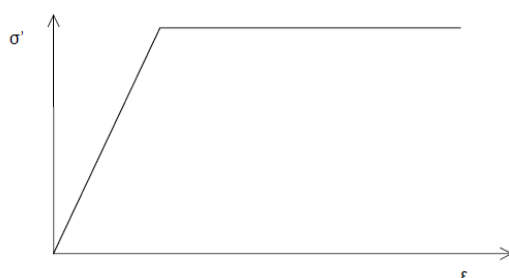
Για κάθε σχέδιο που γίνεται ανάλυση είναι σημαντικό να δημιουργηθεί το γεωμετρικό μοντέλο πρώτα. Το γεωμετρικό μοντέλο είναι διδιάστατο και για να απεικονίσει το τρισδιάστατο πραγματικό πρόβλημα και περιλαμβάνει σημεία, γραμμές και συμπλέγματα. Το γεωμετρικό μοντέλο θα πρέπει να περιλαμβάνει το διαχωρισμό του υπεδάφους σε διαφορετικούς εδαφικούς σχηματισμούς, δομικά στοιχεία, φάσεις κατασκευής και φορτία. Τα συμπλέγματα είναι οι περιοχές που περικλύονται από τις γραμμές. Μέσα σε ένα σύμπλεγμα οι ιδιότητες του εδάφους είναι ομογενείς.

Μετά τη δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου το πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων δύναται να δημιουργήσει ένα κάναβο με κόμβους ώστε να εκτελέσει τους υπολογισμούς. Αυτό το πλέγμα ουσιαστικά διαιρεί τον χώρο σε τρίγωνα τα οποία διαθέτουν είτε έξη είτε δεκαπέντε κόμβους. Το τρίγωνο των δεκαπέντε κόμβων δίνει ακριβής υπολογισμούς των τάσεων και των αστοχιών. Το τρίγωνο των έξη χρησιμοποιείται για πιο γρήγορους υπολογισμούς.

Το PLAXIS προσφέρει στον χρήστη διαφορετικά μοντέλα που περιγράφουν την συμπεριφορά του εδάφους ανάλογα με τις ανάγκες και τις υπάρχουσες συνθήκες σχεδίασης. Τα βασικότερα από τα μοντέλα αυτά είναι:

Mohr-Coulomb:

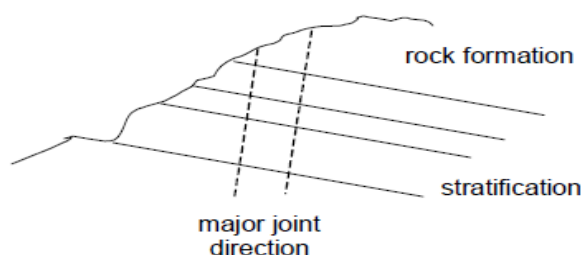
Το κριτήριο Mohr-Coulomb είναι ένα ελαστικό τέλεια πλαστικό μοντέλο και αποτελεί το πιο συνηθισμένο κριτήριο αστοχίας που παρατηρείται στη γεωτεχνική μηχανική. Το κριτήριο αυτό περιγράφει μια γραμμική σχέση μεταξύ κύριας και διατμητικής τάσης κατά την αστοχία. Στο μοντέλο αυτό οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται είναι η ελαστικότητα (E), ο λόγος poisson (ν), η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ), η συνοχή (c) και η γωνία διογκωσιμότητας (ψ).



Εικόνα 4.1: Διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης

Jointed rock model:

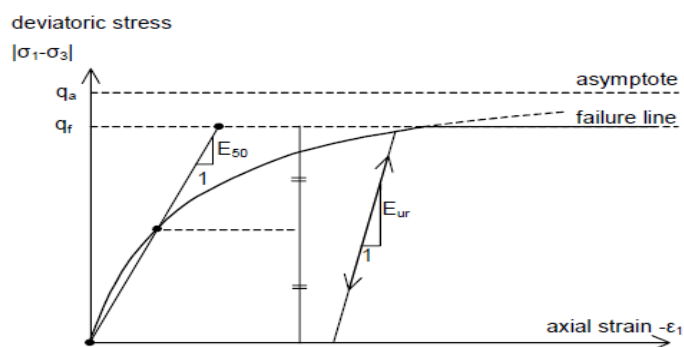
Αυτό το μοντέλο είναι ιδανικό στη προσομοίωση της συμπεριφοράς βραχώδων σχηματισμών με στρωματώσεις και διακλάσεις. Σε αυτό το μοντέλο γίνεται η υπόθεση πως η βραχώμαζα είναι υγιής με πιθανή διεύθυνση στρωμάτωσης και κύρια διεύθυνση διακλάσεων. Η υγιής βραχώμαζα θεωρείται ότι συμπεριφέρεται σαν ανισότροπο υλικό προσδιοριζόμενο από πέντε παραμέτρους και τη διεύθυνση. Τα υλικά Η ανισοτροπία μπορεί να είναι αποτέλεσμα της στρωμάτωσης ή από κάποιο άλλο φαινόμενο. Στην κύρια διεύθυνση των διακλάσεων γίνεται η υπόθεση πως οι διατμητικές τάσεις είναι ελάχιστες σύμφωνα με το κριτήριο του Coulomb. Φτάνοντας τη μέγιστη διατμητική τάση σε μια διεύθυνση θα επέλθει πλαστική ολίσθηση. Η μέγιστη διατμητική τάση θεωρείται ότι συμπίπτει με τη διεύθυνση της ελαστικής ανισοτροπίας.



Εικόνα 4.2: Οπτικοποίηση του μοντέλου

Hardening soil model:

Είναι ένα μοντέλο που χρησιμοποιείται για να προσομοιάσει τη συμπεριφορά διαφόρων τύπων εδάφους είτε μαλακών είτε σκληρών. Απεικονίζει τη σχέση διατμητικής τάσης και αξονικής παραμόρφωσης με μια καμπύλη υπερβολής όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Εικόνα 4.3: Μοντέλο HARDENING SOIL

Soft-soil model:

Αναφέρεται σε εδαφικούς σχηματισμούς όπως καλά στερεοποιημένες αργίλους, αργιλώδη λάσπη και λάσπη. Το χαρακτηριστικό αυτών των υλικών είναι ο υψηλός βαθμός συμπίεστικότητας.

Soft-soil-Creep model:

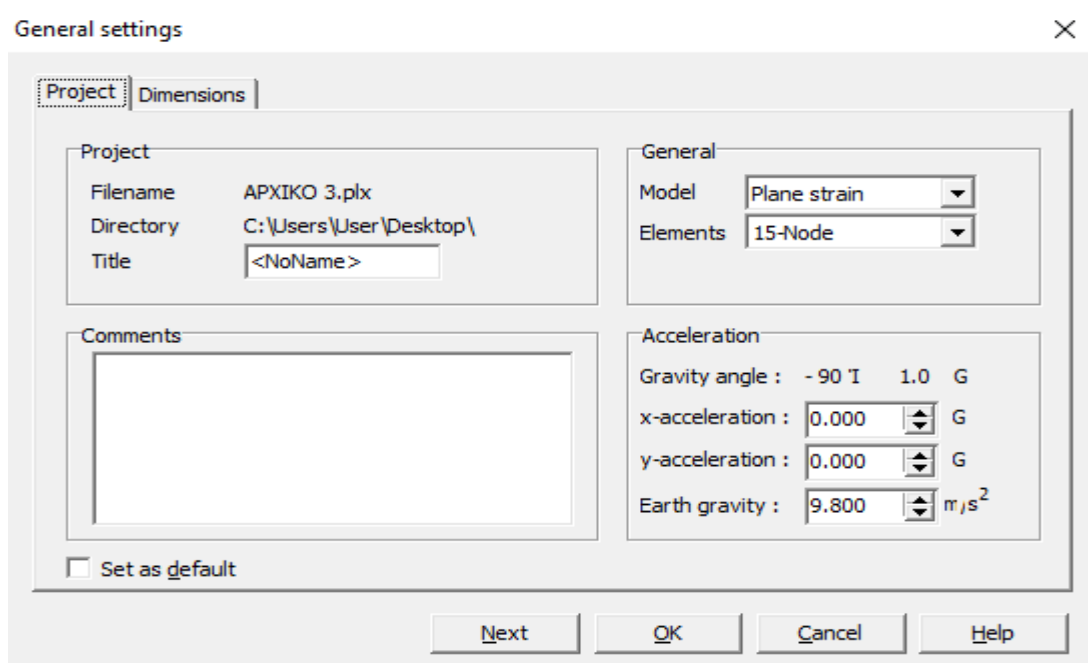
Το μοντέλο αυτό αφορά μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς λαμβάνοντας υπόψη το φαινόμενο του ερπυσμού. Δηλαδή όταν κάτω από συνθήκες επιβολής φορτίων τα εδάφη εμφανίζουν δευτερογενή στερεοποίηση. (Strutynska, 2015)

4.2 Εισαγωγή δεδομένων στο Plaxis (Plaxis input)

Σε αυτό το σημείο γίνεται αναλυτική περιγραφή των βημάτων για την σχεδίαση και την εισαγωγή όλων των δεδομένων και παραμέτρων. Η διαδικασία επίλυσης αποτελείται από τα εξής στάδια.

Αρχικά σχεδιάζεται η γεωμετρία της κατασκευής καθώς και τους εδαφικούς ή βραχώδεις σχηματισμούς που περιβάλλουν την κατασκευή. Έπειτα κατασκευάζεται ο διαφραγματικός τοίχος, τα αγκύρια και τα φορτία που ακούνται στην επιφάνεια της εκσκαφής. Τέλος, τοποθετούνται οι συνοριακές συνθήκες και εισάγονται οι ιδιότητες των εδαφικών-βραχώδων σχηματισμών, αγκυριών και διαφραγματικού τοίχου. Ακολουθεί λεπτομερέστερη περιγραφή όλων των διαδικασιών.

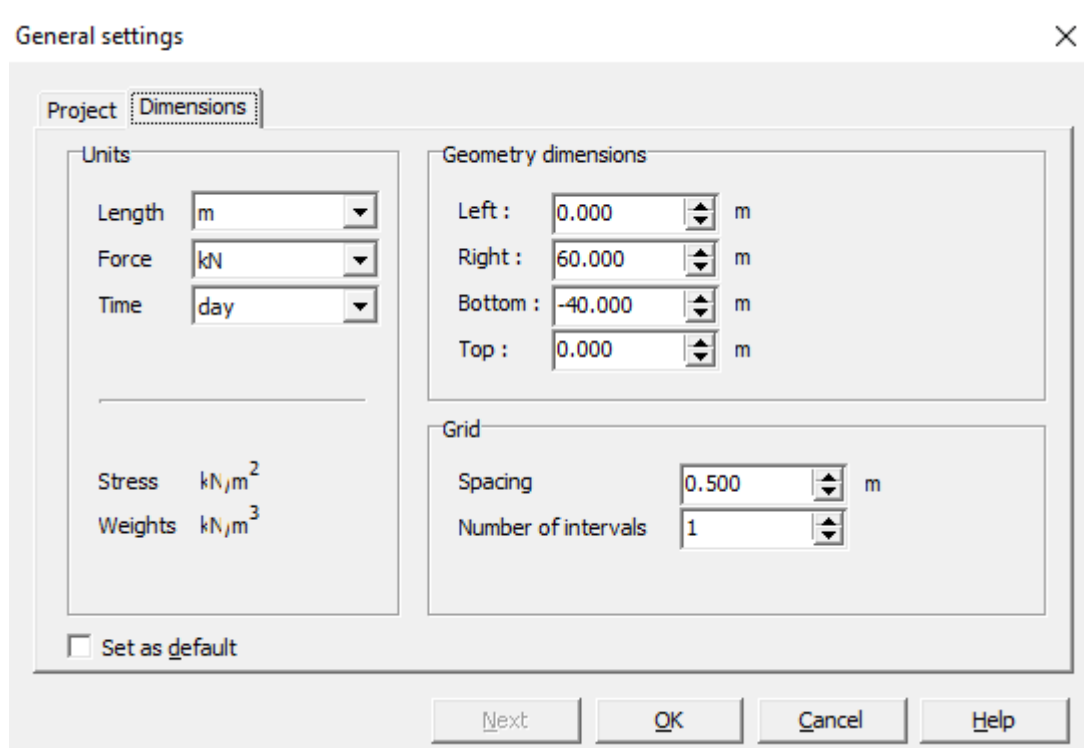
Μετά το άνοιγμα του προγράμματος πατάμε new project και εμφανίζεται μια νέα καρτέλα η οποία αποτελείται από δύο φύλλα. Στο πεδίο “General” επιλέγεται το μοντέλο επίπεδης παραμόρφωσης ή του αξονομετρικού προσομοιώματος και τον αριθμό των πεπερασμένων στοιχείων του καννάβου. Σε αυτή τη περίπτωση επιλέχθηκε Model-plane strain και elements-15node. Στο πεδίο “Acceleration” δεν προστέθηκαν άλλα δεδομένα καθώς δεν λαμβάνονται υπόψιν δυναμικές φορτίσεις.



Εικόνα 4.4:Εισαγωγή γενικών στοιχείων

Η επόμενη καρτέλα ονομάζεται “Dimensions” και στην οποία εκχωρούνται οι μονάδες μέτρησης των μεγεθών στο πεδίο “Units”, για το μήκος σε μέτρα για τις δυνάμεις σε “Kilonewton” και τον χρόνο σε μέρες. Στο πεδίο “Geometry dimensions” θέτονται τα όρια της γεωμετρίας του καννάβου στον οποίο θα σχεδιαστεί το προσομοίωμα της κατασκευής με “Left”=0, “Right”=60, “Bottom”=-40, “Top”=0. Τέλος στο πεδίο “Grid” καθορίζονται οι αποστάσεις του καννάβου που σε αυτή τη

περίπτωση θα είναι 0.5 και “Number of intervals” 0,5. Με την επικύρωση της εντολής “OK” εμφανίζεται στην οθόνη το γεωμετρικό μοντέλο.

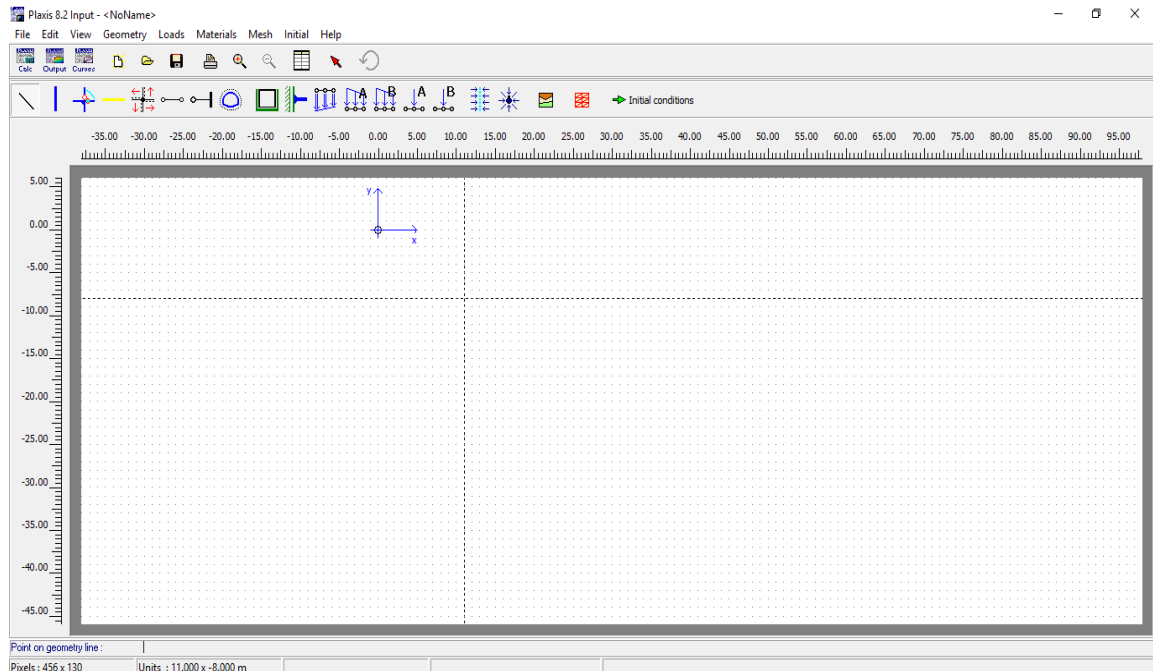


Εικόνα 4.5:Εισαγωγή διαστάσεων και μεγεθών στο πρόγραμμα

Βασικό παράθυρο Σχεδιασμού-Εισαγωγή Γεωμετρίας:

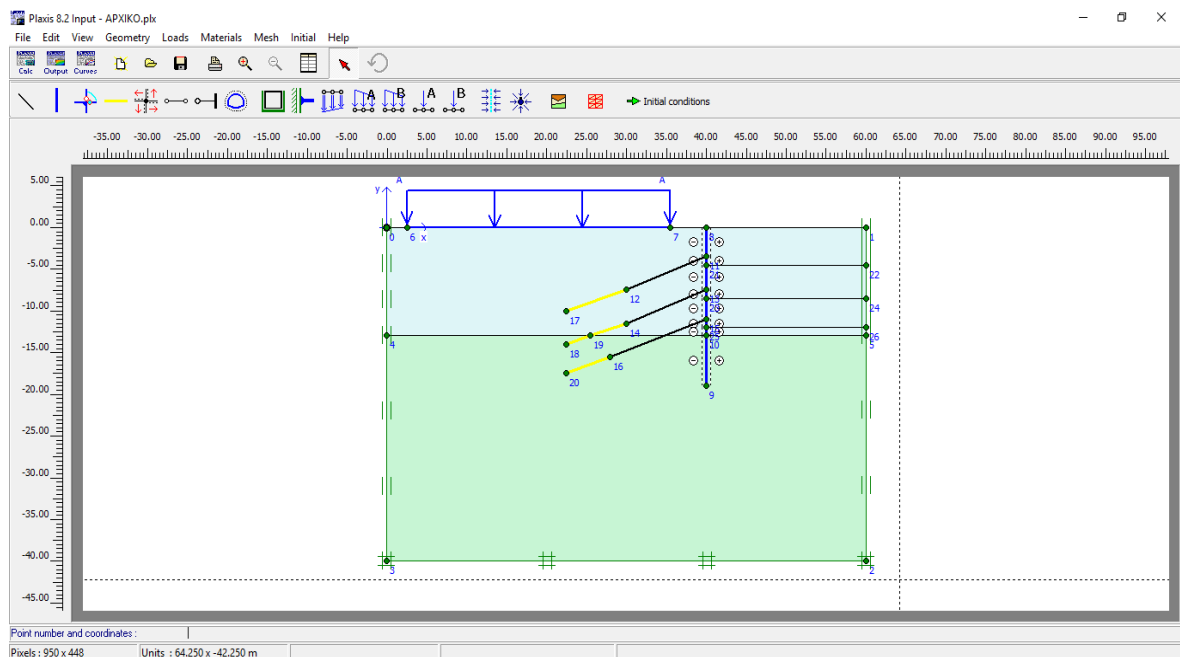
Αρχικά αναλύεται το σύνολο των εντολών που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό του γεωμετρικού μοντέλου. Οι εντολές είναι οι εξής:

- “Geometry line” χρησιμοποιείται για:
 - Σχεδίαση μοντέλου
 - Διαχωρισμό των εδαφικών σχηματισμών
 - Διαχωρισμό φάσεων εκσκαφής
- “Plates” χρησιμοποιείται για την κατασκευή του διαφραγματικού τοίχου
- “Interfaces” χρησιμοποιείται για να καθοριστεί η επάφη του διαφραγματικού τοίχου με το έδαφος
- “Node to node anchor” χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό των αγκυριών
- “Geogrid” χρησιμοποιείται για την σχεδίαση του πακτωμένου τμήματος των αγκυριών
- “Standart fixities” χρησιμοποιείται για τον δημιουργία συνοριακών τιμών
- “Surface load” χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό του φορτίου



Εικόνα 4.6: Η επιφάνεια εργασίας του Plaxis

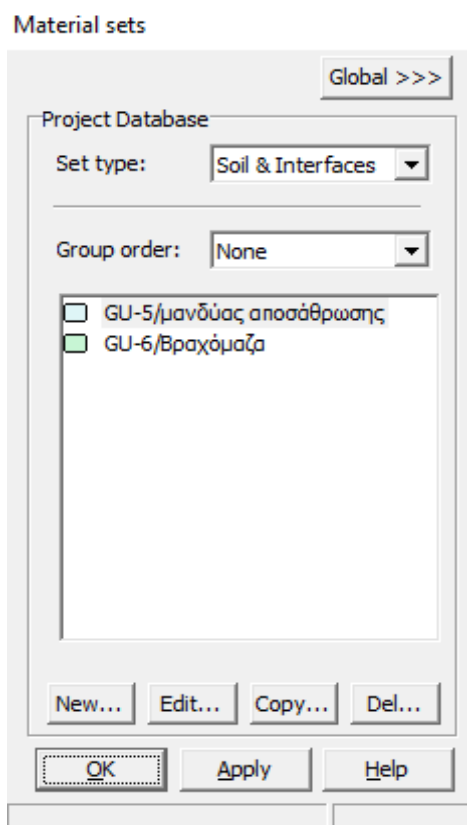
Ο πασσαλότοιχος για την στήριξη των κτηριακών εγκαταστάσεων στην περιοχή «Μαντέμ Λάκκου» έχει ύψος 19 μέτρων ενώ το ελεύθερο μέγιστο ύψος μετά την εκσκαφή θα είναι 13 μέτρα. Η διάμετρος των πασσάλων είναι 1,2 μέτρα και η αξονική απόσταση τους 1,8 μέτρα. Τα αγκύρια έχουν κλίση 20° και μήκος 18,8 μέτρα συνολικά με τα αγκύρια των δύο επάνω σειρών να έχουν μήκος προέντασης 7 μέτρων, ενώ η προένταση της τρίτης σειράς έχει μήκος 6 μέτρα. Η εκσκαφή θα πραγματοποιηθεί σε τρεις φάσεις. Στα 4,5 , 8,5 και 12 μέτρα αντιστοίχα. Η βασική γεωμετρία της κατασκευής παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.7: Βασική γεωμετρία κατασκευής

Καθορισμός ιδιοτήτων:

Στο τέλος της κατασκευής του βασικού γεωμετρικού μοντέλου, καθορίζονται οι ιδιότητες των εδαφικών σχηματισμών, των πλακών, των αγκυρίων καθώς και το πακτωμένο τμήμα αυτών. Οι παρακάτω ενέργειες γίνονται με την εντολή “Material sets” στην γραμμή εντολών του προγράμματος οπότε και εμφανίζεται ένα παράθυρο στο οποίο γίνεται η εισαγωγή δεδομένων σε κάθε ένα υλικό.



Εικόνα 4.8:Καθορισμός μηχανικών παραμέτρων γεωλογικών σχηματισμών

Ο καθορισμός του υλικού για να οριστούν οι ιδιότητες του γίνεται από το πεδίο “Set type”. Δύναται να επιλεγθεί:

- “Soil and interfaces” για τα εδαφικά υλικά
- “Plates” για διαφραγματικούς τοίχους και τοίχους αντιστήριξης
- “Geogrid” για το πακτωμένο τμήμα αγκυρίου
- “Anchors” για αγκύρια ή αντηρίδες

Καθορισμός των ιδιοτήτων εδαφικών υλικών:

Αφού επιλεγεί στο “Set type” η εντολή “soil and interfaces” γίνεται επιλογή “new” στο κάτω μέρος του παραθύρου ώστε να εμφανιστεί παράθυρο με τρία φύλλα εισαγωγής δεδομένων “General”, “Parameters” και “Interfaces”. Στο φύλλο “General” δίνεται αρχικά την επιθυμητή ονομασία για τον εδαφικό σχηματισμό στο “Material set” στο πεδίο “Identification” καθώς και το χρώμα με το οποίο θα παρουσιάζεται στο γεωμετρικό μοντέλο. Έπειτα στο πεδίο “Material model” επιλέγεται το μοντέλο προσομοίωσης που στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι το “Mohr-Coulomb”. Επιλέγεται ακόμα “undrained conditions” (μη στραγγισμένες συνθήκες) για όλους τους σχηματισμούς. Στο πεδίο “General properties” εισάγονται οι τιμές του φαινομένου βάρους γ_{unsat} και του κορεσμένου φαινομένου βάρους γ_{sat} . Τέλος στο “Permeability” εισάγονται οι τιμές για την διαπερατότητα των σχηματισμών. Λαμβάνεται $K_x=K_y$, καθώς θεωρείται ότι οι εδαφικοί σχηματισμοί είναι ομοιογενείς.

Mohr-Coulomb - Μανδύας αποσάθρωσης

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: Μανδύας αποσάθρωσης

Material model: Mohr-Coulomb

Material type: Drained

General properties

γ_{unsat} 19.500 kN/m³

γ_{sat} 21.000 kN/m³

Comments

Permeability

k_x : 1.000E-03 m/day

k_y : 1.000E-03 m/day

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Εικόνα 4.9:Εισαγωγή δεδομένων εδαφικών σχηματισμών

Στο φύλλο “Parameters” ορίζονται οι μεταβλητές που αντιστοιχούν στα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά κάθε σχηματισμού. Στο πεδίο “Stiffness” εισάγονται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας E_{50} και οιδιμετρικού μέτρου ελαστικότητας E_{oad} και του E_{ur} . Στο πεδίο “Alternatives” δεν προσδιορίζεται κάποια παράμετρος. Στο πεδίο “Strength” καθορίζονται οι τιμές της συνοχής c_{ref} , της γωνίας τριβής ϕ και της διογκωσιμότητας ψ . Στο πεδίο “Velocities” εισάγονται οι ταχύτητες των σεισμικών κυμάτων.

Mohr-Coulomb - GU-5/μανδύας αποσάθρωσης

Εικόνα 4.10:Εισαγωγή γεωτεχνικών παραμέτρων

Στο φύλλο “Interfaces” ορίζονται οι ιδιότητες των στοιχείων της διεπιφάνειας, με τις οποίες τα στοιχεία της κατασκευής μπορούν να συνδεθούν με τα στοιχεία του εδάφους. Στις διεπιφάνειες αυτές δίνονται ιδιότητες όμοιες με αυτές του εδάφους μειωμένες κατά συντελεστή R_{inter} , ώστε να λαμβάνεται υπόψιν η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Σε αυτή τη περίπτωση ορίζεται συντελεστής $R_{inter} = 0.7$.

Mohr-Coulomb - GU-5/μανδύας αποσάθρωσης

Εικόνα 4.11:Εισαγωγή συντελεστή R_{inter}

Η επικύρωση της εισαγωγής δεδομένων των εδαφικών σχηματισμών γίνεται με την εντολή “OK”. Η αντιστοιχία του εδαφικού σχηματισμού στο μοντέλο του προγράμματος γίνεται σέρνοντας το συγκεκριμένο υλικό με το δεξί κλικ στην περιοχή που έχει σχεδιαστεί. Οι τιμές των δεδομένων των δύο εδαφικών σχηματισμών που υπάρχουν στην περιοχή του έργου παρουσιάζονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 4.1: Γεωμετρικοί παράμετροι γεωλογικών σχηματισμών

Εδαφικός σχηματισμός	γ_{unsat}	γ_{sat}	K_x	K_y	E_{ref}	ν	C_{ref}	ϕ
Αποσαθρωμένος μανδύας	19.5	21	10^{-3}	10^{-3}	14.000	0.3	35	32
Βραχώμαζα (αμφιβολίτες)	25	26	10^{-8}	10^{-8}	400000	0.3	80	35

Καθορισμός τοίχου αντιστήριξης:

Από τη επιλογή “Materials” επιλέγεται το “Plates” και έπειτα η εντολή “new”. Στο παράθυρο που εμφανίζεται στο πεδίο “identification” μπορεί ο χρήστης να δώσει ονομασία για τον τοίχο αντιστήριξης. Στο πεδίο “Material type” υπάρχει η δυνατότητα να οριστεί ελαστικό ή ελαστικοπλαστικό το υλικό. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται το ελαστικό.

Στο πεδίο “Properties” εισάγονται τα στοιχεία όπως η δυστένεια (EA), η καμπτική δυσκαμψία (EI), το πάχος του φορέα (d), το βάρος του φορέα (w) και ο λόγος poisson. Η απόσβεση rayleigh a και b λαμβάνονται μηδέν αφού στην παρούσα εργασία δεν θα ληφθούν υπόψιν τα σεισμικά φορτία. Παρακάτω παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τα εν λόγω στοιχεία.

Ο τοίχος αντιστήριξης αποτελείται από πασσάλους διαμέτρου 1,2 μέτρων και αξονική απόσταση μεταξύ τους 1,8 μέτρων. Η αξονική δυσκαμψία και η καμπτική δυστένεια κάθε πασσάλου μεμονωμένα είναι:

- $EA = 25 \cdot 10^6 \text{ KPa} \cdot \pi \cdot 1,2^2 / 4 = 28,26 \cdot 10^6 \text{ KN}$
- $EI = 25 \cdot 10^6 \text{ KPa} \cdot \pi \cdot 1,2^4 / 64 = 2,5434 \cdot 10^6 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$

Για να γίνει δυνατή η εισαγωγή δεδομένων στο πρόγραμμα το οποίο προσομοιάζει τον τοίχο αντιστήριξης με πλάκα θα πρέπει η αξονική δυσκαμψία και η καμπτική δυσκαμψία να αναχθούν ανά μέτρο. Άρα αφού η πάσσαλοι είναι διατεταγμένοι ανά 1,8 μέτρα έχουμε:

- $EA_1 = 28,26 \cdot 10^6 \text{ KN} / 1,8\text{m} = 15,7 \cdot 10^6 \text{ KN/m}$
- $EI_1 = 2,5434 \cdot 10^6 \text{ KN} / 1,8 \text{ m} = 1,413 \cdot 10^6 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Ανάμεσα στους πασσάλους τοποθετήθηκε και τοιχίο από εκτοξευμένο σκυρόδεμα το πάχος του οποίου είναι 0,25 μέτρα και συμβάλει στην αξονική και καμπτική

δυσκαμψία του τοίχου αντιστήριξης. Επομένως, είναι αναγκαίο να συνυπολογιστεί στα δεδομένα που θα εισαχθούν στο πρόγραμμα.

- $EA_2 = 25 * 10^6 * (1,8-1,2) * 0,25 / 1,8 = 2,0833 * 10^6 \text{ KN/m}$
- $EI_2 = 25 * 10^6 * [(1,8-1,2) * 0,25^3 / 12] / 1,8 = 0,1085 * 10^6 \text{ KN * m}$

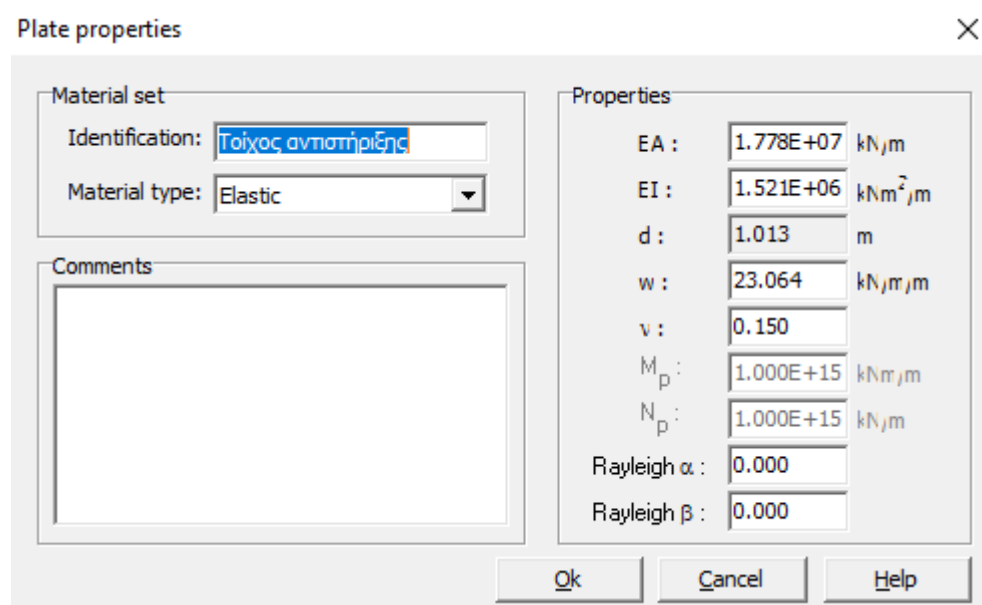
Οι τελικές τιμές θα προκύψουν από το άθροισμα:

- $EA = EA_1 + EA_2 = 15,7 * 10^6 + 2,0833 * 10^6 = 17,7833 * 10^6 \text{ KN/m}$
- $EI = EI_1 + EI_2 = 1,413 * 10^6 + 0,1085 * 10^6 = 1,521 * 10^6 \text{ KN * m}$

Το πάχος του φορέα d υπολογίζεται αυτόματα από το πρόγραμμα με την εισαγωγή του EA και του EI.

Το βάρος w των στοιχείων υπολογίζεται από τον τύπο $w = \gamma * d$, όπου $\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$ και $d = 0,961 \text{ m}$, άρα $w = 24 * 0,961 = 23,064 \text{ KN/m}^2$

Τέλος η τιμή του δείκτη poisson λαμβάνεται ίση με 0,15.



Εικόνα 4.12:Εισαγωγή δεδομένων τοίχου αντιστήριξης

Η ολοκλήρωση της εισαγωγής δεδομένων για τον τοίχο αντιστήριξης γίνεται επιβεβαιώνοντας με την εντολή “OK”. Η αντιστοιχία του με το μοντέλο του προγράμματος γίνεται σέρνοντας το συγκεκριμένο υλικό από το “Material set” με το αριστερό κλικ στην περιοχή που έχει σχεδιαστεί ο τοίχος ή κάνοντας δεξί κλικ στον τοίχο αντιστήριξης στην επιλογή “Properties” επιλέγοντας το “Plain chain” και

επιλέγοντας το “Change” προσδιορίζεται το είδος του τοίχου αντιστήριξης που αντιστοιχεί στο μοντέλο που σχεδιάζεται.

Καθορισμός πακτωμένου τμήματος αγκυρίων:

Από την επιλογή “Materials” επιλέγεται το “geogrids” και στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγεται το “new”. Στο παράθυρο που εμφανίζεται στο πεδίο “Material set” υπάρχει η δυνατότητα ονομασίας δίπλα στο “Identification” καθώς και η επιλογή να οριστεί ως ελαστικό ή ελαστικοπλαστικό το υλικό. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται το ελαστικό για το μοντέλο. Στο πεδίο “Properties” εισάγεται η τιμή για τη δυστένεια EA.

Ο βολβός πάκτωσης είναι $\Phi 0,6''$ με ονομαστική διατομή 140 mm^2 και μήκος 7 μέτρα για τις δύο πρώτες σειρές αγκυρίων και 6 μέτρα για την τελευταία. Τα αγκύρια αποτελούνται από 4 τένοντες επομένως η συνολική επιφάνεια διατομής είναι $A_S = 4 * 140 = 560 \text{ mm}^2$ οπότε $5,6 \text{ cm}^2$.

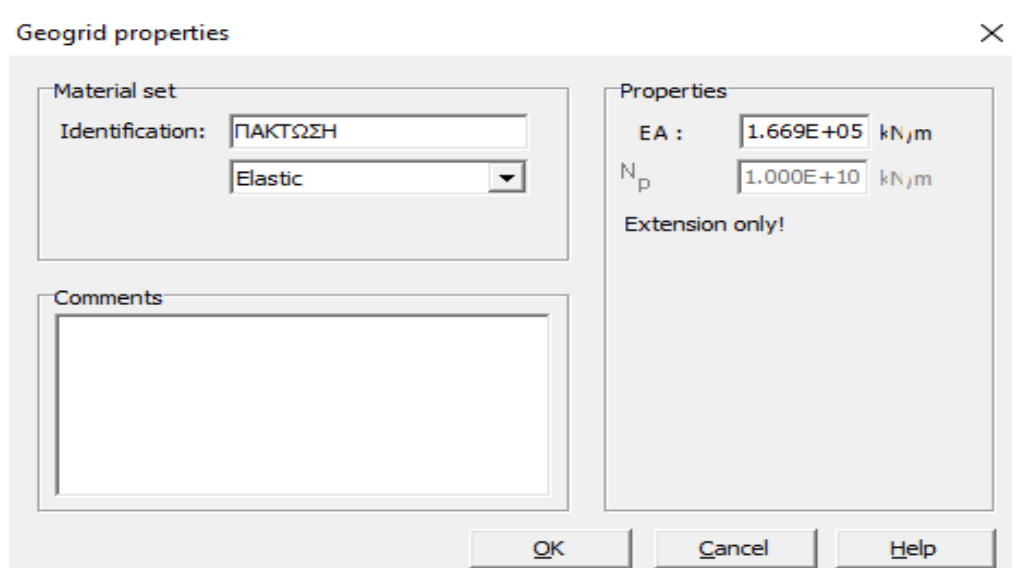
Συνεχίζοντας με τον υπολογισμό της δυστένειας:

$$E * A_S = 210 * 10^6 \text{ KPa} * 5,6 \text{ cm}^2 = 1176 * 10^6 \text{ KPa} * 10^{-4} \text{ m}^2 = 117600 \text{ KN}$$

Η συνολική δυστένεια του βολβού πάκτωσης του αγκυρίου είναι το άθροισμα της δυστένειας των τενόντων του χάλυβα και του τσιμεντοκονιάματος:

$$EA = E_b * A_b + E * A_S = 15 * 10^6 \text{ KPa} * \{ (\pi * 7^2) / 4 - 5,6 \} * 10^{-4} \text{ m}^2 + 117600 \text{ KN} \\ = 49297,5 + 117600 = 122529,5 \text{ KN}$$

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι δεν διαιρείται το συνολικό άθροισμα της δυστένειας με το μήκος των αγκυρίων όπως γίνεται στην περίπτωση των πασσάλων καθώς αυτό γίνεται αυτόματα από το πρόγραμμα.



Εικόνα 4.13: Παράθυρο εισαγωγής δεδομένων πακτωμένου τμήματος αγκυρίου

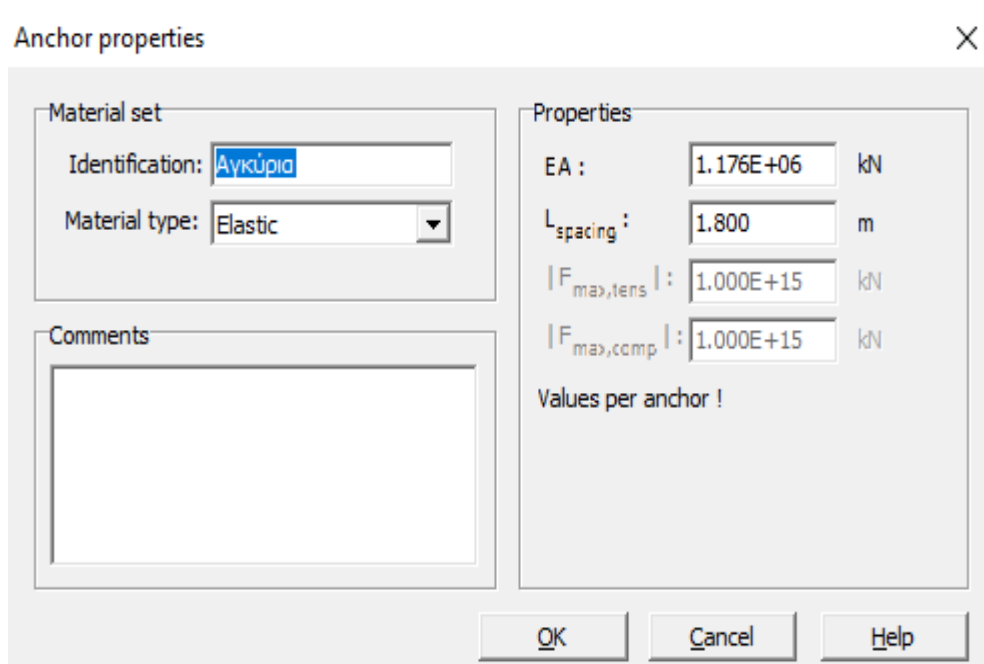
Η ολοκλήρωση της εισαγωγής δεδομένων για τον προσδιορισμό του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου γίνεται με την επιλογή “OK”. Η αντιστοιχία του στο μοντέλο του προγράμματος γίνεται σέρνοντας το συγκεκριμένο υλικό από το “Material set” με το αριστερό κλικ στην περιοχή που έχει σχεδιαστεί ο βολβός πάκτωσης ή κάνοντας δεξί κλικ στον σχεδιαζόμενο βολβό, στην επιλογή “geogrid” και στη συνέχεια στην εντολή “Change”, προσδιορίζεται το είδος του πακτωμένου βολβού που αντιστοιχεί στο μοντέλο που σχεδιάζεται.

Καθορισμός αγκυρίων:

Από την επιλογή “Materials” επιλέγεται το “Anchors” και στο παράθυρο που εμφανίζεται επιλέγουμε “new”. Στο παράθυρο που εμφανίζεται στο πεδίο “Material set” υπάρχει η δυνατότητα ονομασίας δίπλα στο “Identification” καθώς και η επιλογή να οριστεί ως ελαστικό ή ελαστικοπλαστικό το υλικό. Στη συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται το ελαστικό για το μοντέλο. Στο πεδίο “Properties” εισάγεται η τιμή για τη δυστένεια EA και το L για την οριζόντια απόσταση μεταξύ των αγκυρίων.

Η συνολική επιφάνεια διατομής των αγκυρίων όπως υπολογίστηκε πιο πάνω είναι $5,6 \text{ cm}^2$. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι $210 \cdot 10^6 \text{ KPa}$ οπότε η δυστένεια θα είναι:

$$EA = 210 \cdot 10^6 \text{ KPa} \cdot 5,6 \text{ cm}^2 = 117600 \text{ KN}$$

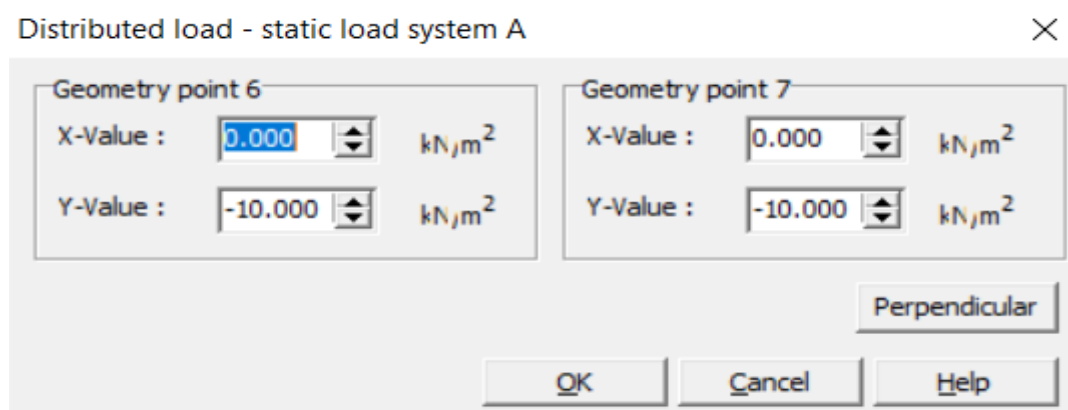


Εικόνα 4.14: Παράθυρο εισαγωγής δεδομένων αγκυρίου

Η ολοκλήρωση της εισαγωγής δεδομένων για τον προσδιορισμό του πακτωμένου τμήματος του αγκυρίου γίνεται με την επιλογή “OK”. Η αντιστοιχία του στο μοντέλο του προγράμματος γίνεται σέρνοντας το συγκεκριμένο υλικό από το “Material set” με το αριστερό κλικ στην περιοχή που έχει σχεδιαστεί το αγκύριο ή κάνοντας δεξί κλικ στο σχεδιαζόμενο αγκύριο, στην επιλογή “Properties” επιλέγοντας αρχικά το “Change”, προσδιορίζεται το είδος του αγκυρίου που αντιστοιχεί στο μοντέλο που σχεδιάζεται.

Καθορισμός του φορτίου στην επιφάνεια του εδάφους:

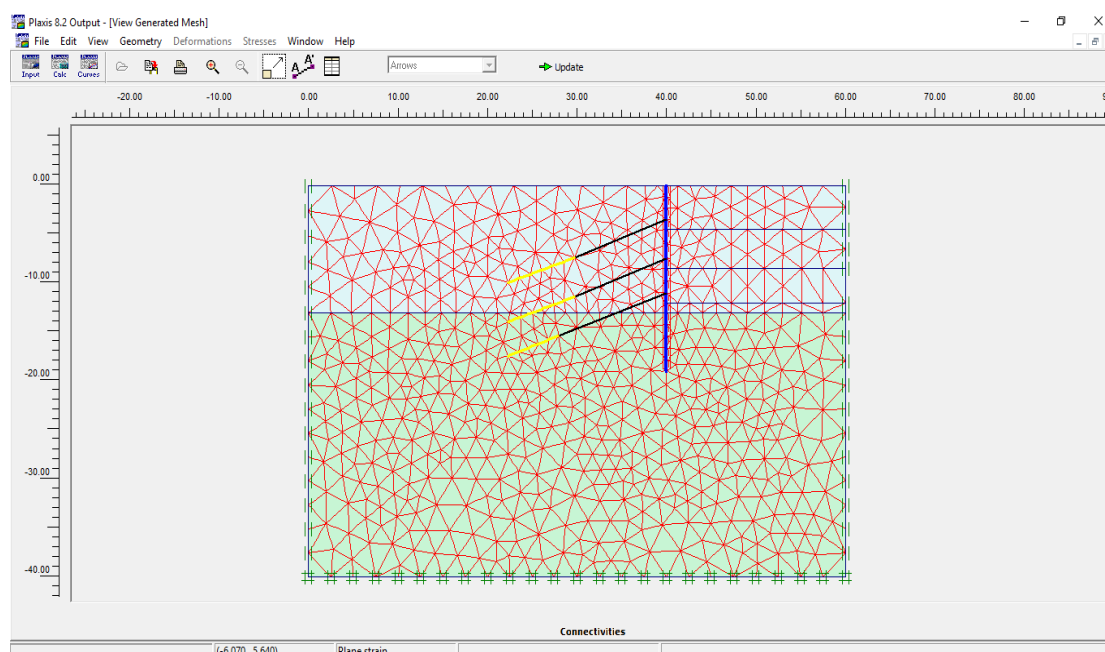
Στη περίπτωση αυτής της διπλωματικής ο τοίχος αντιστήριξης δέχεται σε ένα μέρος του τα φορτία του κτιρίου και στο υπόλοιπο το φορτίο κυκλοφορίας. Και για τα δύο θεωρείται ότι ο τοίχος θα αναλάβει φορτία 10 KN/m^2 . Για να οριστεί το φορτίο από το πάνελ των εργαλείων επιλέγεται το “Distributed load-load system A” στη συνέχεια σχεδιάζεται το φορτίο στο γεωμετρικό μοντέλο και έπειτα με διπλό κλικ εμφανίζεται το παράθυρο εισαγωγής δεδομένων. Στο παράθυρο αυτό υπάρχει πεδίο “Construction elements” όπου επιλέγεται το “Distributed load (system A)” και επιβεβαιώνεται πατώντας “OK”. Αυτή η ενέργεια έχει σαν αποτέλεσμα να εμφανίζεται καινούριο παράθυρο “Distributed load - static load system A”, στο πεδίο “geometry point 7” η τιμή του φορτίου στο “x value” μένει 0 ενώ αντίθετα στο “y value” ορίζεται -10 KN/m^2 . Αντίστοιχα στο πεδίο “geometry point 6” η τιμή για το “x value” είναι 0 και η τιμή φορτίου για το “y value” ισούται με -10 KN/m^2 .



Εικόνα 4.15: Παράθυρο εισαγωγής δεδομένων επιφανειακού φορτίου

Διακριτοποίηση μοντέλου προσομοίωσης:

Το επόμενο βήμα μετά την σχεδίαση του μοντέλου εκσκαφής και τον προσδιορισμό όλων των χαρακτηριστικών των κατασκευαστικών υλικών είναι η σχεδίαση του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων. Από το πάνελ σχεδίασης επιλέγεται το εικονίδιο “Generate mesh” που έχει σαν αποτέλεσμα το μοντέλο να διαιρείται σε μικρά τυχαία διατεταγμένα τρίγωνα που συνδέονται μεταξύ τους με κόμβους. Για να επιλεγθεί η κατάλληλη πυκνότητα καννάβου και να γίνει μια πιο λεπτομερής ανάλυση επιλέγεται από τη γραμμή εργαλείων η εντολή “Mesh” και έπειτα επίλεγοντας το “Global coarseness” εμφανίζεται νέο παράθυρο, όπου στο πεδίο “Element distribution” επιλέγεται το “Very fine” για να γίνει ανάλυση με πολύ πυκνό πλέγμα και στη συνέχεια επικυρώνεται πατώντας “Generate”. Στην επιλογή “Mesh” υπάρχει η δυνατότητα επιλογής ενεργειών όπως “Refine cluster” και “Refine line” τα οποία χρησιμεύουν στην πυκνωση του καννάβου σε σημεία που υπάρχουν έντονες παραμορφώσεις ή μεγάλη συγκέντρωση τάσεων, όπως στο κομμάτι του διαφραγματικού τοίχου που εισχωρεί στο έδαφος πέραν του βάθους εκσκαφής. Στο τέλος κάθε ενέργειας επιλέγεται το “Update” για να γίνει η καταχώρηση των εντολών που εισάγονται στον υπολογισμό του μοντέλου.



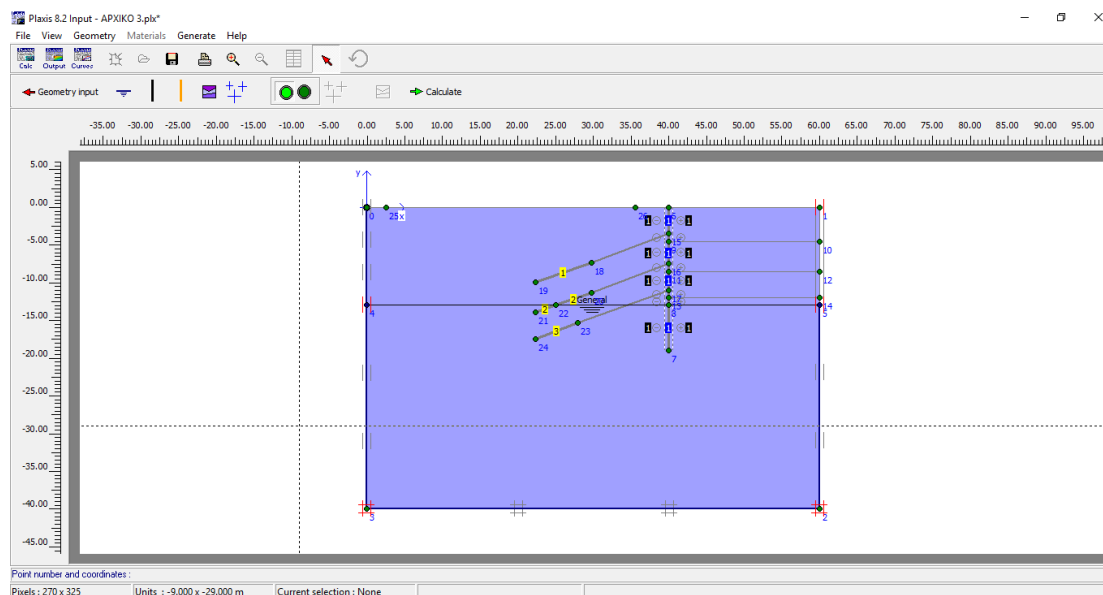
Εικόνα 4.16: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων μοντέλου

Αρχικές συνθήκες (Initial conditions):

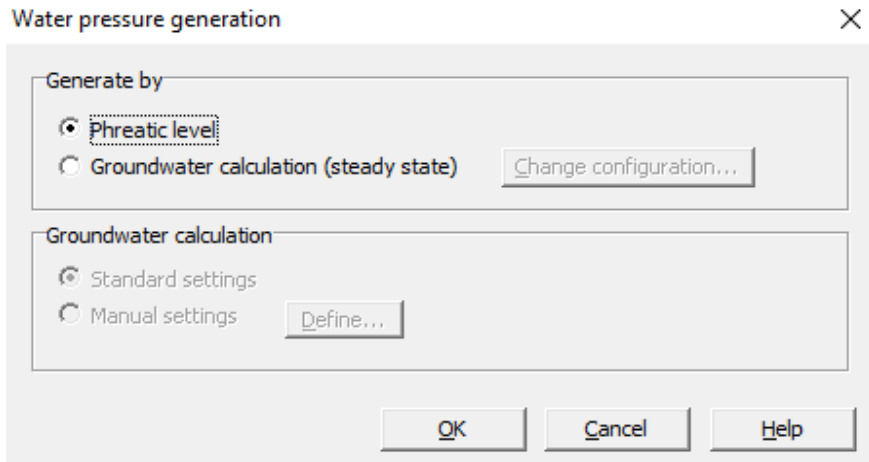
Μετά τη διαδικασία διακριτοποίησης του μοντέλου, υπολογίζονται οι αρχικές εντατικές συνθήκες. Από τη γραμμή εντολών του προγράμματος επιλέγεται το “Initial conditions” με αποτέλεσμα το γεωμετρικό μοντέλο να μεταφέρεται σε καινούριο παράθυρο με καινούρια γραμμή εργαλείων. Για να οριστούν οι αρχικές εντατικές συνθήκες θα πρέπει να οριστούν τόσο οι υδροστατικές όσο και οι γεωστατικές τάσεις.

Υδροστατικές τάσεις:

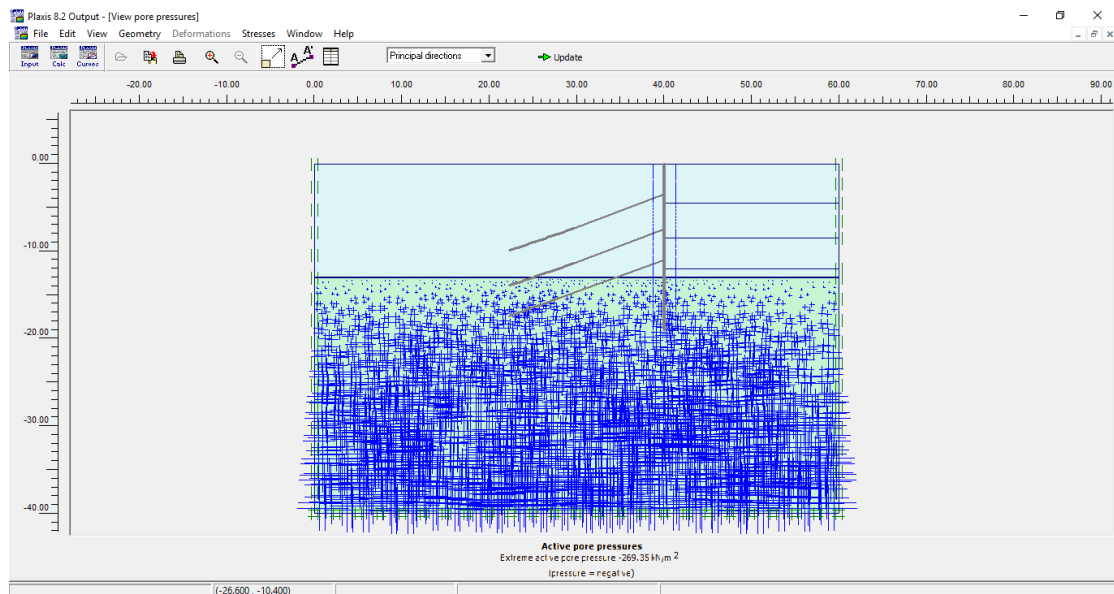
Αρχικά σχεδιάζεται το επίπεδο του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Για το λόγο αυτό στο εικονίδιο “Initial stresses and geometry configuration” επιλέγεται το “Phreatic level” και στη συνέχεια σχεδιάζεται ο υδροφόρος στην επαφή της βραχώμαζας με τον μανδύα αποσάθρωσης του αμφιβολίτη. Δηλαδή στα -13 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους. Έπειτα με την εντολή “Generate water pressures” εμφανίζεται ένα νέο παράθυρο όπου στο πεδίο “Generate by” επιλέγεται το “Phreatic level” ώστε ο υπολογισμός των πιέσεων να γίνει με βάση των υδροφόρο ορίζοντα. Επιβεβαιώνοντας αυτή την εντολή με το “OK” εμφανίζεται ένα καινούριο παράθυρο με την πίεση του νερού των πόρων όπου επιλέγεται η εντολή “Update”, ώστε τα καινούρια δεδομένα να εισαχθούν στο γεωμετρικό μοντέλο που σχεδιάζεται. Να σημειωθεί εδώ ότι λαμβάνεται φαινόμενο βάρος του νερού $\gamma_{\text{water}} = 10\text{KN/m}^3$.



Εικόνα 4.17: Επίπεδο υδροφόρου ορίζοντα



Εικόνα 4.18: Παράθυρο εισαγωγής υδροφόρου ορίζοντα



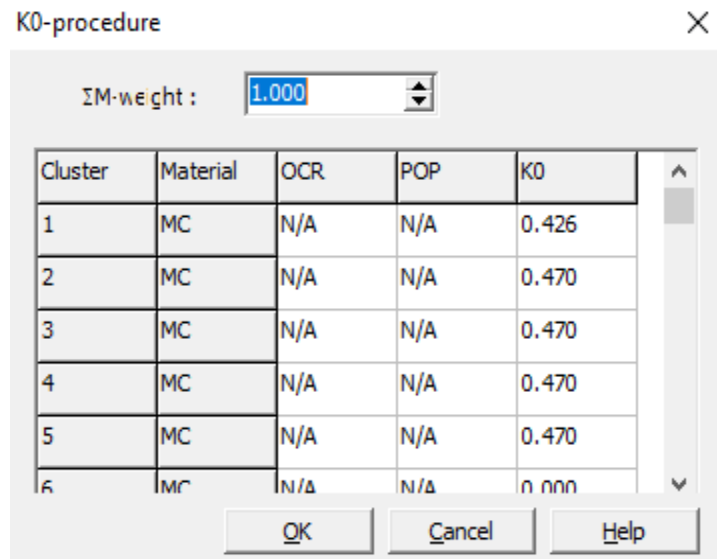
Εικόνα 4.19: Πίεση πόρων νερού

Γεωστατικές τάσεις:

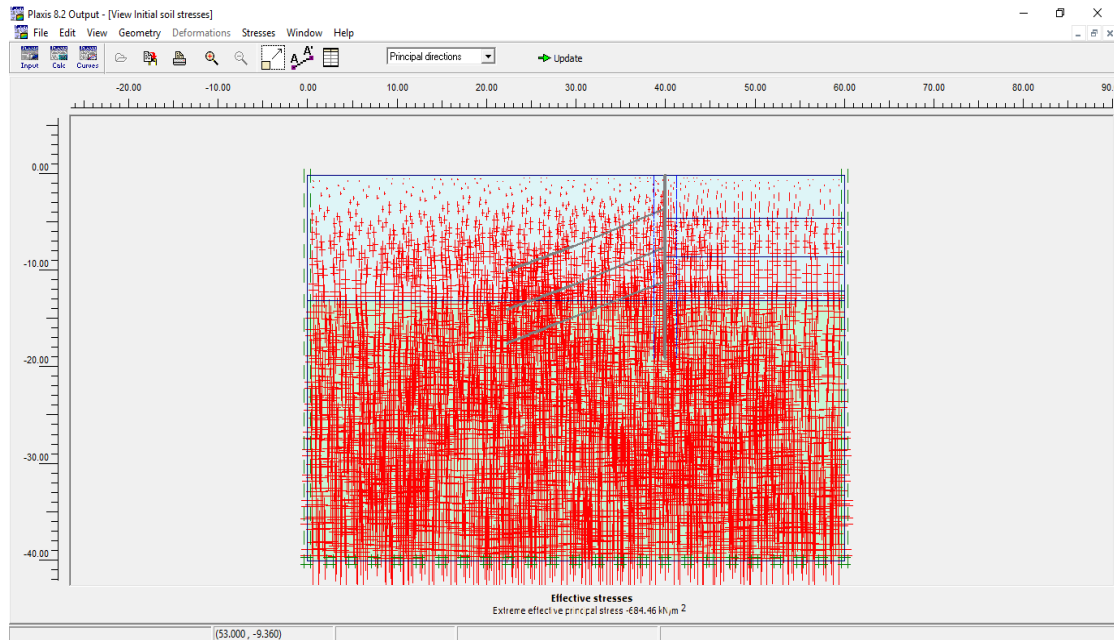
Στην συνέχεια για να υπολογιστούν οι γεωστατικές τάσεις στην γραμμή εργαλείων επιλέγεται ξανά το εικονίδιο “Initial stresses and geometry configuration” σε λειτουργία αντίθετη από αυτή του υπολογισμού των υδροστατικών πιέσεων. Έπειτα η εντολή “Generate initial stresses” από το πάνελ εργαλείων για να υπολογιστούν οι κατακόρυφες και οριζόντιες γεωστατικές τάσεις. Με την ενέργεια αυτή θα πρέπει να οριστεί το ΣM_{weight} για να καθοριστεί ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων K_0 για κάθε γεωλογικό στρώμα το οποίο επιλέγεται να είναι ίσο με 1. Τα στοιχεία εισάγονται πατώντας το “OK” και ανοίγει καινούριο παράθυρο με το σχεδιαστικό μοντέλο που δείχνει την κατανομή των ενεργών τάσεων. Για να εισαχθούν οι καινούριες εντολές επικυρώνεται η εντολή “Update” και γίνεται επιστροφή στο αρχικό μοντέλο.

Μια σημαντική λεπτομέρεια που χρειάζεται να αναφερθεί είναι ότι όλα τα κατασκευαστικά στοιχεία και το επιβαλλόμενο φορτίο που έχει οριστεί θα πρέπει να

είναι απενεργοποιημένα, να έχουν δηλαδή γκρι χρώμα πριν από την έναρξη κατασκευής σε στάδια και των υπολογισμών.



Εικόνα 4.20: Παράθυρο εύρεσης K_0 για συγκεκριμένο συντελεστή ΣΜ



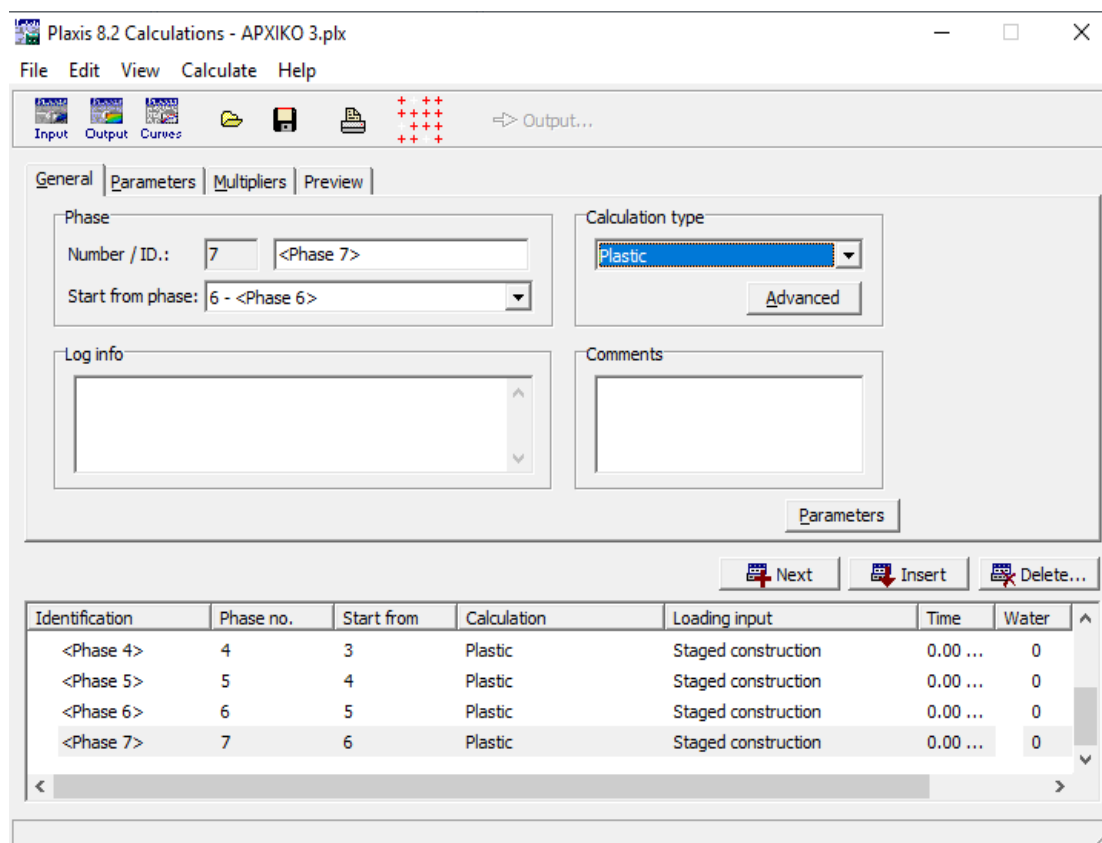
Εικόνα 4.21: Παράθυρο κατανομής ορθών τάσεων

4.3 Εκτέλεση υπολογισμών

Αφού γίνει η εισαγωγή δεδομένων για τα κατασκευαστικά υλικά και τα εδαφικά στρώματα ακολουθεί η εισαγωγή των υπόλοιπων στοιχείων και την εκτέλεση των υπολογισμών σε φάσεις. Ο υπολογισμός σε φάσεις γίνεται πραγματοποιώντας εκσκαφή και ενεργοποιώντας τα κατασκευαστικά στοιχεία ανάλογα με το στάδιο της εκσκαφής.

Πατώντας την εντολή “Calculate” εμφανίζεται ένα καινούριο παράθυρο με τέσσερις καρτέλες. Στην πρώτη καρτέλα “General” στο πεδίο “Phase” εισάγεται προαιρετικά το όνομα του σταδίου “Number/ID” και στο πεδίο “Start from phase” γίνεται η επιλογή του σταδίου που θα υπολογιστεί πριν από αυτό. Στο πεδίο “Calculation type” υπάρχουν οι επιλογές: πλαστική ανάλυση (“Plastic analysis”), στερεοποίηση (“Consolidation analysis”), ανάλυση όσο αναφορά τον συντελεστή ασφαλείας (“Phi/c reduction”) και δυναμική ανάλυση (“Dynamic analysis”). Στην συγκεκριμένη διπλωματική χρησιμοποιήθηκε η πλαστική ανάλυση εκτός από το τελευταίο στάδιο όπου επιλέχθηκε ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας.

Η αρχική φάση ξεκινά με τον αριθμό 0 και υποδηλώνει την αρχική εντατική κατάσταση του μοντέλου.



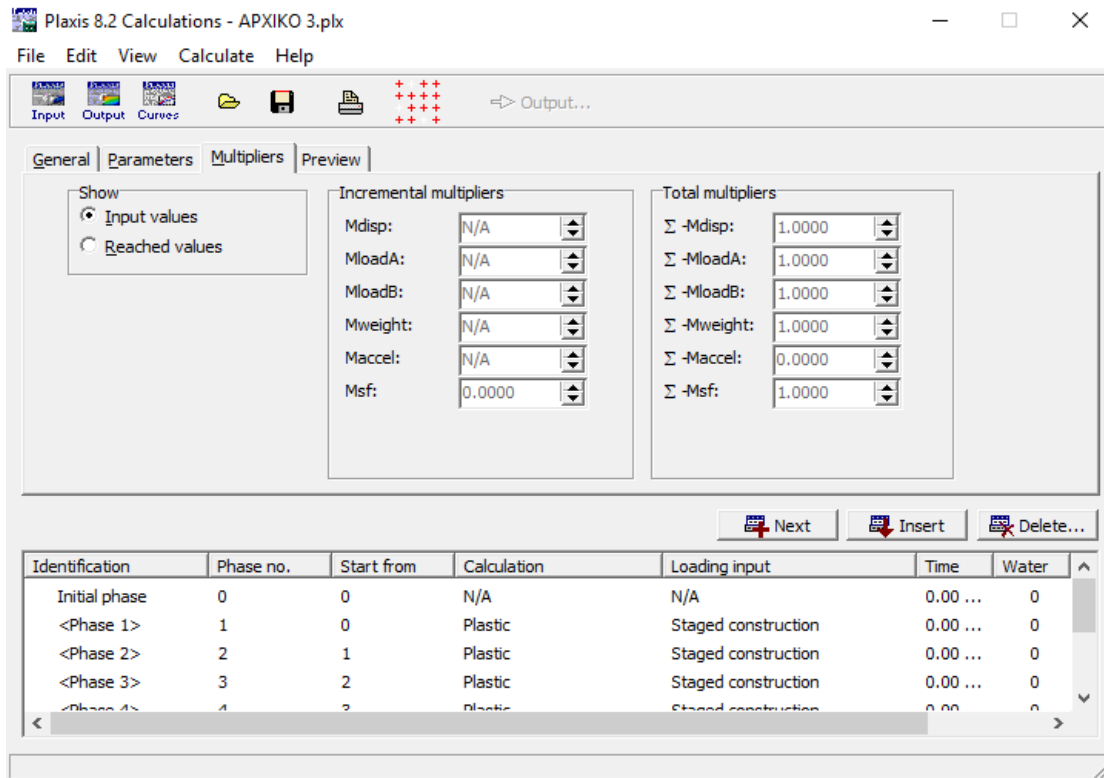
Εικόνα 4.22: Παράθυρο εισαγωγής σταδίων εκσκαφής

Στη δεύτερη καρτέλα “Parameters” στο πεδίο “Control parameters” επιλέγεται ο αριθμός των βημάτων που θα υπολογιστεί στο στάδιο αυτό. Δίνεται ακόμα η επιλογή μηδενισμού των μετακινήσεων του προηγούμενου σταδίου, να αγνοηθούν οι αστράγγιστες συνθήκες ή να γίνει η διαγραφή των τιμών για τα ενδιάμεσα τμήματα κατά τη διάρκεια των υπολογισμών. Επιπλέον υπάρχει η δυνατότητα εισαγωγής του τρόπου με τον οποίο θα επιβάλλονται οι φορτίσεις στο πεδίο “Loading input”. Οι επιλογές είναι, η συνολική επιβολή των φορτίσεων με το “Total multipliers” για συνολική επιβολή φορτίσεων και η σταδιακή κατασκευή με τις επιλογές “Incremental multipliers” και “Staged construction”. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στη παρούσα διπλωματική εργασία θα επιλεγεί η διαγραφή των ενδιάμεσων βημάτων με την εντολή “Delete intermediate steps” και ο αριθμός βημάτων έμεινε ο προεπιλεγμένος από το πρόγραμμα ο οποίος είναι 250. Για την μελέτη και προσομοίωση της εκσκαφής στο μοντέλο επιλέχθηκε το “Staged construction”. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στην ίδια καρτέλα επιλέγεται η εντολή “Reset displacements to zero” στη δεύτερη φάση του “Staged construction” και αυτό γιατί στην πρώτη φάση ενεργοποιώντας τα φορτία της κατασκευής το πρόγραμμα θα δώσει πολύ μεγάλες μετακινήσεις οι οποίες όμως δεν θα συμβούν καθώς τα μέτρα αντιστήριξης θα τοποθετηθούν άμεσα οπότε δεν θα επιτρέψουν αυτές τις μετακινήσεις, παράγοντας όμως που το πρόγραμμα δεν μπορεί να υπολογίσει.

Για να ξεκινήσει ο προσδιορισμός των φάσεων κατασκευής χρησιμοποιείται η εντολή “Next”. Έπειτα με την εντολή “Define” το πρόγραμμα μεταφέρεται σε νέο παράθυρο που υπάρχει το γεωτεχνικό μοντέλο και γίνεται η επίλογη της σειράς με την οποία το κάθε κατασκευαστικό βήμα θα εκτελεστεί. Όλα τα κατασκευαστικά στοιχεία πριν την επιλογή τους είναι σχεδιασμένα με γκρι χρώμα, ενώ αφού ενεργοποιηθούν χρωματίζονται. Τα κύρια στάδια κατασκευής είναι:

- Στο πρώτο ενεργοποιείται ο τοίχος αντιστήριξης καθώς και τα φορτία που εφαρμόζονται στην επιφάνεια του εδάφους.
- Στο δεύτερο πραγματοποιείται η πρώτη εκσκαφή
- Στο τρίτο ενεργοποιείται η πρώτη σειρά αγκυρίων
- Στο τέταρτο πραγματοποιείται η δεύτερη εκσκαφή
- Στο πέμπτο ενεργοποιείται η δεύτερη σειρά αγκυρίων
- Στο έκτο πραγματοποιείται η τρίτη εκσκαφή
- Στο έβδομο ενεργοποιείται η τρίτη σειρά αγκυρίων

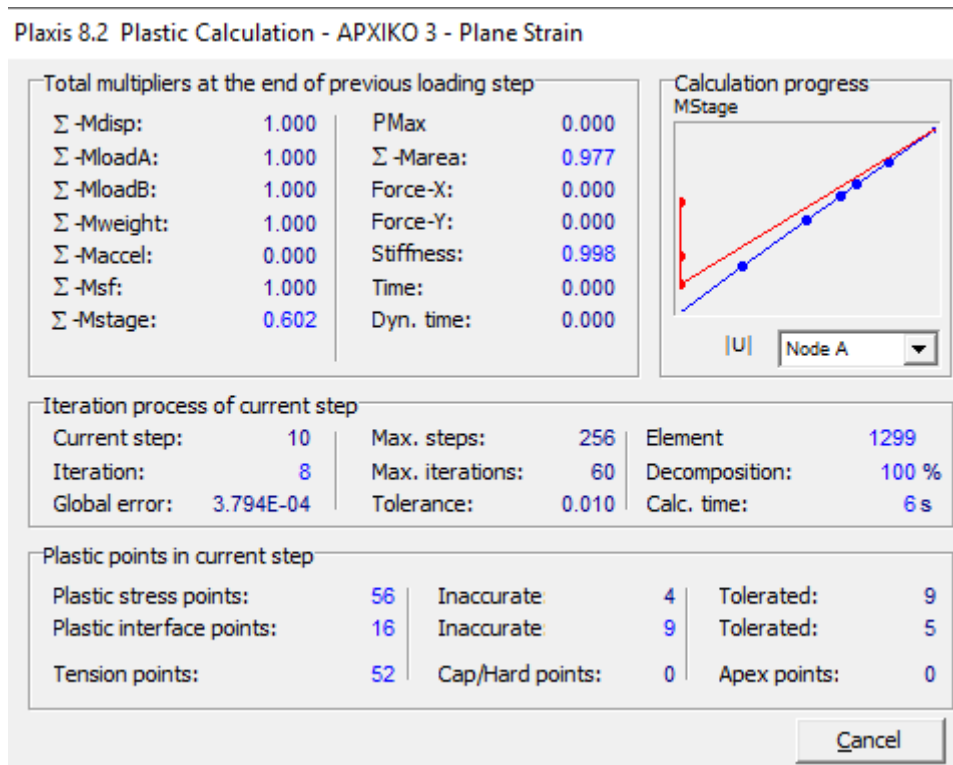
Στην καρτέλα “Multipliers” στο ίδιο παράθυρο εντολών, γίνεται ο ορισμός των πολλαπλασιασμών των σταδίων με σκοπό την παραγωγή των φορτίσεων και χρησιμοποιείται για αναλύσεις “Total multipliers”.



Εικόνα 4.23: Παράθυρο εισαγωγής multipliers

Στην τελευταία καρτέλα που ονομάζεται “Preview” ο χρήστης έχει τη δυνατότητα να κάνει προεπισκόπηση κάθε φάσης κατασκευής του μοντέλου.

Στο παράθυρο των εντολών υπάρχει η δυνατότητα επιλογής σημείων που υπάρχουν στο γεωμετρικό μοντέλο και αντιπροσωπεύουν σημεία όπου μπορεί να συμβούν έντονες παραμορφώσεις και συγκέντρωση τάσεων. Επιλέγοντας τα σημεία αυτά με το τέλος των υπολογισμών υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής διαγραμμάτων παραμόρφωσης για το καθένα από αυτά. Η επιλογή των σημείων αυτών μπορεί να γίνει μέσω της εντολής “Select points for curves”. Η επιλογή των σημείων γίνεται πριν την έναρξη των υπολογισμών. Μετά την ολοκλήρωση των φάσεων κατασκευής από την γραμμή των εργαλείων επιλέγεται η εντολή “Calculate” και ξεκινάει η επίλυση του μοντέλου εμφανίζοντας ένα καινούριο παράθυρο στην οθόνη.



Εικόνα 4.24: Παράθυρο υπολογισμών μοντέλου

Μόλις ολοκληρωθούν οι υπολογισμοί όλες οι φάσεις κατασκευής που επιλύθηκαν προηγουμένως είναι επισημασμένες με πράσινο χρώμα, σε περίπτωση που έχει γίνει κάποιο λάθος στη διάρκεια σχεδιασμού των φάσεων ή κατά τη διάρκεια των υπολογισμών η φάση που έχει το λάθος εμφανίζεται με κόκκινο χρώμα μαζί με ένα μήνυμα που αναφέρει που υπάρχει το λάθος.

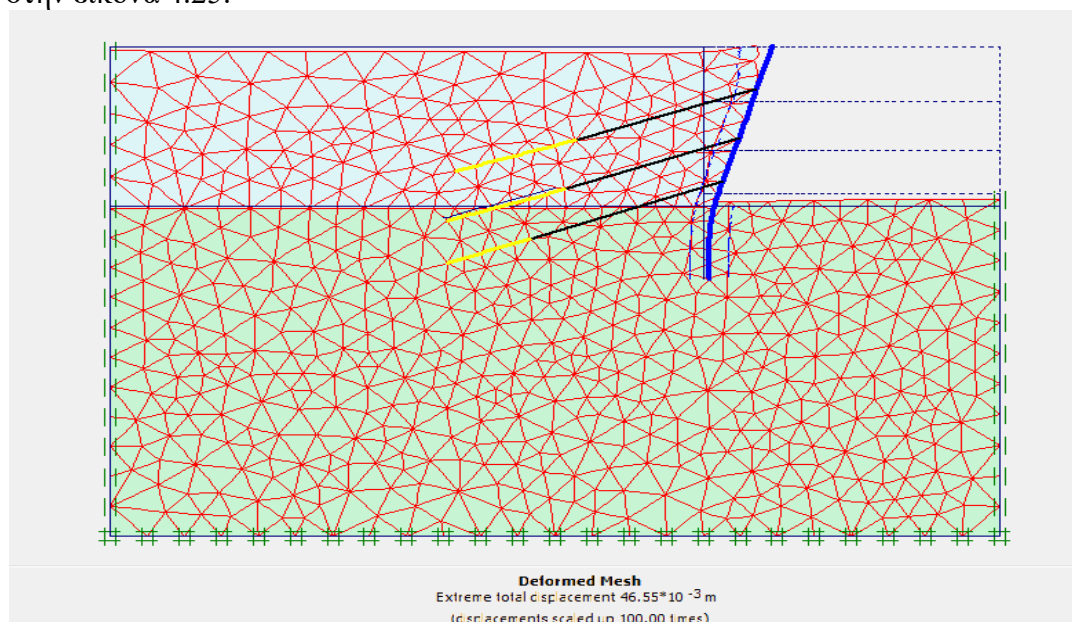
Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων επιλέγεται η εντολή “Output” η οποία θα αναλυθεί παρακάτω.

4.4 Εξαγωγή αποτελεσμάτων-Output

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως το πρόγραμμα μέσω της εντολής “Output”, γίνεται η εξαγωγή των αποτελεσμάτων της επίλυσης του μοντέλου. Συγκεκριμένα παρουσιάζονται γραφικά και αριθμητικά οριζόντιες κατακόρυφες και συνολικές μετατοπίσεις, ταχύτητες και επιταχύνσεις επιλέγοντας τις από το “deformation menu”, καθώς και ολικές και ενεργές τάσεις από το “stresses menu”.

Επιπλέον μέσω της εντολής “Output” το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα της δυνατότητας παρουσίασης των τελικών αποτελεσμάτων της επίλυσης του μοντέλου αλλά και πατώντας σε κάθε φάση την συγκεκριμένη εντολή, μπορούμε να δούμε τις παραμορφώσεις-μετακινήσεις σε κάθε φάση ξεχωριστά. Αρχικά στο “Output”

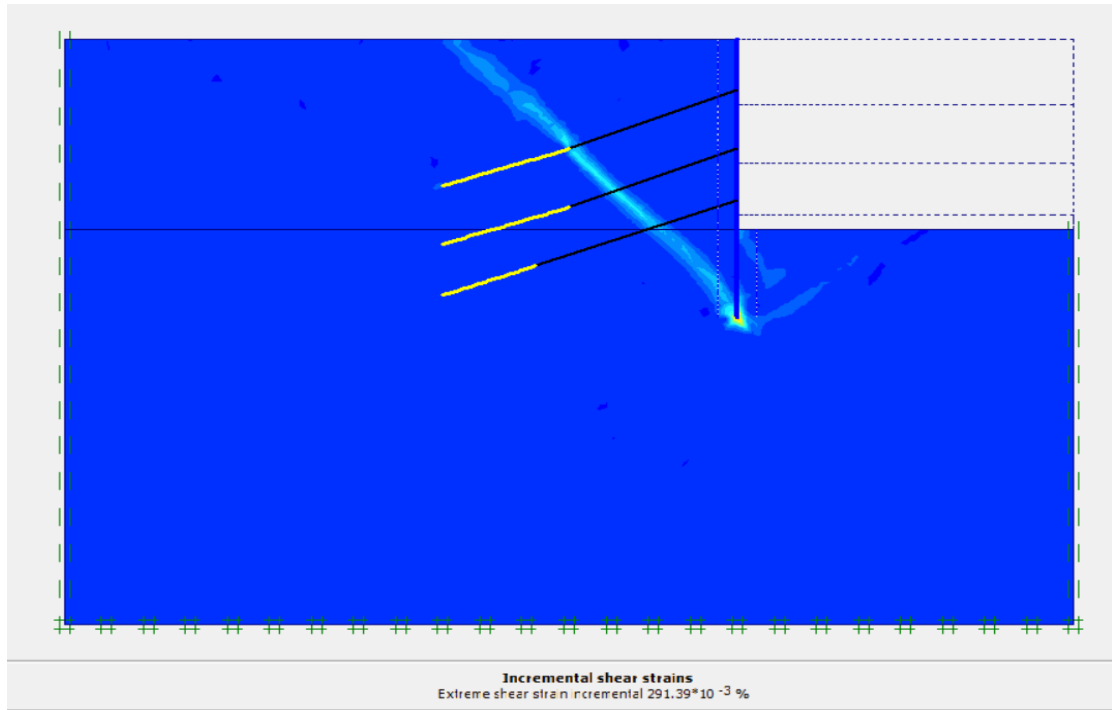
εμφανίζεται το παραμορφωμένο πλέγμα της γεωμετρίας, το οποίο παρουσιάζεται στην εικόνα 4.25.



Εικόνα 4.25: Παραμορφωμένο πλέγμα

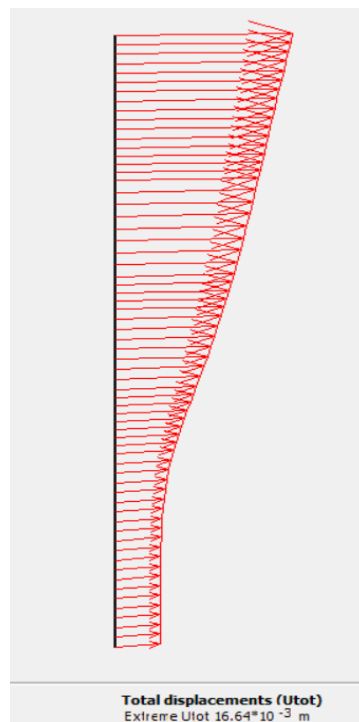
Να σημειωθεί πως η παραμόρφωση που φαίνεται στην εικόνα δεν είναι ρεαλιστική, απλώς το πρόγραμμα αλλάζει την κλίμακα σε σημεία για να διακρίνονται καλύτερα η τάση που έχει ο τοίχος και τη μορφή με την οποία θα αστοχήσει.

Ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο που δίνει το πρόγραμμα είναι η παρουσίαση της επιφάνειας αστοχίας. Αυτή μπορεί να παρουσιαστεί στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών που γίνεται ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας. Σε αυτή τη διαδικασία το πρόγραμμα μειώνοντας τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους πετυχαίνει την αστοχία του πρανούς. Έτσι στο “output” με την επιλογή “incremental strains” και στη συνέχεια με το “shear shadings”, γίνεται να εμφανιστεί η επιφάνεια αστοχίας, όπως παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.26: Επιφάνεια αστοχίας απο incremental strains

Επίσης το “output” δίνει τη δυνατότητα στον χρήστη να μελετήσει τις συνολικές, οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις του πασσαλότοιχου.

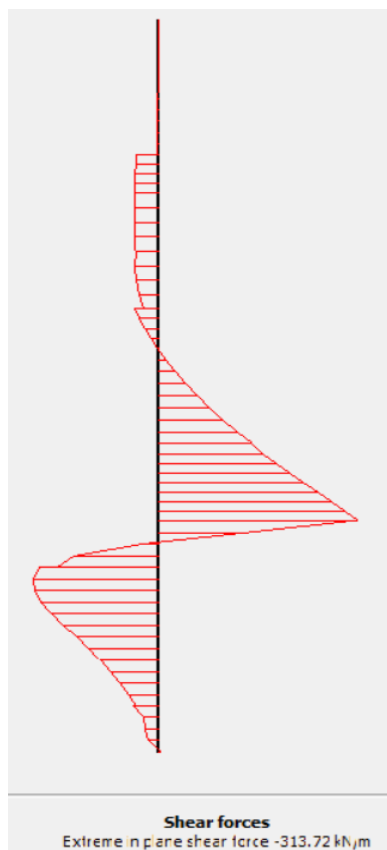


Εικόνα 4.27: Συνολικές μετακινήσεις πασσαλότοιχου

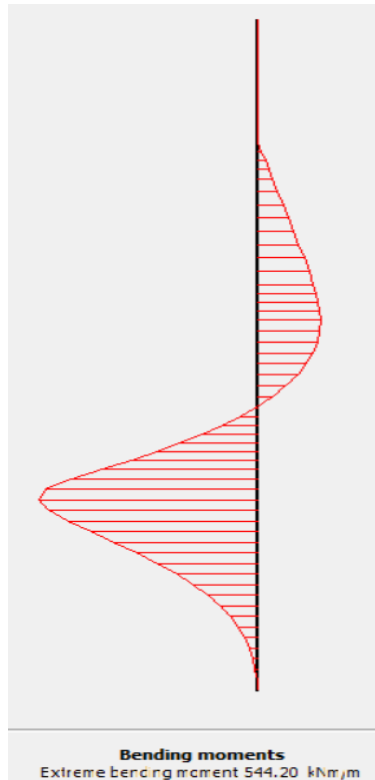
Ταυτόχρονα με τις μετακινήσεις του πασσαλότοιχου το Plaxis μπορεί να παρουσιάσει αξονικές, διατμητικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές, οι οποίες παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες:



Εικόνα 4.28: Αξονικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο



Εικόνα 4.29: Διατμητικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο



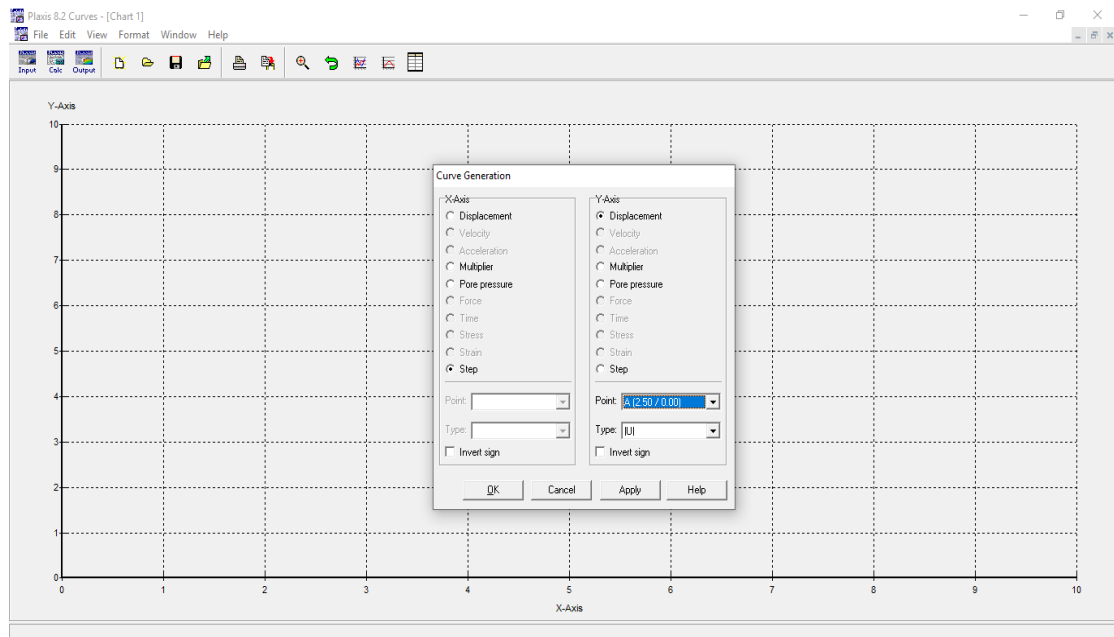
Εικόνα 4.30: Καμπτικές ροπές που ασκούνται στον πασσαλότοιχο

Στα παραπάνω διαγράμματα οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο είναι $-498,12\text{KN}$ και οι διατμητικές $-313,72\text{KN/m}$. Τέλος οι καμπτικές ροπές στον τοίχο είναι $544,2\text{KN/m}$. Όμως στις καμπτικές ροπές δεν έχει υπολογιστεί η απόσταση μεταξύ των πασσάλων που είναι $1,8$ μέτρα. Άρα το αποτέλεσμα θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί επί $1,8$ και η τελική τιμή των καμπτικών ροπών προκύπτει $979,56\text{KN}$.

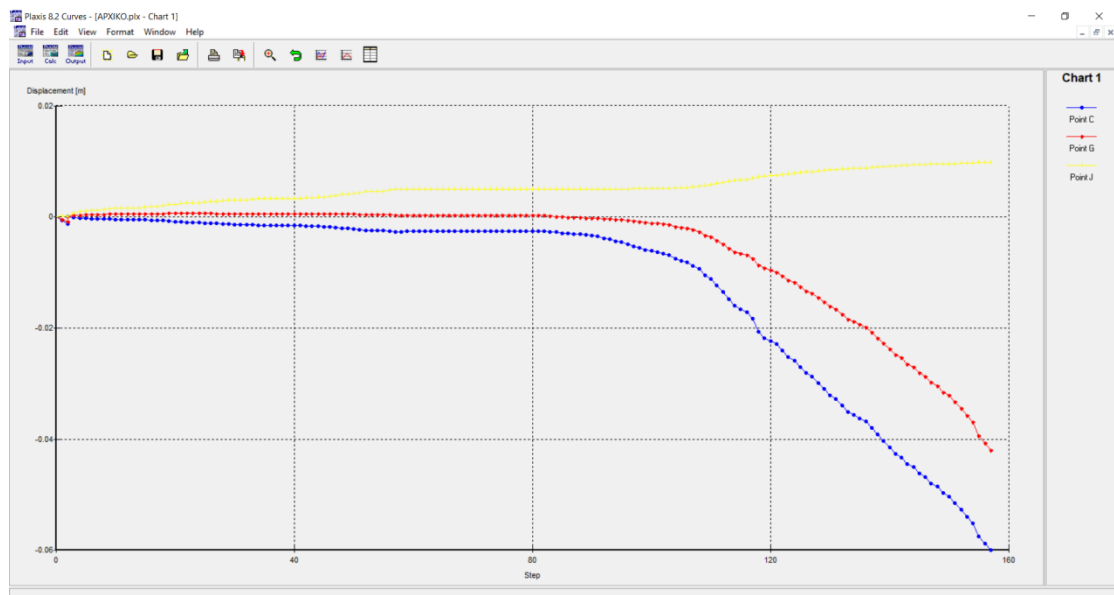
4.5 Εξαγωγή διαγραμμάτων – Curves

Το πρόγραμμα επιπλέον, δίνει στον χρήστη τη δυνατότητα να παράξει διαγράμματα για συγκεκριμένα σημεία που εκείνος επιλέγει επάνω στη γεωμετρία. Η επιλογή των σημείων γίνεται στο υποπρόγραμμα “calculation” με την εντολή “Select points”. Τα διαγράμματα μπορούν να παρουσιάσουν για κάθε σημείο που επιλέχθηκε τις συνισταμένη των μετακινήσεων, αλλά και ξεχωριστά είτε τις οριζόντιες είτε τις κάθετες μετακινήσεις. Για την εξαγωγή αυτών των διαγραμμάτων θα χρησιμοποιηθεί η εντολή “Curves”, η οποία εντοπίζεται στη γραμμή εργαλείων του προγράμματος. Αφού επιλεγεί η εντολή “Curves” εμφανίζεται στην οθόνη ένα καινούριο παράθυρο “Curve Generation”, όπου ορίζονται οι άξονες, για τον X, το “Step” και για τον άξονα Y, το “Displacement”. Στο πεδίο “Point” επιλέγεται το σημείο για το οποίο ενδιαφέρεται ο χρήστης να εξάγει το διάγραμμα των μετατοπίσεων για κάθε βήμα υπολογισμού του προγράμματος. Στο πεδίο “Type” επιλέγεται το διάγραμμα που επιθυμεί ο χρήστης. Η επιλογή “U” συμβολίζει το διάγραμμα της συνισταμένης των μετακινήσεων, το “U_X” συμβολίζει το διάγραμμα των οριζόντιων μετακινήσεων και το “U_Y” το διάγραμμα των κατακόρυφων μετακινήσεων. Αφού επιλεγεί ο τύπος

διαγράμματος ο χρήστης συνεχίζει με την εντολή “Apply” και επικυρώνει την επιλογή του με την εντολή “Ok”. Όλα τα παραπάνω παρουσιάζονται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 4.31: Καρτέλα του υποπρογράμματος “Curves”



Εικόνα 4.32: Διάγραμμα συνισταμένης μετακινήσεων

5. Παραμετρικές αναλύσεις

5.1 Πρώτη παραμετρική ανάλυση

Στη πρώτη παραμετρική ανάλυση γίνεται η αφαίρεση των αγκυρίων. Σε κάθε φάση αφαιρείται μία σειρά αγκυρίων ξεκινώντας από το δάπεδο της εκσκαφής προς την στέψη του τοίχου αντιστήριξης. Εξετάζεται έτσι αν όλα τα αγκύρια είναι αναγκαία για την ευστάθεια του τοίχου, καθώς και για την ευστάθεια του κτηρίου που στεγάζει τα γραφεία του Μαντέμ Λάκκου. Η αφαίρεση κάθε σειράς έχει νόημα μόνο από κάτω προς τα πάνω, καθώς στο κάτω μέρος ο πασσαλότοιχος είναι ούτως η άλλως πακτωμένος μέσα στην ισχυρή βραχώμαζα, ενώ στο άνω τμήμα δεν υπάρχει τρόπος στήριξης πέρα από τα αγκύρια που χρησιμοποιούνται.

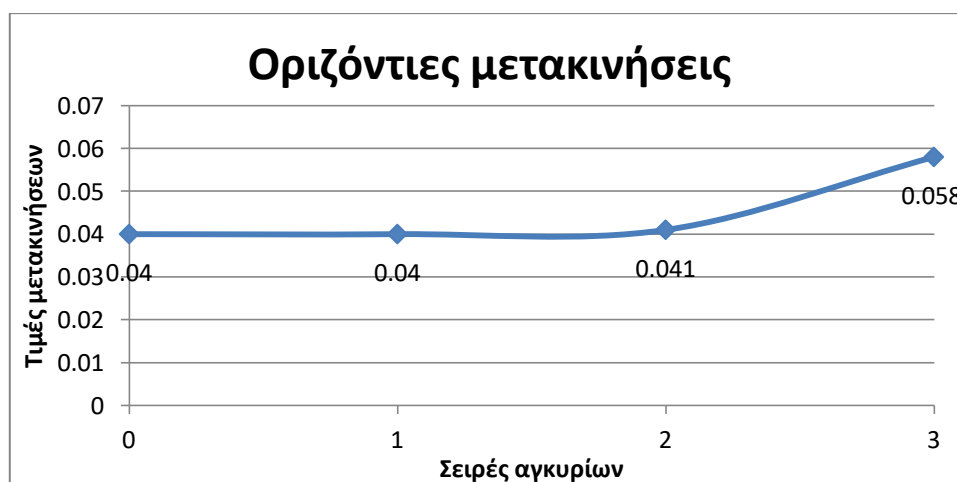
Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για κάθε ανάλυση.

- Ανάλυση 1.1: 3 σειρές αγκυρίων
- Ανάλυση 1.2: 2 σειρές αγκυρίων
- Ανάλυση 1.3: 1 σειρά αγκυρίων
- Ανάλυση 1.4: καμία σειρά αγκυρίων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται, ως μια γενική θεώρηση των παραμορφώσεων, οι τιμές των μέγιστων οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων του πασσαλότοιχου για κάθε μία από τις αναλύσεις.

Πίνακας 5.1: Μετακινήσεις πασσαλότοιχου για κάθε φάση ανάλυσης σε μέτρα

	Συνολικές μετακινήσεις (m)	Οριζόντιες μετακινήσεις (m)	Κατακόρυφες μετακινήσεις (m)
Ανάλυση 1.1 (τρεις σειρές αγκυρίων)	0,04	0,04	0,000592
Ανάλυση 1.2 (δύο σειρές αγκυρίων)	0,04	0,04	0,000594
Ανάλυση 1.3 (μία σειρά αγκυρίων)	0,041	0,041	0,000606
Ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων)	0,058	0,058	0,000631



Διάγραμμα 5.1: Μετακινήσεις πασσαλότοιχου για κάθε φάση ανάλυσης

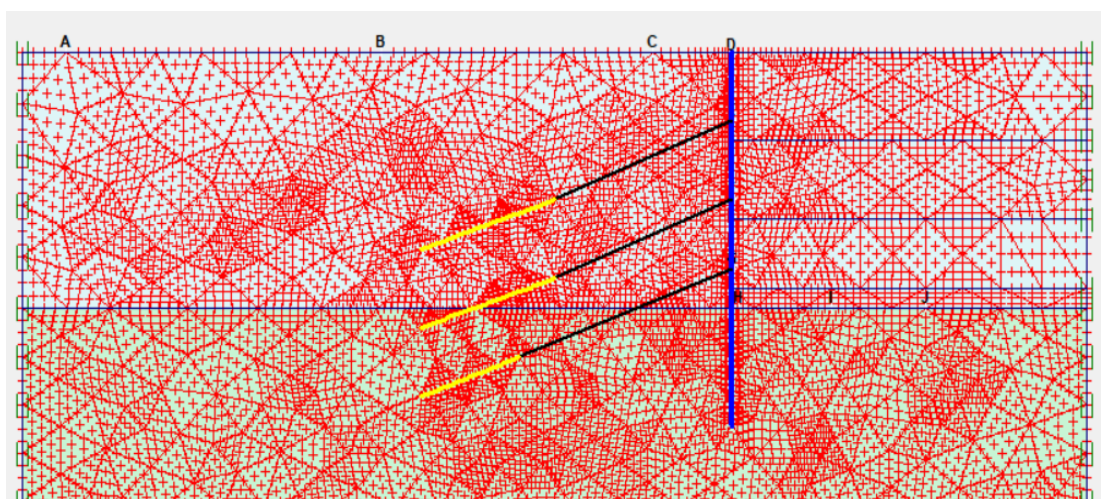
Στο διάγραμμα 5.1 τα σημεία 0, 1, 2, 3 επάνω στο άξονα $\chi'\chi$ αντιπροσωπεύουν τις αναλύσεις 1.1, 1.2, 1.3, 1.4 αντιστοίχως. Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρείται πως η αφαίρεση όλων των αγκυρίων δεν οδηγεί σε αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων του πασσαλότοιχου καθώς οι μετακινήσεις στις τρεις πρώτες αναλύσεις είναι στα 4 εκατοστά. Η αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων αυξάνεται με την αφαίρεση και του τελευταίου αγκυρίου, όπου οι οριζόντιες μετακινήσεις έφτασαν τα 5,8 εκατοστά. Η ποσοστιαία αύξηση μεταξύ της ανάλυσης 1.3 (μία σειρά αγκυρίων) με την ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων) είναι της τάξης του 41%. Αυτό δείχνει το ρόλο των αγκυρίων στην ευστάθεια στου πασσαλότοιχου.

Ακόμα από τον πίνακα 5.1, οι κατακόρυφες μετακινήσεις δεν ξεπερνούν το ένα χιλιοστό. Το γεγονός αυτό καταδεικνύει πως οι κατακόρυφες μετακινήσεις του πασσαλότοιχου είναι αμελητέες και δεν δύνανται να επηρεάσουν την ευστάθεια του τοίχου.

Πέρα από τις μετακινήσεις του πασσαλότοιχου το πρόγραμμα δίνει την δυνατότητα να επιλεγούν και συγκεκριμένα σημεία επάνω στη γεωμετρία όπου και γίνεται να μελετηθούν οι συνολικές, οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις για καθένα από αυτά. Τα σημεία που επιλέχθηκαν είναι τα εξής:

- A(2.5, 0), B(22.2, 0), C(35.5, 0) που επιλέχθηκαν για να παρουσιάσουν τις μετακινήσεις κάτω από το κτήριο των γραφείων στο Μαντέμ Λάκκο
- το D(40,0) για τον κεφαλόδεσμο
- E(40, -3.5), F(40, -7.5), G(40, -10.8) για τις μετακινήσεις στα σημεία που τα αγκύρια πακτώνονται στον πασσαλότοιχο
- H(40.4, -13), I(45.6, -13), J(50.9, -13) για τις μετακινήσεις στο δάπεδο της εκσκαφής

Ακολουθεί η παρουσίαση σε εικόνα της θέσης όλων των παραπάνω σημείων



Εικόνα 5.1: Παράθυρο επιλογής σημείων επάνω στη γεωμετρία

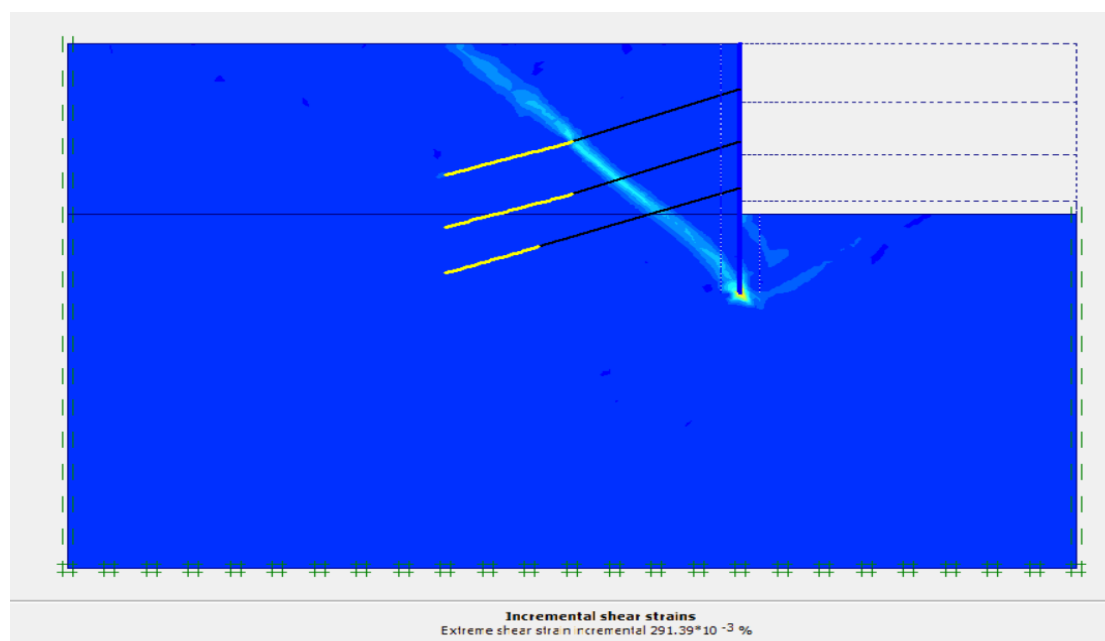
Αρχικά παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τα σημεία A,B και C για τις κατακόρυφες μετακινήσεις αυτών, οι οποίες καθορίζουν και την ευστάθεια του κτηρίου.

Πίνακας 5.2: Κατακόρυφες μετακινήσεις σημείων A,B και C

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
Ανάλυση 1.1 (τρεις σειρές αγκυρίων)	-0,0035	-0,0042	-0,0046
Ανάλυση 1.2 (δύο σειρές αγκυρίων)	-0,0035	-0,0042	-0,0046
Ανάλυση 1.3 (μία σειρά αγκυρίων)	-0,0053	-0,0042	-0,0048
Ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων)	-0,0034	-0,0043	-0,0065

Από τον πίνακα 5.2 παρατηρείται πως οι μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις σημειώνονται στο σημείο C το οποίο είναι και το πλησιέστερο στον τοίχο αντιστήριξης. Γενικά στη θεμελίωση ενός κτηρίου οι κατακόρυφες μετακινήσεις οι οποίες δεν θα του δημιουργήσουν πρόβλημα στη στατική του είναι το πολύ δύο με τρία εκατοστά. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα τα σημεία A και B δεν δίνουν μετακινήσεις μεγαλύτερες από 1 εκατοστό, ακόμα και στη δυσμενέστερη ανάλυση. Το σημείο C όμως, επειδή βρίσκεται δίπλα στον πασσαλότοιχο και επομένως οι παραμορφώσεις εκεί είναι πιο έντονες δίνουν κατακόρυφες μετακινήσεις που στη δυσμενέστερη ανάλυση (καμία σειρά αγκυρίων), που φτάνουν τα 6,5 χιλιοστά. Επομένως, η ανάλυση 1.4 στην οποία έχουν αφαιρεθεί όλα τα αγκύρια δεν παρουσιάζει παραμορφώσεις ικανές για να αστοχήσει το κτήριο.

Παράλληλα με τις καθιζήσεις στο δάπεδο της εκσκαφής εμφανίζονται ανυψώσεις στο έδαφος που οφείλονται στον μηχανισμό αστοχίας του πρανούς. Επομένως πριν γίνει αναφορά στις κατακόρυφες μετακινήσεις των σημείων H, I και J θα παρουσιαστεί μέσω του προγράμματος η εικόνα που καθορίζει τον μηχανισμό αστοχίας.



Εικόνα 5.2: Επιφάνειες αστοχίας ανάλυσης 1.1

Η παραπάνω εικόνα εξάγεται από την φάση υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας και άρα δείχνει την επιφάνεια πάνω στην οποία αστοχεί το πρανές καθώς μειώνεται

σταδιακά η συνοχή και η γωνία τριβής. Το επίπεδο αυτό σκιαγραφείται με το έντονο χρώμα που ξεχωρίζει του βαθύ μπλε. Καθώς η αστοχία προχωράει στο κάτω μέρος του τοίχου και συνεχίζει προς τη μερία της εκσκαφής. Όμως δεν σταματάει πλήρως και αναμένονται κάποιες ανυψώσεις στο δάπεδο της εκσκαφής. Για τον λόγο αυτό παρακάτω παρουσιάζεται ο πίνακας με τις κατακόρυφες μετακινήσεις των σημείων Η,Ι και J.

Πίνακας 5.3: Κατακόρυφες μετακινήσεις σημείων Η,Ι και J σε μέτρα

	Σημείο Η (m)	Σημείο Ι (m)	Σημείο J (m)
Ανάλυση 1.1 (τρεις σειρές αγκυρίων)	0,0032	0,004	0,0049
Ανάλυση 1.2 (δύο σειρές αγκυρίων)	0,0033	0,004	0,0049
Ανάλυση 1.3 (μία σειρά αγκυρίων)	0,0034	0,004	0,0049
Ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων)	0,0039	0,004	0,0049

Επομένως υπάρχουν αμελητέες ανυψώσεις στο δάπεδο της εκσκαφής, οι οποίες δεν δημιουργούν κάποιο πρόβλημα ευστάθειας.

Στη συνέχεια είναι σημαντικό να αναφερθούν οι οριζόντιες μετακινήσεις οι οποίες εμφανίζονται στα σημεία που επιλέχθηκαν πάνω στον τοίχο αντιστήριξης. Οι τιμές των μετακινήσεων παρατίθενται στον πίνακα.

Πίνακας 5.4:Οριζόντιες μετακινήσεις σημείων D,E,F και G σε μέτρα

	Σημείο D (m)	Σημείο E (m)	Σημείο F (m)	Σημείο G (m)
Ανάλυση 1.1 (τρεις σειρές αγκυρίων)	0,04	0,032	0,022	0,012
Ανάλυση 1.2 (δύο σειρές αγκυρίων)	0,041	0,032	0,022	0,013
Ανάλυση 1.3 (μία σειρά αγκυρίων)	0,042	0,033	0,023	0,013
Ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων)	0,058	0,045	0,028	0,015

Παρατηρώντας τις τιμές βγαίνει το συμπέρασμα πως το σημείο D δηλαδή ο κεφαλόδεσμος, δίνει συγκριτικά μεγαλύτερες τιμές από όλα τα υπόλοιπα σημεία και άρα τα μέτρα υποστήριξης του τοίχου πρέπει να επικεντρωθούν στο τρόπο με τον οποίο θα συγκρατηθούν οι παραμορφώσεις στο άνω μέρος του. Εδώ να αναφερθεί πως οι υψηλότερες τιμές οριζόντιων μετακινήσεων για τα σημεία, εμφανίζονται στην ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων).

Σε αυτό το σημείο θα γίνει η ανάλυση των δεδομένων που αφορούν τις αξονικές δυνάμεις, τις διατμητικές δυνάμεις και τις καμπτικές ροπές που δέχεται ο πασσαλότοιχος.

Πίνακας 5.5: Τιμές αξονικών-διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών

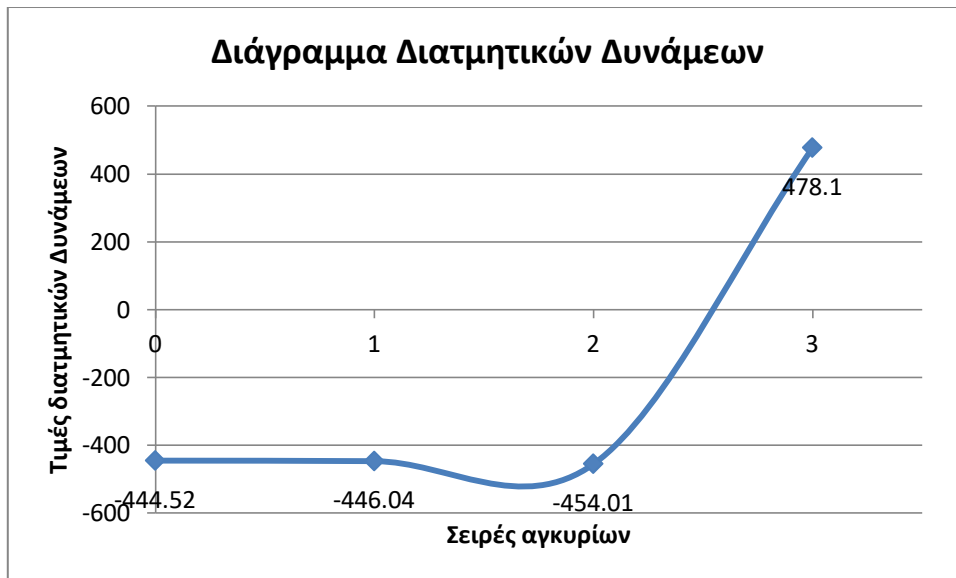
	Αξονικές δυνάμεις (KN)	Διατμητικές δυνάμεις (KN)	Καμπτικές ροπές (KN/m)
Ανάλυση 1.1 (τρεις σειρές αγκυρίων)	-468,38KN	-444,52KN	1998KN/m
Ανάλυση 1.2 (δύο σειρές αγκυρίων)	-467,73KN	-446,04KN	1998KN/m
Ανάλυση 1.3 (μία σειρά αγκυρίων)	-465,1KN	-454,01KN	2070KN/m
Ανάλυση 1.4 (καμία σειρά αγκυρίων)	-460,31KN	478,1KN	2466KN/m

Για την καλύτερη παρουσίαση των τιμών κατασκευάζονται διαγράμματα:



Διάγραμμα 5.2: Αξονικές δυνάμεις για κάθε ανάλυση

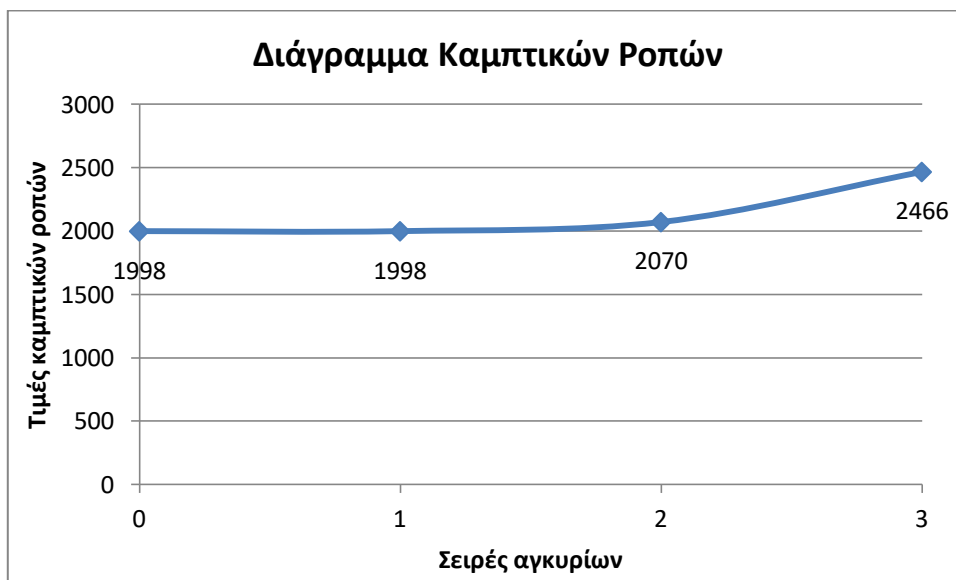
Το πρόσημο συμβολίζει την κατεύθυνση της δύναμης. Παρατηρείται πως κάθε φορά που αφαιρείται μια σειρά αγκυρίων οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο μειώνονται ανεπέσθητα. Ουσιαστικά δεν υπάρχει κάποια μεταβολή στις αξονικές τάσεις.



Διάγραμμα 5.3: Διατμητικές δυνάμεις για κάθε ανάλυση

Από το διάγραμμα παρατηρείται πως με την αφαίρεση του τελευταίου αγκυρίου, αλλάζει η κατεύθυνση των διατμητικών δυνάμεων και ταυτόχρονα αυξάνεται 20 KN περίπου κατά απόλυτη τιμή.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται το διάγραμμα των καμπτικών ροπών για κάθε ανάλυση.

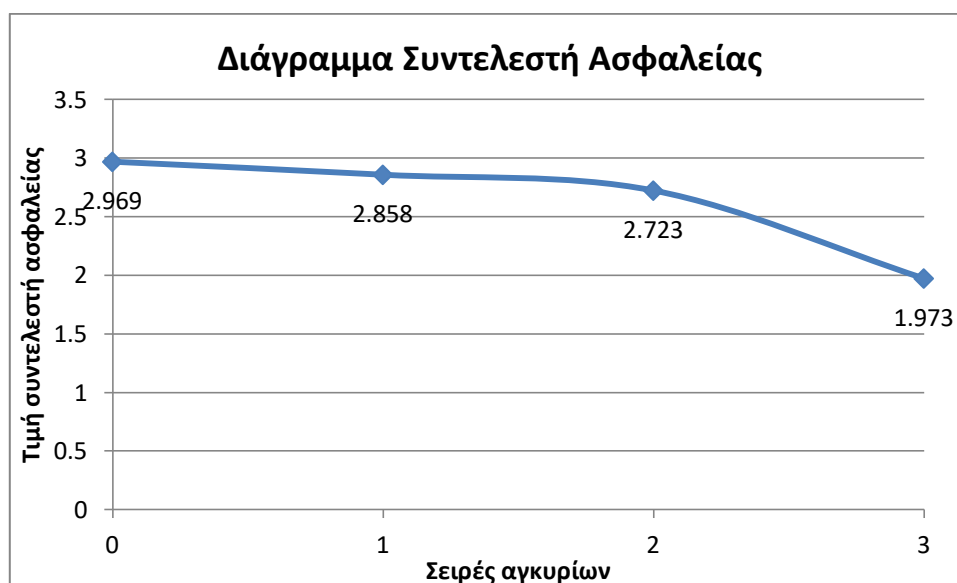


Διάγραμμα 5.4: Καμπτικές ροπές για κάθε φάση ανάλυσης

Οι τιμές των καμπτικών ροπών αυξάνονται με την σταδιακή αφαίρεση κάθε αγκυρίου. Η συνολική αύξηση είναι 23%.

Τέλος θα μελετηθεί η μεταβολή του συντελεστή ασφαλείας σε κάθε ανάλυση. Πιο συγκεκριμένα:

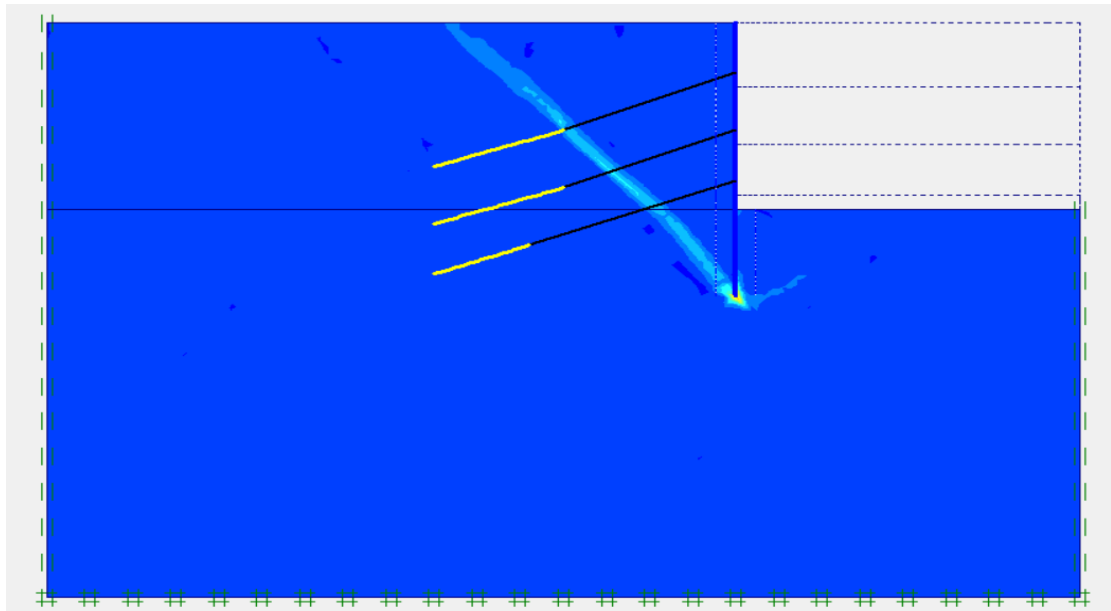
- 1.1 Ανάλυση: $SF_1=2,969$
- 1.2 Ανάλυση: $SF_2=2,858$
- 1.3 Ανάλυση: $SF_3=2,723$
- 1.4 Ανάλυση: $SF_4=1,973$



Διάγραμμα 5.5: Συντελεστής ασφαλείας για κάθε ανάλυση

Από το παραπάνω διάγραμμα βγαίνει το συμπέρασμα πως με την αφαίρεση κάθε σειράς αγκυρίων μειώνεται και ο συντελεστής ασφαλείας, το οποίο είναι και το αναμενόμενο. Ο χαμηλότερος συντελεστής ασφαλείας που δίνεται από το πρόγραμμα είναι στην τελευταία φάση της πρώτης παραμετρικής ανάλυσης και είναι ίσος με 1.947. Η τιμή αυτή δεν δημιουργεί προβληματισμό. Το πρόβλημα για το κτήριο δημιουργείται από τις μετακινήσεις οι οποίες αυξάνονται με την αφαίρεση όλων των αγκυρίων από τον τοίχο. Ο τοίχος αντιστήριξης δεν κατασκευάστηκε για να στηρίζει το πρανές αλλά τα γραφεία του Μαντέμ Λάκκου που βρίσκονται πάνω σε αυτό. Αυτό σημαίνει ότι για να εξαχθεί το τελικό συμπέρασμα, λαμβάνεται υπόψιν ο πίνακας των κατακόρυφων μετακινήσεων των σημείων A, B, C τα οποία δείχνουν τις μετακινήσεις του κτηρίου.

Να σημειωθεί εδώ ότι ο συντελεστής ασφαλείας της τελευταίας ανάλυσης μπορεί να είναι αντικείμενο σύγκρισης με αυτούς των υπόλοιπων αναλύσεων, εφόσον αντιπροσωπεύουν τον ίδιο μηχανισμό αστοχίας.



Εικόνα 5.3: Επίπεδο αστοχίας αναλύσεων 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4

5.2 Δεύτερη παραμετρική ανάλυση

Στη δεύτερη παραμετρική ανάλυση μεταβάλεται η απόσταση μεταξύ των πασσάλων του πασσαλότοιχου. Επιλέχθηκαν για μελέτη τέσσερις αποστάσεις μεταξύ των πασσάλων οι οποίες είναι:

- 2.1 ανάλυση: Απόσταση μεταξύ των πασσάλων 1,5 μέτρα
- 2.2 ανάλυση: Απόσταση μεταξύ των πασσάλων 3 μέτρα
- 2.3 ανάλυση: Απόσταση μεταξύ των πασσάλων 4 μέτρα
- 2.4 ανάλυση: Απόσταση μεταξύ των πασσάλων 6 μέτρα

Η μεταβολή της απόστασης των πασσάλων έχει ως αποτέλεσμα να αλλάζει η κατανομή των δυνάμεων που ασκούνται στον πασσαλότοιχο. Επομένως, εισάγονται νέα δεδομένα προκειμένου να επιλυθεί ορθά το μοντέλο. Τα δεδομένα που μεταβάλλονται είναι η αξονική δυσκαμψία EA, η καμπτική δυσκαμψία EI, το πάχος d και το βάρος w. Τέλος, μεταβάλλεται και η απόσταση μεταξύ των αγκυρίων Lspacing, αφού κατασκευαστικά τα αγκύρια τοποθετούνται πάνω στους πασσάλους. Για την εξαγωγή των παραπάνω δεδομένων χρησιμοποιήθηκε το τυπολόγιο που ήδη έχει αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα δεδομένα ανάλογα με την απόσταση των πασσάλων.

Πίνακας 5.6: Τιμές των παραμέτρων που εισάγονται στο πρόγραμμα ανάλογα με την απόσταση των πασσάλων

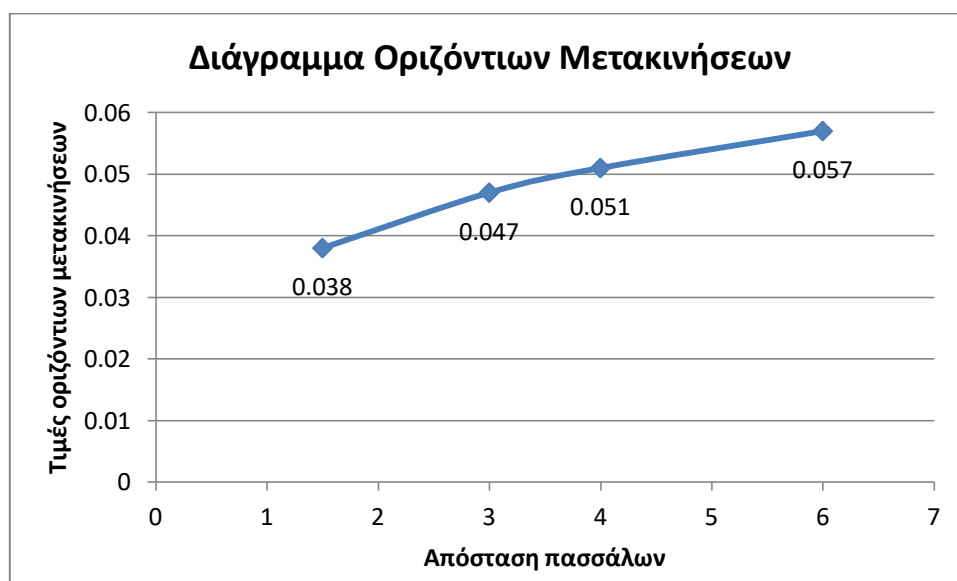
	2.1 ανάλυση	2.2 ανάλυση	2.3 ανάλυση	2.4 ανάλυση
EA (KN/m)	$20,09 * 10^6$	$13,17 * 10^6$	$11,43 * 10^6$	$9,71 * 10^6$
EI (KN*m)	$1,702 * 10^6$	$0,859531 * 10^6$	$0,658636 * 10^6$	$0,449941 * 10^6$
d (m)	1,008	0,889	0,831	0,746
w (KN/m)	24,192	21,24	19,944	17,904
L	1,5	3	4	6

Με την αντικατάσταση των δεδομένων, επαναλαμβάνονται οι ίδιοι υπολογισμοί με την προηγούμενη παραμετρική ανάλυση. Αρχικά παρουσιάζονται ως μια γενική θεώρηση των παραμορφώσεων, οι τιμές των μέγιστων οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων του πασσαλότοιχου για κάθε μία από τις αναλύσεις.

Πίνακας 5.7: Μετακινήσεις πασσαλότοιχου για κάθε φάση μετακίνησης σε μέτρα

	Συνολικές μετακινήσεις (m)	Οριζόντιες μετακινήσεις (m)	Κατακόρυφες μετακινήσεις (m)
2.1 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα)	0,038	0,038	0,000593
2.2 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 3 μέτρα)	0,047	0,047	0,000563
2.3 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 4 μέτρα)	0,051	0,051	0,000555
2.4 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 6 μέτρα)	0,057	0,057	0,000547

Από τον πίνακα γίνεται αντιληπτό, πως οι μετακινήσεις του τοίχου αυξάνονται γενικά όταν αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των πασσάλων. Ακόμα οι οριζόντιες μετακινήσεις είναι πολύ πιο έντονες από τις κατακόρυφες μετακινήσεις του τοίχου, αφού οι τελευταίες είναι μικρότερες από το χιλιοστό γεγονός που τις κάνει αμελητέες.



Διάγραμμα 5.6: Οριζόντιες μετακινήσεις πασσαλότοιχου

Όπως και στην προηγούμενη παραμετρική επιλέχθηκαν τα σημεία :

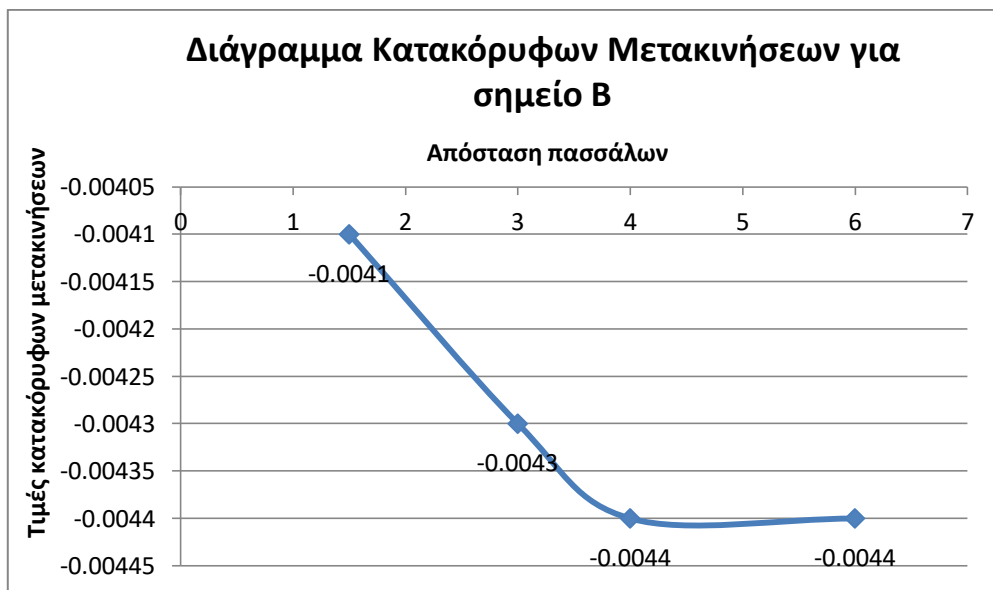
- A(2.5, 0), B(22.2, 0), C(35.5, 0) που επιλέχθηκαν για να παρουσιάσουν τις μετακινήσεις κάτω από το κτήριο των γραφείων στο Μαντέμ Λάκκο
- το D(40,0) για τον κεφαλόδεσμο
- E(40, -3.5), F(40, -7.5), G(40, -10.8) για τις μετακινήσεις στα σημεία που τα αγκύρια πακτώνονται στον πασσαλότοιχο
- H(40.4, -13), I(45.6, -13), J(50.9, -13) για τις μετακινήσεις στο δάπεδο της εκσκαφής

Για να μελετηθούν οι κατακόρυφες παραμορφώσεις στη θεμελίωση του κτηρίου επιλέγονται και σε αυτή τη παραμετρική τα ίδια σημεία A,B και C. Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές τους για κάθε ανάλυση.

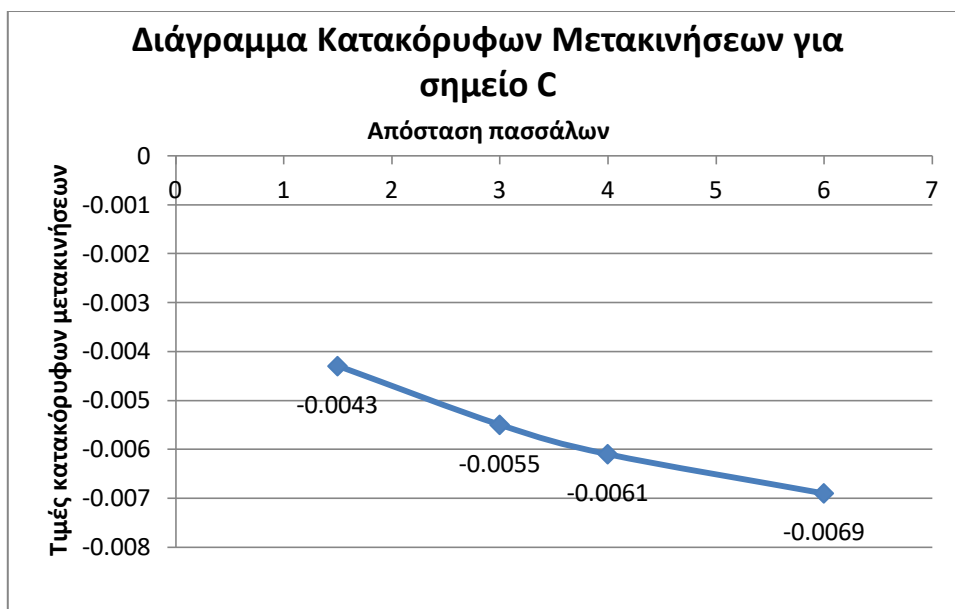
Πίνακας 5.8: Τιμές κατακόρυφων μετακινήσεων για τα σημεία A,B και C σε μέτρα

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
2.1 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα)	-0,0035	-0,0041	-0,0043
2.2 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 3 μέτρα)	-0,0035	-0,0043	-0,0055
2.3 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 4 μέτρα)	-0,0035	-0,0044	-0,0061
2.4 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 6 μέτρα)	-0,0036	-0,0044	-0,0069

Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα οι κατακόρυφες μετακινήσεις για τα σημεία B και C.



Διαγράμμα 5.7: Κατακόρυφες μετακινήσεις σημείου B σε σχέση με την απόσταση των πασσάλων



Διάγραμμα 5.8: Κατακόρυφες μετακινήσεις σημείου C σε σχέση με την απόσταση των πασσάλων

Όπως φαίνεται και από τα δύο διαγράμματα οι τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων καθώς αυξάνει η απόσταση μεταξύ των πασσάλων αυξάνονται. Παρατηρείται πως στο σημείο C εμφανίζονται μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις, καθώς αυτό βρίσκεται πλησιέστερα του πασσαλότοιχου. Επιπλέον, στο σημείο B η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση είναι για την ανάλυση 2.4, στα 4,4 χιλιοστά που είναι αρκετά μικρή τιμή και δεν θα δημιουργήσει προβλήματα στην κατασκευή. Το ίδιο και στο σημείο C στην αντίστοιχη ανάλυση που η μέγιστη μετακίνηση είναι στα 6,9 χιλιοστά.

Παράλληλα παρουσιάζονται οι τιμές για τις κατακόρυφες μετακινήσεις για τα σημεία που επιλέχθηκαν στο δάπεδο της εκσκαφής για την παρατήρηση της ανύψωσης του εδάφους.

Πίνακας 5.9: Τιμές κατακόρυφων μετακινήσεων για τα σημεία H,I και J σε μέτρα

	Σημείο H	Σημείο I	Σημείο J
2.1 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα)	0,0031	0,004	0,0049
2.2 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 3 μέτρα)	0,0033	0,004	0,0049
2.3 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 4 μέτρα)	0,0033	0,004	0,0049
2.4 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 6 μέτρα)	0,0033	0,004	0,0049

Επομένως υπάρχουν αμελητέες ανυψώσεις στο δάπεδο της εκσκαφής, οι οποίες δεν δημιουργούν κάποιο πρόβλημα ευστάθειας.

Πίνακας 5.10:Οριζόντιες μετακινήσεις σημείων D,E,F και G σε μέτρα

	Σημείο D (m)	Σημείο E (m)	Σημείο F (m)	Σημείο G (m)
Ανάλυση 2.1 (Απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα)	0,04	0,032	0,022	0,012
Ανάλυση 2.2 (Απόσταση πασσάλων 3 μέτρα)	0,041	0,032	0,022	0,013
Ανάλυση 2.3 (απόσταση πασσάλων 4 μέτρα)	0,042	0,033	0,023	0,013
Ανάλυση 2.4 (απόσταση πασσάλων 6 μέτρα)	0,058	0,045	0,028	0,015

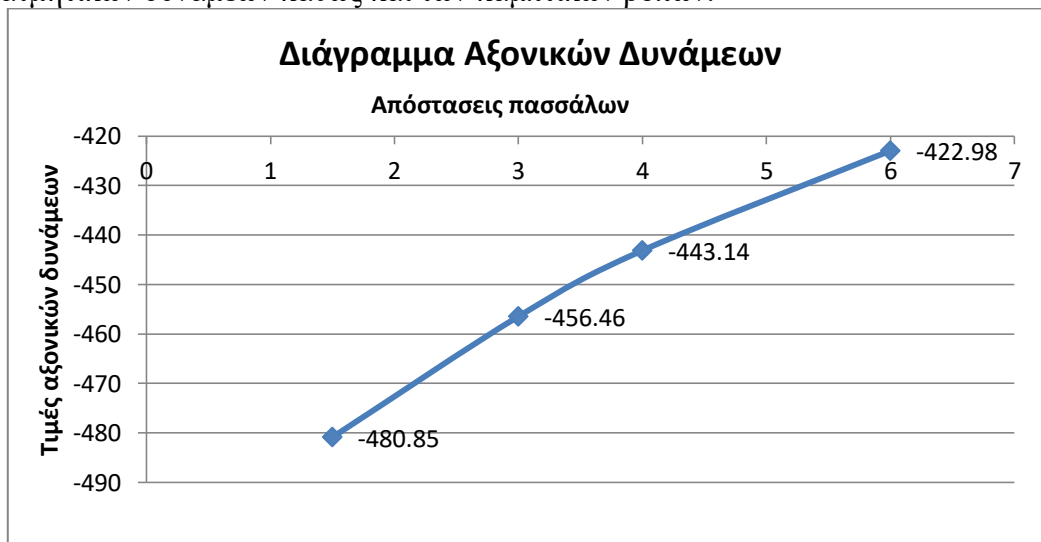
Παρατηρείται πως με την αύξηση της απόστασης αυξάνονται και οι μετακινήσεις στα σημεία που επιλέχθηκαν στον πασσαλότοιχο. Οι μεγαλύτερες από αυτές εμφανίζονται στο σημείο D που βρίσκεται ο κεφαλόδεσμος.

Στη συνέχεια παραθέτεται ο πίνακας με τις αξονικές-διατμητικές δυνάμεις καθώς και τις καμπτικές ροπές για τις αναλύσεις.

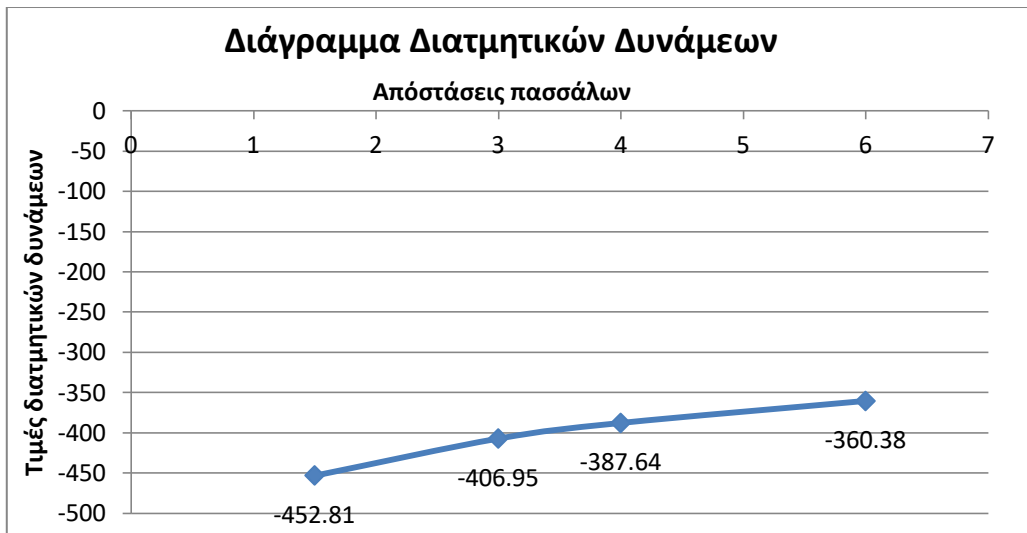
Πίνακας 5.11: Τιμές αξονικών-διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών

	Αξονικές δυνάμεις (KN)	Διατμητικές δυνάμεις (KN)	Καμπτικές ροπές (KN/m)
2.1 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα)	-480,85KN	-452,81KN	1725 KN/m
2.2 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 3 μέτρα)	-456,46KN	-406,95KN	2761 KN/m
2.3 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 4 μέτρα)	-443,14KN	-387,64KN	3346 KN/m
2.4 ανάλυση (απόσταση πασσάλων 6 μέτρα)	-422,98KN	-360,38KN	4362 KN/m

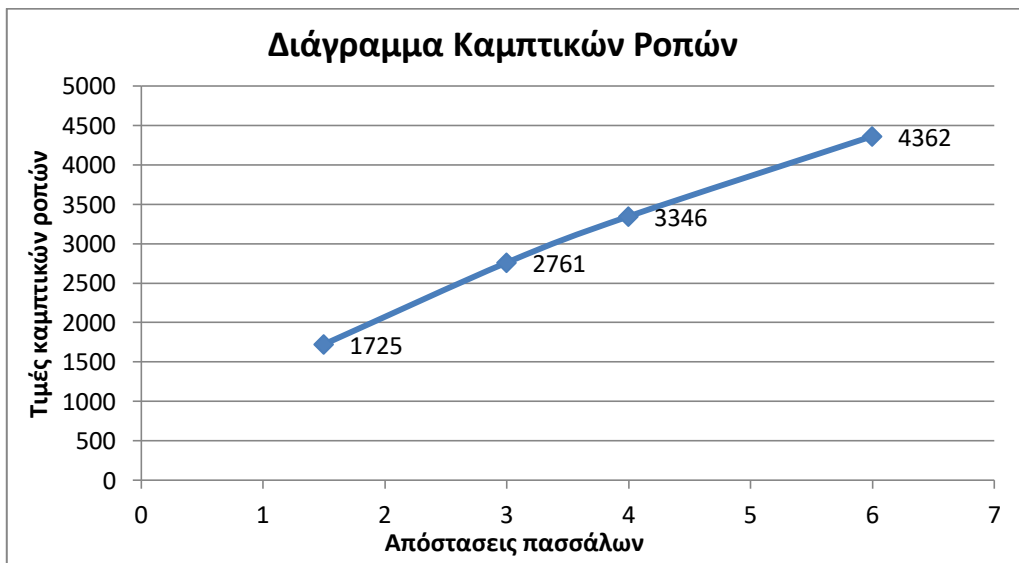
Παρακάτω παρουσιάζονται τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων, των διατμητικών δυνάμεων καθώς και των καμπτικών ροπών.



Διάγραμμα 5.9: Τιμές αξονικών δυνάμεων



Διάγραμμα 5.10: Τιμές διατμητικών δυνάμεων

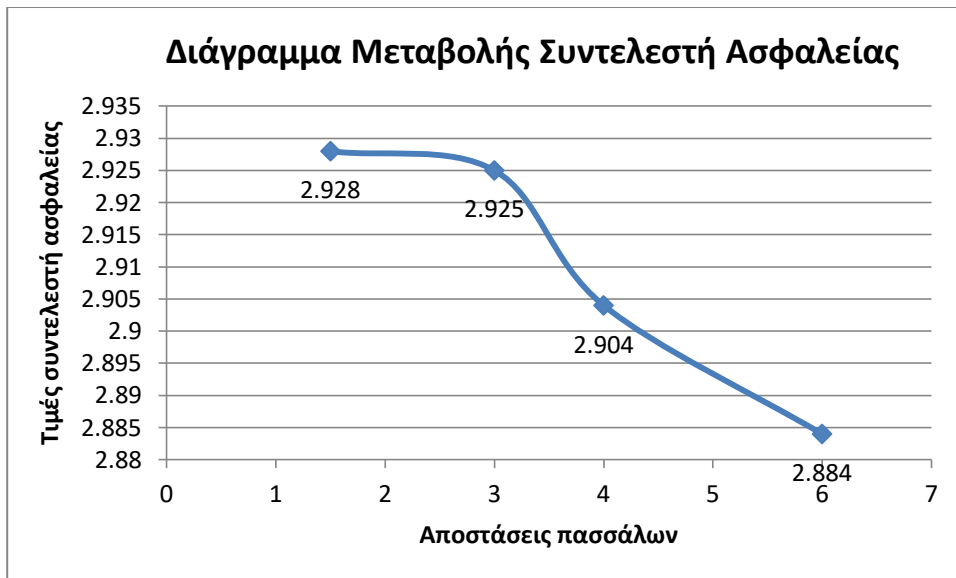


Διάγραμμα 5.11: Τιμές καμπτικών ροπών

Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρείται η μείωση της απόλυτης τιμής των αξονικών και διατμητικών δυνάμεων που δέχεται ο τοίχος καθώς αυξάνεται η απόσταση των πασσάλων. Αντίθετα, παρατηρείται αλματώδη αύξηση των καμπτικών ροπών.

Όσον αφορά τις τιμές του συντελεστή ασφαλείας που υπολόγισε το Plaxis για καθέμία ανάλυση είναι οι εξής:

- 2.1 ανάλυση (απόσταση 1,5 μέτρα): SF=2,928
- 2.2 ανάλυση (απόσταση 3 μέτρα): SF=2,925
- 2.3 ανάλυση (απόσταση 4 μέτρα): SF=2,904
- 2.4 ανάλυση (απόσταση 6 μέτρα): SF=2,884



Διάγραμμα 5.12: Συντελεστής ασφαλείας συναρτήση της απόστασης των πασσάλων

Από το διάγραμμα είναι ξεκάθαρο, πως η τιμή του συντελεστή ασφαλείας μειώνεται όσο αυξάνεται η απόσταση μεταξύ των πασσάλων. Όμως οι τιμές που μας δίνει το πρόγραμμα ακόμα και για απόσταση 6 μέτρων μεταξύ των πασσάλων είναι αρκετά υψηλή και δείχνει τις ανοχές του τοίχου σε αυτή τη μεταβολή. Η σύγκριση των συντελεστών ασφαλείας της δεύτερης παραμετρικής ανάλυσης έχει νόημα, καθώς η επιφάνεια αστοχίας είναι η ίδια και στις τέσσερις αναλύσεις.

5.3 Τρίτη παραμετρική ανάλυση

Στη τρίτη παραμετρική ανάλυση αυξάνονται τα φορτία που ασκεί το κτήριο, έτσι ώστε να εξεταστεί πως θα αντιδράσει ο τοίχος αντιστήριξης σε αυτές τις αλλαγές, καθώς και τις μετακινήσεις στη θεμελίωση του κτηρίου. Πιο συγκεκριμένα οι αναλύσεις είναι:

- 3.1 ανάλυση: το κτήριο ασκεί στο έδαφος πίεση 10KN/m^2
- 3.2 ανάλυση: το κτήριο ασκεί στο έδαφος πίεση 20KN/m^2
- 3.3 ανάλυση: το κτήριο ασκεί στο έδαφος πίεση 30KN/m^2
- 3.4 ανάλυση: το κτήριο ασκεί στο έδαφος πίεση 40KN/m^2

Στο παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι τιμές των οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων του πασσαλότοιχου για κάθε μία από τις αναλύσεις, ως μια γενική θεώρηση των παραμορφώσεων.

Πίνακας 5.12: Μετακινήσεις πασσαλότοιχου για κάθε φάση ανάλυσης σε μέτρα

	Συνολικές μετακινήσεις (m)	Οριζόντιες μετακινήσεις (m)	Κατακόρυφες μετακινήσεις (m)
3.1 ανάλυση (10 KN/m^2)	0,04	0,04	0,000594
3.2 ανάλυση (20 KN/m^2)	0,042	0,042	0,000561
3.3 ανάλυση (30 KN/m^2)	0,043	0,043	0,000523
3.3 ανάλυση (40 KN/m^2)	0,045	0,045	0,000482

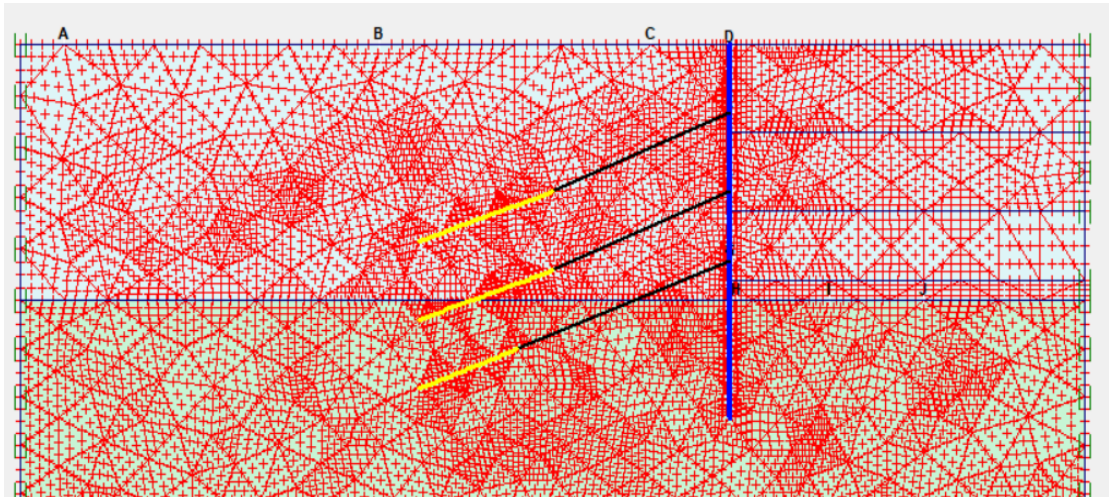


Διάγραμμα 5.13: Μετακινήσεις πασσαλότοιχου για κάθε φάση ανάλυσης

Στο διάγραμμα παρατηρείται η αύξηση των οριζόντιων μετακινήσεων του πασσαλότοιχου με την αύξηση της πίεσης του κτηρίου στο έδαφος. Με τη προσθήκη 20 KN/m^2 επί του εδάφους οι μετακινήσεις του πασσαλότοιχου αυξάνονται μόλις 3 χιλιοστά.

Έπειτα επιλέχθηκαν συγκεκριμένα σημεία πάνω στη γεωμετρία για να εξεταστούν οι μετακινήσεις. Αυτά είναι τα εξής:

- A(2.5, 0), B(22.2, 0), C(35.5, 0) που επιλέχθηκαν για να παρουσιάσουν τις μετακινήσεις κάτω από το κτήριο των γραφείων στο Μαντέμ Λάκκο
- το D(40,0) για τον κεφαλόδεσμο
- E(40, -3.5), F(40, -7.5), G(40, -10.8) για τις μετακινήσεις στα σημεία που τα αγκύρια πακτώνονται στον πασσαλότοιχο
- H(40.4, -13), I(45.6, -13), J(50.9, -13) για τις μετακινήσεις στο δάπεδο της εκσκαφής



Εικόνα 5.4: Παράθυρο επιλογής σημείων επάνω στη γεωμετρία

Αρχικά παρουσιάζονται οι υπολογισμοί για τα σημεία A,B και C για τις κατακόρυφες μετακινήσεις αυτών, οι οποίες καθορίζουν και την ευστάθεια του κτηρίου.

Πίνακας 5.13: Κατακόρυφες μετακινήσεις σημείων A,B και C σε μέτρα

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
3.1 ανάλυση (10 KN/m ²)	-0,0035	-0,0042	-0,0046
3.2 ανάλυση (20 KN/m ²)	-0,0035	-0,0042	-0,0049
3.3 ανάλυση (30 KN/m ²)	-0,0035	-0,0043	-0,0052
3.4 ανάλυση (40 KN/m ²)	-0,0035	-0,0043	-0,0054

Από τον πίνακα φαίνεται πως οι μεγαλύτερες μετακινήσεις σημειώνονται στο σημείο C, το οποίο είναι και το πλησιέστερο στον τοίχο αντιστήριξης. Οι μετακινήσεις είναι περιορισμένες και χωρίς ιδιαίτερες μεταβολές κάθε φορά που αυξάνονται τα φορτία στο έδαφος. Η μέγιστη μετακίνηση εμφανίζεται για το σημείο C για φορτία 40 KN/m² και έχει τιμή 5,4 χιλιοστά. Η τιμή αυτή που είναι και η δυσμενέστερη δεν δημιουργεί πρόβλημα στη θεμελίωση του κτηρίου.

Στη συνέχεια ακολουθεί ο πίνακας με τις οριζόντιες μετακινήσεις για τα σημεία επάνω στον πασσαλότοιχο.

Πίνακας 5.14: Οριζόντιες μετακινήσεις για τα σημεία D,E,F και G σε μέτρα

	Σημείο D (m)	Σημείο E (m)	Σημείο F (m)	Σημείο G (m)
3.1 ανάλυση (10 KN/m ²)	0,04	0,032	0,022	0,012
3.2 ανάλυση (20 KN/m ²)	0,042	0,033	0,023	0,013
3.3 ανάλυση (30 KN/m ²)	0,044	0,034	0,023	0,013
3.4 ανάλυση (40 KN/m ²)	0,046	0,035	0,024	0,013

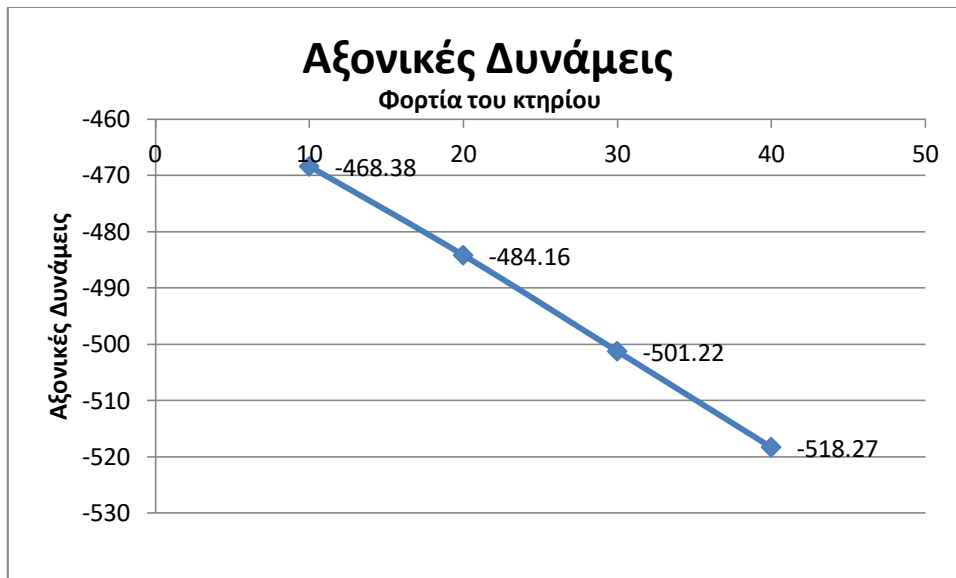
Από τον πίνακα βγαίνει το συμπέρασμα πως οι μετακινήσεις αυξάνονται όσο αυξάνεται το φορτίο της κατασκευής. Ακόμα υπάρχει αύξηση αυτών όσο πλησιέστερα βρίσκονται στην επιφάνεια του εδάφους. Επομένως το σημείο D, που είναι ο κεφαλόδεσμος εμφανίζει τις μέγιστες μετακινήσεις σε σχέση με τα υπόλοιπα σημεία.

Έπειτα παραθέτονται οι τιμές για τις αξονικές ,διατμητικές δυνάμεις και τις καμπτικές ροπές.

Πίνακας 5.15: Τιμές αξονικών-διατμητικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών

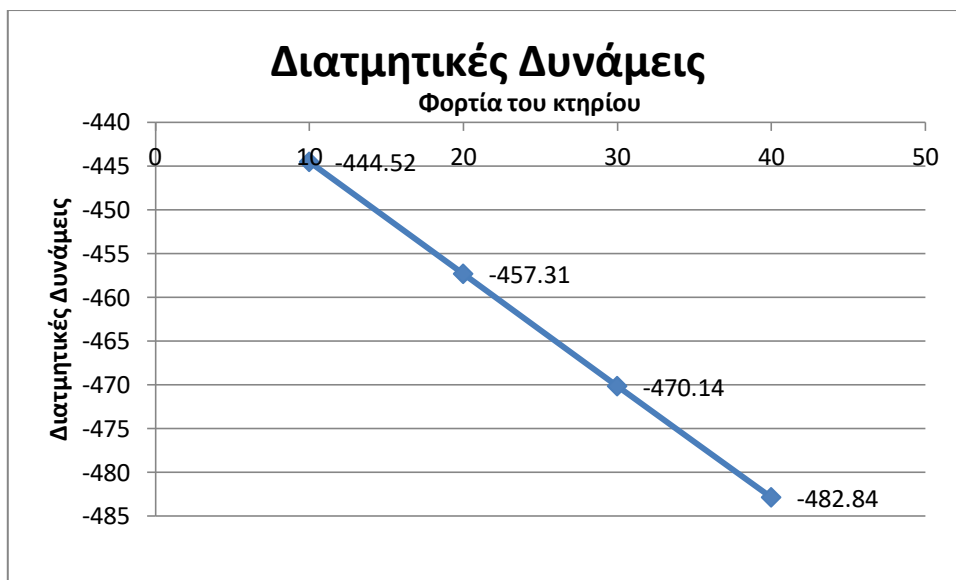
	Αξονικές δυνάμεις (KN)	Διατμητικές δυνάμεις (KN)	Καμπτικές ροπές (KN/m)
3.1 ανάλυση (10 KN/m ²)	-468,38KN	-444,52KN	1998KN/m
3.2 ανάλυση (20 KN/m ²)	-484,16KN	-457,31KN	2088KN/m
3.3 ανάλυση (30 KN/m ²)	-501,22KN	-470,14KN	2196KN/m
3.4 ανάλυση (40 KN/m ²)	-518,27KN	-482,84KN	2286KN/m

Από τον πίνακα αποδεικνύεται ότι οι αξονικές και διατμητικές δυνάμεις αυξάνονται με την αύξηση των φορτίων της κατασκευής κατά απόλυτη τιμή. Το ίδιο συμβαίνει και στις καμπτικές ροπές. Τα δεδομένα παρουσιάζονται και σχηματικά στα παρακάτω διαγράμματα.



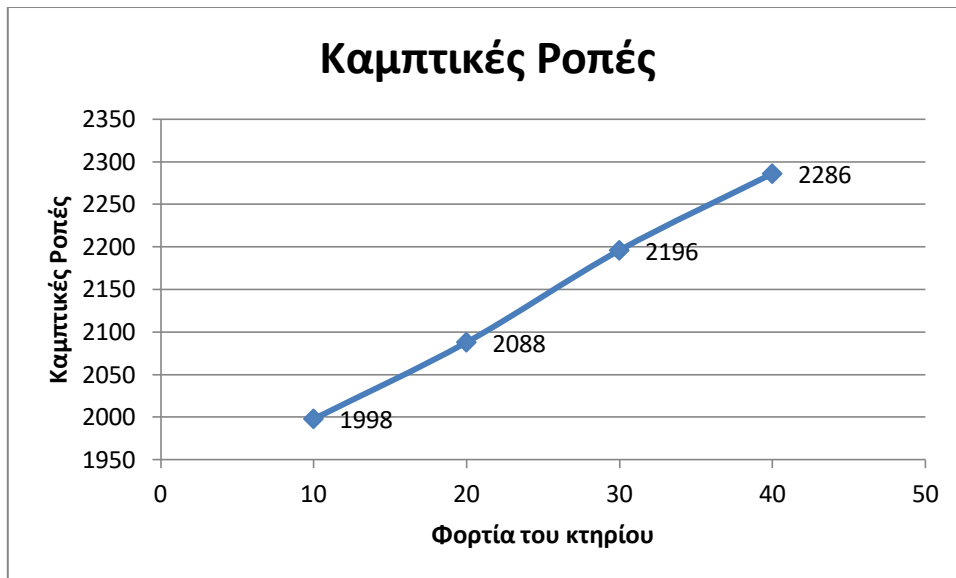
Διάγραμμα 5.14: Τιμές αξονικών δυνάμεων σε σχέση με τα φορτία του κτηρίου

Για τιμή 10 KN/m^2 η τιμή των αξονικών δυνάμεων είναι $-468,38 \text{ KN}$ και φτάνει τα $-518,27 \text{ KN}$ για 40 KN/m^2 . Μια αύξηση στην απόλυτη τιμή 10% .



Διάγραμμα 5.15: Τιμές διατμητικών δυνάμεων σε σχέση με τα φορτία του κτηρίου

Από το διάγραμμα φαίνεται η αύξηση της απόλυτης τιμής των διατμητικών δυνάμεων με την αύξηση των φορτίων της κατασκευής. Έτσι από $444,52 \text{ KN}$ για 10 KN/m^2 φτάνει τα $482,84 \text{ KN}$ για 40 KN/m^2 .

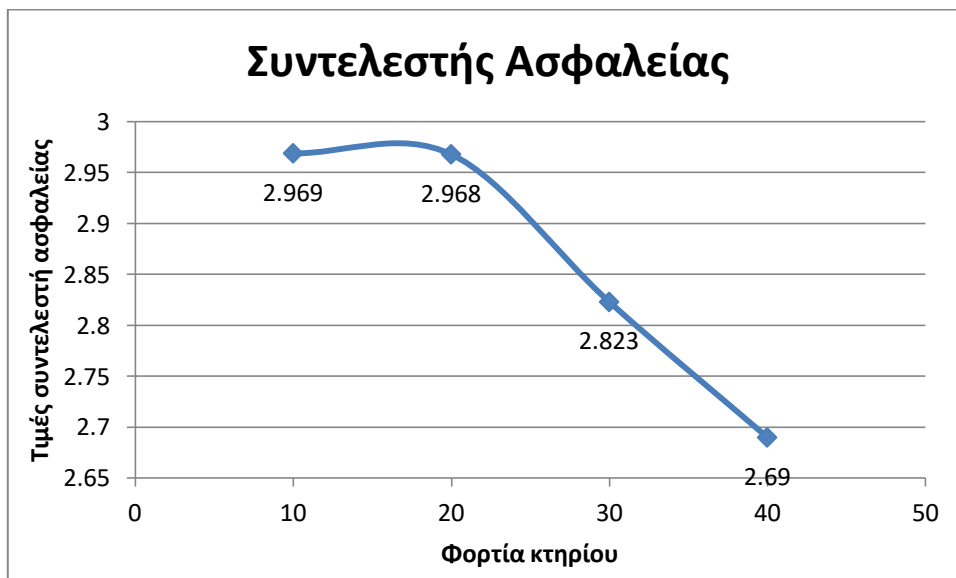


Διάγραμμα 5.16: Τιμές καμπτικών ροπών σε σχέση με τα φορτία του κτηρίου

Οι καμπτικές ροπές αυξάνονται και αυτές με την αύξηση των φορτίων του κτηρίου. Από 1998 KN/m για την ανάλυση 3.1 σε 2286 KN/m για την ανάλυση 3.4. Μια αύξηση της τάξης του 14%.

Τέλος ο συντελεστής ασφαλείας για κάθε ανάλυση είναι:

- 3.1 ανάλυση (10KN/m²): SF=2,969
- 3.2 ανάλυση (20KN/m²): SF=2,968
- 3.3 ανάλυση (30KN/m²): SF=2,823
- 3.4 ανάλυση (40KN/m²): SF=2,690



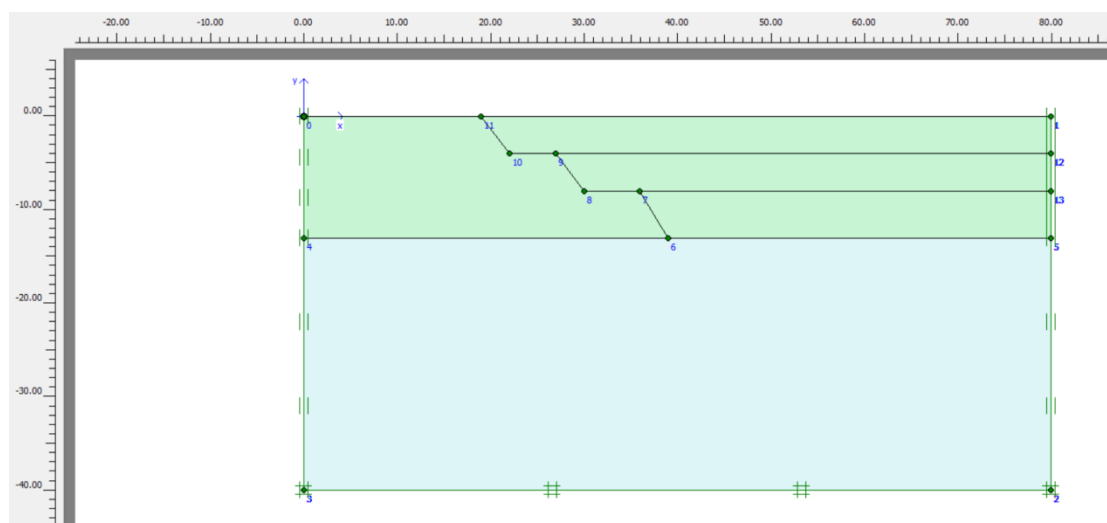
Διάγραμμα 5.17: Συντελεστής ασφαλείας σε σχέση με τα φορτία του κτηρίου

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας μειώνεται με την αύξηση των φορτίων της κατασκευής από 2,969 για 10 KN/m² σε 2,69 για 40 KN/m².

5.4 Τέταρτη παραμετρική ανάλυση

Στην τέταρτη παραμετρική ανάλυση εξετάζεται η αντικατάσταση του πασσαλότοιχου με οπλισμένο επίχωμα. Για να έχει νόημα ο υπολογισμός αφαιρέθηκαν τα φορτία που ασκεί το κτήριο στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτό διότι κατά τη διάρκεια της κατασκευής ενός επιχώματος οι μετακινήσεις στην επιφάνεια είναι έντονες και ουσιαστικά ένα κτήριο θα αστοχούσε ολοκληρωτικά. Έτσι στον υπολογισμό του προγράμματος πρώτα κατασκευάστηκε η γεωμετρία του πρανού και έπειτα το επίχωμα και στο τέλος προστέθηκαν τα φορτία του κτηρίου. Ουσιαστικά αυτή η παραμετρική αποβλέπει στη σύγκριση των μεθόδων και το κατά πόσο η κατασκευή ενός επιχώματος δύναται να δώσει μικρότερες μετακινήσεις στην επιφάνεια, οπότε και είναι πιο φιλικό στη στατική του κτηρίου.

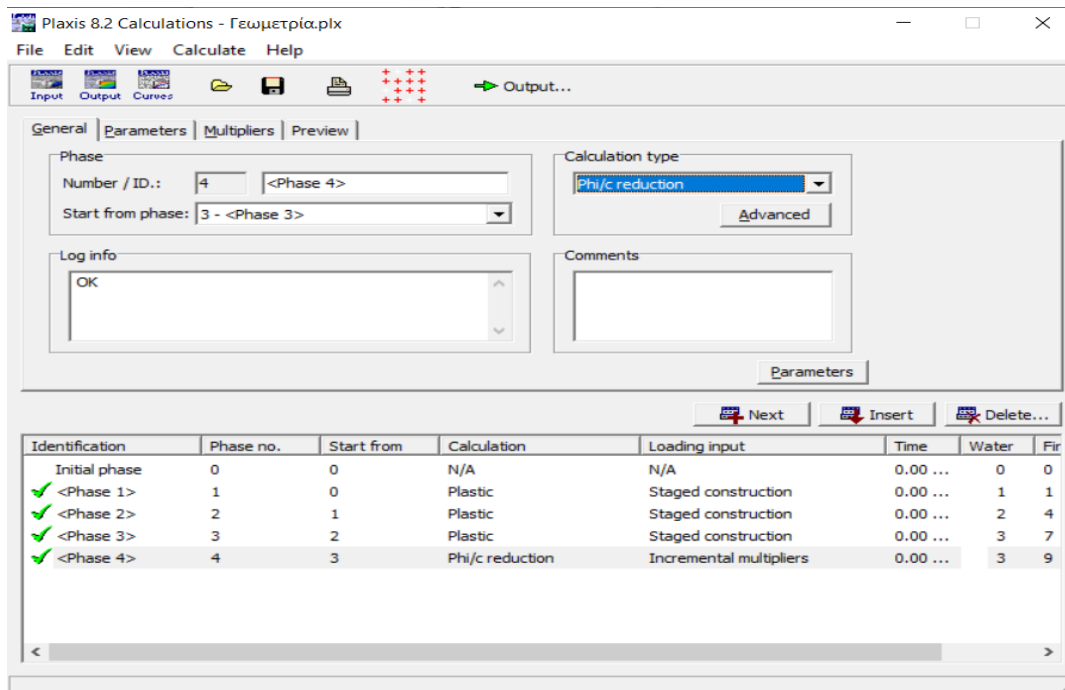
Αρχικά για να κατασκευαστεί το επίχωμα έπρεπε να σχεδιαστεί το πρανές με κλίση τέτοια, ώστε να μην αστοχεί ο μανδύας αποσάθρωσης, που έχει χαμηλά μηχανικά χαρακτηριστικά. Για τον λόγο αυτό έγιναν πολλοί υπολογισμοί στο Plaxis για να βρεθεί η ιδανική γεωμετρία του πρανού πάνω στο οποίο θα κατασκευαστεί το επίχωμα.



Εικόνα 5.5: Γεωμετρία πρανού

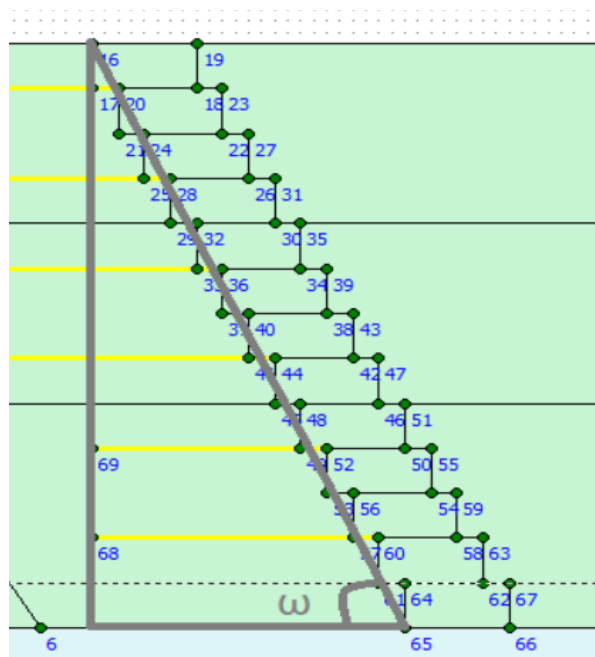
Έπειτα ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας για το πρανές θα γίνει στο υποπρόγραμμα «Calculation». Εκεί γίνεται η αφαίρεση εδάφους τμηματικά βάση της εκσκαφής που γίνεται, ώστε να εμφανιστεί το πρανές. Το πρώτο βήμα είναι μέχρι τα -4 μέτρα, μετά έως τα -8 μέτρα και τέλος στα -13 μέτρα που είναι και το δάπεδο της εκσκαφής. Στο τελευταίο βήμα των υπολογισμών ορίζετε το phi/reduction, που δίνει την τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Επομένως σε αυτή τη φάση το Plaxis υπολογίζει τις τρεις φάσεις εκσκαφής και στο τέλος υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας για την παραπάνω διαδικασία.

Η βέλτιστη γεωμετρία με τον καλύτερο συντελεστή ασφαλείας χρειάστηκε αρκετές δοκιμές και δεν υπάρχει λόγος παρουσίασης τους. Εν τέλει επιλέχθηκε η γεωμετρία της παραπάνω εικόνας. Ο συντελεστής ασφαλείας που έδωσε αυτή η γεωμετρία είναι $SF= 2,622$.



Εικόνα 5.6: Υπολογισμός πρανούς στο «Calculation»

Όμως πέρα από την γεωμετρία του πρανούς σημαντικό ρόλο στο επίχωμα αποτελούν η κλίση και ο αριθμός των συρματοκιβωτίων σε κάθε αναβαθμό. Οπότε έγιναν υπολογισμοί με μία, δύο και τρεις σειρές συρματοκιβωτίων. Ένα άλλο στοιχείο που εξετάστηκε είναι η κλίση που τοποθετήθηκαν τα συρματοκιβώτια. Επιλέχθηκαν δύο τιμές για τη γωνία ω που φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα. Η μία τιμή είναι 65° και η άλλη 45° .



Εικόνα 5.7: Κλίση γωνίας ω

Σε αυτό το σημείο να προσθεθεί πως για την κατασκευή του επιχώματος θα χρησιμοποιηθεί υλικό πλήρωσης μεταξύ των συρματοκιβωτίων και της επιφάνειας του πρανούς που έχει λίγο καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά από αυτά του μανδύα αποσάθρωσης. Επίσης τα συρματοκιβώτια θα πληρωθούν με χαλίκια και πέτρες που

διαθέτουν εξαιρετικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Παρακάτω παραθέτονται αναλυτικά τα στοιχεία για τους δύο επιπλέον σχηματισμούς που εισάγονται στο πρόγραμμα.

Υλικό πλήρωσης επιχώματος:

$\gamma_{\text{unsat}} = 21 \text{ KN/m}^3$	$E = 25.000 \text{ KN/m}^2$
$\gamma_{\text{sat}} = 21,5 \text{ KN/m}^3$	$\nu = 0,3$
$K_x = 0,0001 \text{ m/day}$	$c_{\text{ref}} = 37$
$K_y = 0,0001 \text{ m/day}$	$\phi = 32^\circ$

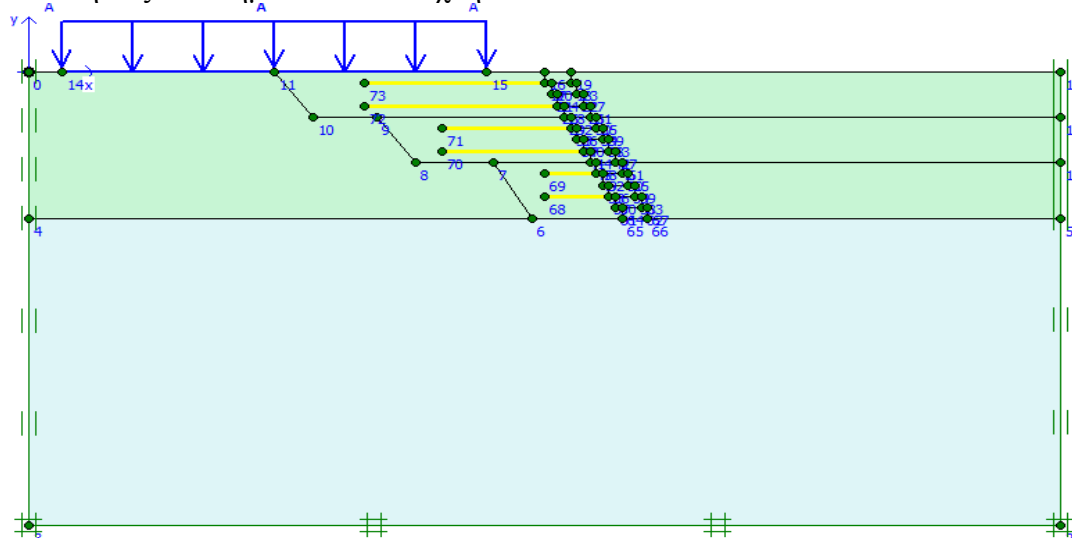
Υλικό πλήρωσης συρματοκιβωτίων:

$\gamma_{\text{unsat}} = 18 \text{ KN/m}^3$	$E = 60.000 \text{ KN/m}^2$
$\gamma_{\text{sat}} = 19,5 \text{ KN/m}^3$	$\nu = 0,3$
$K_x = 100 \text{ m/day}$	$c_{\text{ref}} = \sim$
$K_y = 100 \text{ m/day}$	$\phi = 60^\circ$

Να σημειωθεί επίσης πως ο οπλισμός του επιχώματος συμβολίζεται στο Plaxis με την επιλογή «Geogrid». Έγιναν συνολικά πέντε αναλύσεις για το οπλισμένο επίχωμα. Αυτές είναι:

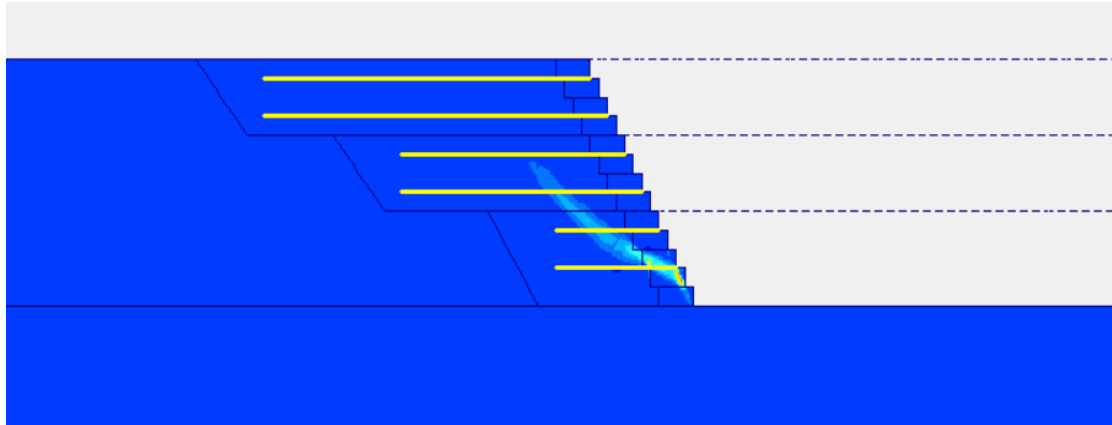
- 4.1 ανάλυση: $\omega = 65^\circ$ και μία σειρά συρματοκιβωτίων
- 4.2 ανάλυση: $\omega = 65^\circ$ και δύο σειρές συρματοκιβωτίων
- 4.3 ανάλυση: $\omega = 65^\circ$ και τρεις σειρές συρματοκιβωτίων
- 4.4 ανάλυση: $\omega = 45^\circ$ και μία σειρά συρματοκιβωτίων
- 4.5 ανάλυση: $\omega = 45^\circ$ και δύο σειρές συρματοκιβωτίων
- 4.6 ανάλυση: $\omega = 45^\circ$ και τρεις σειρές συρματοκιβωτίων

Για κάθε μία από τις αναλύσεις υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφαλείας και οι μετακινήσεις στα σημεία που επιλέχθηκαν.



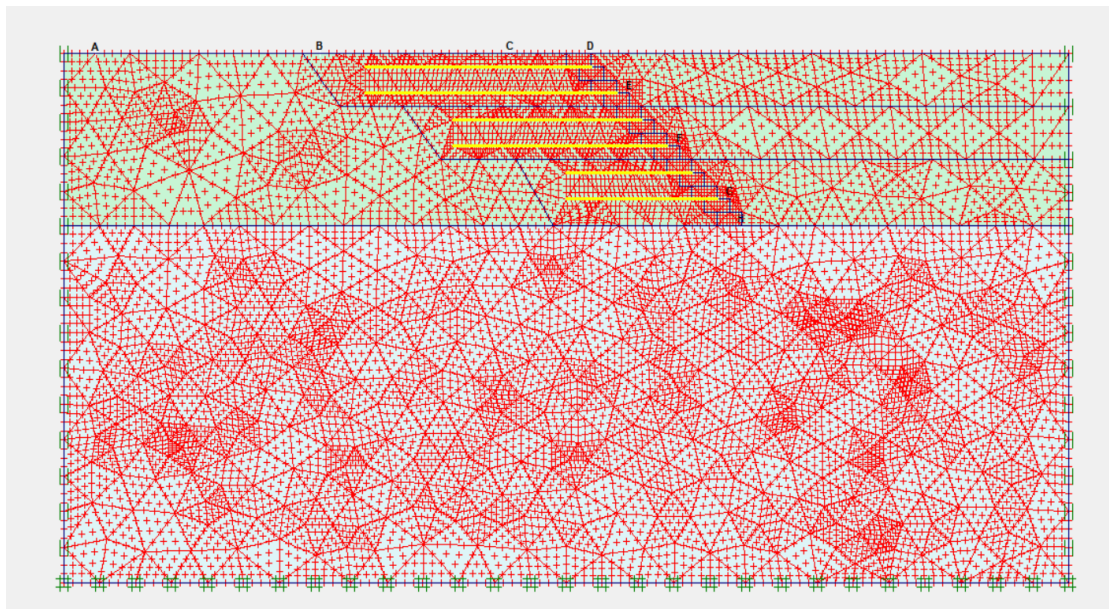
Εικόνα 5.8: Γεωμετρία ανάλυσης 4.1

Επιλύοντας διαδοχικά κάθε μία από τις αναλύσεις βρέθηκε πως η 4.1 ($\omega = 65^\circ$ και μία σειρά συρματοκιβωτίων) αστοχεί και επομένως δεν θα ληφθεί υπόψη παρακάτω. Ο τρόπος που αστοχεί το επίχωμα στην ανάλυση 4.1 παρουσιάζεται στην παρακάτω εικόνα.



Εικόνα 5.9: Επιφάνεια αστοχίας ανάλυσης 4.1

Όπως στις προηγούμενες παραμετρικές έτσι και σε αυτή επιλέγονται τα σημεία A(2.5,0), B(22,0) και C(35.5,0) για τη μελέτη των κατακόρυφων μετακινήσεων κάτω από το κτήριο. Επίσης επιλέχθηκαν και τα σημεία D,E, F, G και H τα οποία βοηθάνε να παρατηρηθούν οι οριζόντιες μετακινήσεις της εξωτερικής μεριάς του επιχώματος.



Εικόνα 5.10: Σημεία που επιλέχθηκαν για την μελέτη των οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων

Έπειτα παρατίθεται ο πίνακας με τις κατακόρυφες μετακινήσεις για κάθε ανάλυση με γωνία κλίσης 65° .

Πίνακας 5.16: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε μέτρα για κλίση επιχώματος 65°

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
Ανάλυση 4.1 (μία σειρά συρματοκιβωτίων)	—	—	—
Ανάλυση 4.2 (δύο σειρές συρματοκιβωτίων)	-0,002	0	-0,036
Ανάλυση 4.3 (τρεις σειρές συρματοκιβωτίων)	-0,0023	-0,0038	-0,0014

Από τον πίνακα, είναι φανερό ότι οι μετακινήσεις είναι περιορισμένες. Η μέγιστη τιμή των κατακόρυφων μετακινήσεων για κλίση 65° εμφανίζεται στο σημείο C και είναι 3,6 εκατοστά, για δύο σειρές συρματοκιβωτίων. Στο σημείο A και στο σημείο B σε όλες τις αναλύσεις οι κατακόρυφες μετακινήσεις δεν ξεπερνάνε τα 4 χιλιοστά.

Στη συνέχεια παρουσιάζεται ο αντίστοιχος πίνακας για κλίση επιχώματος 45°.

Πίνακας 5.17: Κατακόρυφες μετακινήσεις σε μέτρα για κλίση επιχώματος 45°

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
Ανάλυση 4.4 (μία σειρά συρματοκιβωτίων)	-0,00406	-0,006708	-0,002452
Ανάλυση 4.5 (δύο σειρές συρματοκιβωτίων)	-0,00405	-0,006703	-0,00243
Ανάλυση 4.6 (τρεις σειρές συρματοκιβωτίων)	-0,004	-0,0067	-0,00241

Από τον πίνακα παρατηρείται πως οι κατακόρυφες μετακινήσεις για κλίση επιχώματος 45° παραμένουν σταθερές για κάθε σημείο, με πολύ μικρές μεταβολές που οριοθετούνται μετά το τρίτο δεκαδικό ψηφίο. Επίσης, αντίθετα με τις προηγούμενες παραμετρικές αναλύσεις, όπου στο σημείο C παρουσιάζονταν οι μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις σε σχέση με τα σημεία A και B, στη περίπτωση του οπλισμένου επιχώματος εμφανίζονται οι μικρότερες. Αντίθετα, οι μέγιστες μετακινήσεις σημειώνονται στο σημείο B και φτάνουν τα 6,5 χιλιοστά, τιμή που δεν δημιουργεί κανένα πρόβλημα στη κατασκευή.

Στη συνέχεια αναλύονται οι οριζόντιες μετακινήσεις των σημείων D,E,F,G και H που βρίσκονται στην παρειά του επιχώματος. Αρχικά παρατίθεται ο πίνακας για κλίση επιχώματος 65°.

Πίνακας 5.18: Οριζόντιες μετακινήσεις σε μέτρα για κλίση επιχώματος 65°

	Σημείο D (m)	Σημείο E (m)	Σημείο F (m)	Σημείο G (m)	Σημείο H (m)
Ανάλυση 4.1 (μία σειρά συρματοκιβωτίων)	—	—	—	—	—
Ανάλυση 4.2 (δύο σειρές συρματοκιβωτίων)	0,0001	0,0005	0,0007	0,0004	0,0001
Ανάλυση 4.3 (τρεις σειρές συρματοκιβωτίων)	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001

Από τον πίνακα φαίνεται πως οι οριζόντιες μετακινήσεις για κλίση οπλισμένου επιχώματος 65° είναι περιορισμένες. Πιο συγκεκριμένα για δύο σειρές συρματοκιβωτίων η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση είναι στο σημείο F με τιμή 0,7 χιλιοστά. Με την προσθήκη επιπλέον σειράς συρματοκιβωτίων οι μετακινήσεις περιορίζονται σε 0,1 χιλιοστά για όλα τα σημεία που έχουν επιλεγεί με τις μεταβολές να συμβαίνουν από το πέμπτο δεκαδικό ψηφίο και έπειτα.

Οι τιμές από τις οριζόντιες μετακινήσεις για κλίση επιχώματος 65° δεν μπορούν να συγκριθούν με αυτές για κλίση επιχώματος 45°. Αυτές παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 5.19: Οριζόντιες μετακινήσεις σε μέτρα για κλίση επιχώματος 45°

	Σημείο D (m)	Σημείο E (m)	Σημείο F (m)	Σημείο G (m)	Σημείο H (m)
Ανάλυση 4.4 (μία σειρά συρματοκιβωτίων)	0,00013	0,0006	0,0007	0,0019	0,00015
Ανάλυση 4.5 (δύο σειρές συρματοκιβωτίων)	0,00011	0,0005	0,0005	0,0017	0,00014
Ανάλυση 4.6 (τρεις σειρές συρματοκιβωτίων)	0,0002	0,0004	0,0004	0,0006	0,00013

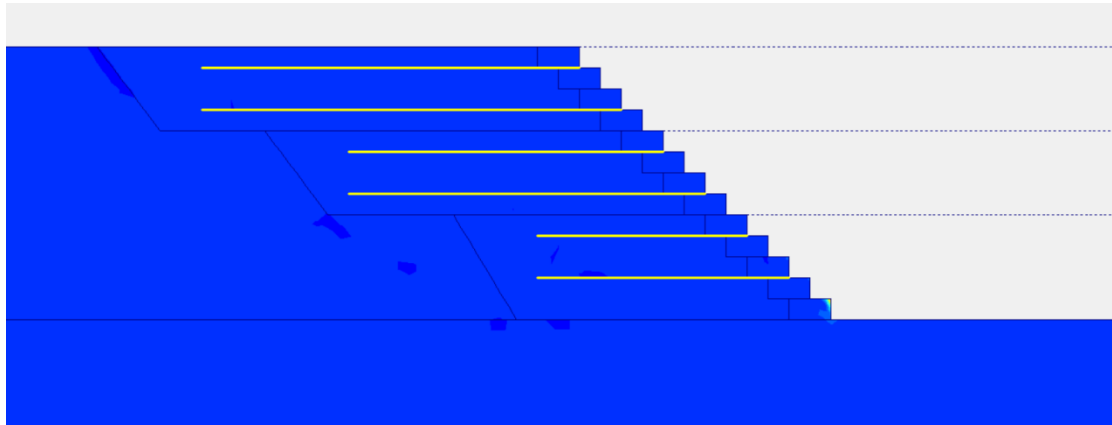
Ο πίνακας παρουσιάζει τις οριζόντιες μετακινήσεις για κλίση επιχώματος 45°.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας για κάθε ανάλυση.

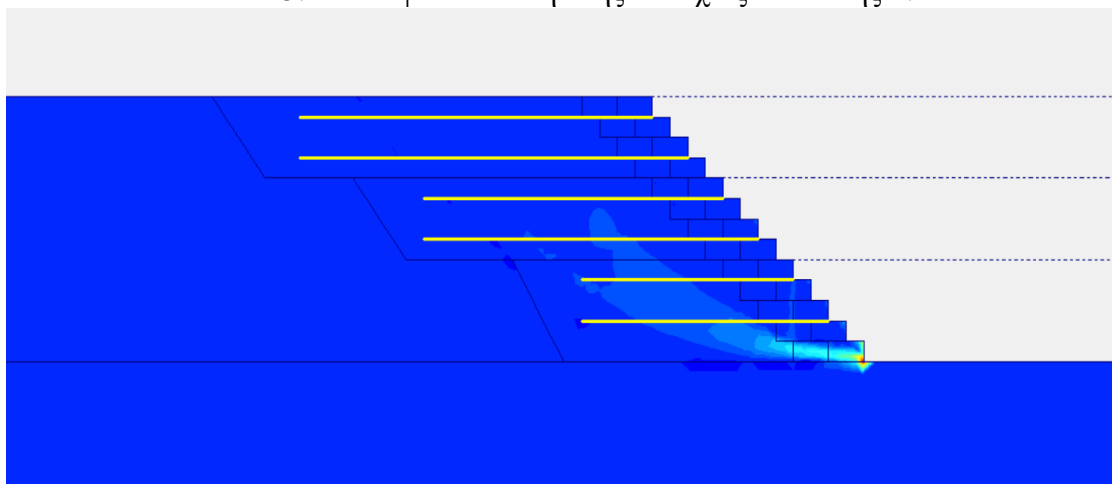
- Ανάλυση 4.1: Αστοχεί
- Ανάλυση 4.2: SF= 1,375
- Ανάλυση 4.3: SF= 1,392
- Ανάλυση 4.4: SF= 2,676
- Ανάλυση 4.5: SF= 2,348
- Ανάλυση 4.6: SF= 2,061

Είναι εμφανές πως οι πρώτες τρεις αναλύσεις που αφορούν κλίση επιχώματος 65° δίνουν χαμηλότερη τιμή συντελεστή ασφαλείας από τις αντίστοιχες αναλύσεις για κλίση επιχώματος 45°. Ακόμα, παρατηρείται πως για κλίση 45° όσο αυξάνεται ο αριθμός των συρματοκιβωτίων μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας.

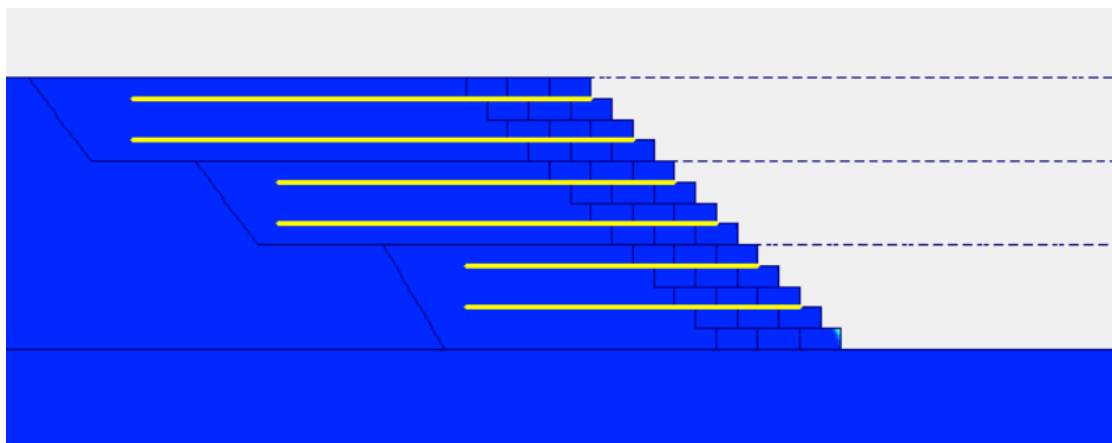
Παρακάτω παραθέτονται οι επιφάνειες αστοχίας για τις αναλύσεις 4.4, 4.5 και 4.6.



Εικόνα 5.11: Επιφάνεια δνητικής αστοχίας ανάλυσης 4.4

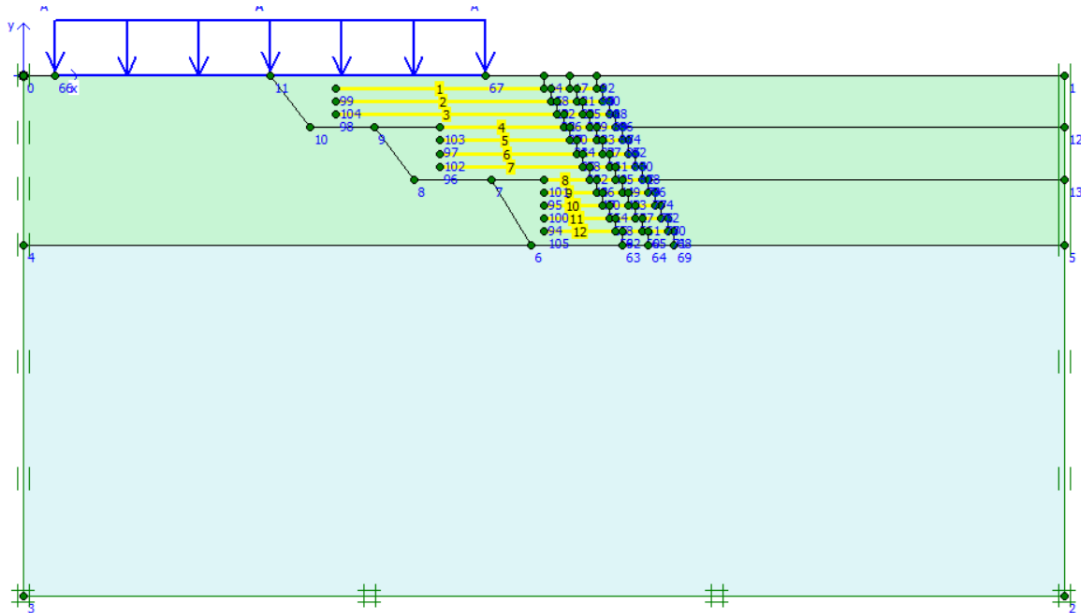


Εικόνα 5.12: Επιφάνεια δνητικής αστοχίας ανάλυσης 4.5

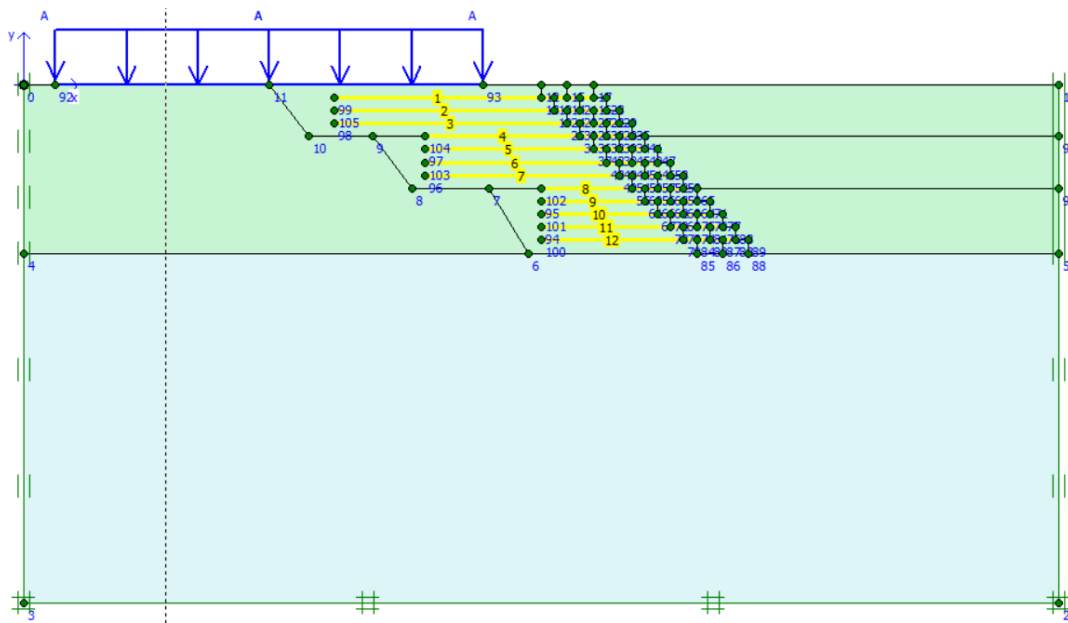


Εικόνα 5.13: Δνητική αστοχία ανάλυσης 4.6

Στο τελευταίο σκέλος αυτής της παραμετρικής ανάλυσης εξετάζεται η επίδραση που έχει η προσθήκη επιπλέον γεωφασμάτων για τον οπλισμό του επιχώματος. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιήθηκαν ενδεικτικά οι αναλύσεις 4.2 και 4.5 όπου προστέθηκε οπλισμός. Επομένως δημιουργήθηκαν δύο νέες αναλύσεις η 4.7 ανάλυση και η 4.8 ανάλυση και συγκρίθηκαν με τις προηγούμενες δύο ώστε να παρατηρηθούν οι διαφορές που θα προκύψουν. Ακολουθεί η παρουσίαση της γεωμετρίας για τις δύο νέες αναλύσεις.



Εικόνα 5.14: Γεωμετρία ανάλυσης 4.7



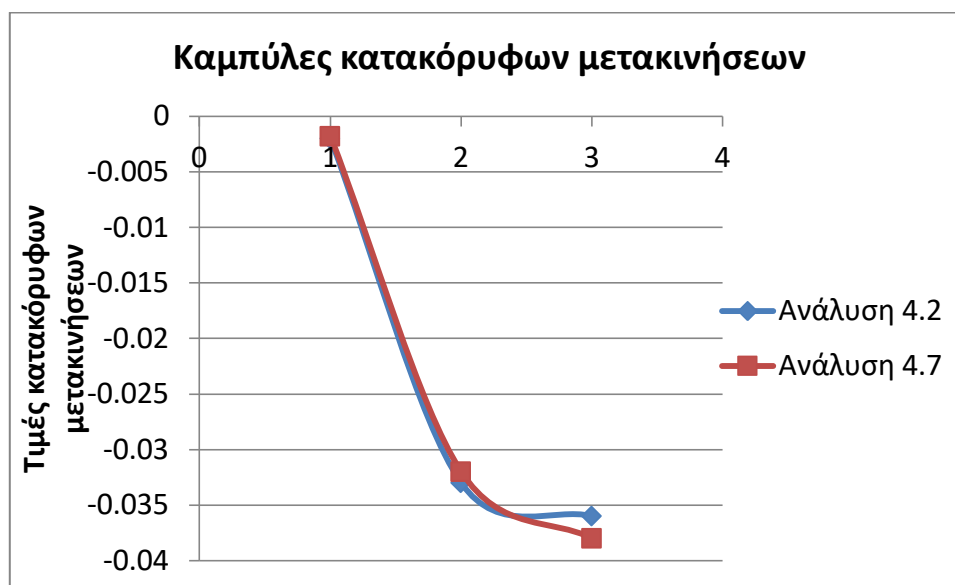
Εικόνα 5.15: Γεωμετρία ανάλυσης 4.8

Στις παραπάνω εικόνες φαίνεται η προσθήκη επιπλέον οπλισμού στο επίχωμα.

Αρχικά θα γίνει η σύγκριση για τις αναλύσεις 4.2 και 4.7.

Πίνακας 5.20: Κατακόρυφες μετακινήσεις για σημεία A,B και C σε μέτρα

	Σημείο A (m)	Σημείο B (m)	Σημείο C (m)
4.2 ανάλυση	-0,002	-0,033	-0,036
4.7 ανάλυση (επιπλέον οπλισμός)	-0,0018	-0,032	-0,038



Διάγραμμα 5.18: Καμπύλες κατακόρυφων μετακινήσεων αναλύσεων 4.2 και 4.7

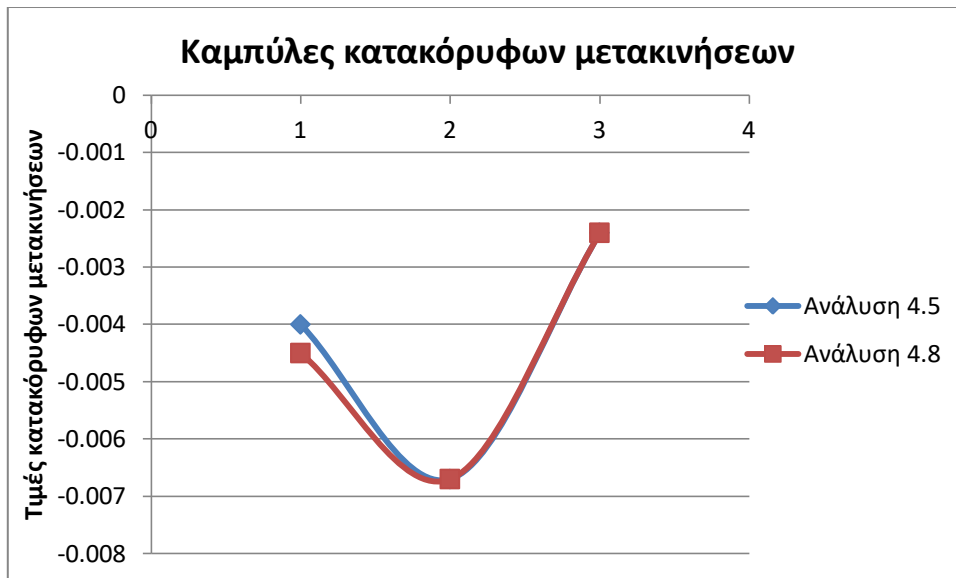
Από τον πίνακα και το διάγραμμα γίνεται κατανοητό πως οι μετακινήσεις παρόλο την αύξηση του οπλισμού παραμένουν σχεδόν σταθερές.

Όσο αφορά τον συντελεστή ασφαλείας για την ανάλυση 4.2 ήταν 1,375 και με την αύξηση του οπλισμού στην ανάλυση 4.7, η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,474. Μια αύξηση 6,52%.

Έπειτα ακολουθεί η σύγκριση των αναλύσεων 4.5 και 4.8.

Πίνακας 5.21: Κατακόρυφες μετακινήσεις για σημεία A,B και C σε μέτρα

	Σημείο A	Σημείο B	Σημείο C
4.5 ανάλυση	-0,004	-0,0067	-0,0024
4.8 ανάλυση (επιπλέον οπλισμός)	-0,0045	-0,0067	-0,0024



Διάγραμμα 5.19: Καμπύλες κατακόρυφων μετακινήσεων αναλύσεων 4.5 και 4.8

Από τον πίνακα και το διάγραμμα φαίνεται πως οι μετακινήσεις παρόλο την αύξηση του οπλισμού παραμένουν σχεδόν σταθερές.

Όσο αφορά τον συντελεστή ασφαλείας αυτός αυξήθηκε ραγδαία με την προσθήκη επιπλέον οπλισμού. Από 2,348 για την ανάλυση 4.5 σε 3,073 για την ανάλυση 4.8. Μια ποσοστιαία αύξηση 30,64%.

6. Συμπεράσματα

Έγιναν συνολικά τέσσερις παραμετρικές αναλύσεις. Στην πρώτη σειρά παραμετρικών αναλύσεων έγινε η διαδοχική αφαίρεση των αγκυρίων από τη βάση της εκσκαφής προς τα πάνω. Έπειτα από κάθε αφαίρεση αγκυρίου εξετάστηκαν οι μεταβολές στις μετακινήσεις τόσο σε συγκεκριμένα σημεία που επιλέχθηκαν όσο και οι μέγιστες μετακινήσεις του πασσαλότοιχου. Ακόμα μελετήθηκαν οι αξονικές δυνάμεις, οι διατμητικές δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές. Η δεύτερη παραμετρική ανάλυση, εξετάζει τον τρόπο με τον οποίο η μεταβολή της απόστασης των πασσάλων του πασσαλότοιχου επηρεάζει τις μετακινήσεις, τις μετακινήσεις του πασσαλότοιχου, τις αξονικές δυνάμεις, τις διατμητικές δυνάμεις και τις καμπτικές ροπές. Η τρίτη σειρά παραμετρικών αναλύσεων γίνεται η επιβολή πρόσθετων φορτίων μέσω του κτηρίου για να μελετηθούν οι μεταβολές που θα επιφέρουν στις μετακινήσεις, καθώς και στις αξονικές δυνάμεις, τις διατμητικές δυνάμεις και στις καμπτικές ροπές. Τέλος στη τέταρτη σειρά παραμετρικών αναλύσεων, εξετάζεται η αντικατάσταση του πασσαλότοιχου από οπλισμένο επίχωμα και τον τρόπο που θα επηρεάσει τις μετακινήσεις η άρδην αλλαγή της γεωμετρίας του πρανούς.

Από τη πρώτη σειρά παραμετρικών αναλύσεων προκύπτει ότι:

- Κάθε φορά που αφαιρείται ένα αγκύριο, αυξάνουν οι οριζόντιες μετακινήσεις του πασσαλότοιχου. Από 4 εκατοστά με την ύπαρξη τριών αγκυρίων στον τοίχο σε 5,8 εκατοστά με την αφαίρεση και του τελευταίου αγκυρίου.
- Οι κατακόρυφες μετακινήσεις του σημείου C, που είναι το κοντινότερο σημείο της θεμελίωσης του κτηρίου των γραφείων, αυξάνονται με τη αφαίρεση των αγκυρίων. Πιο συγκεκριμένα οι μετακινήσεις από 4,6 χιλιοστά που μετρήθηκαν στην ανάλυση 1.1 (τρία αγκύρια στον πασσαλότοιχο), έφτασαν τα 6,5 χιλιοστά με την αφαίρεση όλων των αγκυρίων από τον τοίχο.
- Πίσω από τον πασσαλότοιχο, στο δάπεδο της εκσκαφής εμφανίζονται αμελητέες ανυψώσεις στο έδαφος που οφείλονται στον μηχανισμό αστοχίας του πρανούς. Αυτές οι μετακινήσεις δεν δημιουργούν κάποιο πρόβλημα στην ευστάθεια του πρανούς.
- Οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες με την αφαίρεση των αγκυρίων, ενώ οι διατμητικές αυξήθηκαν. Πιο συγκεκριμένα οι αξονικές δυνάμεις από 468,38KN φτάνουν στα 460,31KN. Μια μείωση της τάξης του 1,72%. Οι διατμητικές δυνάμεις από 444,52KN φτάνουν στα 478,1KN, η οποία είναι μια αύξηση 7,55%.
- Οι καμπτικές ροπές αυξήθηκαν με την αφαίρεση όλων των αγκυρίων από τον πασσαλότοιχο. Η αρχική τιμή τους ήταν 1998KN/m και έφτασαν τα 2446KN/m.
- Ο συντελεστής ασφαλείας μειώθηκε δραστικά με την αφαίρεση όλων των αγκυρίων από τον τοίχο αντιστήριξης. Η τιμή του με τα τρία αγκύρια εγκατεστημένα είναι 2,969 και πέφτει στο 1,973 όταν από τον τοίχο αφαιρούνται όλα τα αγκύρια.

Ακολουθεί η δεύτερη παραμετρική ανάλυση από την οποία προκύπτουν:

- Όσο αυξάνεται η μετακίνηση μεταξύ των πασσάλων του τοίχου, τόσο αυξάνονται οι μετακινήσεις του πασσαλότοιχου. Με την απόσταση στα 1,5 μέτρα η μέγιστη μετακίνηση του τοίχου είναι 3,8 εκατοστά, ενώ με την αύξηση της απόστασης στα 6 μέτρα οι μετακινήσεις αγγίζουν τα 5,7 εκατοστά.
- Επίσης αυξάνονται οι κατακόφες μετακινήσεις για το πλησιέστερο σημείο της θεμελίωσης του κτηρίου με τον πασσαλότοιχο που συμβολίζεται παραπάνω με το γράμμα C. Η ανάλυση 2.1 (απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα) δίνει κατακόρυφη μετακίνηση για το σημείο αυτό 4,3 χιλιοστά. Όμως η ανάλυση 2.4 (απόσταση πασσάλων 2,5 μέτρα), δίνει κατακόρυφη μετακίνηση για το συγκεκριμένο σημείο 6,9 χιλιοστά.
- Οι ανυψώσεις στο δάπεδο της εκσκαφής είναι εμφανής και σε αυτή τη σειρά παραμετρικών αναλύσεων, οι οποίες όμως είναι αμελητέες.
- Οι αξονικές δυνάμεις καθώς και διατμητικές δυνάμεις που ασκούνται στον πασσαλότοιχο μειώνονται με την αφαίρεση των αγκυρίων. Πιο συγκεκριμένα οι αξονικές δυνάμεις από 480,85KN φτάνουν στα 422,98KN. Μια μείωση της τάξης του 12,3%. Οι διατμητικές δυνάμεις από 452,81KN φτάνουν στα 360,38KN, η οποία είναι μια μείωση 20%.
- Αντίθετα οι καμπτικές ροπές αυξήθηκαν με την αφαίρεση όλων των αγκυρίων από τον πασσαλότοιχο. Η αρχική τιμή τους ήταν 1725KN/m και έφτασαν τα 4362KN/m.
- Ο συντελεστής ασφαλείας των αναλύσεων μειώνεται, όσο αυξάνεται η τιμή της απόστασης των πασσάλων. Η τιμή του για απόσταση πασσάλων 1,5 μέτρα είναι 2,928 και μειώνεται καθώς αυξάνει η απόσταση στα 2,5 μέτρα σε 2,884. Η μείωση είναι της τάξης του 3% .

Από την τρίτη παραμετρική ανάλυση προκύπτει ότι:

- Όσο προστίθενται φορτία στο κτήριο αυξάνονται οι μετακινήσεις του πασσαλότοιχου από 4 εκατοστά για φορτία 10 KN/m² σε 4,5 εκατοστά για φορτία τέσσερις φορές μεγαλύτερα
- Οι κατακόρυφες μετακινήσεις για το πλησιέστερο σημείο της θεμελίωσης του κτηρίου με τον πασσαλότοιχο που συμβολίζεται με το C αυξήθηκαν από 4,6 χιλιοστά για την 3.1 ανάλυση (φορτία κτηρίου 10 KN/m²) σε 5,4 χιλιοστά στην 3.4 ανάλυση (φορτία κτηρίου 40 KN/m²)
- Οι αξονικές και διατμητικές δυνάμεις αυξήθηκαν με τη αύξηση των φορτίων. Πιο συγκεκριμένα οι αξονικές δυνάμεις αυξήθηκαν από 468,38 KN για φορτία κτηρίου 10 KN/m² σε 518,27 KN για φορτία κτηρίου 40 KN/m².

- Οι καμπτικές ροπές αυξήθηκαν και αυτές από 1998 KN/m για φορτία κτηρίου 10 KN/m² σε 2286 KN/m για φορτία κτηρίου 40 KN/m².
- Ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται όσο αυξάνονται τα φορτία της κατασκευής από 2,969 για φορτία κτηρίου 10 KN/m² σε 2,69 για φορτία κτηρίου 40 KN/m².

Από την τέταρτη και τελευταία παραμετρική ανάλυση προκύπτει:

- Παρατηρήθηκε πως μεγαλώνοντας τη κλίση του επιχώματος οι κατακόρυφες και οι οριζόντιες μετακινήσεις αυξάνονται.
- Όσο μικραίνει η κλίση του οπλισμένου επιχώματος αυξάνει σημαντικά η τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Για κλίση 65° η μέγιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,395, ενώ για κλίση 45° η μέγιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 2,676. Μια αύξηση 91,43%.
- Επίσης, προκύπτει ότι με κάθε σειρά συρματοκιβωτίων που προσθέεται σε κάθε αναβαθμό, οι μετακινήσεις μειώνονται.
- Τέλος η προσθήκη οπλισμού στο επίχωμα ανεβάζει δραστικά την τιμή του συντελεστή ασφαλείας, χωρίς να μειώνει απαραίτητα τις μετακινήσεις, τόσο κατακόρυφες όσο και οριζόντιες.

Σύμφωνα και με τις τέσσερις σειρές παραμετρικών αναλύσεων τα συμπεράσματα που εξάγονται, όσο αφορά τη διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι τα εξής:

- Η αφαίρεση δύο σειρών αγκυρίων δεν οδηγεί σε μεγάλη αύξηση των κατακόρυφων μετακινήσεων στη θεμελίωση του κτηρίου.
- Με την αφαίρεση της τελευταίας σειράς αγκυρίων αυξάνονται οι μετακινήσεις, όμως δεν τίθεται ζήτημα αστοχίας του πρανούς, ούτε καθιζήσεων που είναι ικανές να δημιουργήσουν προβλήματα στο κτήριο καθώς αυτές δεν ξεπερνάνε τα 6,5 χιλιοστά.
- Η επίλυση με τις τρεις σειρές αγκυρίων και τη μείωση της απόστασης μεταξύ των πασσάλων από 1,8 μέτρα σε 1,5 μέτρα, παρουσιάζει τα καλύτερα αποτελέσματα όσον αφορά τις μετακινήσεις όσο και στην τιμή του συντελεστή ασφαλείας. Οι μετακινήσεις στο πλησιέστερο σημείο της θεμελίωσης του κτηρίου με τον τοίχο αντιστήριξης (σημείο C) μειώνονται από 5,5 χιλιοστά σε 4,3 χιλιοστά, ενώ ο συντελεστής ασφαλείας αυξάνεται έστω και λίγο από 2,925 σε 2,928.
- Η αύξηση των φορτίων του κτηρίου οδηγεί σε αύξηση των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων, μειώνοντας ταυτόχρονα τον συντελεστή ασφαλείας.
- Με την μείωση της κλίσης του επιχώματος αυξάνεται η τιμή του συντελεστή ασφαλείας.

- Σημαντική μείωση στις μετακινήσεις συνέβη με την αύξηση των συρματοκιβωτίων σε κάθε αναβαθμό.
- Η αύξηση του οπλισμού στο επίχωμα δεν αποφέρει και απαραίτητα περιορισμό στις μετακινήσεις. Αυξάνει όμως τον συντελεστή ασφαλείας δραστικά.
- Συγκρίνοντας τον πασσαλότοιχο με το οπλισμένο επίχωμα, το συμπέρασμα είναι πως και τα δύο με τη σωστή μελέτη μπορούν να συγκρατήσουν αποτελεσματικά τις ωθήσεις του πρανούς και του κτηρίου, χωρίς να παρουσιαστούν σημαντικές παραμορφώσεις στη γεωμετρία.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

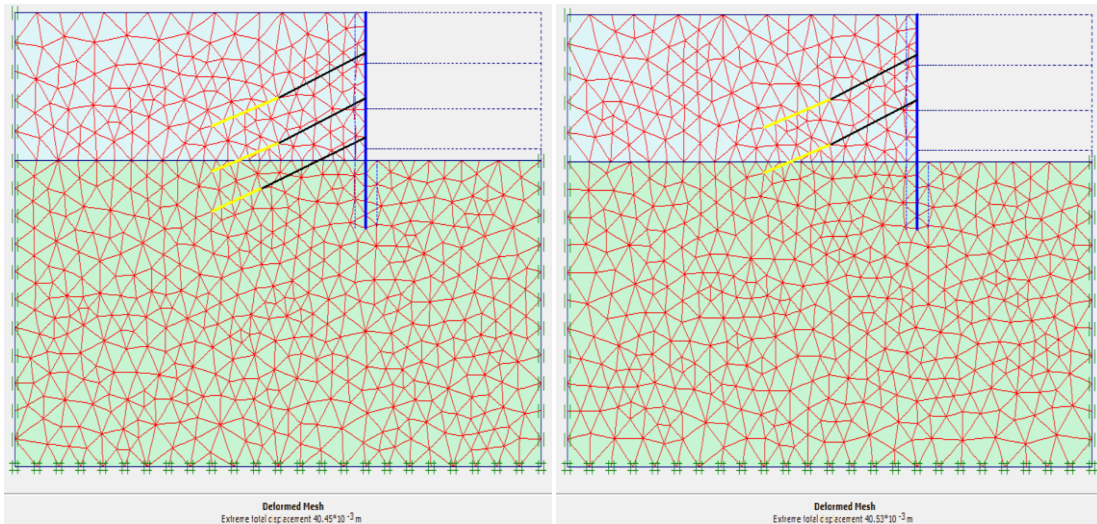
- Κωστόπουλος Δ. Σ., 2008, Γεωτεχνικές Κατασκευές ΙΙ, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής, Εκδόσεις Ιων, Αθήνα
- Λουπασάκης Κ., 2015, Βελτίωση Γεωτεχνικής Συμπεριφοράς Γεωλογικών Σχηματισμών (Σημειώσεις Διαλέξεων), Εκδόσεις Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, Αθήνα
- Κανελλοπούλου Ευ., Μέθοδοι κλειστού τύπου για μηχανικά σταθεροποιημένους τοίχους, Μεταπτυχιακή διατριβή, Πανεπιστήμιο Κύπρου, Λεμεσός, 2016
- Κακογιάννη Ευ., Διερεύνηση μεθοδολογίας προσδιορισμού των ωθήσεων γαιών και εφαρμογή τους στην επίλυση τοίχων τύπου προβόλου, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Διπλωματική εργασία, Αθήνα 2011
- Strutynska V. Z., Παραμετρική ανάλυση αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής με φρεατοπασσάλους, προεντεταμένες αγκυρώσεις και αντηρίδες. Το παράδειγμα του σταθμού «Περιστέρι» στο Μετρό Αθήνας, Διπλωματική εργασία, Αθήνα, 2015
- Σταθοπούλου Δ. Β., Σεισμική μόνωση τοιχών εδαφικής αντιστήριξης με γεωαφρό διογκώμενης πολυστερίνης-Παραμετρική αριθμητική ανάλυση, Πανεπιστήμιο Πατρών, Διατριβή για μεταπτυχιακό δίπλωμα ειδίκευσης, Πάτρα, 2005
- Σπηλιωτοπούλου Χ., Δάνδολα Φ., Ζανίδη Ε., Γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες κατασκευής έργων αντιστήριξης για την διάνομιξη της οδού Κανακάρη, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Πτυχιακή εργασία, Πάτρα, 2016
- Αναστασοπούλου Α., Παραμετρική μελέτη πασσαλοσανίδας με ή χωρίς τη χρήση αγκύρωσης παρουσία νερού, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Πτυχιακή εργασία, Πάτρα, 2018
- Παπαβασιλείου Β., Σαλλάκου Μ., Πασσαλότοιχος προσωρινής αντιστήριξης ύψους 17,5 μέτρα στα έργα διάνομιξης της οδού Κανακάρη στην Πάτρα, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Δυτικής Ελλάδας, Πτυχιακή εργασία, Πάτρα, 2017
- Μπουτσινού Ε., Υφαντή Δ., 2013, Έκθεση Υπολογισμών Συνοδών Εργων, ΟΜΙΚΡΟΝΚΑΡΡΑ, Μαρούσι
- Ιστοσελίδα της Εταιρείας panmetalsaci
http://www.panmetal.gr/PR1_01Syrmatokibotia.html, 10/2/2020
- Ιστοσελίδα της Ελληνικός Χρυσός
<https://www.hellas-gold.com/metalleutika-erga/>, 10/2/2020

- Ιστοσελίδα Μελετητικού Γραφείου OPLISMOS
http://www.koumoulos.com/?section=637&language=el_GR&itemid730=3408&itemid1541=2844&detail730=1&detail1541=1, 10/2/2020

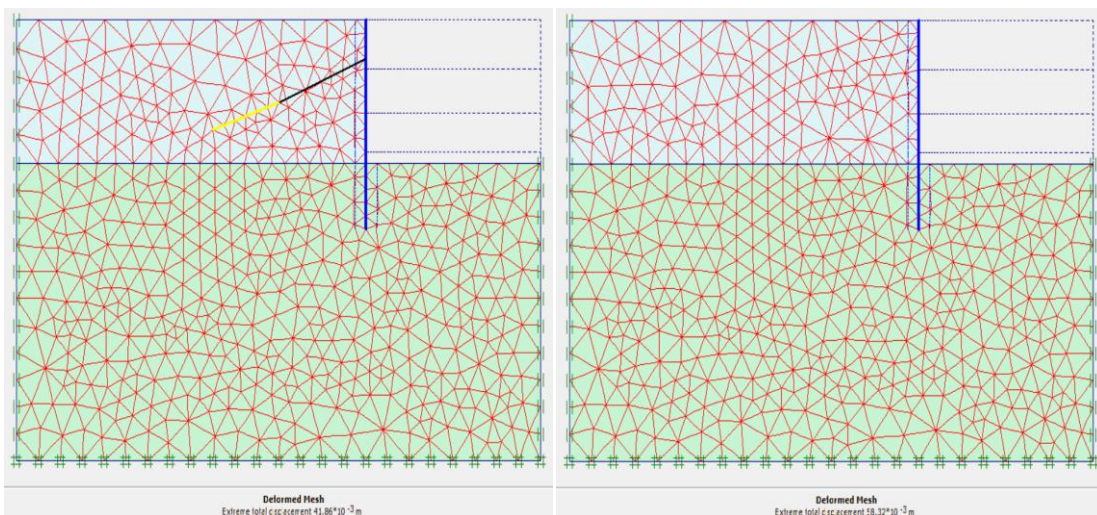
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

Παράρτημα 1

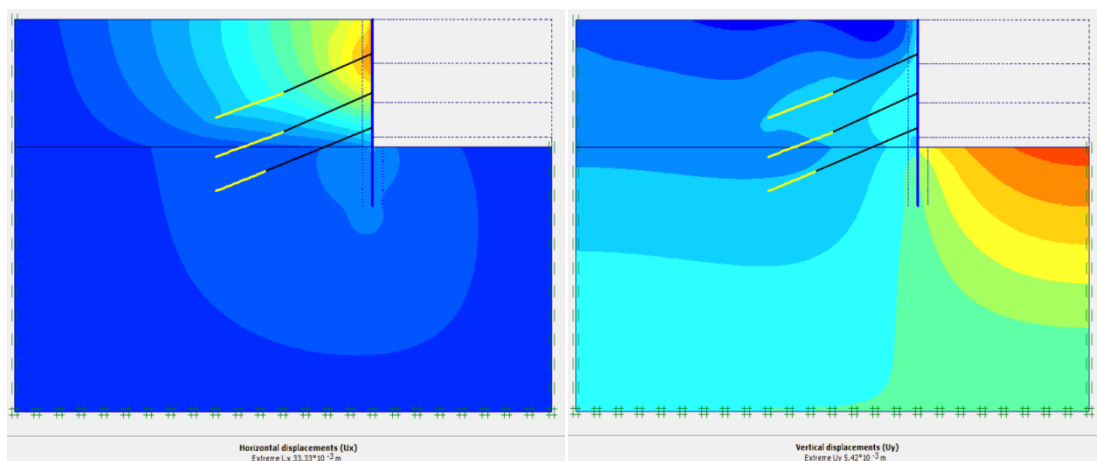
Πρώτη παραμετρική ανάλυση



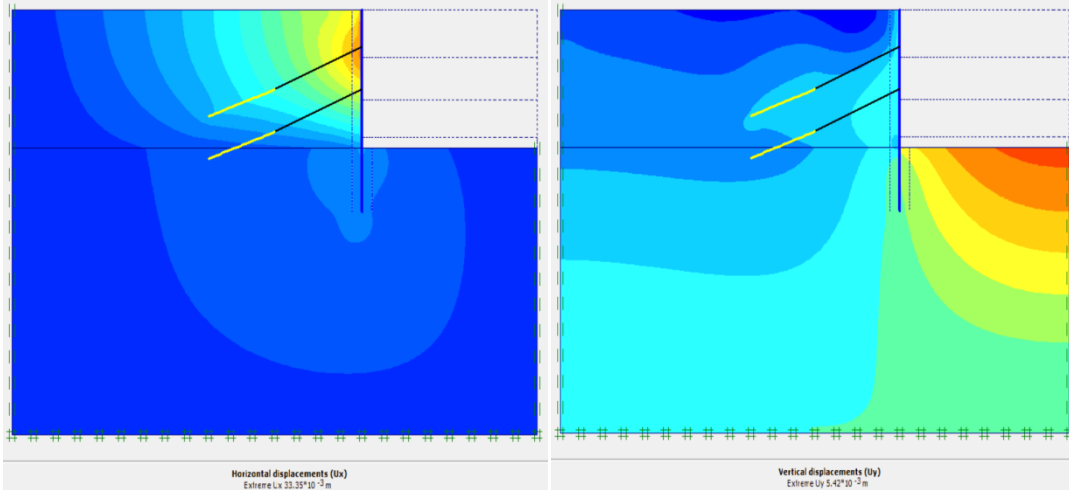
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 1.1 (αριστερά) και 1.2 (δεξιά)



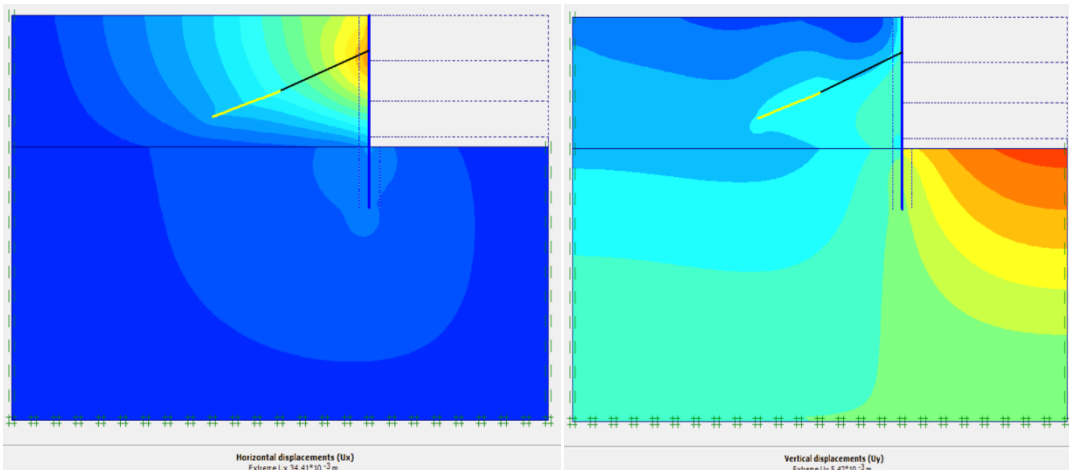
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 1.3 (αριστερά) και 1.4 (δεξιά)



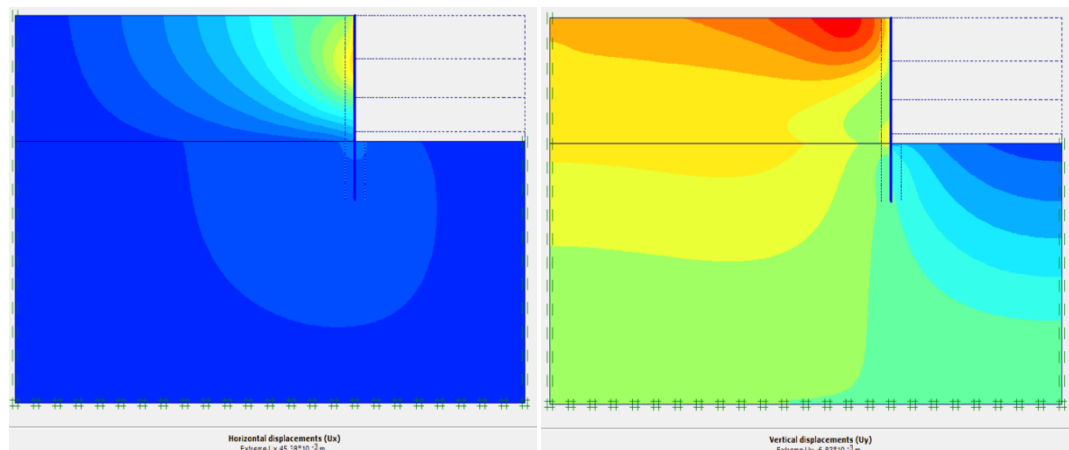
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 1.1



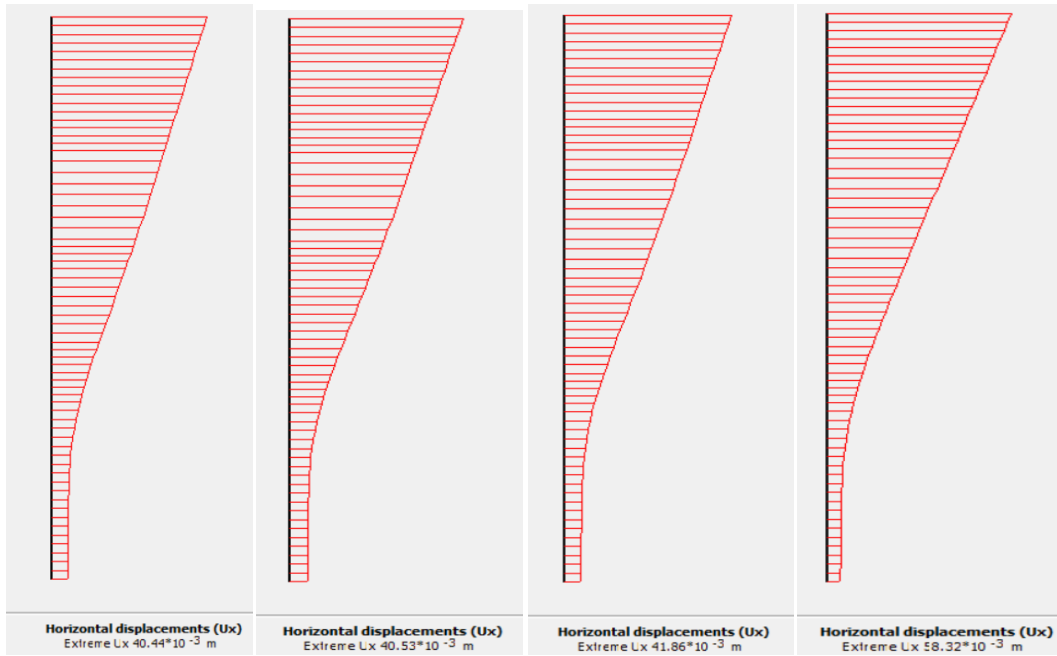
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 1.2



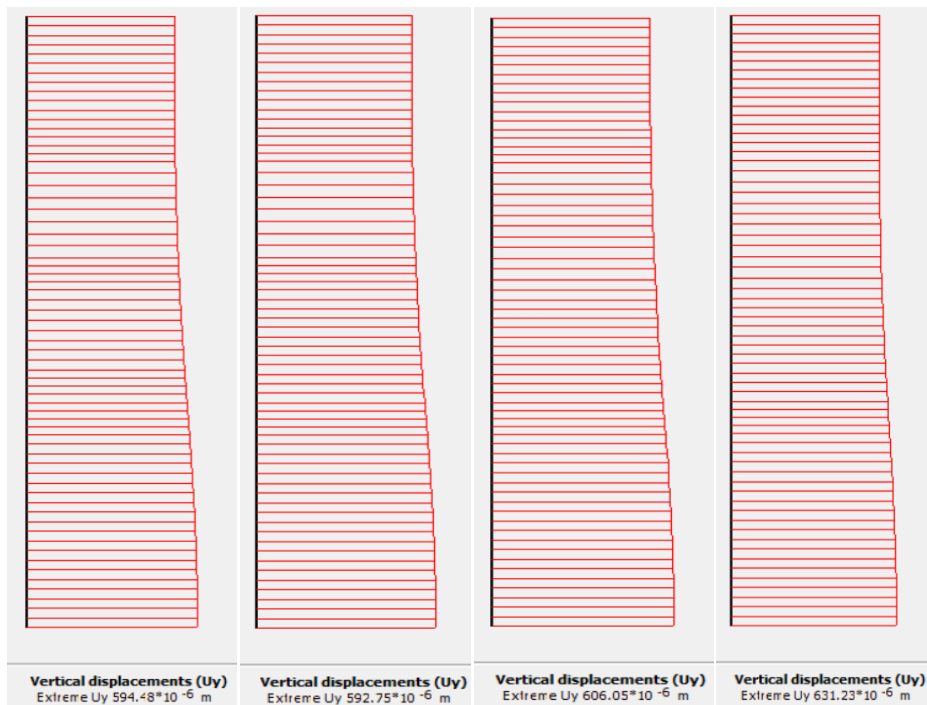
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 1.3



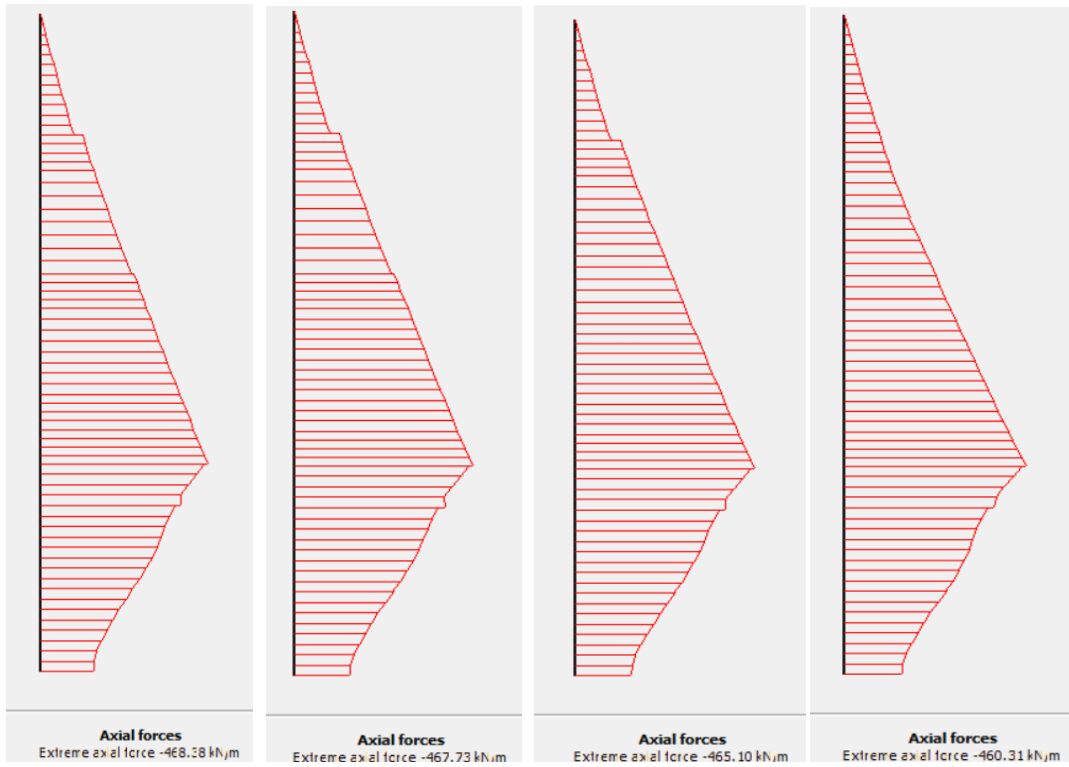
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 1.4



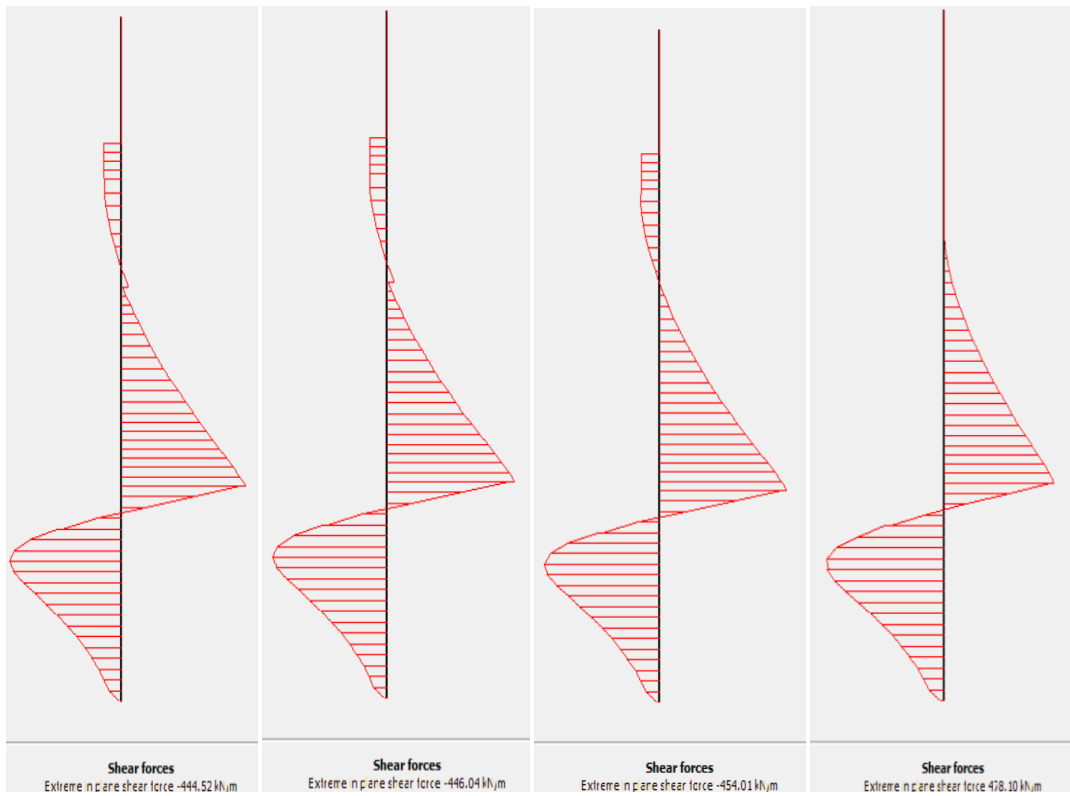
Οριζόντιες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4



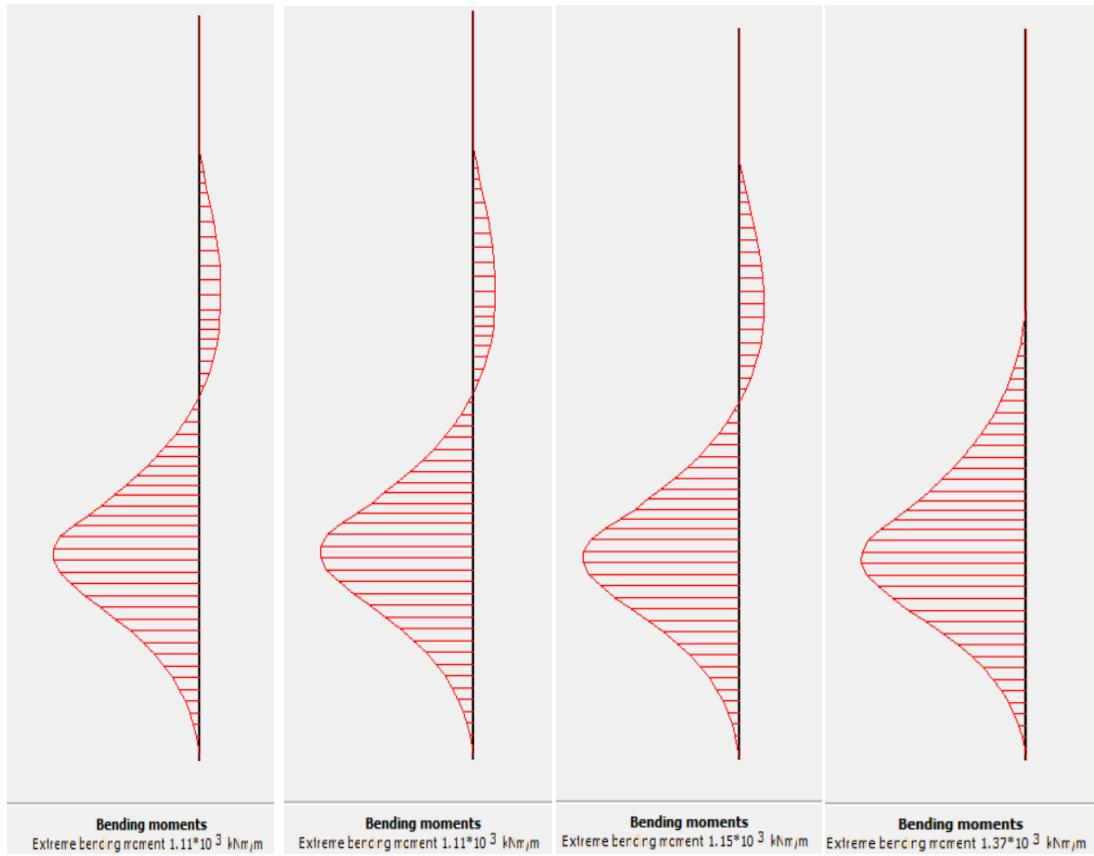
Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4



Αξονικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4

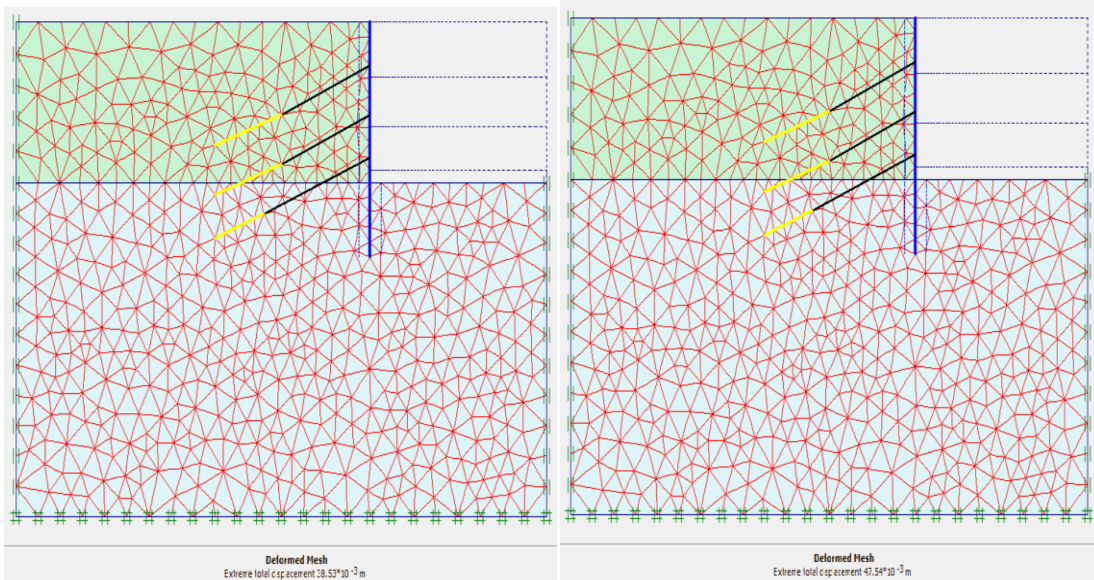


Διατμητικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4

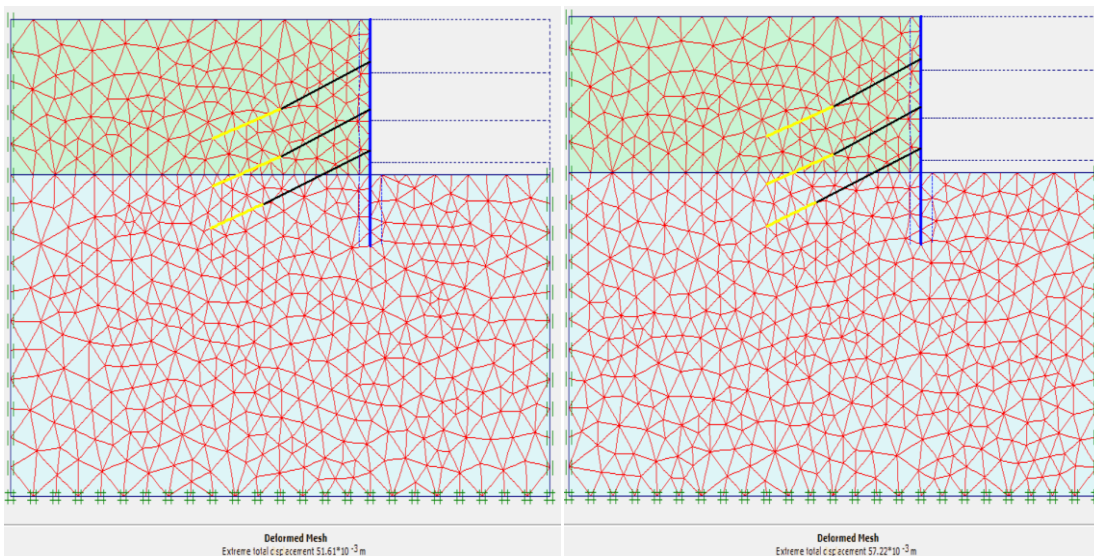


Καμπτικές ροπές για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4

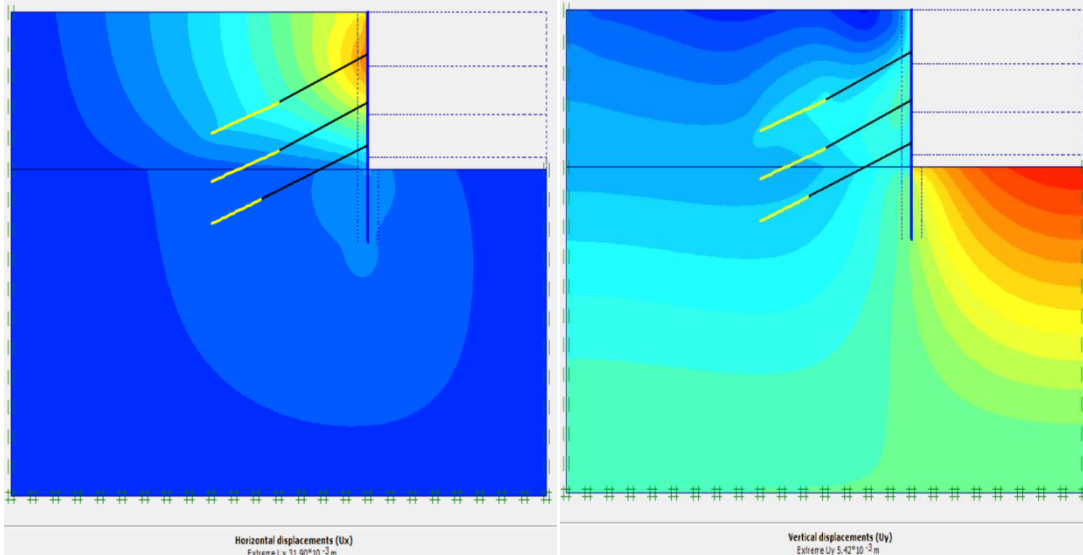
Παράρτημα 2
Δεύτερη παραμετρική ανάλυση



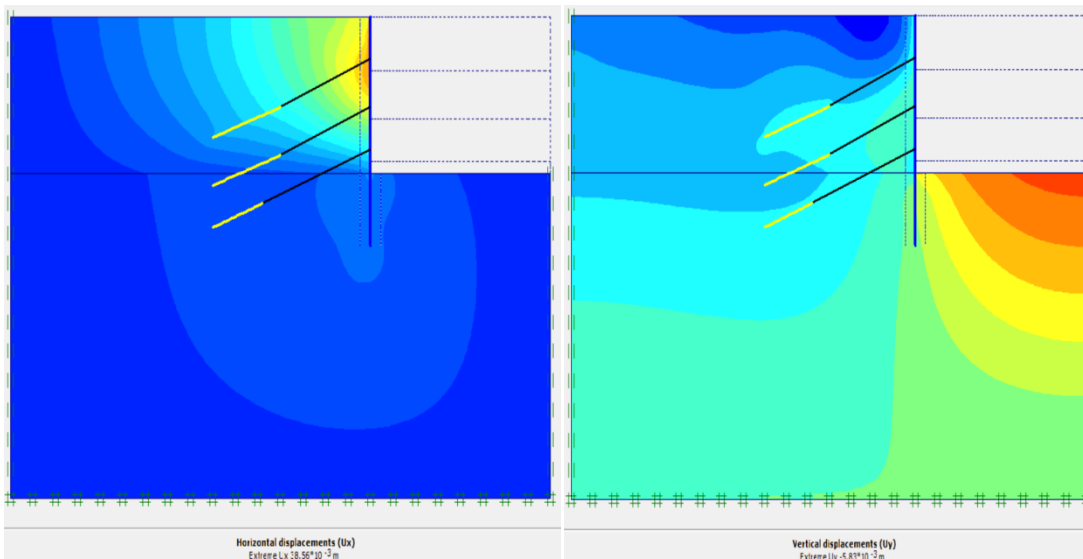
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 2.1 (αριστερά) και 2.2 (δεξιά)



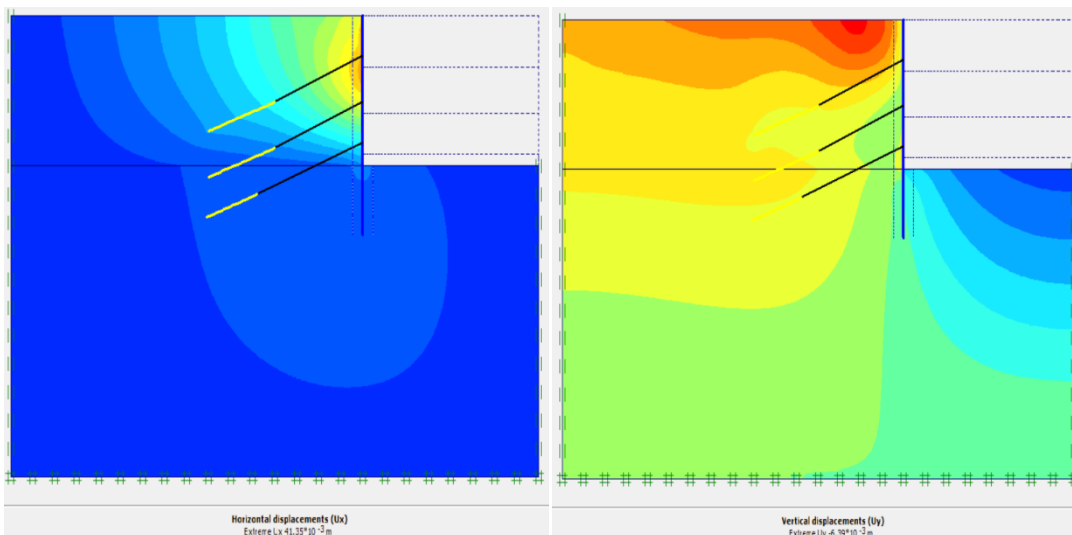
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 2.3 (αριστερά) και 2.4 (δεξιά)



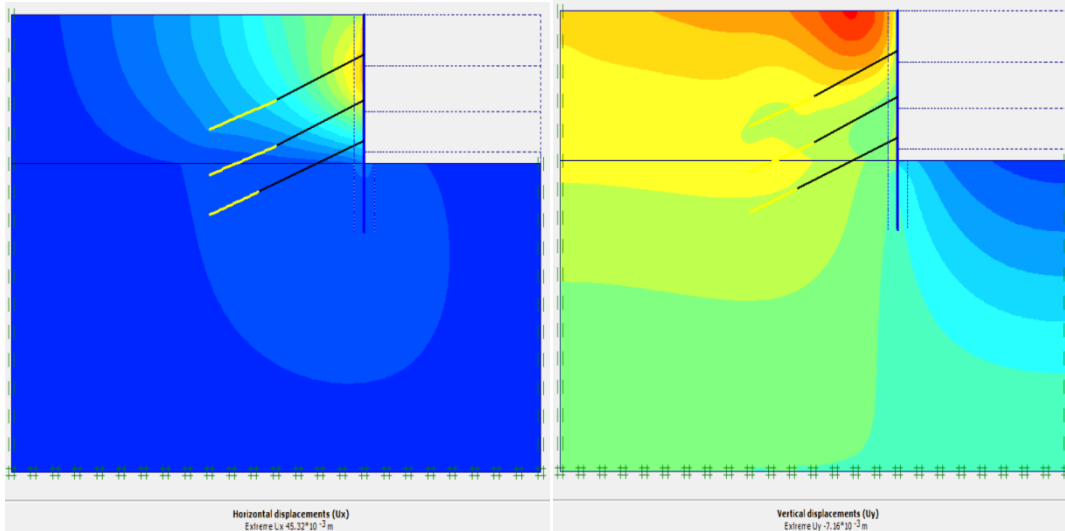
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 2.1



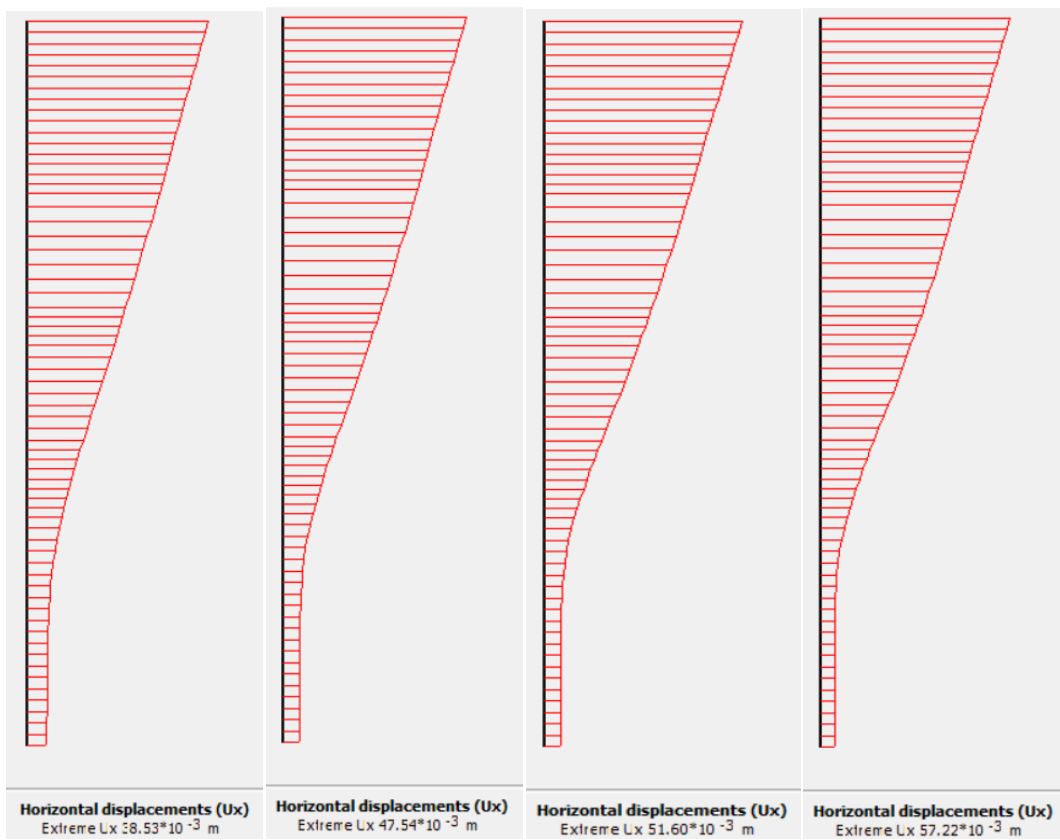
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 2.2



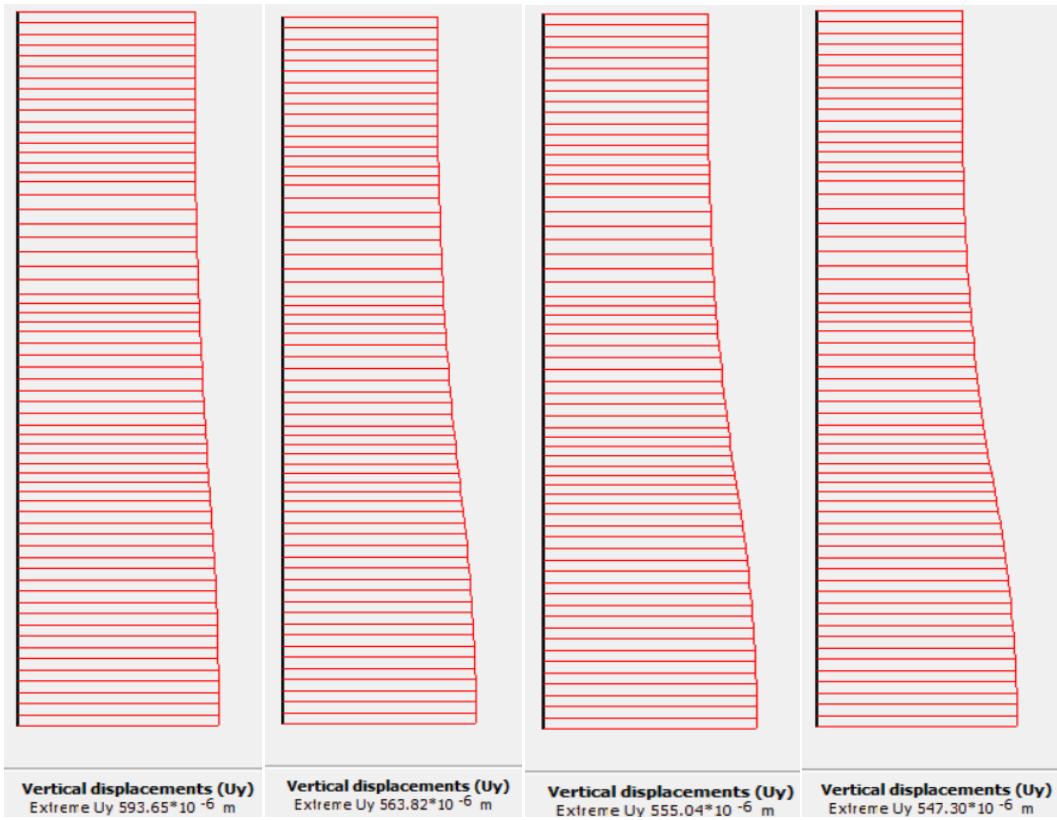
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 2.3



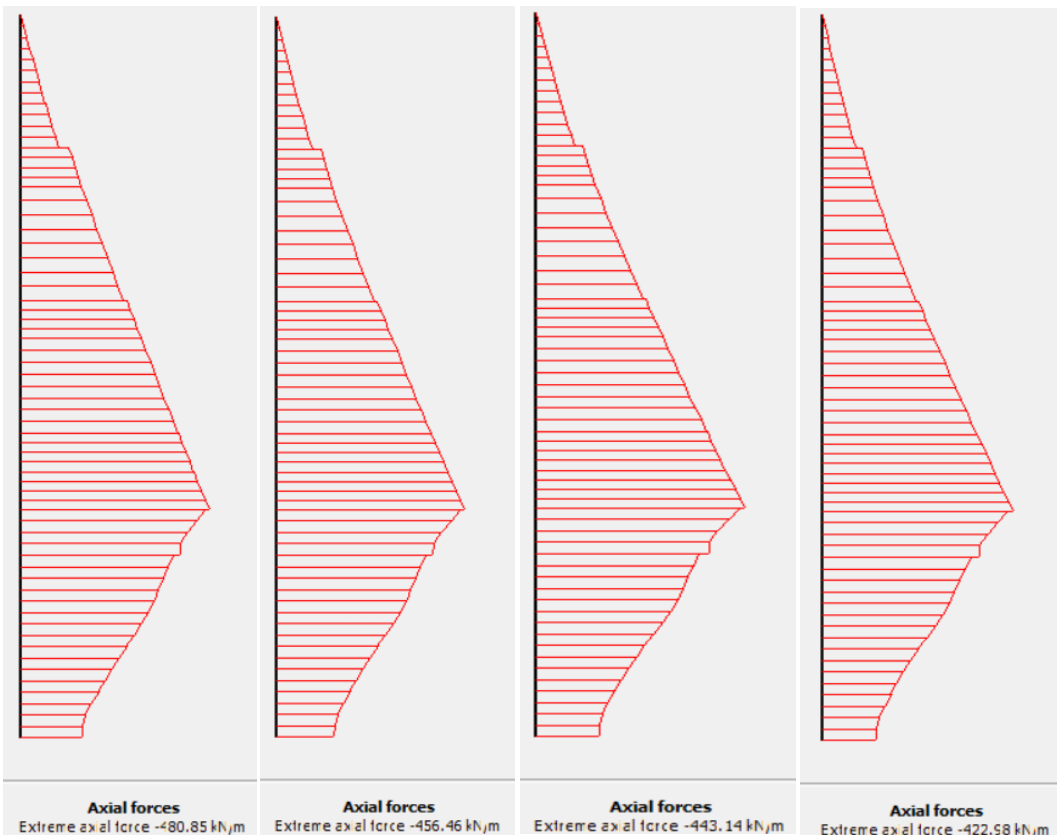
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 2.4



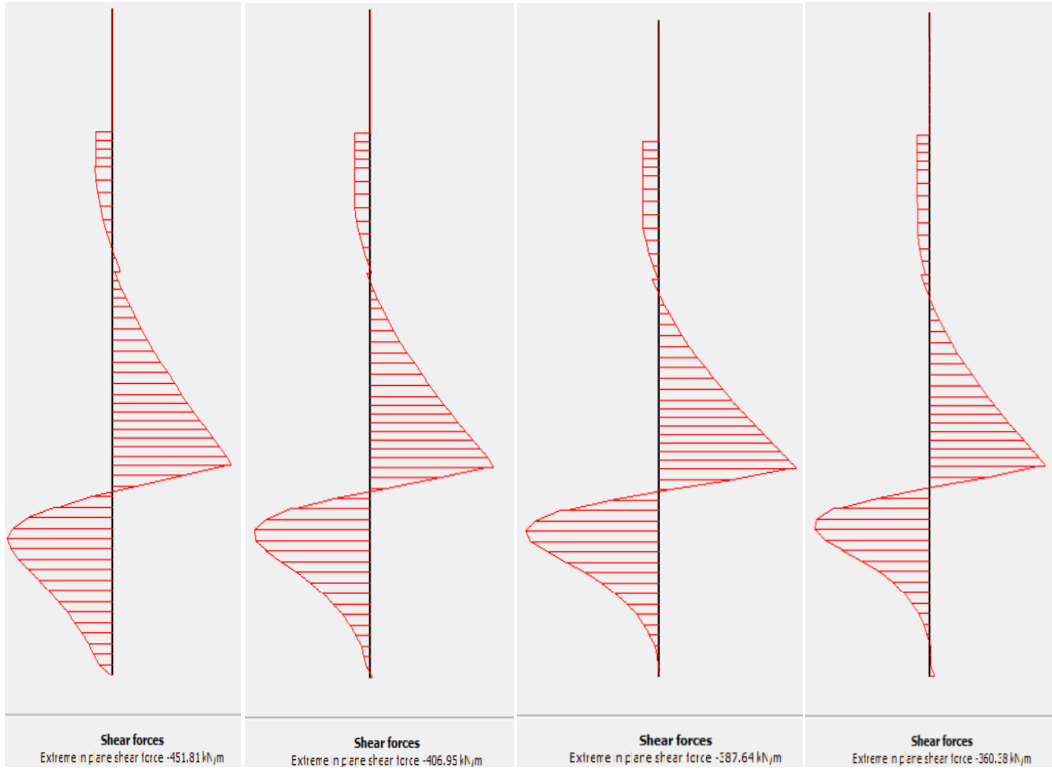
Οριζόντιες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4



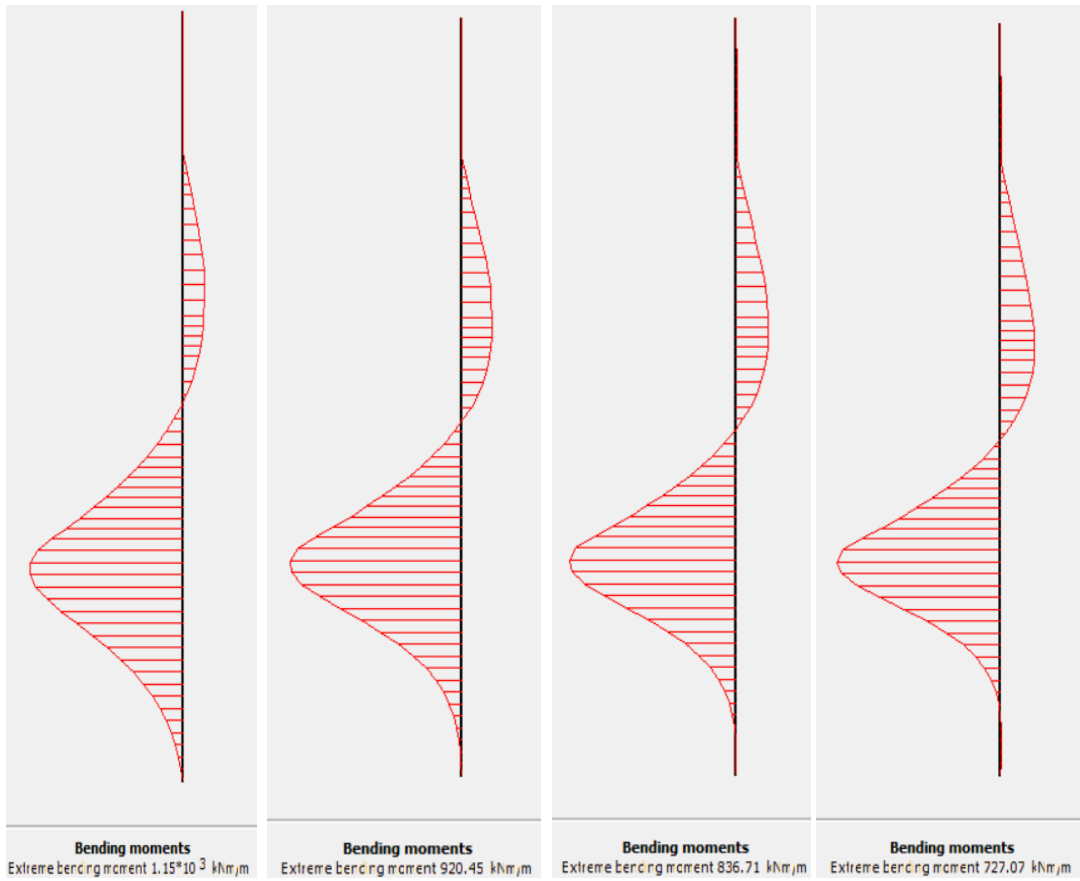
Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4



Αξονικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4



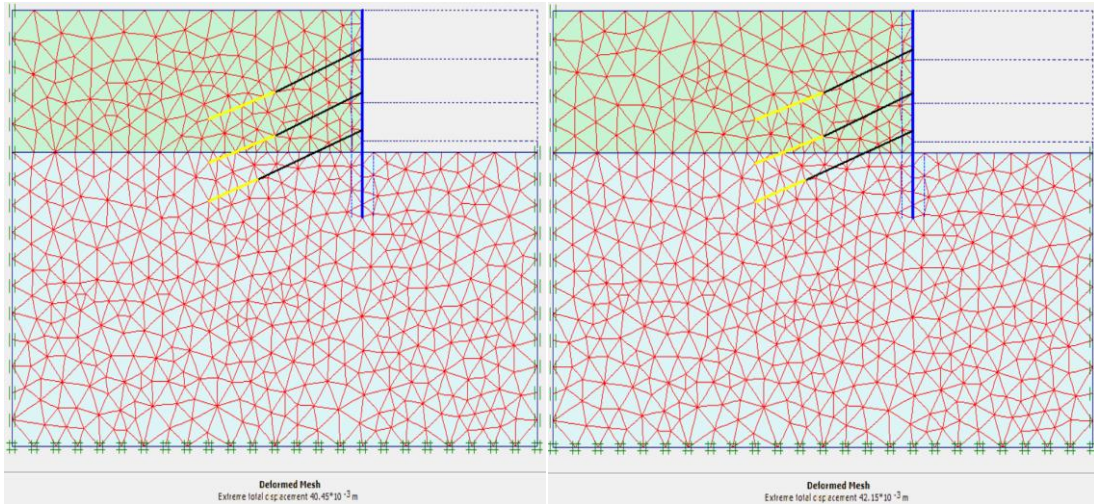
Διατμητικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4



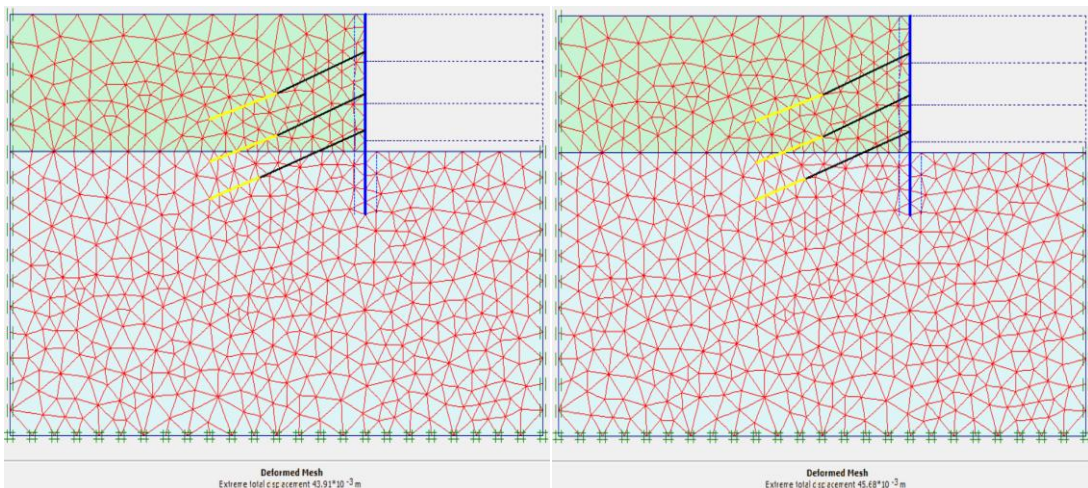
Καμπτικές ροπές για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 2.1, 2.2, 2.3 και 2.4

Παράρτημα 3

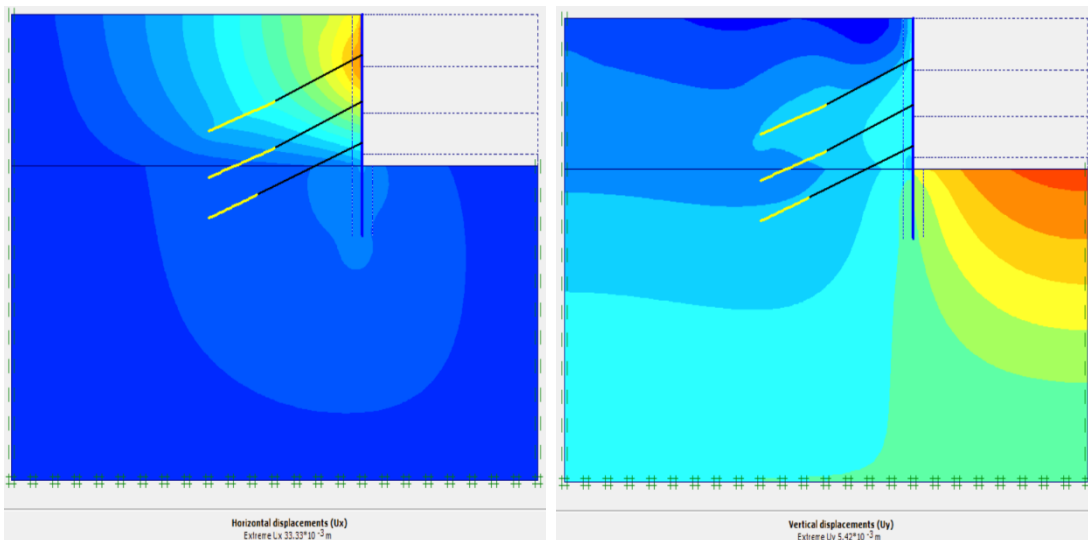
Τρίτη παραμετρική ανάλυση



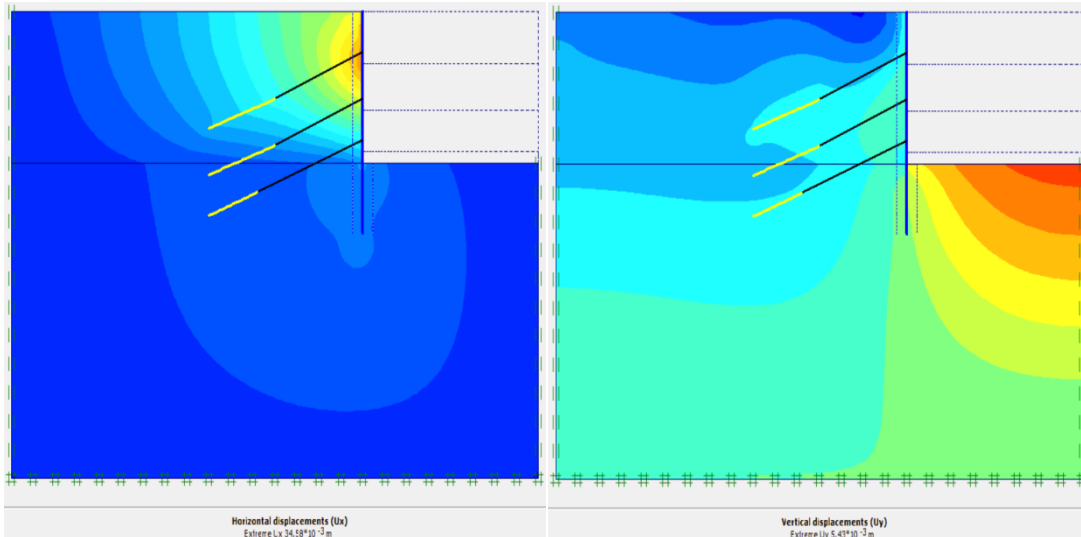
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 3.1 (αριστερά) και 3.2 (δεξιά)



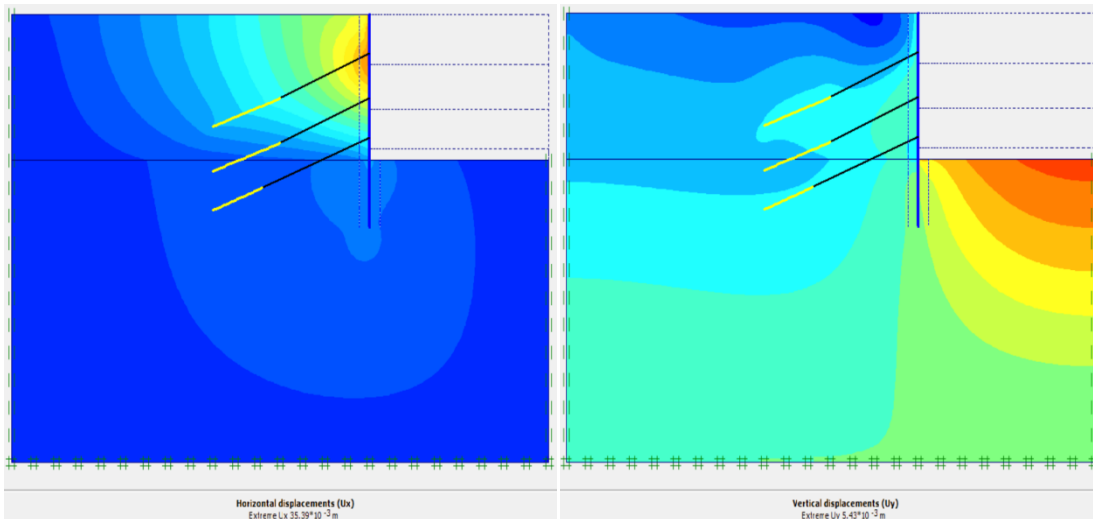
Παραμορφωμένο πλέγμα για αναλύσεις 3.3 (αριστερά) και 3.4 (δεξιά)



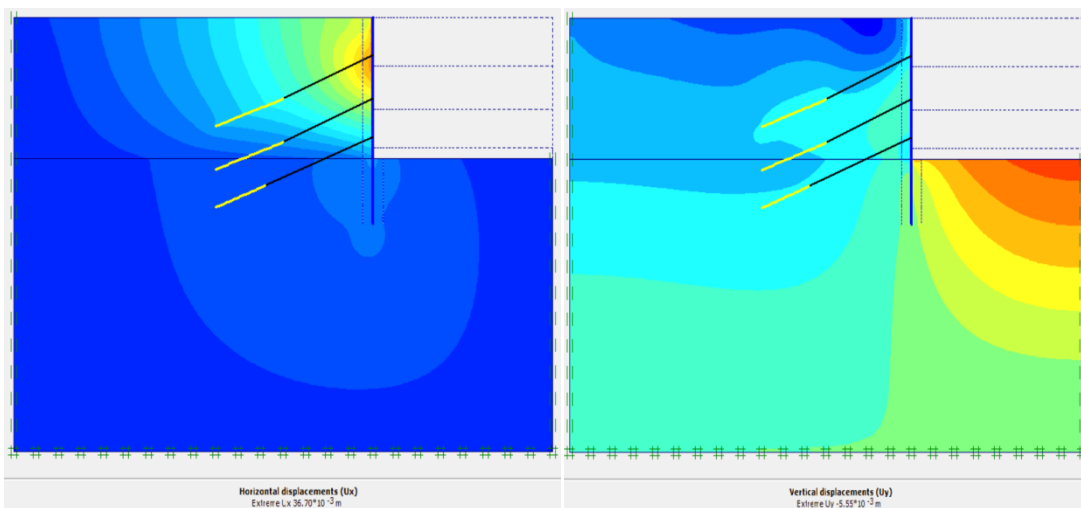
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 3.1



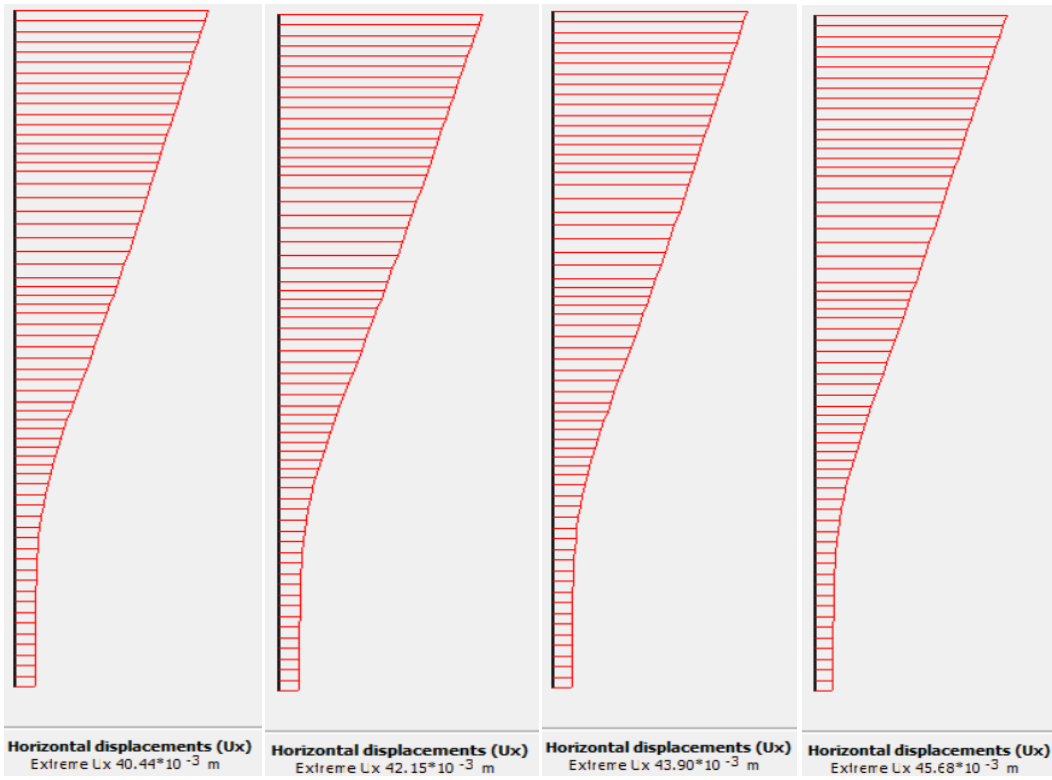
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 3.2



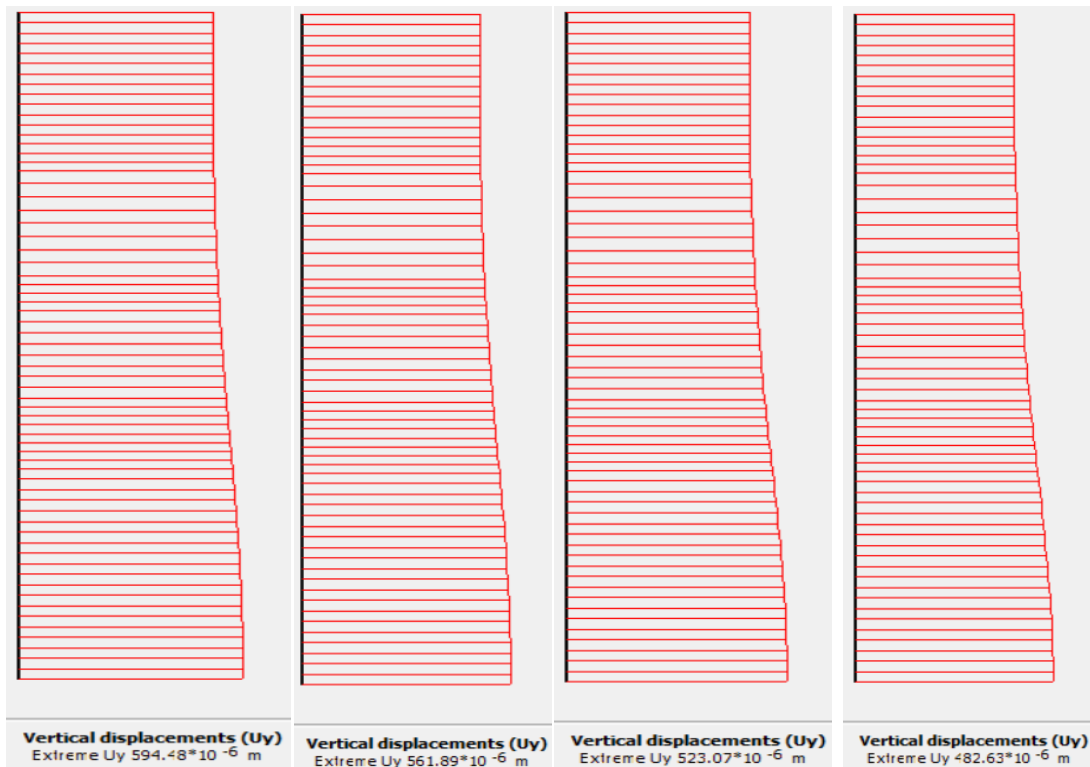
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 3.3



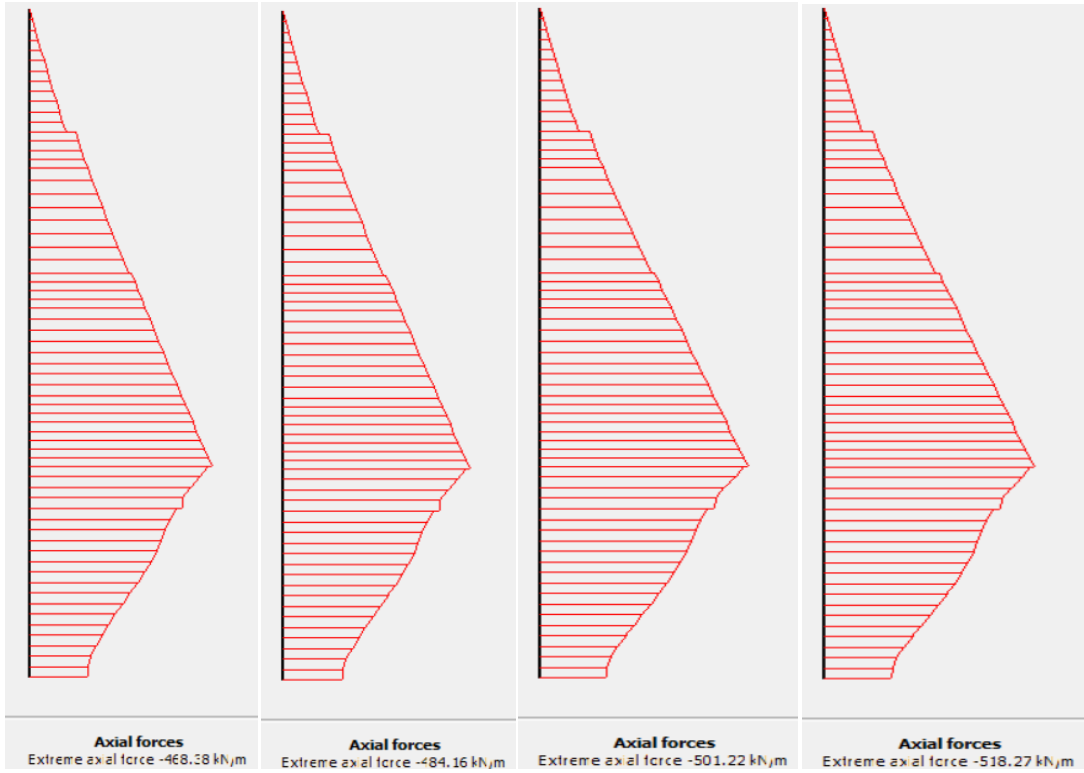
Οριζόντιες (αριστερά) και κατακόρυφες (δεξιά) μετακινήσεις ανάλυσης 3.4



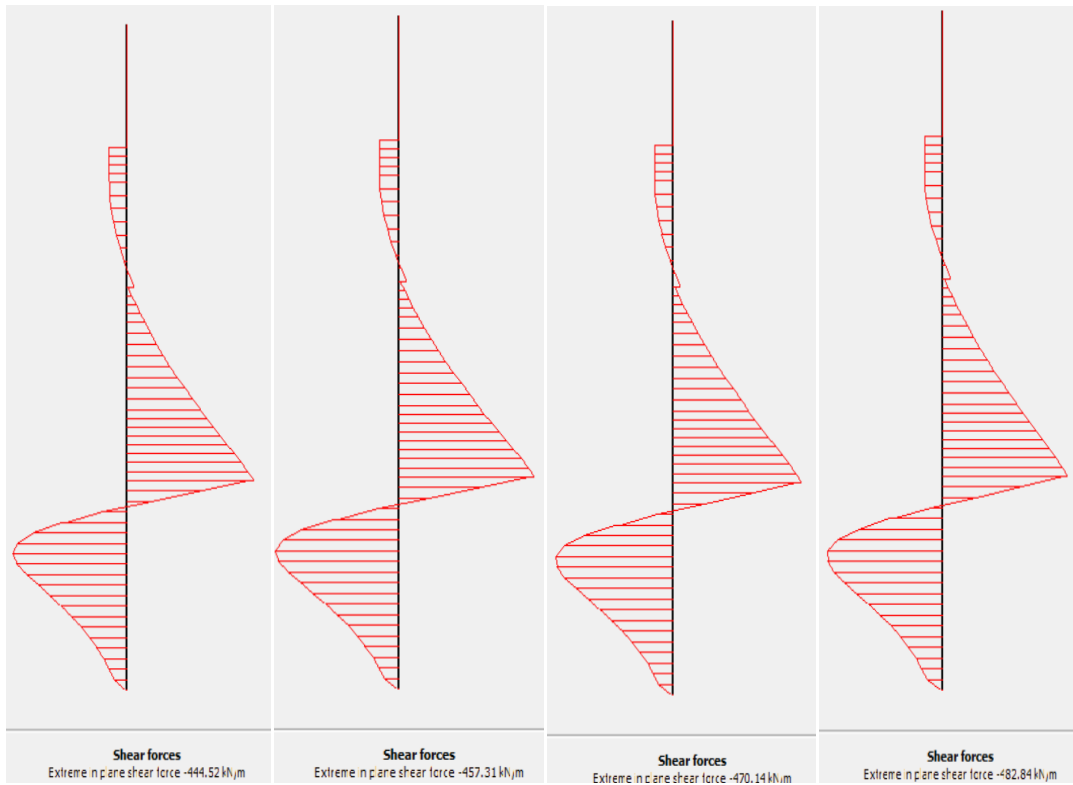
Οριζόντιες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4



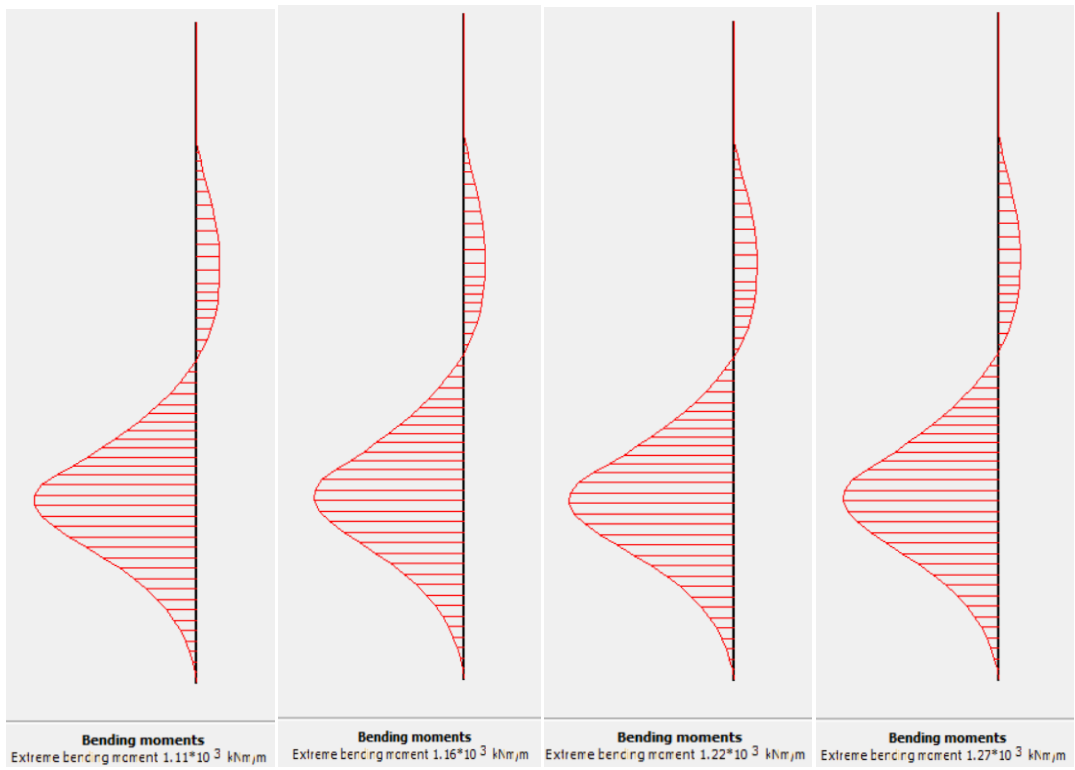
Κατακόρυφες μετακινήσεις πασσαλότοιχου για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4



Αξονικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4



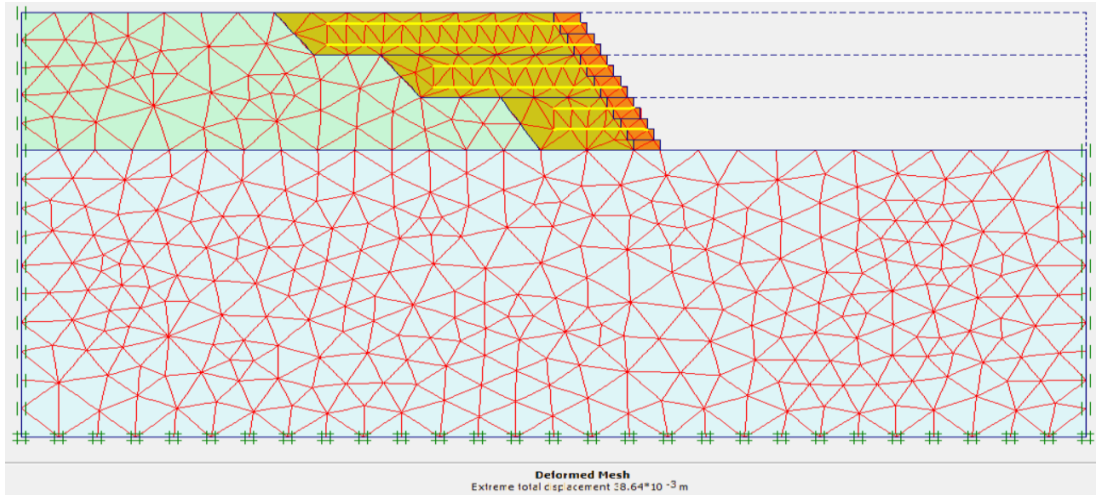
Διατμητικές δυνάμεις για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4



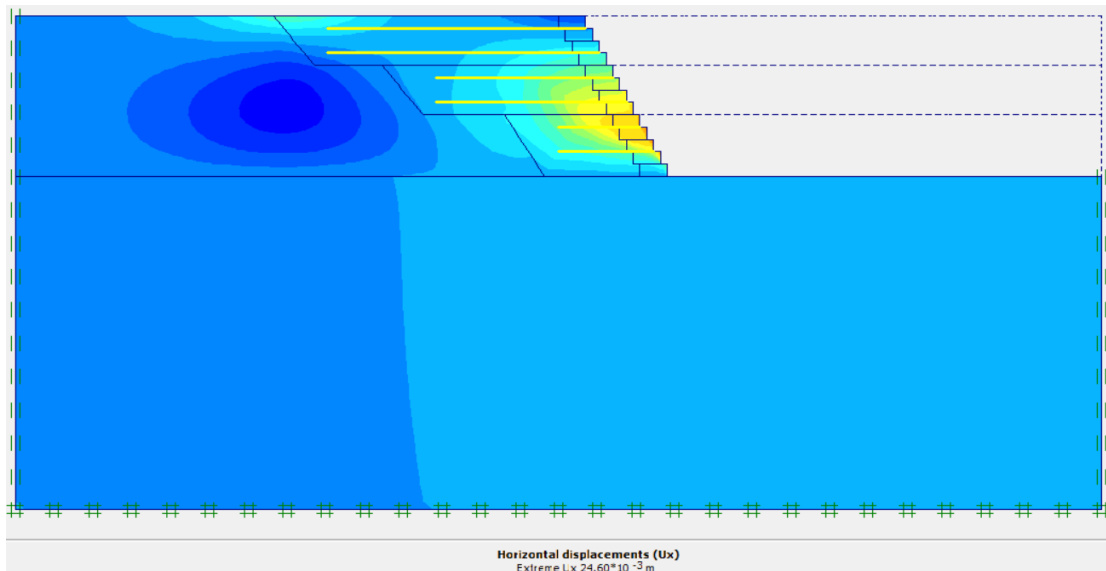
Καμπτικές ροπές για αναλύσεις (από αριστερά προς τα δεξιά) 3.1, 3.2, 3.3 και 3.4

Παράρτημα 4

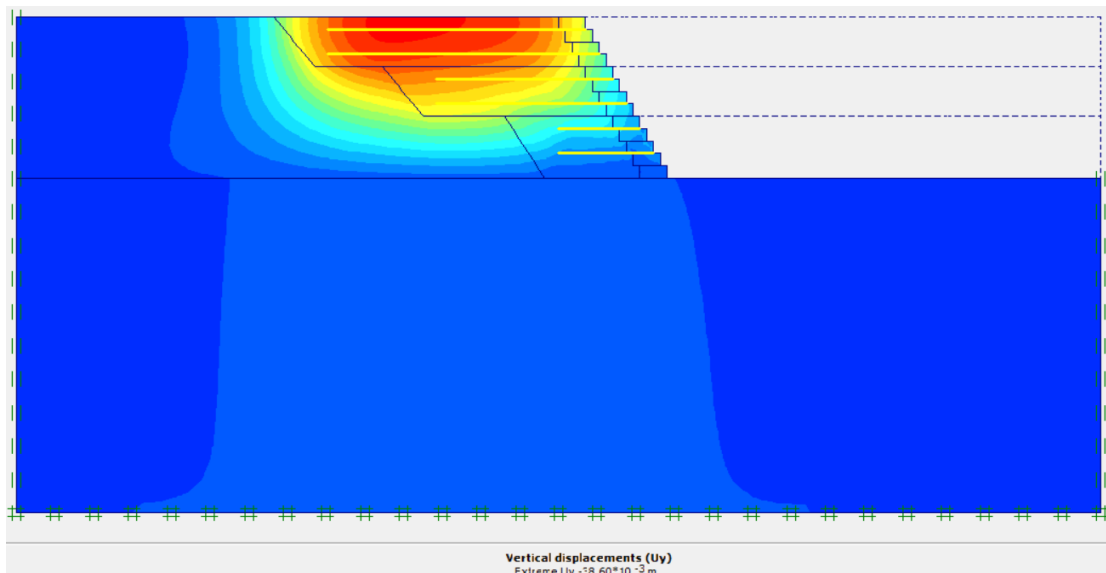
Τέταρτη παραμετρική ανάλυση



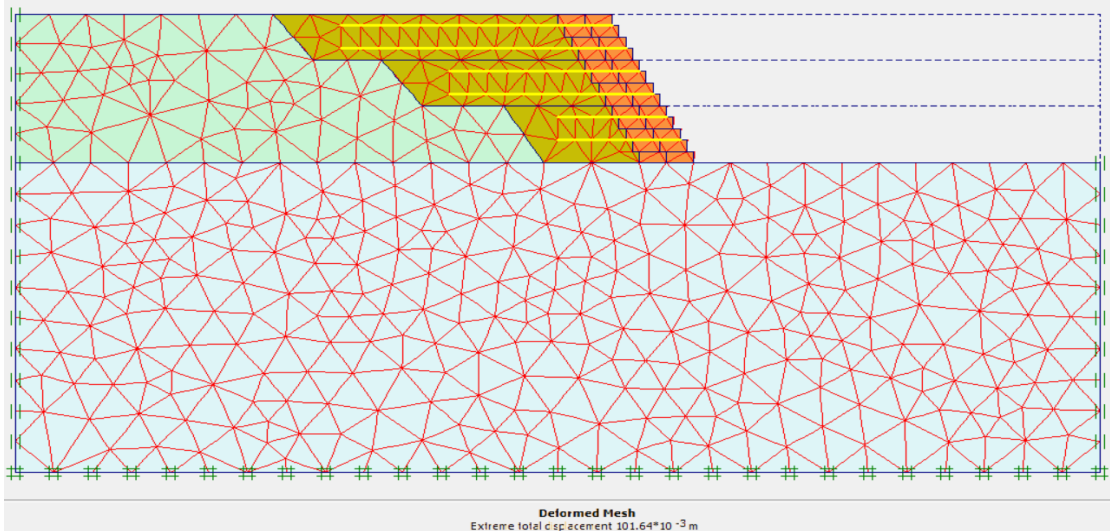
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.1



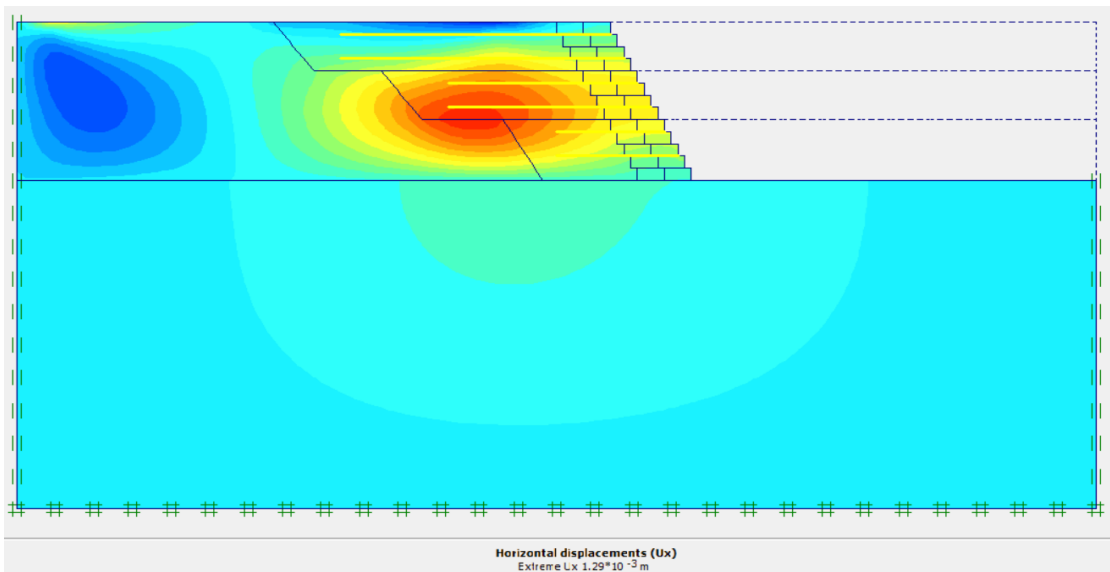
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.1



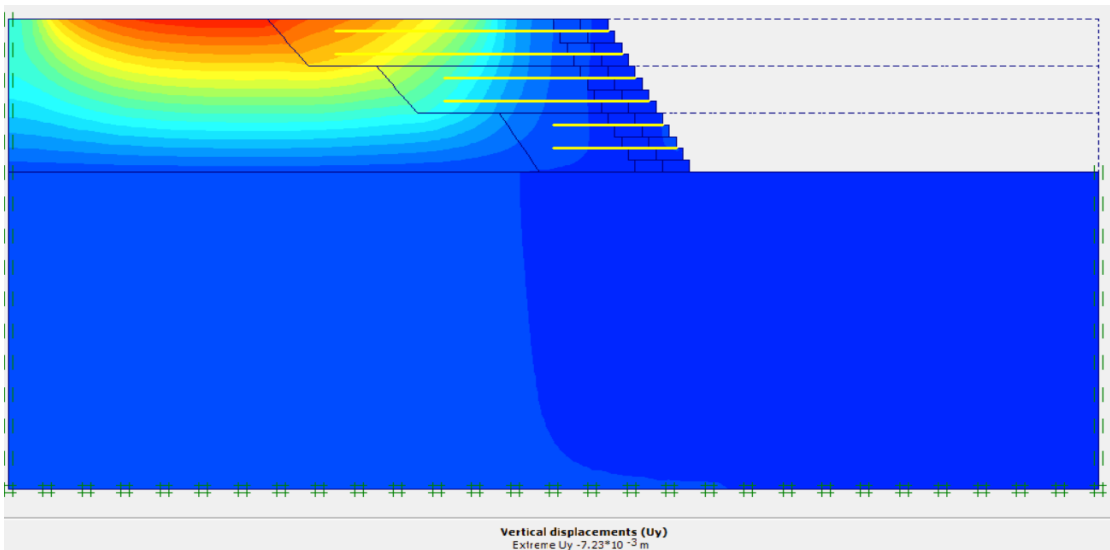
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.1



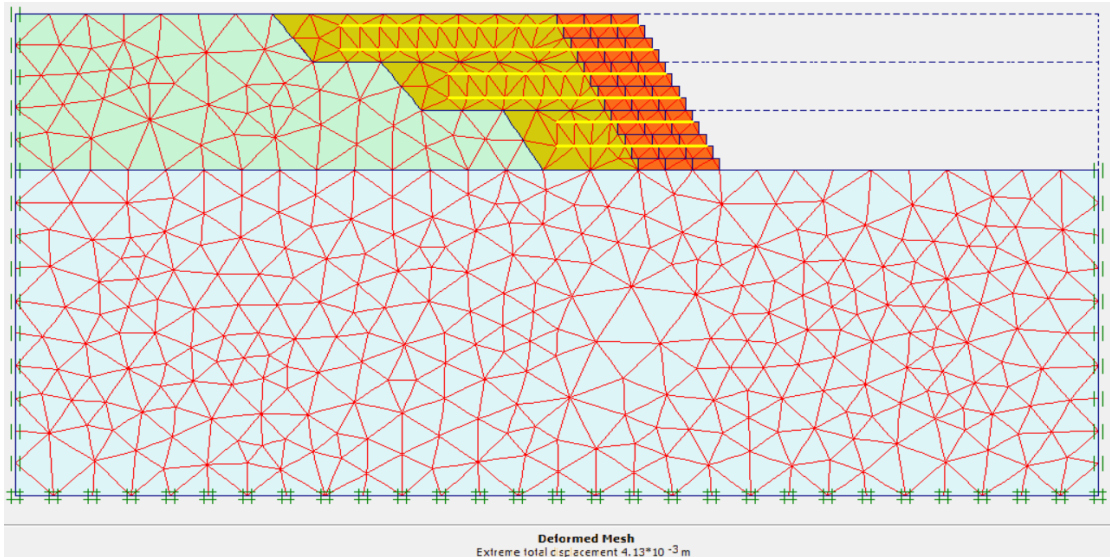
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.2



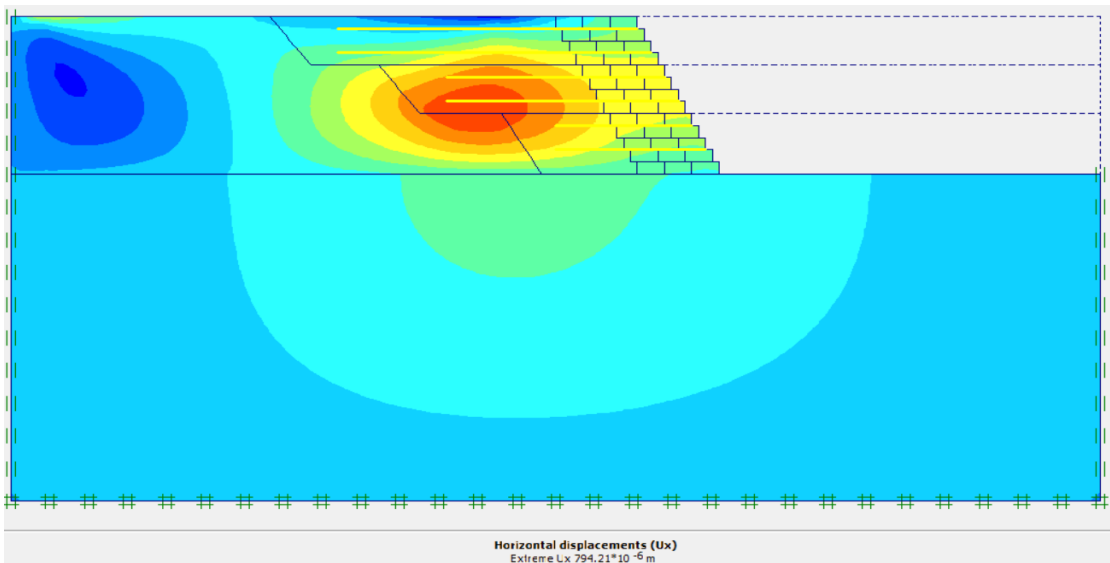
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.2



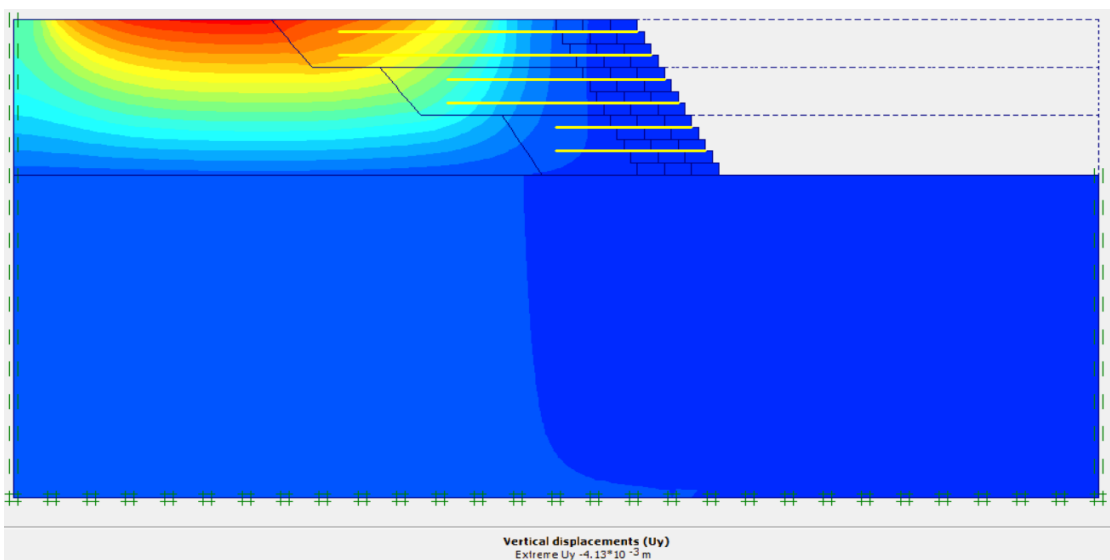
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.2



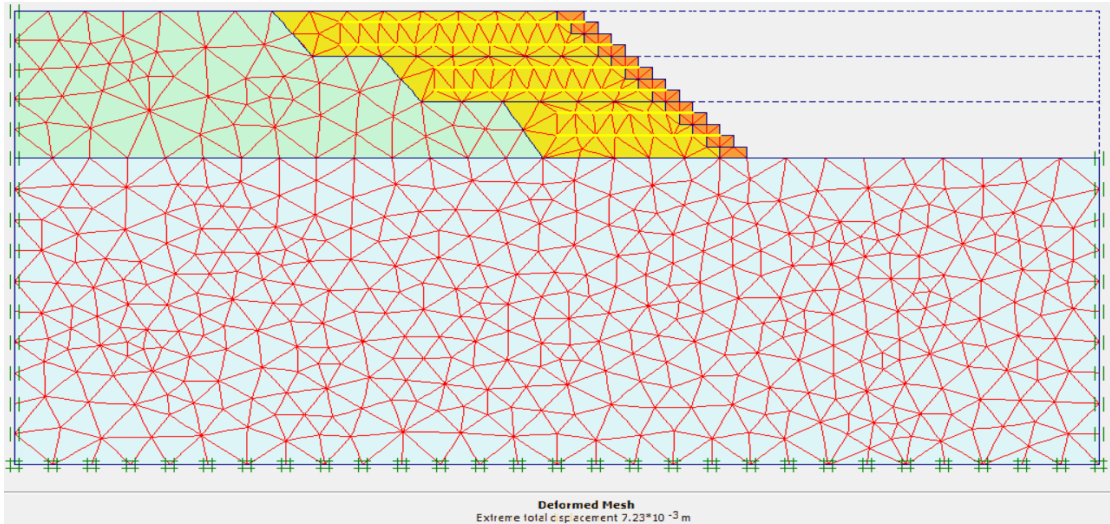
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.3



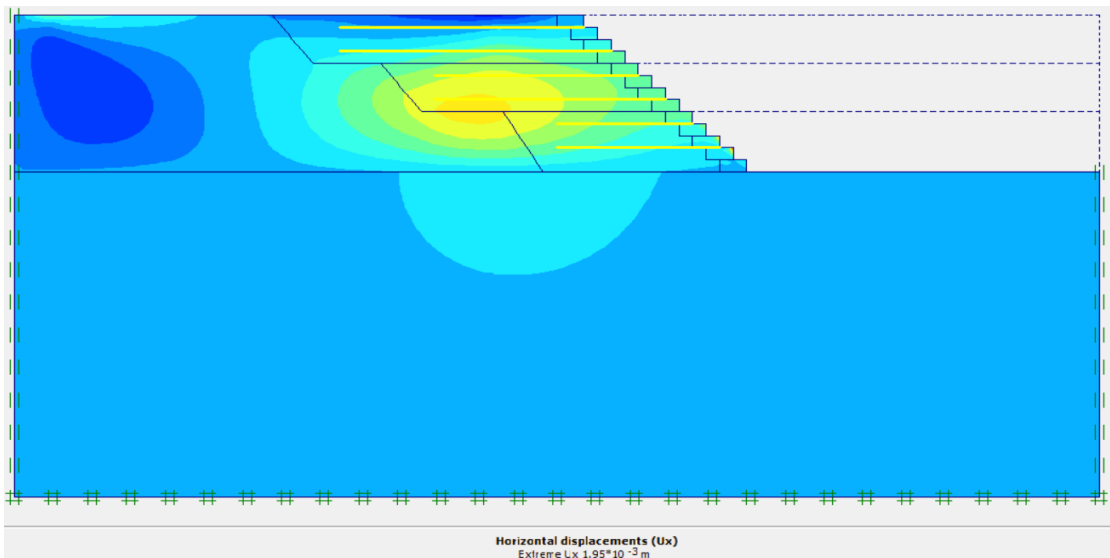
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.3



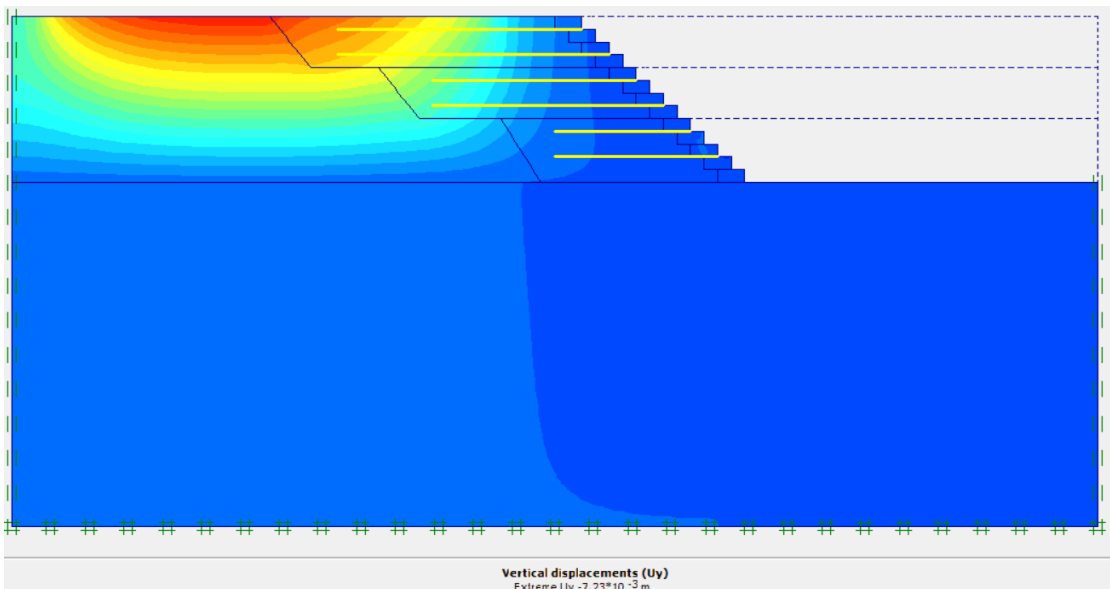
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.3



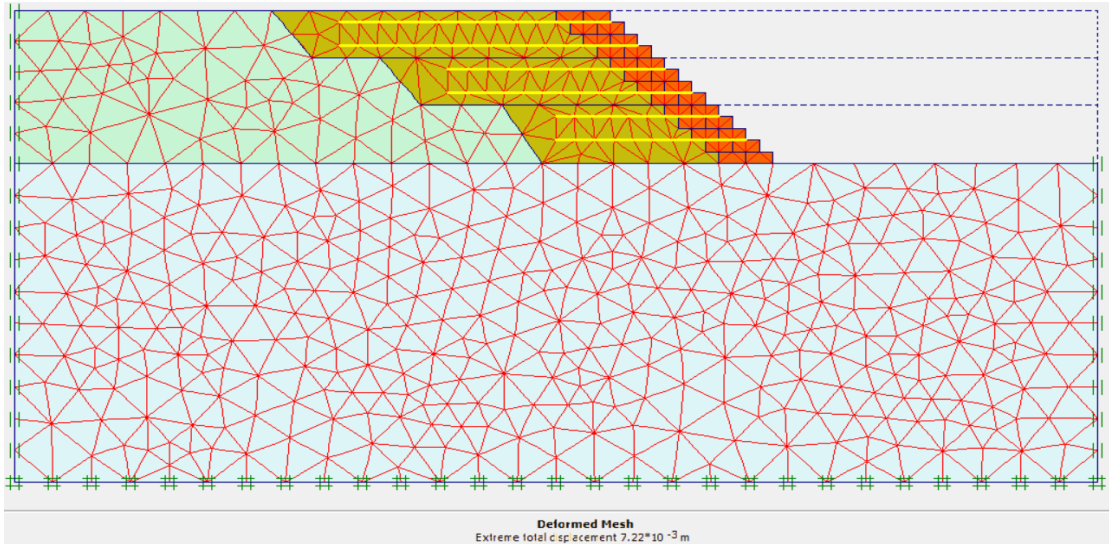
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.4



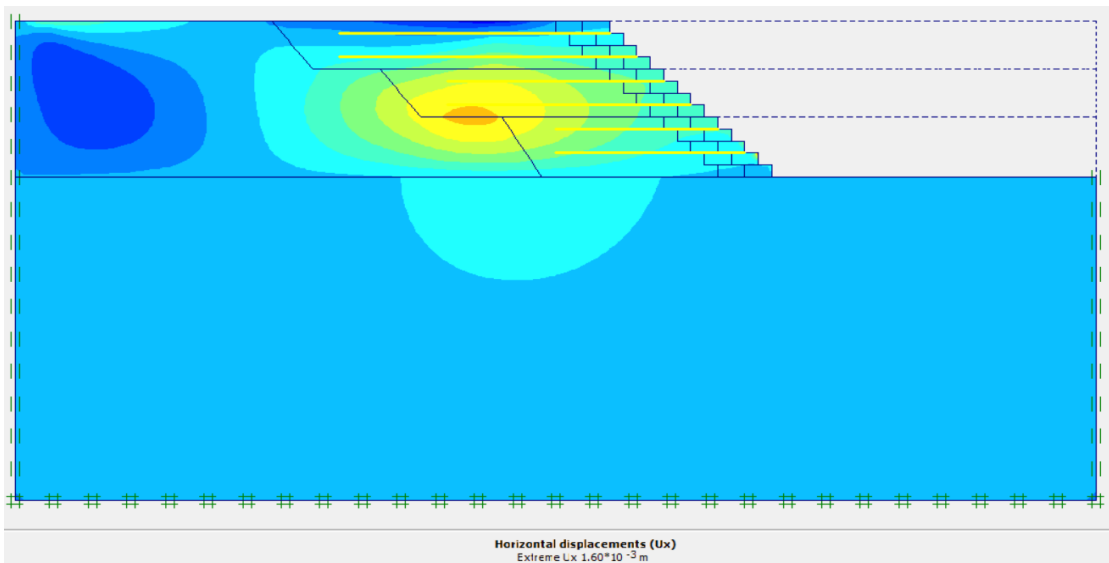
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.4



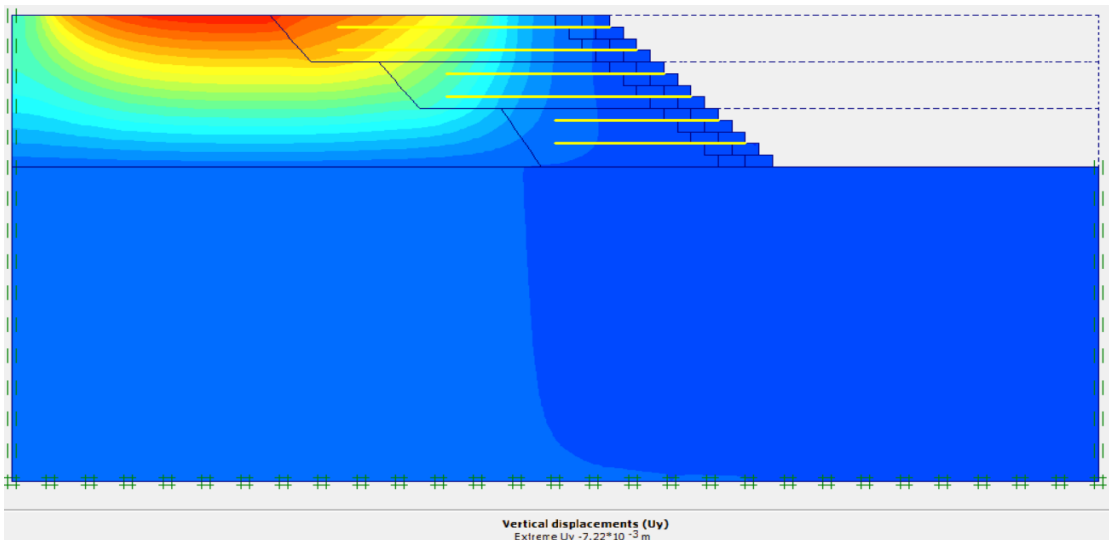
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.4



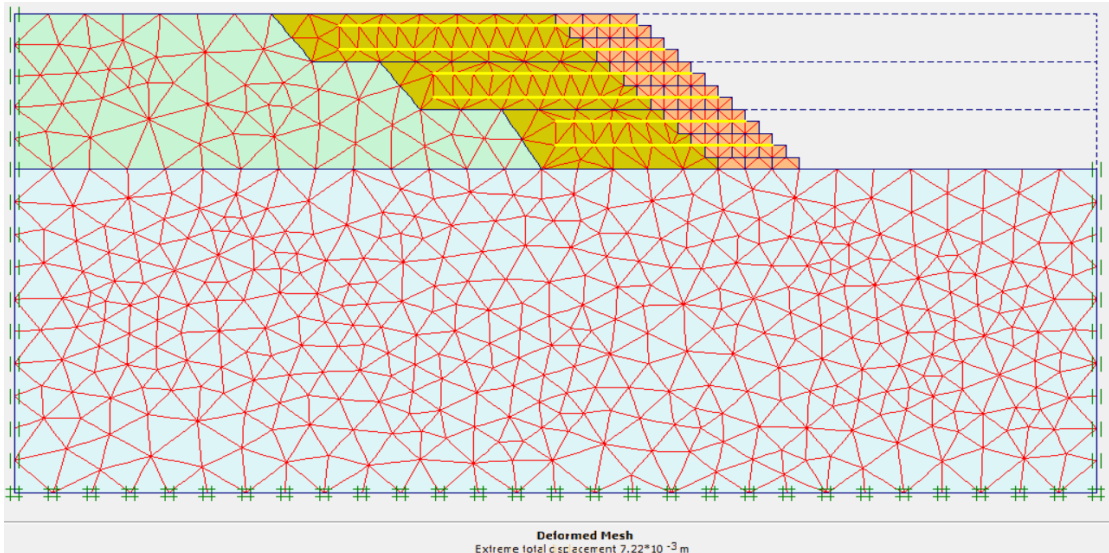
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυση 4.5



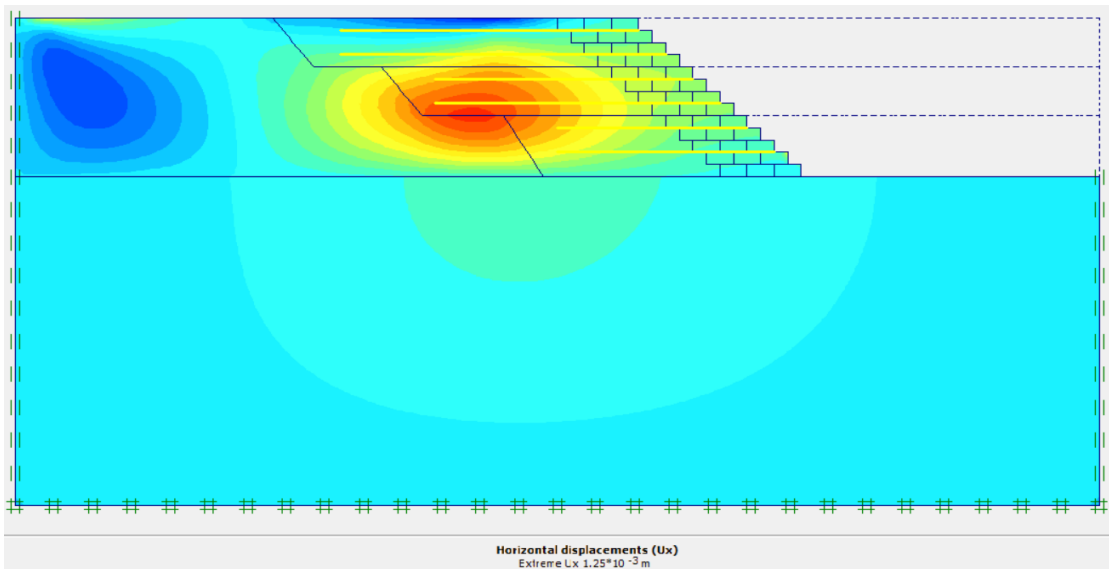
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.5



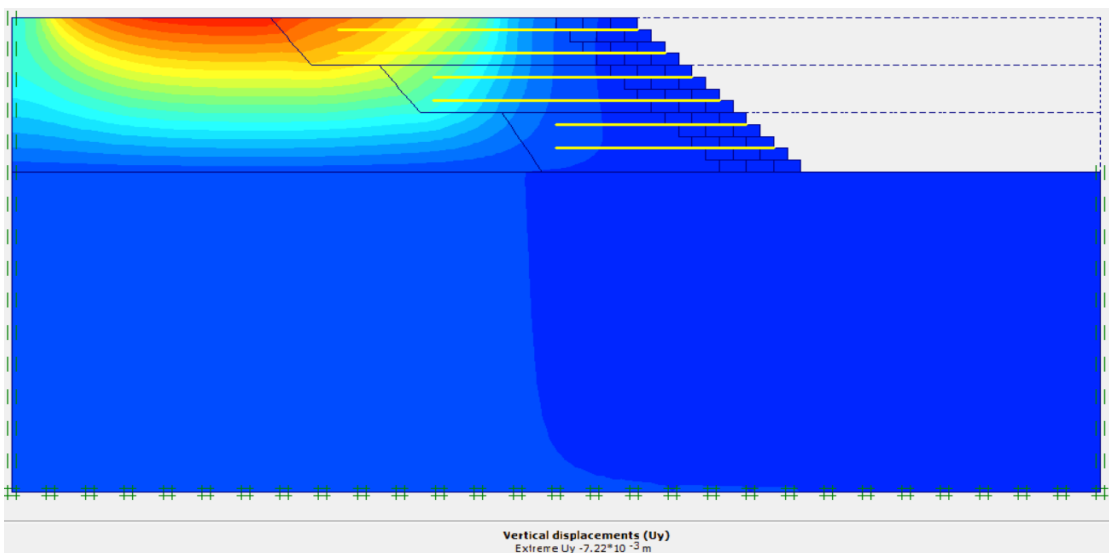
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.5



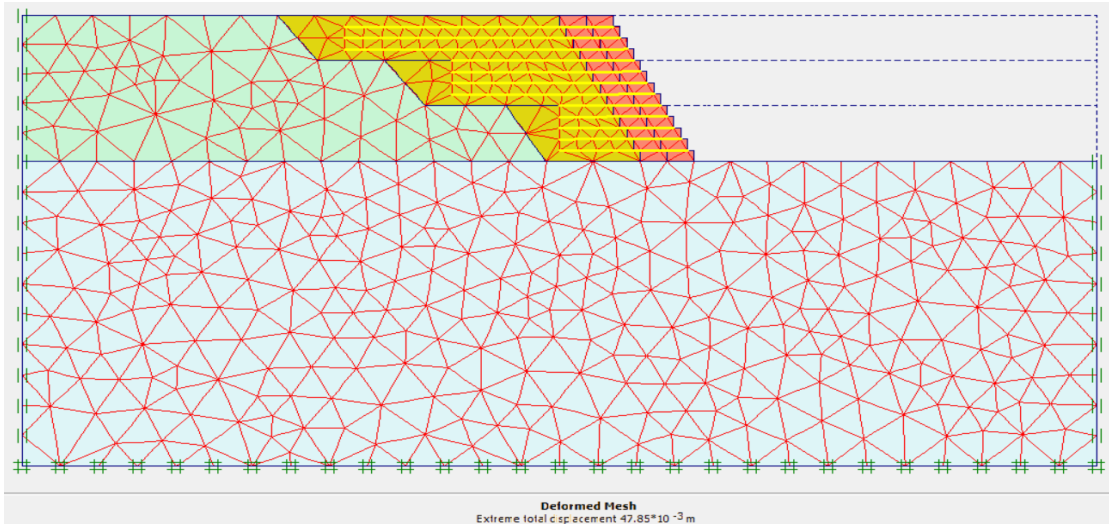
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.6



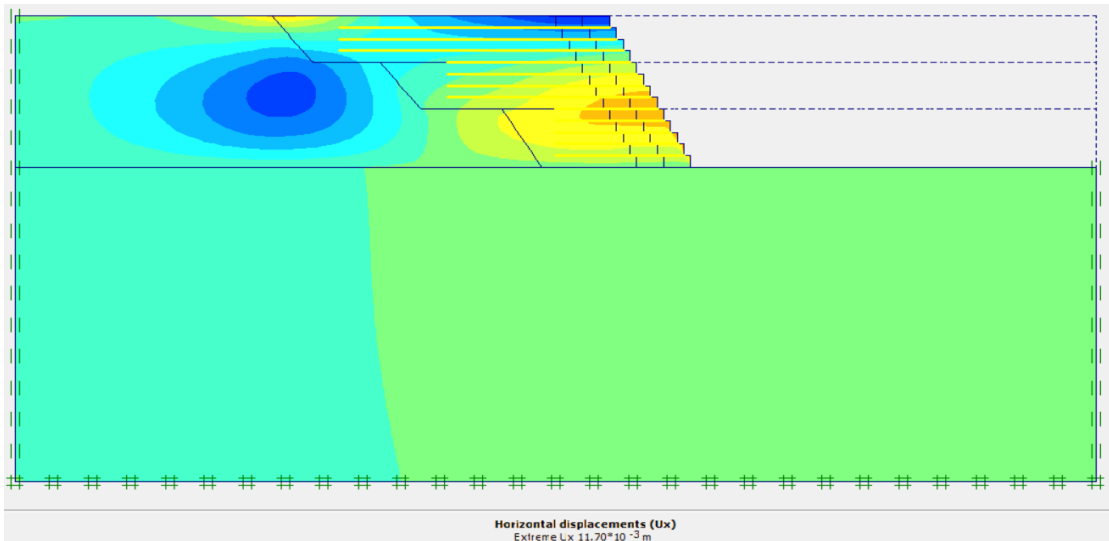
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.6



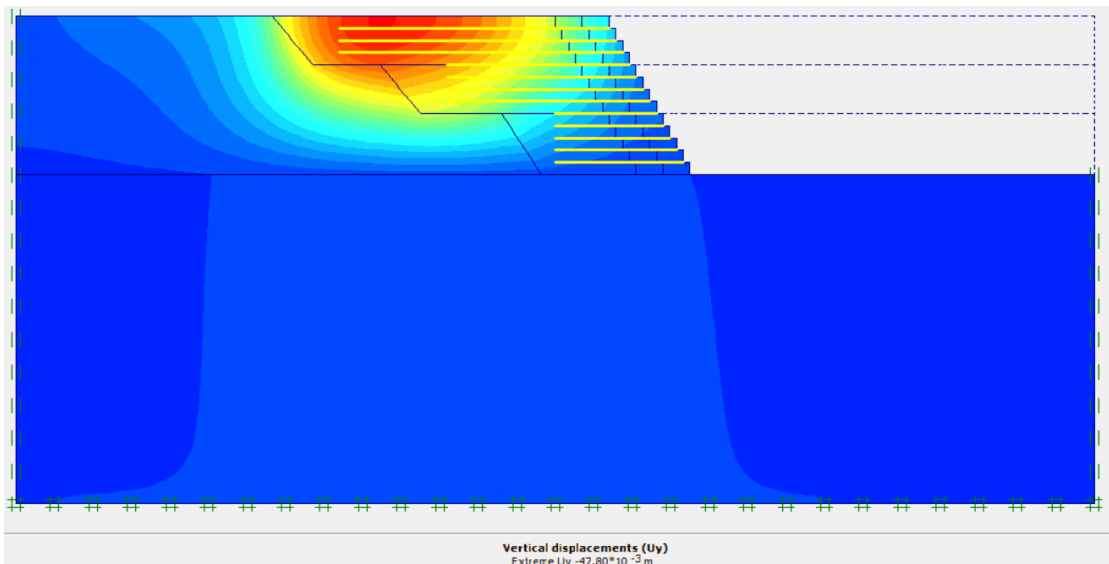
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.6



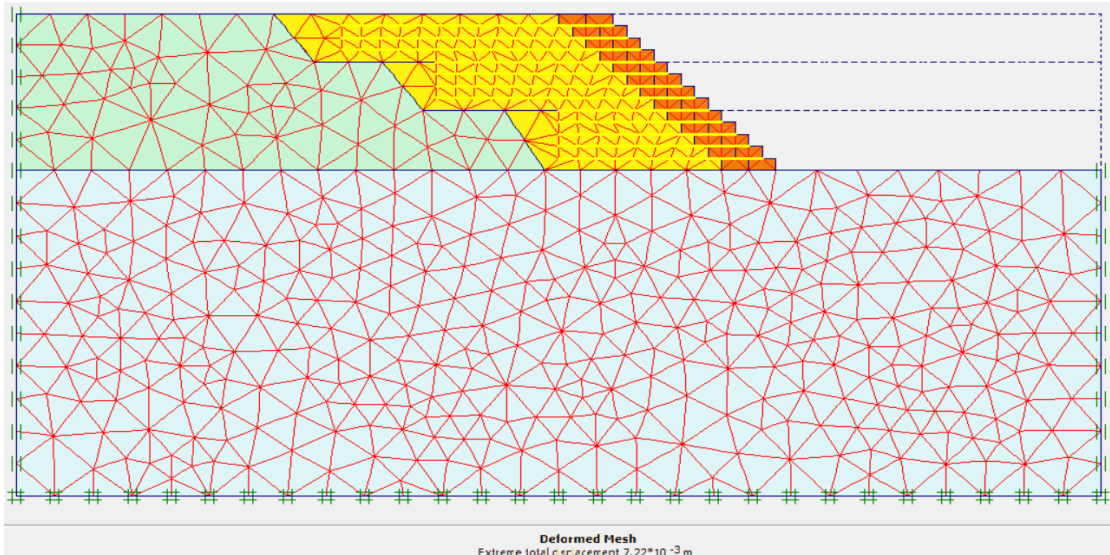
Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.7



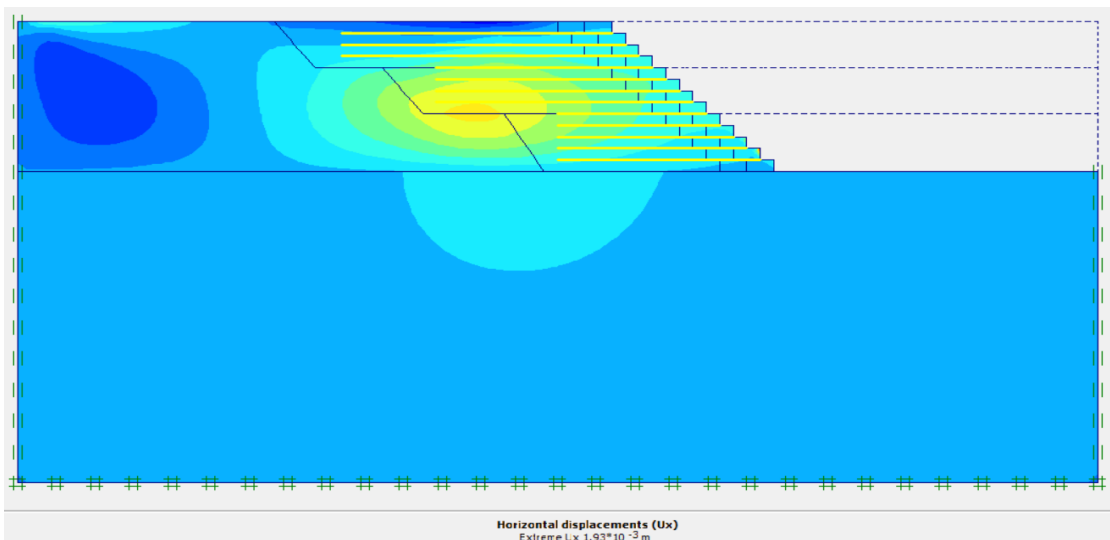
Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.7



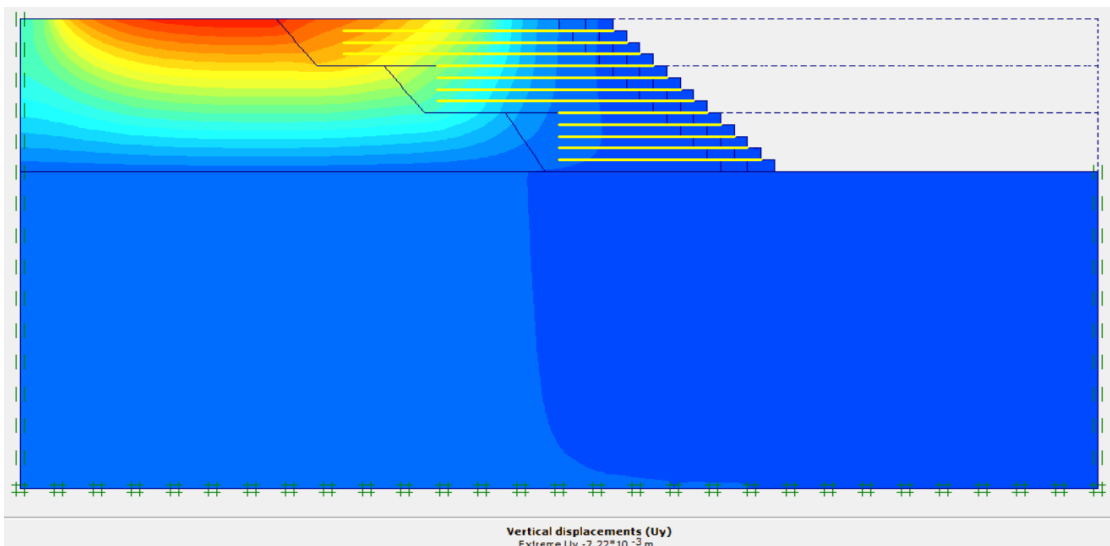
Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.7



Παραμορφωμένο πλέγμα ανάλυσης 4.8



Οριζόντιες μετακινήσεις ανάλυσης 4.8



Κατακόρυφες μετακινήσεις ανάλυσης 4.8