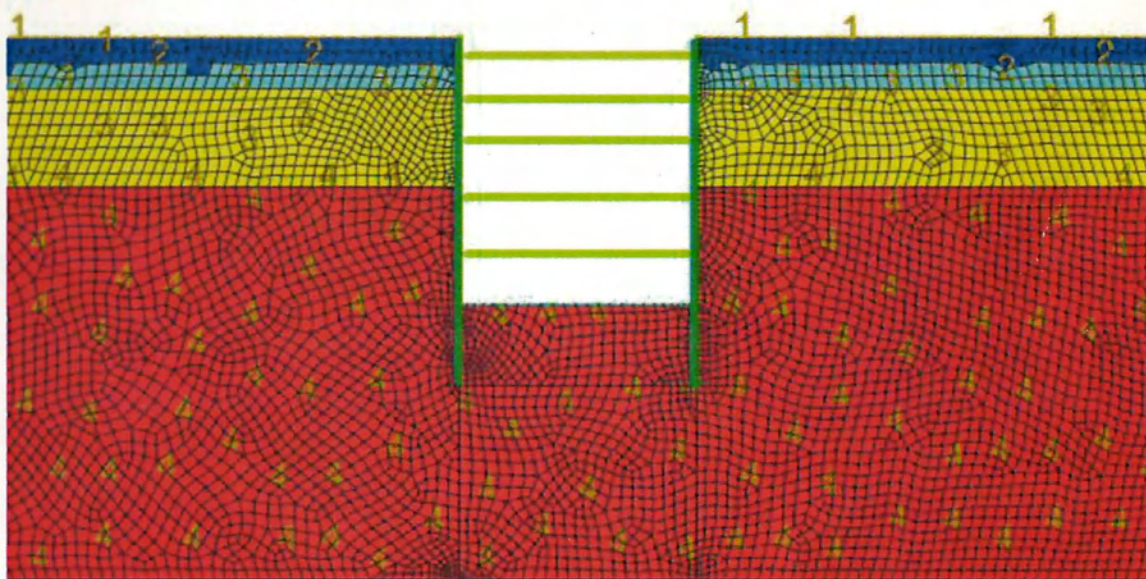




Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό Έργων Αντιστήριξης από τις παραδοχές Αριθμητικής Προσομοίωσης



Διπλωματική Εργασία:

Δέσποινα Δ. Χιοκτουρίδη
Χρυσάνθη Μ. Αναστασίου

Επιβλέπων Καθηγητής:

Αιμίλιος Μ. Κωμοδρόμος



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 12540/1
Ημερ. Εισ.: 07-05-2014
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ - ΠΜ
2014
ΑΝΑ

Περιεχόμενα

Περιεχόμενα	1
Ευχαριστίες.....	3
Abstract.....	5
1. Εισαγωγή	7
1.1 Γενικά περί κατασκευών αντιστήριξης.....	7
1.1.1 Είδη Αντιστηρίξεων.....	7
1.1.2 Κριτήρια επιλογής μιας αντιστήριξης.....	9
1.2 Γενικά περί διαφραγμάτων	9
1.2.1 Επιτόπου εγχυνόμενα διαφράγματα.....	10
1.2.2 Μέθοδος κάλυψης και εκσκαφής (topdownmethod).....	16
1.2.3 Τεχνολογία Πλευρικών Στηρίξεων – Πλάκες	17
2. Αστοχίες κατασκευών αντιστήριξης.....	19
2.1 Βασικές αρχές Ευρωκώδικα 7.....	20
2.1.1 Γενικές αρχές.....	20
2.1.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	22
2.1.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	25
2.2 Αρχές σχεδιασμού / Έλεγχοι.....	26
3. Παρουσίαση του Έργου.....	31
3.1 Βασικές αρχές σχεδιασμού / Αριθμητική Ανάλυση	33
3.1.1 Έδαφος.....	33
3.1.2 Στοιχεία σκυροδέματος	35
3.1.3 Στάδια προσομοίωσης.....	35
3.2 Συνθήκες ανάλυσης.....	40
4. Συμπεριφορά των υλικών - Καταστατικοί νόμοι.....	43
4.1 Γραμμική συμπεριφορά	43
4.2 Μη γραμμική συμπεριφορά.....	45
4.2.1 Τέλεια ελαστοπλαστική συμπεριφορά (μοντέλο Mohr-Coulomb)	48
4.2.2 Κρατυνόμενη ελαστοπλαστική συμπεριφορά (μοντέλο GRAN τύπου CAP)....	54
5. Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης.....	65
5.1 Αποτελέσματα κύριας ανάλυσης	67

2	Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης	
5.2	Αποτελέσματα ανάλυσης με μεταβολή του συντελεστή ωθήσεων	73
5.2.1	Αυξημένος συντελεστής ωθήσεων $k_0=1$	73
5.2.2	Αυξημένος συντελεστής ωθήσεων $k_0=1,5$	77
5.2.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων	80
5.3	Αποτελέσματα ανάλυσης με αλλαγή στο μέτρο ελαστικότητας του εδάφους E	83
5.3.1	Μειωμένο μέτρο ελαστικότητας $E=10\%E_{οιδ}$	83
5.3.2	Αυξημένο μέτρο ελαστικότητας $E=100\%E_{οιδ}$	87
5.3.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων	90
5.4	Αποτελέσματα ανάλυσης με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας των διαφραγμάτων $E=50\%E_{διαφρ}$	94
5.5	Αποτελέσματα ανάλυσης με αλλαγή του καταστατικού νόμου σε Mohr-Coulomb	98
5.6	Συγκεντρωτικός πίνακας εντατικών και κινηματικών αποτελεσμάτων όλων των αναλύσεων.....	101
6.	Συμπεράσματα	103
	Βιβλιογραφία.....	105

Παράρτημα Α: Απεικόνιση προσομοιώματος κατασκευαστικών φάσεων κύριας ανάλυσης

Παράρτημα Β: Απεικόνιση αποτελεσμάτων με θεώρηση μέτρου ελαστικότητας $E=50\%E_{οιδ}$.

Παράρτημα Γ: Απεικόνιση αποτελεσμάτων με θεώρηση μειωμένου μέτρου ελαστικότητας $E=10\%E_{οιδ}$.

Παράρτημα Δ: Απεικόνιση αποτελεσμάτων με θεώρηση αυξημένου μέτρου ελαστικότητας $E=100\%E_{οιδ}$.

Παράρτημα Ε: Απεικόνιση αποτελεσμάτων επιπρόσθετων αναλύσεων

Ευχαριστίες

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον Καθηγητή κ. Αιμίλιο Κωμοδρόμο για τη βοήθεια και την ηθική υποστήριξή του σε όλη τη διάρκεια της εκπόνησης αυτής της διπλωματικής εργασίας, αλλά και για το πρακτικό και ενδιαφέρον θέμα με το οποίο μας έδωσε τη δυνατότητα να ασχοληθούμε.

4 Αποτίμηση ελλειψέων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης

Abstract

The theme of this thesis is "Impact assessment in retaining structures design from the assumptions of numerical simulations". The subject is the evaluation of the impact of assumptions of numerical simulation in the design of diaphragm walls. Particularly, research interest focuses on the investigation of the response of a diaphragm wall during an excavation.

To carry out the above research, a performance of parametric numerical analysis was necessary. During this computational analysis various soil parameters differentiated. The impact of these changes in the retaining elements was measured qualitatively and quantitatively. The analysis was carried out in the two-dimensional field (plane strain deformation). The geometry and construction of the project permit this simplistic outlook that describes reasonably accurate the manufacturing conditions. In this way, a significant acceleration of the calculations is achieved, along with the allowance to investigate the factors that influence the development of intensive and kinematic quantities in diaphragm elements.

Our analysis requires the identification of the construction stages with the utmost precision, and the use of statutory laws capable to simulate the soil behavior in both charging and discharging status.

The construction is carried out using the "top-down" method, in which the permanent bearing elements made in sequence with the construction stages. The manufacturing process is of profound importance to the phenomena of interaction between the components of the diaphragm retaining walls.

The simulation of the structure includes the initial stage which is determined by the initial stress field that corresponds with the construction of diaphragm walls. After that, the first excavation phase is carried out, and then the construction of the first strut.

Specifically, using the simulation program SOFiSTiK, a code that describes the soil conditions before the excavation (characteristics of soil layers, groundwater condition etc.), the characteristics of the support elements and construction stages of the excavation was created. For each analysis, the code was modified accordingly, and executed from SOFiSTiK to give a variety of results, such as intensive and kinematic quantities of the structure.

In the numerous analysis performed for the given structure, we vary the values of the elastic modulus E and the values of the coefficient of earth pressure at rest k_0 . The elastic modulus arising from oedometer tests is E_{oed} . (or $E_{oi\delta}$). We assign two different values in E , 100% of its characteristic strength of 50% of it. For the coefficient of earth pressure, we assign the values $k_0 = 0.5$, $k_0 = 1$ and $k_0 = 1.5$. Six different analysis performed so that each one corresponds to a combination of E and k_0 . The main analysis is considered the one with $E=50\%E_{oed}$ and $k_0 = 0.5$, the most representative values of these soil parameters.

The six analysis mentioned above were performed using the GRAN law (applies to normally-consolidated soils and does not allow the input of preconsolidation stress). To compare the data of the analysis, the results of the SOFISTIK.

Then, the code used, was modified to describe the excavation based on the Mohr-Coulomb model. The data from this analysis was collected and compared with the previous ones.

Prerequisite for the application of computational geotechnical engineering methods is the detailed knowledge of constitutive laws that describe the stress-deformation paths of materials encountered in the excavation field. Many times, the simplifications and assumptions made about the mechanical characteristics and the lack of a standardized process simulation often lead to results that deviate significantly from reality.

1. Εισαγωγή

1.1 Γενικά Περί Κατασκευών Αντιστήριξης

Ως κατασκευή αντιστήριξης νοείται κάθε έργο του Πολιτικού Μηχανικού το οποίο δίνει τη δυνατότητα να υλοποιηθεί μία απότομη αλλαγή της στάθμης της επιφάνειας του εδάφους έτσι ώστε το σύστημα έδαφος - κατασκευή να μην παρουσιάζει σημαντικές μετακινήσεις και να ισορροπεί. Υπάρχει μία ευρεία κλίμακα κατασκευών που χρησιμοποιούνται για να αντιστηρίξουν έδαφος ή/και νερό, τόσο για προσωρινές όσο και για μόνιμες εργασίες.

Οι κατασκευές αντιστήριξης χρησιμοποιούνται σε πολλές περιπτώσεις. Οι πιο συνηθισμένες είναι:

- Στην περίπτωση κατάλυσης της εδαφικής συνέχειας από μία εκσκαφή κάτω από την υπάρχουσα εδαφική επιφάνεια, όπως π.χ. στη διάνοιξη δρόμων, όπου γίνεται απαγορευτική η μόρφωση πρανών.
- Στην κατασκευή υπόγειων χώρων κτιρίων περιορισμένης έκτασης, όταν μάλιστα περιμετρικώς υπάρχουν άλλα κτίρια ή δρόμοι.
- Στην κατασκευή υπόγειων διαβάσεων τροχοφόρων ή πεζών σε αστικές περιοχές, όταν δεν συντρέχουν οι λόγοι για τη διάνοιξη σηράγγων.
- Σε ακρόβαθρα γεφυρών ή σε λιμενικά έργα.
- Στην προστασία φυσικών πρανών που παρουσιάζουν κινηματική αστάθεια.

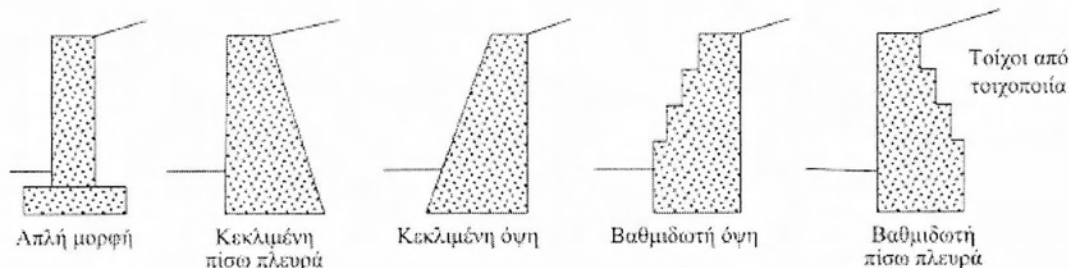
Σε κάθε περίπτωση, κύρια μέριμνα του κάθε Μηχανικού είναι η προστασία των γειτονικών κατασκευών και του ευρύτερου περιβάλλοντος του έργου. Τα παραπάνω επιτυγχάνονται με την αποφυγή των κινδύνων μείωσης της φέρουσας ικανότητας και αύξησης των καθιζήσεων του εδάφους.

1.1.1 Είδη Αντιστηρίξεων

Τοίχοι Βαρύτητας

- ✧ Μορφώνεται αρχικά μία ανοιχτή εκσκαφή, στη συνέχεια κατασκευάζεται ο τοίχος, στις περισσότερες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα, και ακολουθεί η επίχωση του πρίσματος μεταξύ τοίχου και πρανούς.
- ✧ Τοίχοι από τοιχοποιία ή από σκυρόδεμα που στηρίζονται κυρίως στο βάρος τους, για ευστάθεια έναντι ανατροπής και ολίσθησης.

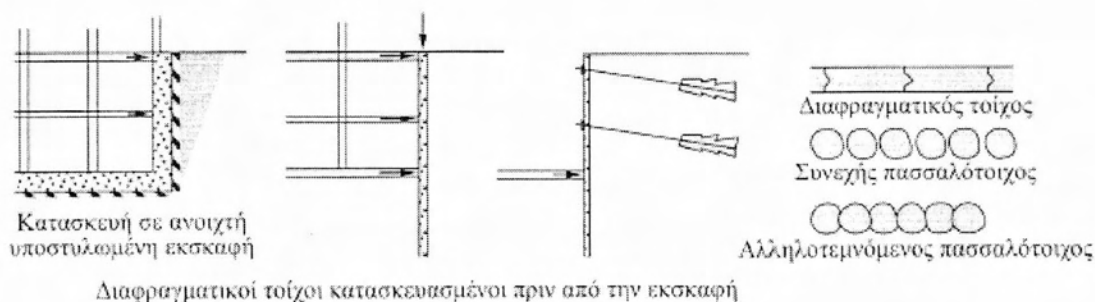
- ✧ Είναι άοπλοι και έτσι το ύψος τους πρέπει να περιορίζεται ώστε να εξασφαλίζεται η εσωτερική ευστάθεια του τοίχου όταν υπόκεινται σε εγκάρσιες τάσεις. Τυπικά, τέτοιοι τοίχοι δεν υπερβαίνουν τα 3m σε ύψος.



Σχήμα 1.1: Τυπικές διατομές τοίχων βαρύτητας

Διαφραγματικοί Τοίχοι (Πετάσματα)

- ✧ Κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή κατά τρόπο συνεχή (επί τόπου εγχυόμενα) ή ασυνεχή (πασσαλότοιχοι) κατά μήκος του μελλοντικού μετώπου, σπανιότερα δε και κατά τρόπο ασυνεχή κατά το βάθος (π.χ. επί τόπου εγχυόμενο – προκατασκευασμένο).
- ✧ Βρίσκονται σε επαφή με την in situ γεώμαζα και για να διατηρηθεί η ισορροπία κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από τη στάθμη εκσκαφής.
- ✧ Όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή αντιστήριξης τόσο μικρότερες είναι οι καμπτικές ροπές οι οποίες την καταπονούν, αλλά τόσο μεγαλύτερες οι προκύπτουσες μετακινήσεις.
- ✧ Η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης τους με το εδάφους αυξάνεται με τον αριθμό των καθ' ύψος σειρών αντηρίδων ή αγκυρίων ή πλακών και απαιτούνται σύνθετοι μηχανισμοί ελέγχου της συμπεριφοράς τους.



Σχήμα 1.2: Τυπικές διατομές διαφραγματικών τοίχων

1.1.2 Κριτήρια επιλογής μιας αντιστήριξης

Η επιλογή του τύπου της κατασκευής (είδος, υλικό, γεωμετρία, τεχνολογία δόμησης) συνιστά την κυριότερη φάση του σχεδιασμού (η άλλη φάση είναι η ανάλυση της συμπεριφοράς της) και αποτελεί μία επαναληπτική διαδικασία, όπου η εμπειρία θα έχει καταλυτικό ρόλο στη δοκιμαστική υιοθέτηση των διαστάσεων, η βαθιά θεωρητική γνώση των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής θα οδηγήσει σε μία ρεαλιστική ανάλυση της ικανότητας της κατασκευής να αντιστέκεται στις φορτίσεις, ενώ τέλος το κριτικό πνεύμα του Μηχανικού θα επιλέξει την τεχνικώς και οικονομικώς βέλτιστη λύση.

Οι παράγοντες που θα πρέπει να συνεκτιμηθούν κατά την επιλογή του τύπου αντιστήριξης είναι οι ακόλουθοι:

- η φύση του εδάφους
- το υπόγειο νερό
- η κατασκευαστική διαδικασία
- το κόστος η αντοχή στο χρόνο
- οι περιβαλλοντικές επιδράσεις
- η αισθητική.

Επισημαίνεται ότι οι παράγοντες αυτοί είναι αλληλοεξαρτώμενοι και συνδέονται όλοι με τη γεωμετρία της αντιστήριξης, κυρίως το ύψος (ή βάθος) της.

Στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία χρησιμοποιούνται διαφραγματικοί τοίχοι αντιστήριξης. Η απαίτηση υποβιβασμού της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα και η υπόθεση περιορισμένου χώρου λόγω εκσκαφής σε αστικό περιβάλλον οδήγησαν στην επιλογή διαφραγματικών τοίχων για την υλοποίηση της αντιστήριξης.

1.2 Γενικά περί διαφραγμάτων

Αυτοί οι τοίχοι διαφέρουν από τους τοίχους βαρύτητας από το γεγονός ότι κατασκευάζονται επί τόπου πριν από την εκσκαφή ώστε να υποστηρίξουν το έδαφος, ενώ οι τοίχοι βαρύτητας πρώτα κατασκευάζονται και μετά στηρίζουν το επίχωμα. Οι διαφραγματικοί τοίχοι είναι λυγηρές κατασκευές, που σημαίνει ότι:

- Το ίδιο βάρος τους αγνοείται και κανονικά δεν αλληλεπιδρούν κατακόρυφα με το έδαφος από κάτω τους, σε σύγκριση με τους τοίχους βαρύτητας.
- Δε χρειάζονται έλεγχο έναντι ολίσθησης ή αστοχίας φέρουσας ικανότητας. Η ανατροπή είναι η κύρια συνολική ευστάθεια που ελέγχεται.

- Βασίζονται στην ενεργοποίηση της παθητικής ώθησης στο εμπρός τμήμα τους για στήριξη κάτω από τη στάθμη εκσκαφής.
- Συνήθως αντιστηρίζονται ή αγκυρώνονται επάνω από το βάθος εκσκαφής, οπότε οι πιέσεις που μπορούν να αναπτυχθούν πίσω από έναν τοίχο εξαρτώνται από την ευκαμψία του τοίχου, το μέγεθος και το είδος της αντιστήριξης που παρέχεται και τη στάθμη στην οποία εφαρμόζεται. Γι' αυτό, η πραγματική κατανομή είναι πολύπλοκη και, σε ένα βαθμό, εξαρτάται από τη μέθοδο κατασκευής.

Οι διαφραγματικοί τοίχοι πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αποτρέπουν:

- γενική αστοχία λόγω περιστροφής ή ολίσθησης σε βάθος
- έλλειψη κατακόρυφης ισορροπίας
- δομική αστοχία λόγω μέγιστης καμπτικής ροπής ή διατμητικής δύναμης
- υπερβολική παραμόρφωση
- αστάθεια σε ανατροπή/ισορροπία ροπών
- αστοχία λόγω μετακίνησης.

Είδη διαφραγμάτων:

- ✓ πασσαλοσανίδες
- ✓ πασσαλότοιχοι
- ✓ πετάσματα τύπου Βερολίνου
- ✓ αγκυρωμένα τοιχεία
- ✓ **επιτόπου εγχυνόμενο διάφραγμα.**

1.2.1 Επιτόπου εγχυνόμενα διαφράγματα

- *Γενικά*

Η τεχνική των διαφραγματικών τοίχων έχει τις ρίζες στις αρχές του 20^{ου} αιώνα, όπου εφαρμόστηκαν διάφορες τεχνικές γεώτρησης για την εξόρυξη πετρελαίου. Μια τέτοια τεχνική βασιζόταν σε γέμισμα των οπών με νερό μεγάλου ειδικού βάρους ($\gamma > 10\text{kN/m}^3$), με σκοπό να δημιουργήσουν ένα αντίβαρο του φορτισμένου υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα και της πίεσης του αερίου, αλλά και να στηρίξουν τις παραμορφώσεις του εδάφους που μπορούσαν να οδηγήσουν σε αστάθεια.

Παρόλα αυτά το βήμα από τις διατρημένες χωρίς σωλήνωση οπές στα επίπεδα στοιχεία των διαφραγματικών τοίχων ολοκληρώθηκε στα μέσα του 20^{ου} αιώνα από τους Lorenz και Veder.

Σήμερα, οι διαφραγματικοί τοίχοι αποτελούν εναλλακτική περίπτωση των πασσαλότοιχων και έχουν εξελιχθεί σε ένα σημαντικό στοιχείο των υπόγειων κατασκευών. Χρησιμοποιούνται:

- ως περιμετρικά τοιχώματα ορυγμάτων με υψηλές απαιτήσεις ακαμψίας
- ως τοίχοι αντιστήριξης στην περίπτωση κατακρημνίσεων εδαφικής επιφάνειας στην κατασκευή λιμανιών, κατασκευή φρεάτων κλπ.
- ως εξωτερική (μόνιμη) επένδυση ορυγμάτων για την περίπτωση κατασκευής μονού τοίχου
- ως μεμονωμένο στοιχείο για την παραλαβή κατακόρυφων φορτίων ή λοξών εφελκυστικών δυνάμεων
- ως καθαρά στεγανό τοίχωμα για την κατακόρυφη στεγανοποίηση του υπεδάφους ιδίως σε φράγματα και αποθήκες απορριμμάτων.

Χαρακτηριστικό του τρόπου εκτέλεσης είναι ότι η εκσκαφή γίνεται υπό τη συνεχή υποστήριξη ενός θιξοτροπικού υγρού (μπετονίτης).

- *Διαδικασία κατασκευής των επί τόπου εγχυόμενων διαφραγμάτων*

Κατασκευή οδηγών τοιχωμάτων: Αποτελούν προσωρινή κατασκευή. Βοηθούν, κυρίως, στην καθοδήγηση της αρπαγής εκσκαφής, στην υποστήριξη της ανώτερης εδαφικής περιοχής και στην εξισορρόπηση των διακυμάνσεων της στάθμης του υποστηρικτικού υγρού. Το ύψος των οδηγών τοιχωμάτων εξαρτάται από τα τοπικά δεδομένα και ανέρχεται γενικά σε 1,20 μέχρι 1,50 μέτρα.

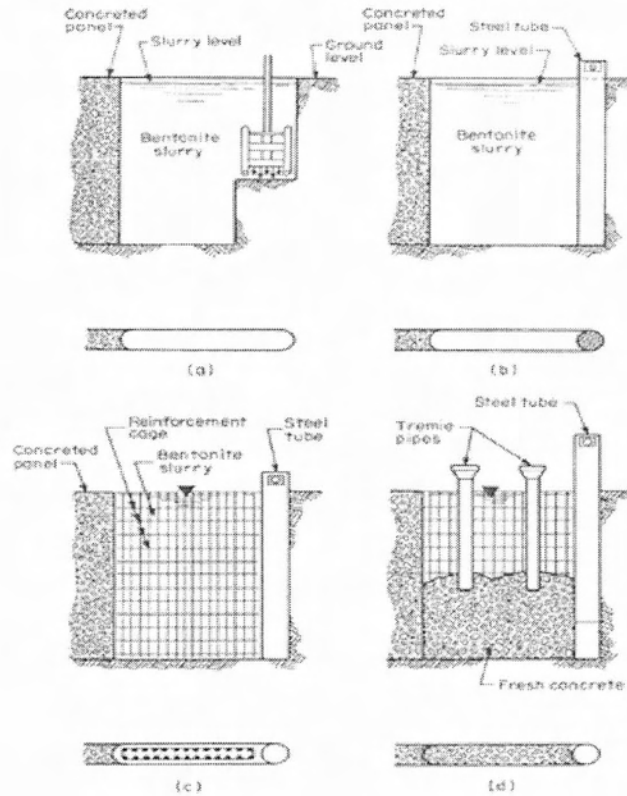
Εκσκαφή φατνωμάτων (panels): Τα φατνώματα κατασκευάζονται με τη βοήθεια ενός ειδικού μηχανήματος εκσκαφής, κατά κανόνα χρησιμοποιούνται εκσκαφείς αρπαγές. Για την υποστήριξη των τοιχωμάτων της εκσκαφής χρησιμοποιείται ένα αιώρημα από μπετονίτη και νερό, που ασκεί υδροστατική πίεση στα τοιχώματα. Οι απώλειες σε υποστηρικτικό υγρό κατά την εκσκαφή πρέπει να συμπληρώνονται διαρκώς δια της προσθήκης μέσω αντλίας νέου αιωρήματος μπετονίτη. Σκοπός της εργασίας αυτής είναι η στάθμη του υγρού στην περιοχή των οδηγών τοιχωμάτων, κατά τις διακυμάνσεις της να μην υπολείπεται σε καμία περίπτωση της καθορισμένης ελάχιστης στάθμης.

Τοποθέτηση ακραίων αγωγών: Για τον ακραίο περιορισμό των πρώτων φατνωμάτων μέσα στο έδαφος τοποθετούνται συνήθως χαλύβδινοι σωλήνες (κίλοι). Το μήκος τους είναι ανάλογο της εκσκαφής και αποτελούνται από επιμέρους μεμονωμένους αγωγούς.

Τοποθέτηση του οπλισμού: Ο οπλισμός κατασκευάζεται από πριν με τη μορφή κλωβών και τοποθετείται στην εκσκαφή.

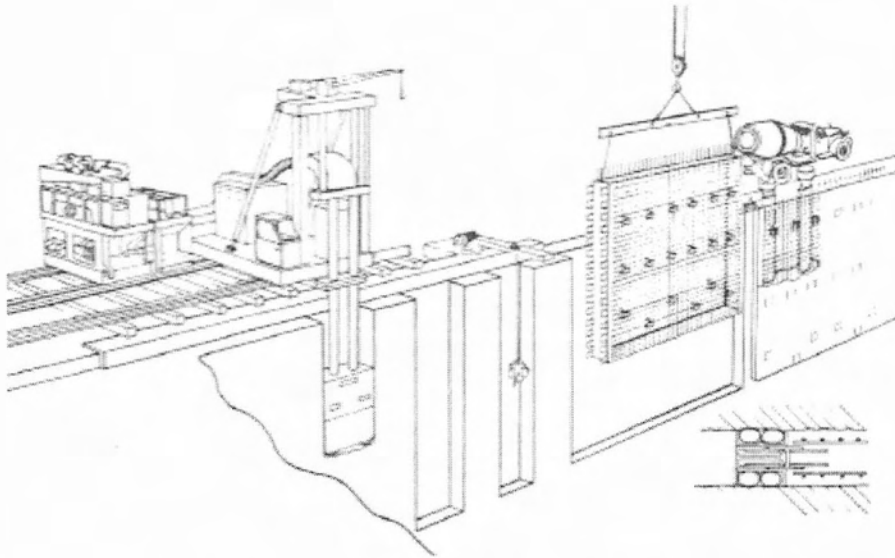
Σκυροδέτηση: Γίνεται με τεχνολογία υποβρύχιας σκυροδέτησης με υδαρές σκυρόδεμα και κατακόρυφο σωλήνα σκυροδέτησης. Η κατώτατη άκρη του σωλήνα έγχυσης θα πρέπει να βρίσκεται συνεχώς μέσα στο φρέσκο σκυρόδεμα. Το εκτοπιζόμενο αιώρημα αντλείται σε εγκαταστάσεις καθαρισμού και επαναχρησιμοποίησης ή μεταφέρεται σε κάδους απόρριψης.

Ανέλκυση των ακραίων αγωγών: Μετά την έναρξη της πήξης του σκυροδέματος ανελκύνονται οι ακραίοι αγωγοί με τη βοήθεια υδραυλικών πρεσών εξόλκευσης.



Σχήμα 1.3: Τυπική διαδικασία κατασκευής ενός επιτόπου εγχυνόμενου διαφραγματικού τοίχου σε τέσσερα στάδια: (α) εκσκαφή, (β) τοποθέτηση των ακραίων αγωγών, (γ) τοποθέτηση του οπλισμού, (δ) σκυροδέτηση

Οι επιτόπου εγχυνόμενοι διαφραγματικοί τοίχοι υλοποιούνται σε δύο φάσεις: κατασκευάζονται κατ' αρχήν τα panel με μονό αριθμό και, αφού αποσύρονται οι ακραίοι αγωγοί, κατασκευάζονται τα ενδιάμεσα panel (με ζυγό αριθμό), με τρόπο τέτοιο ώστε τα ήδη panel να λειτουργούν ως οδηγοί για τα επόμενα. Ενδεχομένως τοποθετείται υδατόφραγμα (water stop) στην ένωση των δύο διαδοχικών panel πριν από τη σκυροδέτηση, με στόχο την αύξηση της στεγανότητας.



Σχήμα 1.4: Τυπική διαδικασία κατασκευής των panel

- Διατρητικό – αντιστηρικτικό υγρό

Ως διατρητικό – αντιστηρικτικό υγρό χρησιμοποιείται κατά κανόνα αιώρημα μπετονίτη, με ή χωρίς πρόσμικτα. Σε ειδικές περιπτώσεις όπου η ευστάθεια δεν μπορεί να επιτευχθεί με χρήση αιωρήματος μπετονίτη, χρησιμοποιούνται εναλλακτικά άλλα αντιστηρικτικά μέσα, όπως λ.χ. μίγμα τσιμέντου – μπετονίτη. Ο μπετονίτης θα είναι ελληνικής προέλευσης και προμηθεύεται στο εργοτάξιο υπό μορφή σκόνης συσκευασμένος σε ειδικούς χάρτινους σάκους.

Το αιώρημα μπετονίτη είναι *θιξοτροπικό*, έχει δηλαδή την ιδιότητα να περνά με ανατάραξη από τη ζελατινώδη υφή στην υγρή μορφή, για να μετατραπεί πάλι σε ζελατίνη υπό συνθήκες ηρεμίας. Η ιδιότητα αυτή επιτρέπει στο αιώρημα να δρα σταθεροποιητικά στα μέτωπα της εκσκαφής: το αιώρημα διεισδύει σε κάποιο βαθμό μέσα στο έδαφος, όπου τα σωματίδια του μπετονίτη – περιβαλλόμενα από μόρια νερού – εναποτίθενται στα μέτωπα της εκσκαφής, μορφώνοντας έτσι ένα λεπτό στρώμα (πάχους 3 έως 4mm) στην επιφάνεια. Έτσι, η ευστάθεια των μετώπων δεν εξασφαλίζεται μόνο από την υδροστατική πίεση που ασκεί το αιώρημα στα τοιχώματα, αλλά και από μία επιπλέον σταθεροποιητική δύναμη στα μέτωπα.

- Οπλισμός των επί τόπου εγχυόμενων διαφραγμάτων

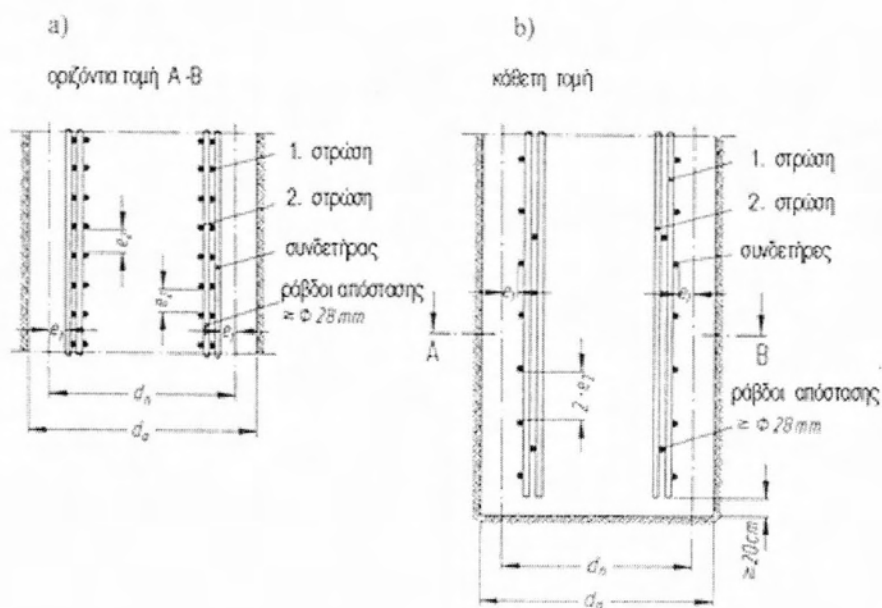
Οι διαφραγματικοί τοίχοι κατασκευάζονται προκειμένου να μπορούν να παραλάβουν κυρίως οριζόντια φορτία, γι' αυτό το λόγο και ο κύριος οπλισμός τους είναι κάθετος διαμήκης.

Ο οπλισμός, λοιπόν, ενός φανώματος αποτελείται από προκατασκευασμένους κλωβούς, οι διαστάσεις των οποίων είναι ανάλογες με τις διαστάσεις της εκσκαφής

και εξαρτώνται, επίσης, από τα διαθέσιμα ανυψωτικά μηχανήματα. Για ιδιαίτερα μεγάλοι μήκους εκσκαφές μπορούν να τοποθετηθούν και δύο ή περισσότεροι κλωβοί σε παράθεση. Για στατικούς λόγους, θα πρέπει στις περισσότερες περιπτώσεις ο κατακόρυφος οπλισμός να περικλείεται από οριζόντιους συνδετήρες.

Η διάταξη του οπλισμού θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη την τάση ανόδου του νωπού σκυροδέματος. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο να απομείνουν για τη ροή του σκυροδέματος όσο το δυνατόν μεγαλύτερες εσωτερικές αποστάσεις μεταξύ των μεμονωμένων ράβδων. Πυκνώσεις του οπλισμού θα πρέπει να αποφεύγονται.

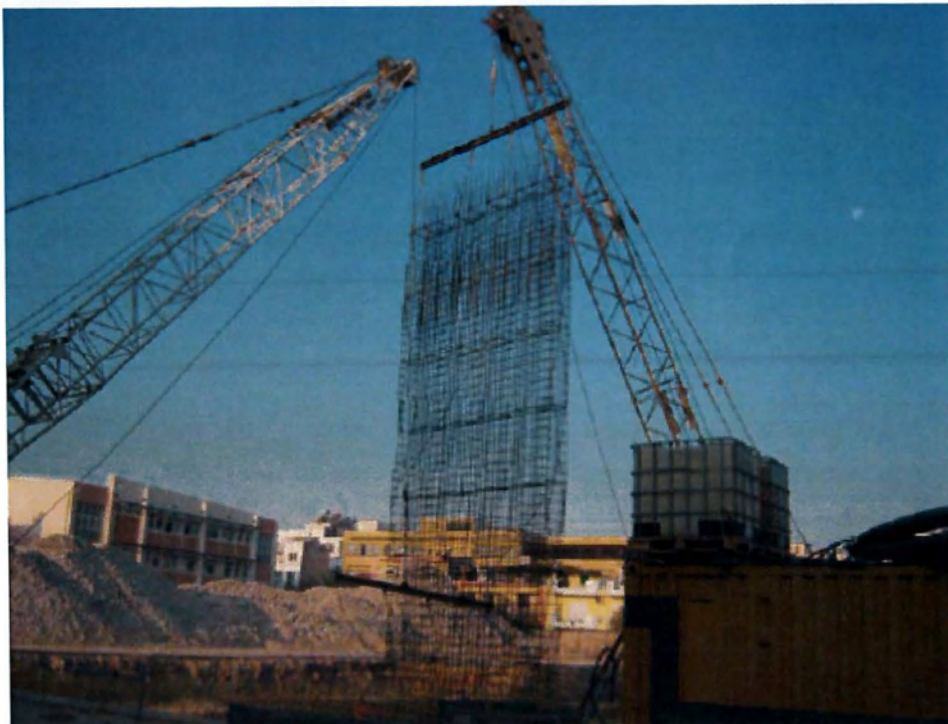
Στο Σχήμα 1.5 φαίνονται κάποιες ενδεικτικές αποστάσεις των οπλισμών, όπως τις δίνει ο DIN4126. Φαίνεται τόσο η περίπτωση της μονής όσο και η περίπτωση της διπλής στρώσης.



Σχήμα 1.5: Τυπικές αποστάσεις διατάξεις οπλισμού



(α)



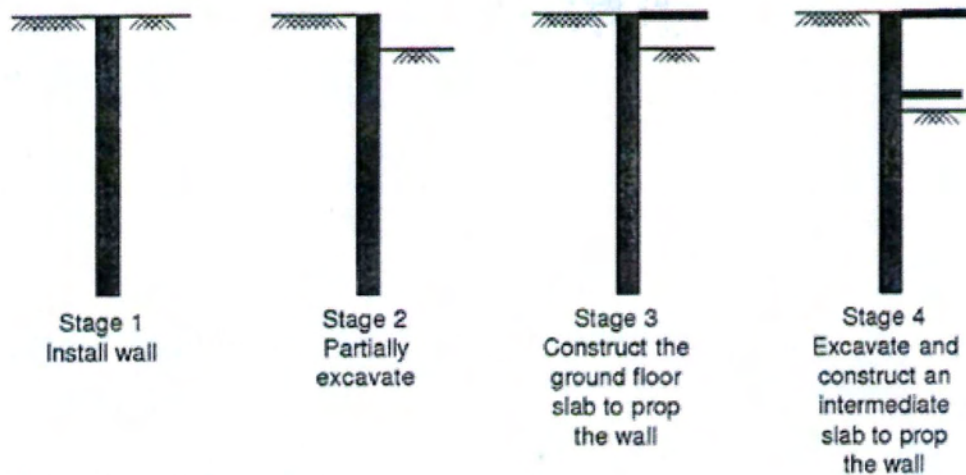
(β)

Σχήμα 1.6: (α) Ο κλωβός είναι κατασκευασμένος ώστε να αντέχει τους διάφορους χειρισμούς και τις τάσεις ανέγερσης, (β) ο κλωβός ανυψώνεται κάθετα και τοποθετείται μέσα στο panel.

1.2.2 Η μέθοδος κάλυψης και εκσκαφής (top down method)

Αυτή είναι η μέθοδος η οποία χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να κατασκευαστεί το έργο που μελετάται στη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία.

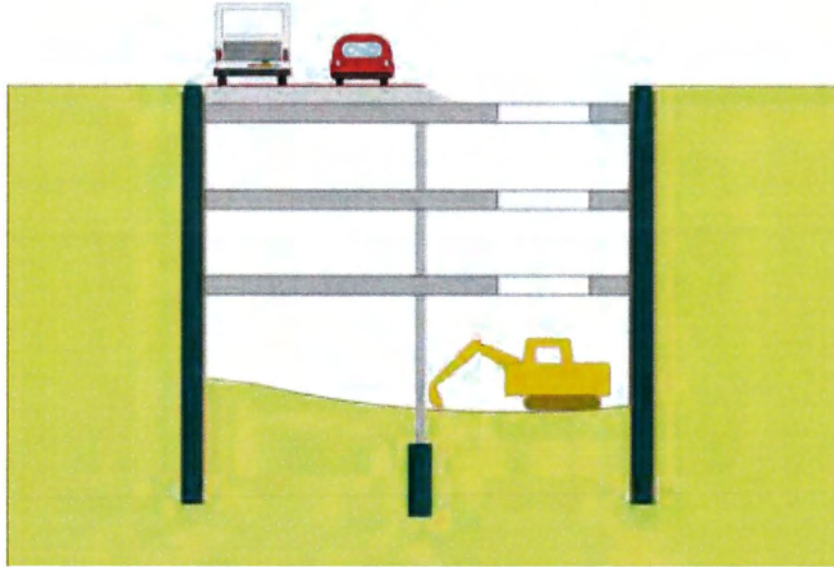
Στην πρώτη φάση, έχουμε την κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων. Στη συνέχεια, γίνεται η εκσκαφή ως τη στάθμη σκυροδέτησης της πλάκας οροφής με αντιστήριξη των παρειών όπου απαιτείται. Ακολουθεί επιτόπου σκυροδέτηση της πλάκας οροφής με τα αναγκαία ανοίγματα πρόσβασης και σύνδεσή της στα περιμετρικά διαφράγματα. Έπειτα πραγματοποιείται σταδιακά η υπόγεια εκσκαφή με την κατασκευή των ενδιάμεσων πλακών.



Σχήμα 1.7: Ακολουθία σταδίων στη μέθοδο κατασκευής top-down

Τα κύρια πλεονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι:

- Η κατασκευή του εποικοδομήματος μπορεί να πραγματοποιείται ταυτόχρονα με την κατασκευή των έργων υπογείως, δεδομένου ότι υπάρχουν οι κατάλληλες κατακόρυφες στηρίξεις.
- Τα προσωρινά υποστυλώματα αντικαθίστανται από τις μόνιμες πλάκες.
- Παρέχει ένα δύσκαμπτο σύστημα υποστήριξης των τοίχων αντιστήριξης, ελαχιστοποιώντας τις μετακινήσεις.



Σχήμα 1.8: Top down construction method

1.2.3 Τεχνολογία πλευρικών στηρίξεων – Πλάκες

Όταν τα βάθη εκσκαφής γίνονται σημαντικά, τα περισσότερα συστήματα υλοποίησης διαφραγμάτων δεν έχουν τη δυνατότητα αυτόνομης αντιμετώπισης μετακινήσεων. Τότε ο Γεωτεχνικός Μηχανικός καταφεύγει στη λύση πλευρικών στηρίξεων.

Τρεις είναι οι βασικοί λόγοι που συναινούν σε αυτή την προτροπή:

- η απουσία πλευρικών στηρίξεων θα οδηγούσε σε μη - αποδεκτές μετακινήσεις της αντιστήριξης, άρα και της αντιστηριζόμενης γεωμάζας
- για την επίτευξη αποδεκτών μετακινήσεων σε μια αντιστήριξη χωρίς πλευρικές στηρίξεις το κόστος θα ήταν απαγορευτικό
- οι πλευρικές στηρίξεις μειώνουν τα εντατικά μεγέθη του διαφράγματος.

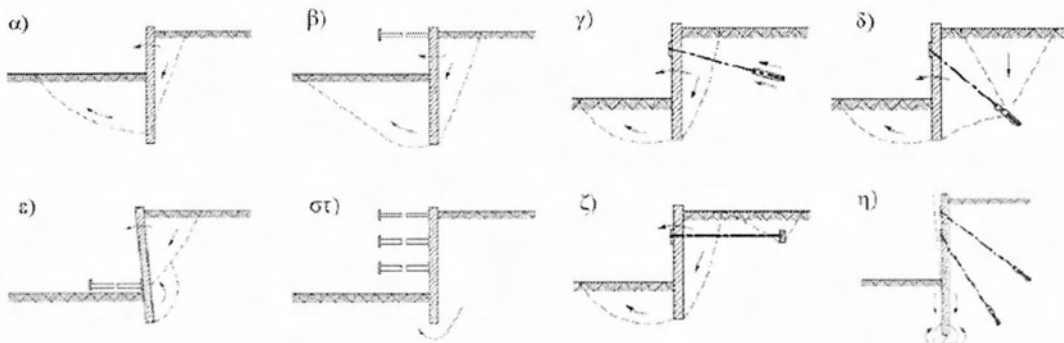
Πλευρική αντιστήριξη πραγματοποιείται είτε με αντηρίδες (θλιπτήρες), είτε με αγκυρώσεις. Ένα απλό αγκύριο ή μια αντηρίδα κοντά στην κορυφή του τοίχου εμποδίζει το της τα έξω βέλος κάμψης στο σημείο αυτό και μεταβάλλει της πιέσεις που ενεργοποιούνται πίσω από τον τοίχο. Η ευκαμψία του τοίχου του επιτρέπει της να παραμορφωθεί, και να μεταβάλλει ακόμα περισσότερο της πιέσεις. Οι κατανομές πίεσης πίσω από έναν τέτοιο τοίχο είναι συνήθως πολύπλοκες.

Η μέθοδος που, αντί των αντηρίδων, χρησιμοποιούνται οπλισμένες πλάκες σκυροδέματος μέθοδος αυτή είναι γνωστή και ως "Μέθοδος του Μετρό του Μιλάνου". Στην περίπτωση αυτή, το ρόλο των μόνιμων αντηρίδων παίζουν οι πλάκες, οι οποίες αποτελούν τα οριζόντια φέροντα στοιχεία της υπόγειας εκσκαφής. Οι πλάκες σκυροδετούνται ταυτόχρονα με την πρόοδο της εκσκαφής.

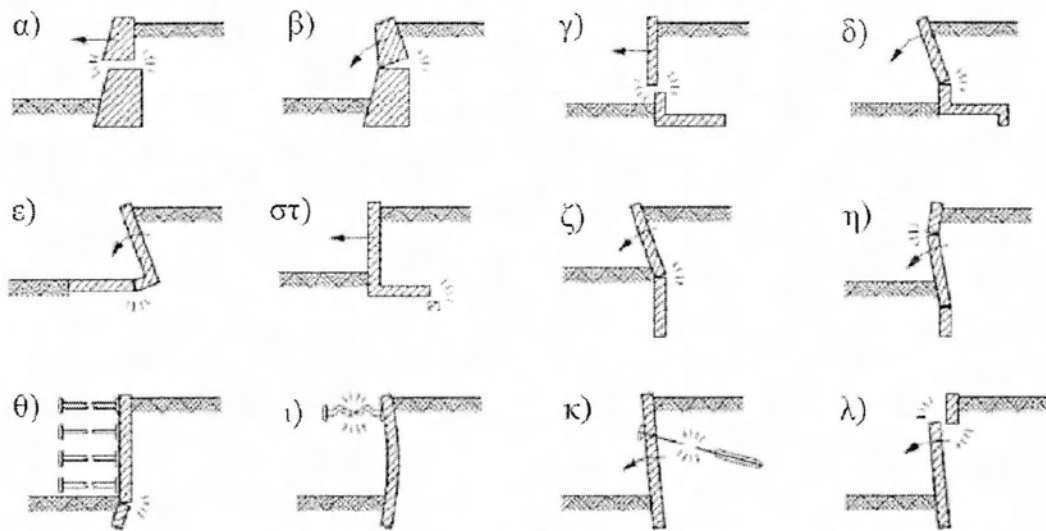
2. Αστοχίες κατασκευών αντιστήριξης

Οι αστοχίες των κατασκευών αντιστήριξης οδηγούν κατά κανόνα σε καθίζηση της περιβάλλουσας γεωμάζας, σε μετακινήσεις όμορων θεμελιώσεων, σε οριακή κατάρρευση της αντιστήριξης και σε ανύψωση του πυθμένα εκσκαφής. Αστοχίες τέτοιου τύπου μπορούν να αποδοθούν στις παρακάτω αιτίες.

- ✧ Επιρροή του υγρού στοιχείου, όπως απρόβλεπτη υδραυλική πίεση, επιφόρτιση της γεωμάζας από βροχόπτωση, δυνάμεις διήθησης προς τα κάτω, μείωση της εδαφικής αντοχής λόγω κορεσμού, διάβρωση της γεωμάζας, διόγκωση των αργίλων και των πυριτικών ή μοντμοριλονιτικών σχιστόλιθων κλπ.
- ✧ Κακή δομική ποιότητα της αντιστήριξης.
- ✧ Απουσία υπολογισμών ή κακή χρήση των αναλυτικών μεθόδων σχεδιασμού, κυρίως δε ατυχής αναλυτική προσομοίωση της κατασκευαστικής διαδικασίας.
- ✧ Διαφοροποίηση των επιμέρους συντελεστών του προβλήματος λχ. πρόσθετες επιφορτίσεις επιφάνειας, αλλαγή γεωμετρίας του φορέα, υπερφόρτιση πλευρικών στηρίξεων, μη σωστή εκτίμηση των εδαφικών παραμέτρων.
- ✧ Σφάλματα κατά την κατασκευαστική διαδικασία (π.χ. κατάρρευση των παρειών της τάφρου του λόγω ανεπαρκούς πιεζομετρικού ύψους του μπετονίτη ή λόγω διαρροής του δια μέσω ένστρωσης χαλίκων, απώλεια παθητικής εδαφικής αντίστασης λόγω υπερεκσκαφής).



Σχήμα 2.1: Παραδείγματα οριακών καταστάσεων σε εγκιβωτισμένους, αντιρηδωτούς ή αγκυρωμένους τοίχους αντιστήριξης: (α), (β), (ε), (στ) περιστροφική αστοχία, (γ), (δ), (ζ) εξόλκευση του αγκυρίου, (η) κατακόρυφη βύθιση του τοίχου (από EC7)



Σχήμα 2.2: Παραδείγματα οριακών καταστάσεων δομικής αστοχίας τοίχων αντιστήριξηςεγκλιωτισμένων στο έδαφος (από EC7)

2.1 Βασικές αρχές του Ευρωκώδικα 7

2.1.1 Γενικές αρχές

Τα καινούρια στοιχεία τα οποία εισάγει ο Ευρωκώδικας 7 για το σχεδιασμό γεωτεχνικών έργων είναι:

- Ο υπολογισμός μέσω τιμών σχεδιασμού οι οποίες προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με επιβολή επιμέρους συντελεστών. Οι επιμέρους συντελεστές αντικαθιστούν τον παλαιότερα ενιαίο συντελεστή ασφαλείας.
- Διευκρινίζει τη διαφορά μεταξύ των δράσεων και αντιστάσεων. Για παράδειγμα, η δύναμη αγκύρωσης ενός τοίχου αντιστήριξης ή πρανούς αποτελεί ευνοϊκή δράση και όχι αντίσταση. Αυτό είναι πολύ σημαντικό γιατί οι επιμέρους συντελεστές των δράσεων και των αντιστάσεων είναι διαφορετικοί.
- Τα γεωτεχνικά έργα αντιμετωπίζονται όπως τα υπόλοιπα έργα Πολιτικού μηχανικού (οριακές καταστάσεις).
- Εναρμονίζει τον τρόπο μελέτης γεωτεχνικών έργων στην Ε.Ε (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω οριακών καταστάσεων). Σημαντικό είναι να σημειωθεί ότι οι μέθοδοι ανάλυσης δεν καθορίζονται και ο βαθμός ασφάλειας αλλάζει από χώρα σε χώρα.

Για ένα γεωτεχνικό σχεδιασμό θα πρέπει να συνεκτιμηθούν οι παρακάτω παράμετροι:

1. Οι συνθήκες του υπεδάφους.
2. Οι συνθήκες των υπογείων υδάτων.
3. Η σεισμικότητα της περιοχής.
4. Οι επιδράσεις από το περιβάλλον (όπως η υδρολογία, τα επιφανειακά νερά, οι κίνδυνοι συνιζήσεων κ.α.).
5. Οι συνθήκες σε σχέση με τον περιβάλλοντα χώρο της κατασκευής (γειτονικές κατασκευές, δίκτυα κοινής ωφέλειας, κυκλοφορία κτλ).
6. Η ευαισθησία και το μέγεθος κατασκευής.

Κάθε γεωτεχνικό έργο μπορεί να καταταχθεί σε μία κατηγορία ανάλογα με την πολυπλοκότητά του. Η επικινδυνότητα του έργου εξαρτάται από την ύπαρξη γεωτεχνικών κινδύνων (παράμετροι 1-4) και από την τρωτότητα της κατασκευής (παράμετροι 5,6).

Αυτές ορίζονται στο DIN 4020 και περιγράφονται στην §10.2.

Κατηγορία 1: Είναι σχετικά μικρές κατασκευές, σε γνωστές εδαφικές συνθήκες που δεν περιέχουν στρώσεις μαλακών ή χαλαρών εδαφών ή ακόμη που δεν βρίσκονται κοντά σε επικλινή πρανή, είναι δηλαδή έργα με περιορισμένες συνέπειες σε τυχόν αστοχία.

Κατηγορία 2: Περιλαμβάνει συμβατικού τύπου δομικά έργα και θεμελιώσεις χωρίς ιδιαίτερο κίνδυνο ή δύσκολες συνθήκες υπεδάφους ή φόρτισης, δηλαδή έργα με μετρίου μεγέθους συνέπειες.

Κατηγορία 3: Περιλαμβάνει μεγάλες ή ασυνήθεις κατασκευές, κατασκευές σε εξαιρετικά πολύπλοκες συνθήκες υπεδάφους, η διερεύνηση των οποίων απαιτεί ειδικές έρευνες και δοκιμές, δηλαδή σε έργα με σοβαρές συνέπειες.

Με βάση τον EN1997-1 ο έλεγχος του γεωτεχνικού σχεδιασμού μπορεί να επιτευχθεί με την εφαρμογή των παρακάτω μεθόδων:

- Βάσει υπολογισμών.
- Βάσει κανονιστικών διατάξεων. Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιείται σε απλά έργα με εκτενή προηγούμενη εμπειρία.
- Με χρήση πειραματικών προσομοιωμάτων και δοκιμαστικών φορτίσεων. Για παράδειγμα ο σχεδιασμός θεμελιώσεων με πασσάλους.
- Μέθοδος παρατήρησης. Εφαρμόζεται σε σύνθετα έργα όπου ο συντηρητικός σχεδιασμός (δυσμενέστερο σενάριο) ενέχει υψηλό κόστος.

2.1.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Κατά τους ελέγχους των έργων έναντι των οριακών καταστάσεων, τα μεγέθη των δράσεων [F] και των εδαφικών ιδιοτήτων [X] υπεισέρχονται στους υπολογισμούς με τις λεγόμενες τιμές σχεδιασμού.

Οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων F_d και των ιδιοτήτων των υλικών X_d υπολογίζονται από τις αντίστοιχες χαρακτηριστικές τιμές F_k , X_k μέσω των παρακάτω σχέσεων.

Για τις δράσεις:

$$F_d = F_{rep} \gamma_F \quad (2.1)$$

$$\text{όπου } F_{rep} = \Psi F_k .$$

F_{rep} : η αντιπροσωπευτική τιμή της δράσης

F_k : η χαρακτηριστική τιμή της δράσης

Ψ : ο συντελεστής συνδυασμού των δράσεων ο οποίος καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα EN1990. Είναι ίσος με τη μονάδα για συνήθεις συνδυασμούς δράσεων.

γ_F : ο επιμέρους συντελεστής για τις δράσεις

Για τις ιδιότητες:

$$X_d = X_k \gamma_M \text{ (ή με απευθείας εκτίμηση) } \quad (2.2)$$

X_k : χαρακτηριστική τιμή εδαφικής παραμέτρου [X]

γ_M : επιμέρους συντελεστής για τις εδαφικές παραμέτρους

Οι επιμέρους συντελεστές δεν αποσκοπούν να περιλάβουν το βαθμό αβεβαιότητας κατά τον προσδιορισμό των αντίστοιχων παραμέτρων, ο οποίος έχει ήδη ληφθεί κατά τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών τιμών. Οι επιμέρους συντελεστές περιλαμβάνουν ένα μέσο πιθανό σφάλμα λόγω της αναλυτικής προσομοίωσης του φυσικού προβλήματος και ένα πρόσθετο περιθώριο ασφαλείας ως προς την κατάσταση αστοχίας.

Κατά την εκτίμηση της χαρακτηριστικής τιμής, για συγκεκριμένη οριακή κατάσταση, θα πρέπει να συνεκτιμάται ο όγκος του εδάφους που διέπεται από αυτή. Συνεπώς, η χαρακτηριστική τιμή μιας παραμέτρου X, ενός συγκεκριμένου εδαφικού στρώματος μπορεί να έχει διαφορετική τιμή για διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας.

Τύποι πιθανής αστοχίας αντιστήριξης βαθιάς εκσκαφής κατά EN 1997-1:

- αστοχία στο έδαφος (GEO)
- αστοχία δομικών στοιχείων (STR)
- απώλεια ισορροπίας λόγω υδραυλικής ανύψωσης (UPL)

- αστοχία λόγω υδραυλικής κλίσης (HYD)

Κατά τον Ευρωκώδικα EN1990, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας θα πρέπει να επαληθεύονται για συνδυασμό φορτίσεων οι οποίες αναφέρονται στις ακόλουθες καταστάσεις σχεδιασμού.

- Μόνιμες: αφορούν συνήθεις συνθήκες λειτουργίας των έργων.
- Πρόσκαιρες: αφορούν προσωρινές συνθήκες, όπως κατά τη διάρκεια κατασκευής ή επισκευής των έργων.
- Τυχηματικές: αφορούν ειδικές συνθήκες όπως πυρκαγιά, εκρήξεις κτλ.
- Σεισμικές: αφορούν συνθήκες λόγω σεισμικής επιφόρτισης.

Ο έλεγχος έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας γίνεται με σύγκριση των εντάσεων [E] με τις αντίστοιχες αντιστάσεις [R] και με την απαίτηση οι αντιστάσεις να υπερβαίνουν τις εντάσεις [R]>[E].

Ειδικότερα, η τιμή σχεδιασμού της έντασης E_d μπορεί να υπολογισθεί με τους εξής εναλλακτικούς τρόπους:

- Μέσω της απευθείας χρήσης των τιμών σχεδιασμού των δράσεων F_d και εδαφικών παραμέτρων X_d .

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.3)$$

γ_F και γ_M είναι οι επιμέρους συντελεστές προσαύξησης των δράσεων και απομείωσης των εδαφικών παραμέτρων.

- Με εφαρμογή του επιμέρους συντελεστή έντασης γ_E επί της χαρακτηριστικής τιμής της έντασης $E_k = E(F_k, X_k)$.

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k) \quad (2.4)$$

Ο υπολογισμός της τιμής σχεδιασμού της αντίστασης R_d γίνεται μέσω:

- Της χρήσης των τιμών σχεδιασμού των [F,X].

$$R_d = R(F_d, X_d) = R(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.5)$$

- Της χρήσης του επί μέρους συντελεστή αντίστασης γ_R επί της χαρακτηριστικής τιμής της αντίστασης $R_k = R(F_k, X_k)$.

$$R_d = 1/\gamma_R R(F_k, X_k) \quad (2.6)$$

$$\text{Εναλλακτικά } R_d = 1/\gamma_R R(\gamma_F F_k, X_k) \quad (2.7)$$

Οι διαφορετικές απόψεις δομοστατικών και γεωτεχνικών μηχανικών για τον τρόπο ανάλυσης των οριακών καταστάσεων STR και GEO υπό μόνιμες και πρόσκαιρες καταστάσεις σχεδιασμού, αλλά και οι εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού εντάσεων και αντιστάσεων κατά τον EN 1997-1 επέβαλαν τη θέσπιση τριών εναλλακτικών τρόπων ανάλυσης των γεωτεχνικών έργων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου GEO και STR.

Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1)[2]

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 1 στον έλεγχο μέσω της σχέσης $E_d \leq R_d$ οι τιμές σχεδιασμού τως δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των σχέσεων:

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \leq R_d = R(F_d, X_d) = R(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.8)$$

Τρόπος Ανάλυσης 2 (Παραλλαγές DA-2 και DA-2*)

Σύμφωνα με τον τρόπο επίλυσης 2 στον έλεγχο $E_d \leq R_d$ οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται:

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.9)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(\gamma_F, F_k, X_k) \quad (\text{Παραλλαγή DA-2}) \quad (2.10)$$

είτε μέσω των σχέσεων:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (\text{Παραλλαγή DA-2*}) \quad (2.11)$$

Σε γραμμικές αναλύσεις και στην παραλλαγή DA-2* το αριστερό μέλος υπολογίζεται με την σχέση $E_d = E(\gamma_F, F_k, X_k)$ αντί της σχέσης:

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k) \rightarrow E_d = E(\gamma_F, F_k, X_k) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (2.12)$$

Στις μη γραμμικές αναλύσεις όμως διατηρείται η μορφή:

$$\gamma_E E(F_k, X_k) \leq \frac{1}{\gamma_R} R(F_k, X_k) \quad (2.13)$$

Ο Τρόπος Ανάλυσης 2 και συγκεκριμένα DA-2* αποτελεί την Εθνική επιλογή για το σύνολο των γεωτεχνικών έργων.

Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3)

Σύμφωνα με τον τρόπο ανάλυσης 3, στον έλεγχο $E_d \leq R_d$ οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των σχέσεων:

$$E_d = E(F_d, X_d) = E(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.14)$$

$$R_d = R(F_d, X_d) = R(\gamma_F, F_k, \frac{X_k}{\gamma_M}) \quad (2.15)$$

Ο τρόπος ανάλυσης 3 (DA-3) αποτελεί εθνική επιλογή κατά τον έλεγχο της ολικής ευστάθειας των εξής γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις:

- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης, όπως επιχώματα, φυσικά ή τεχνητά πρανή, φράγματα, ορύγματα και βαθιές εκσκαφές με ελεύθερα πρανή.
- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης όπως:
 - α. Οπλισμένα επιχώματα ή τεχνητά πρανή
 - β. Φυσικά πρανή, ορύγματα ή βαθιές εκσκαφές ενισχυμένες με ηλώσεις, αγκυρώσεις ή πασσάλους
 - γ. Σύνθετα έργα (πχ πρανές, στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα).

2.1.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Επειδή οι τιμές των επιμέρους συντελεστών λαμβάνονται ίσες με τη μονάδα, ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας γίνεται με χρήση χαρακτηριστικών τιμών των δράσεων και των εδαφικών ιδιοτήτων. Οι χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων συνήθως δίνονται από τους κανονισμούς ή τις προδιαγραφές του έργου. Οι χαρακτηριστικές τιμές των εδαφικών παραμέτρων παραμορφωσιμότητας προκύπτουν από τη γεωτεχνική έρευνα και λαμβάνονται ως συντηρητικές μέσες τιμές των αντίστοιχων μεγεθών. Ο έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας διασφαλίζει ότι οι παραμορφώσεις του φορέα δεν υπερβαίνουν τις οριακές τιμές των μετακινήσεων και παραμορφώσεων που καθορίζονται στις προδιαγραφές του έργου και εξαρτώνται από τις λειτουργικές του απαιτήσεις.

Κατά τον EN 1997-1 υπάρχουν δύο εναλλακτικές μέθοδοι ελέγχου της επάρκειας ενός γεωτεχνικού έργου σε κατάσταση λειτουργικότητας.

Μέθοδος ελέγχου 1

Σύμφωνα με την μέθοδο ελέγχου 1 πρέπει να ισχύει:

$$E_d \leq C_d \quad (2.16)$$

Όπου:

E_d : η τιμή σχεδιασμού της έντασης

C_d : η οριακή τιμή σχεδιασμού της έντασης κατά το κριτήριο λειτουργικότητας.

Μέθοδος ελέγχου 2

Στην περίπτωση αυτή, ελέγχεται ότι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου E_d δεν υπερβαίνει ένα χαμηλό ποσοστό της τιμής σχεδιασμού της αντοχής R_d .

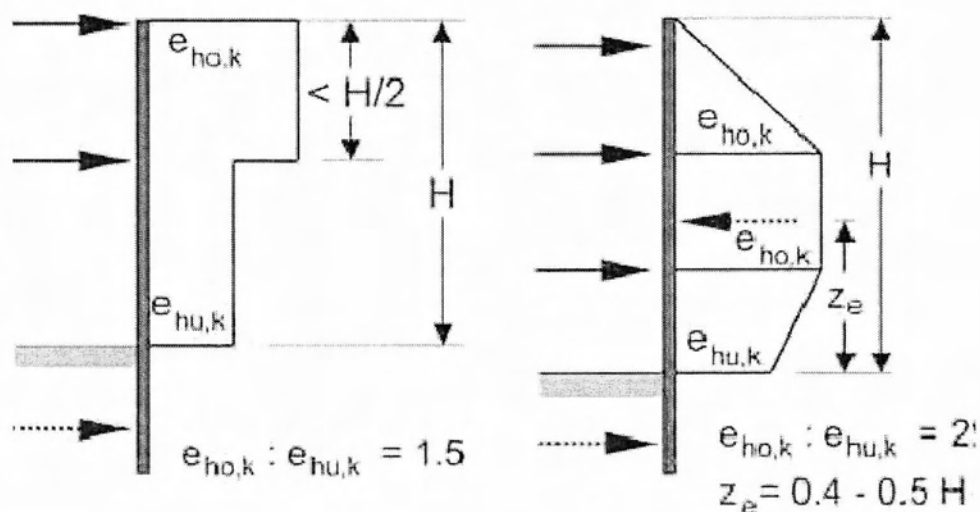
$$E_d < \mu R_d \quad (2.17)$$

Όπου μ είναι ένας συντελεστής αρκετά μικρότερος της μονάδας.

2.2 Αρχές σχεδιασμού / Έλεγχοι

(Ευρωκώδικας EC7 και Γερμανικές Συστάσεις)

Ο σχεδιασμός έργων αντιστήριξης περιγράφεται στο κεφάλαιο 10 του DIN 1054:2005. Για τον υπολογισμό των δράσεων εφαρμόζονται δόκιμες μέθοδοι σε συνδυασμό με συμβατούς. Ειδικά για αντιστηρίξεις βαθιών εκσκαφών εφαρμόζεται για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών το DIN 4085:2007-10, ενώ για τον καθορισμό ενός ρεαλιστικού αναλυτικού προσομοιώματος με αναδιανομή ωθήσεων λόγω ενδοσιμότητας του πετάσματος ακολουθούνται οι γερμανικές συστάσεις για βαθιές εκσκαφές και αντιστηρίξεις (EAB). Αντιπροσωπευτικά παραδείγματα συμβατών διαγραμμάτων ωθήσεων για συστήματα πολλαπλών στηρίξεων δίνονται στο ακόλουθο Σχήμα 2.2.



Σχήμα 2.3: Παραδείγματα κατανομής ενεργητικών ωθήσεων γαιών, EAB (2006)

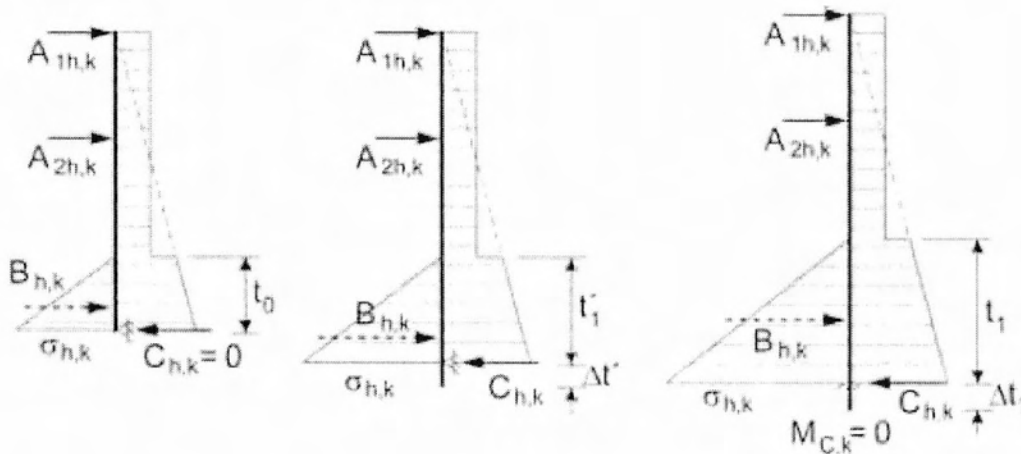
Το μέγεθος της ώθησης γαιών εξαρτάται από την πλευρική μετακίνηση, δηλαδή τη ενδοσιμότητα της αντιστήριξης. Η ανάπτυξη ενεργητικών ωθήσεων δεν είναι δυνατή λόγω της δυσκαμψίας των αντηρίδων (πλακών στη δική μας περίπτωση). Κατά το DIN 4085:2007 αντηρίδες (πλάκες) χαρακτηρίζονται σαν “ανυποχώρητα” μέχρι “μερικώς ανυποχώρητα” δομικά στοιχεία. Οι ενεργές ωθήσεις E_{ah} επί του τοίχου υπολογίζονται σαν σταθμισμένος μέσος όρος των ενεργητικών και ουδετέρων ωθήσεων, E_a και E_0 :

$$E'_{ah} = 0.5 E_{ah} + 0.5 E_0 \quad (2.17) \quad \text{έως} \quad E'_{ah} = 0.25 E_{ah} + 0.75 E_0 \quad (2.18)$$

Για πολύπλοκα συστήματα αντιστήριξης βαθιών εκσκαφών εφαρμόζονται εναλλακτικά αριθμητικές μέθοδοι, π.χ. με πεπερασμένα στοιχεία και κατάλληλες καταστατικές εξισώσεις για το έδαφος, από τα αποτελέσματα των οποίων εκτιμώνται οι αντίστοιχες κατανομές των ωθήσεων γαιών για τις διάφορες φάσεις κατασκευής.

▪ Προσδιορισμός βάθους έμπτυξης

Μετά τον υπολογισμό των κατανομών των ενεργητικών / παθητικών ωθήσεων γαιών επιλέγεται το στατικό σύστημα υπολογισμού με την μορφή στήριξης στον πόδα του τοίχου: άρθρωση / μερική πάκτωση / πλήρης πάκτωση, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.4: Συνθήκες στήριξης στον πόδα

Στην περίπτωση άρθρωσης, ο πόδας του τοίχου στηρίζεται από το έδαφος στην περιοχή παθητικών ωθήσεων, και η υποκατάστατη δύναμη είναι $C_{h,k} = 0$. Για μερική πάκτωση δημιουργείται μέσω της δύναμης $C_{h,k}$ μια αντίστροφη ροπή που μειώνει την κλίση της γραμμής κάμψης. Με αύξηση του βάθους έμπτυξης, η ροπή μεγαλώσει αρκετά. Τότε έχουμε πλήρη εδαφομηχανική πάκτωση με ροπή πάκτωσης $M_{C,k} = 0$.

Η συνήθης διαδικασία ανάλυσης είναι επαναληπτική: Επιλέγεται το βάθος έμπτυξης, υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές τιμές της δύναμης $B_{h,k}$ λόγω μονίμων και πρόσκαιρων δράσεων $B_{Gh,k}$ και $B_{Qh,k}$ και ακολουθεί ο έλεγχος επαρκούς παθητικής αντίστασης:

$$\gamma_G \cdot B_{Gh,k} + \gamma_Q \cdot B_{Qh,k} \leq E_{ph,k} \cdot \gamma_{Ep} \quad (2.19)$$

Όπου $E_{ph,k}$ χαρακτηριστική τιμή της συνισταμένης των παθητικών ωθήσεων γαιών, και $\gamma_G = 1.20$, $\gamma_Q = 1.30$, $\gamma_{Ep} = 1.30$ οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των Πινάκων 2 και 3 του DIN 1054:2005 για προσωρινές κατασκευές.

▪ Έλεγχος βύθισης διαφραγματικού τοίχου στο έδαφος

Ελέγχεται η δυνατότητα του εδάφους να παραλάβει τα κατακόρυφα φορτία που μεταφέρονται από τα διαφράγματα σε αυτό για την αποφυγή βύθισης του τοίχου. Ο έλεγχος απαιτεί:

$$V_d = \sum V_{d,i} \leq R_d \quad (2.20)$$

όπου $V_{d,i}$ οι τιμές σχεδιασμού των κατακόρυφων δράσεων στον τοίχο και R_d η τιμή σχεδιασμού της αξονικής αντίστασης του τοίχου. Η R_d υπολογίζεται με εφαρμογή επιμέρους συντελεστή ασφαλείας γ_R (π.χ. 1.40 για φάση κατασκευής) στην χαρακτηριστική τιμή της αντοχής R_k .

$$R_d = R_k / \gamma_R \quad (2.21)$$

Για τον υπολογισμό του R_k παρέχονται από τον DIN 1054 δύο δυνατότητες:

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = q_{b,k} \cdot A_b + q_{s,k} \cdot A_s \quad (2.22)$$

$$R_k = R_{b,k} + R_{s,k} = q_{b,k} + A_b + B_{h,k} \cdot \tan \delta_p \quad (2.23)$$

όπου A_b η διατομή αιχμής, $q_{b,k}$ χαρακτηριστική αντοχή στην αιχμή, A_s η παράπλευρη επιφάνεια και $q_{s,k}$ χαρακτηριστική τιμή της πλευρικής τριβής στη εδαφική στρώση.

Όταν η δυνατότητα οριζόντιας μετακίνησης είναι περιορισμένη (π.χ. δύσκαμπτο, πολλαπλό σύστημα αντηρίδων), ο έλεγχος γίνεται κατά αναλογία με την συμπεριφορά πασσάλου (Εξίσωση 2.23).

Για τον υπολογισμό του αξονικού φορτίου λαμβάνονται υπόψη όλα τα μόνιμα και κινητά φορτία της κατασκευής μέχρι τη στιγμή πριν τη σκυροδέτηση της πλάκας θεμελίωσης.

▪ Έλεγχος συστήματος σε άνωση

Ο έλεγχος αφορά τη συνολική ευστάθεια της βαθιάς εκσκαφής με τα δομικά της στοιχεία έναντι των δυνάμεων άνωσης. Απαιτείται μετά την σύνδεση της πλάκας θεμελίωσης με τους διαφραγματικούς τοίχους και τη διακοπή κάθε παρέμβασης στην στάθμη των υπογείων υδάτων. Κατά τον έλεγχο αυτό οι ευνοϊκές δράσεις είναι το σύνολο του βάρους της κατασκευής, συμπεριλαμβανομένου και του ιδίου βάρους των διαφραγματικών τοίχων σε μονολιθικές κατασκευές. Πρέπει να ικανοποιείται η σχέση:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} \leq G_{k,stab} \cdot \gamma_{G,stab} \quad (2.24)$$

Όπου A_k η δύναμη άνωσης, $G_{k,stab}$ η ευνοϊκή κατακόρυφη δύναμη (ίδιο βάρος της κατασκευής) και $\gamma_{G,dst}$ και $\gamma_{G,stab}$ οι συντελεστές ασφαλείας των αντίστοιχων δράσεων. Για μόνιμες δράσεις $\gamma_{G,dst} = 1.05$ και $\gamma_{G,stab} = 0.95$.

Ευνοϊκές πλευρικές τριβές, λόγω της κατακόρυφης συνισταμένης των ενεργητικών ωθήσεων, λαμβάνονται υπόψη αφού πολλαπλασιαστούν με έναν συντελεστή

προσομοίωσης (ίσο με 0.8 για μόνιμες καταστάσεις) για κάλυψη αβεβαιοτήτων, μια και η ενεργοποίηση τους απαιτεί ένα βαθμό παραμόρφωσης.

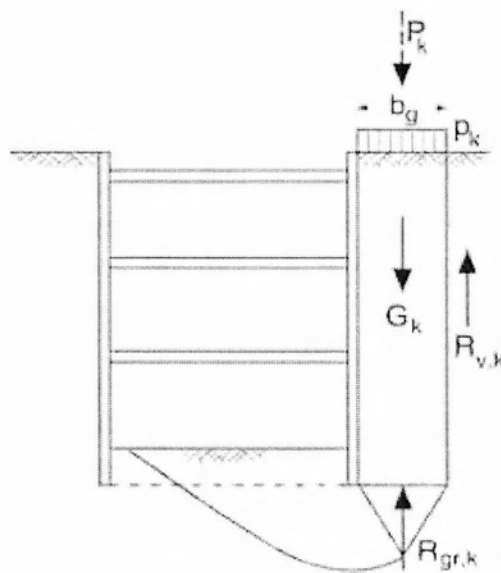
Αν ο παραπάνω έλεγχος στατικής ισορροπίας δεν ικανοποιείται, απαιτείται μόνιμη αγκύρωση της πλάκας θεμελίωσης, συνήθως μέσω μικροπασσάλων.

▪ Έλεγχος ανύψωσης πυθμένα

Ο έλεγχος αυτός αφορά την αποφυγή ανύψωσης του πυθμένα εξαιτίας του μηχανισμού αστοχίας που δίδεται στο Σχήμα 1.12, και είναι κρίσιμος για μαλακά εδάφη. Απαιτείται κατά ΕΑΒ (2006):

$$G_d + P_d \leq R_{v,d} + R_{gr,d} \tag{2.25}$$

Όπου G_d και P_d οι τιμές σχεδιασμού του ιδίου βάρους και των εξωτερικών δυνάμεων (επιμέρους συντελεστές γ_G και γ_Q), $R_{v,d} = R_{v,k} / \gamma_{Gr}$ τιμή σχεδιασμού της πλευρικής αντίστασης τριβής και $R_{gr,d} = R_{gr,k} / \gamma_{Gr}$ τιμή σχεδιασμού της αντίστασης (φέρουσα ικανότητα) του ιδεατού πεδίου.



Σχήμα 2.5: Αστοχία λόγω ανύψωσης πυθμένα

▪ Έλεγχος υδραυλικής αστοχίας πυθμένα εκσκαφής

Σύμφωνα με το DIN 1054:2005, λαμβάνεται υπόψη μία στήλη εδάφους από τη στάθμη εκσκαφής έως τον πόδα του τοίχου αντιστήριξης και πλάτους ίσο με το ήμισυ του ύψους. Γι' αυτό το εδαφικό πρίσμα απαιτείται ισορροπία του ιδίου βάρους G_k και των δυνάμεων διήθησης S_k :

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,stab} \tag{2.26}$$

Χρησιμοποιώντας τους κατάλληλους συντελεστές ασφαλείας: $\gamma_{G,stab} = 0.95$, και $\gamma_H = 1.30$ για ευνοϊκές και $\gamma_H = 1.60$ για μη ευνοϊκές συνθήκες εδάφους.

Κατά την υδατική ροή διαμέσου του εδάφους το νερό διέρχεται από τους πόρους του εδάφους και, λόγω των (αναπόφευκτων) τριβών, χάνει ενέργεια η οποία εκφράζεται με τη μείωση της τιμής της πιεζομετρικής συνάρτησης (h). Η ύπαρξη τριβών, όμως, μεταξύ του νερού και των κόκκων του εδάφους έχει σαν αποτέλεσμα και την εξάσκηση δυνάμεων επί των κόκκων. Οι δυνάμεις αυτές ονομάζονται δυνάμεις διήθησης και προκαλούν τη μεταβολή των ενεργών τάσεων (δηλαδή των δυνάμεων που ασκούνται μεταξύ των κόκκων).

Η δυσκολία έγκειται στον υπολογισμό των δυνάμεων διήθησης που μπορεί να γίνει με αριθμητικές μεθόδους ή με προσεγγιστικές σχέσεις. Η παραδοχή μιας μέσης τιμής υδραυλικής κλίσης ανάντη και κατόντη του τοίχου δεν επιτρέπεται. Μια προσεγγιστική λύση εκτίμησης της υδραυλικής κλίσης κατόντη του τοίχου δίνεται από το EAU (2004) § E114:

$$i_p = -0.7 \cdot \Delta h / (h_p + \sqrt{h_a \cdot h_p}) \quad (2.27)$$

Όπου h_a και h_p το μήκος διήθησης ανάντη και κατόντη του τοίχου και Δh διαφορά στάθμης ύδατος εντός και εκτός σκάμματος. Η σχέση αυτή προϋποθέτει μεγάλο πλάτος σκάμματος σε σχέση με το ύψος Δh . Η περίπτωση στενών σκαμμάτων απαιτεί ακριβέστερη ανάλυση.

Ακριβείς προσομοιώσεις απαιτούνται και στις γωνίες των ορυγμάτων (τρισεπίσπαστη προσομοίωση) στις οποίες οι δυνάμεις διήθησης αυξάνονται σημαντικά (μέχρι και υπερδιπλασιασμού).

Σε περίπτωση εδαφικού προφίλ με εναλλαγές στρώσεων διαφορετικής διαπερατότητας απαιτείται αναλυτική προσομοίωση για τον καθορισμό των δυνάμεων διήθησης. Ομοίως και σε περιπτώσεις ανισοτροπίας, που οδηγεί γενικώς σε αύξηση του κινδύνου αστοχίας.

3. Παρουσίαση του Έργου

Αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί η αποτίμηση των επιπτώσεων παραδοχών αριθμητικής προσομοίωσης στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης. Ειδικότερα το ερευνητικό ενδιαφέρον επικεντρώνεται στη διερεύνηση της απόκρισης των διαφραγματικών τοίχων κατά τη φάση εκσκαφής.

Για τη διεξαγωγή της ανωτέρω διερεύνησης πραγματοποιείται παραμετρική αριθμητική ανάλυση κατά την οποία διαφοροποιούνται διάφορες παράμετροι του εδάφους. Οι επιπτώσεις των αλλαγών αυτών στα διαφραγματικά στοιχεία αντιστήριξης αποτιμούνται ποιοτικά και ποσοτικά. Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται σε πεδίο δύο διαστάσεων (καθεστώς επίπεδης παραμόρφωσης). Η γεωμετρία του έργου και ο τρόπος κατασκευής επιτρέπουν την υιοθέτηση της απλουστευτικής αυτής θεώρησης, η οποία αποδίδει με ικανοποιητική ακρίβεια τις συνθήκες κατασκευής. Κατά τον τρόπο αυτό επέρχεται σημαντική επιτάχυνση των σχετικών υπολογισμών και καθίσταται δυνατή η διερεύνηση των παραγόντων που επηρεάζουν την ανάπτυξη εντατικών και κινηματικών μεγεθών στα διαφραγματικά στοιχεία.

Η ανάλυσή μας επιβάλλει τον προσδιορισμό των φάσεων κατασκευής με τη μέγιστη δυνατή ακρίβεια, καθώς και τη χρήση καταστατικών νόμων ικανών να προσομοιώσουν τη συμπεριφορά του εδάφους τόσο σε καθεστώς φόρτισης, όσο και σε καθεστώς αποφόρτισης, η οποία κατά κύριο λόγο αντανακλά τη διαδρομή τάσεων που προκαλούνται από έργα του τύπου αυτού. Η προσομοίωση του εδάφους με χρήση κατάλληλου καταστατικού νόμου αποτελεί καθοριστικό παράγοντα για την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων, τόσο της πρόβλεψης του εντατικού, όσο και του κινηματικού πεδίου.

Η κατασκευή του έργου πραγματοποιείται με εφαρμογή της μεθόδου top-down, μέθοδος κατά την οποία τα μόνιμα φέροντα στοιχεία κατασκευάζονται σε αλληλουχία με τις φάσεις κατασκευής. Η κατασκευαστική διαδικασία έχει βαρύνουσα σημασία στα φαινόμενα αλληλεπίδρασης μεταξύ των στοιχείων που συνθέτουν τις διαφραγματικές αντιστηρίξεις.

Η προσομοίωση της κατασκευής του έργου περιλαμβάνει το αρχικό στάδιο κατά το οποίο προσδιορίζεται το αρχικό εντατικό πεδίο. Ακολουθεί η πρώτη φάση εκσκαφής και στη συνέχεια η κατασκευή της πλάκας οροφής. Κατά τον ίδιο τρόπο κατασκευάζονται και οι επόμενες ενδιάμεσες πλάκες διαδοχικά με τα στάδια εκσκαφής.

Πιο αναλυτικά, στο πρόγραμμα προσομοίωσης SOFiSTiK δημιουργήθηκε ένας κώδικας που περιγράφει τις εδαφικές συνθήκες πριν την εκσκαφή (χαρακτηριστικά εδαφικών στρώσεων, υδροφόρο ορίζοντα κλπ.), τα χαρακτηριστικά των στοιχείων αντιστήριξης αλλά και τα διάφορα κατασκευαστικά στάδια. Για κάθε ανάλυση, ο κώδικας

τροποποιήθηκε ανάλογα, και επιλύθηκε από το SOFiSTiK και προέκυψε μια πληθώρα αποτελεσμάτων. Τα εντατικά και κινηματικά μεγέθη της κατασκευής είναι τα αποτελέσματα αυτά στα οποία εστιάζει η παρούσα διπλωματική.

Στις αναλύσεις μας για τη δεδομένη κατασκευή, μεταβάλλουμε τις τιμές του μέτρου ελαστικότητας E καθώς και τις τιμές του συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας k_0 . Συγκεκριμένα, αναθέτουμε 2 διαφορετικές τιμές στο E , 100% της τιμής του μέτρου ελαστικότητας που προκύπτει από τη δοκιμή οιδημέτρου για κάθε τύπο εδάφους, και 50% αυτής. Το μέτρο ελαστικότητας που ορίζει η δοκιμή οιδημέτρου θα συμβολίζεται με $E_{οιδ.}$. Στο συντελεστή ωθήσεων αναθέτουμε τις τιμές $k_0=0,5$, $k_0=1$ και $k_0=1,5$. Πραγματοποιούνται έξι επιλύσεις, έτσι ώστε κάθε μίνα αντιστοιχεί σε ένα συνδυασμό E και k_0 . Μια επιπλέον ανάλυση που κρίθηκε σκόπιμο να γίνει είναι αυτή με ακόμα μικρότερο μέτρο ελαστικότητας ($E=10\%E_{οιδ.}$) και $k_0=0,5$. Η κύρια ανάλυση θεωρείται αυτή με το συνδυασμό $k_0=0,5$ και $E=50\%E_{οιδ.}$, οι οποίες είναι οι πλέον αντιπροσωπευτικές τιμές αυτών των εδαφικών παραμέτρων.

Οι 6 ανωτέρω επιλύσεις πραγματοποιήθηκαν με χρήση του καταστατικού νόμου κρατυνόμησης συμπεριφοράς (GRANmodel). Πρόκειται πρακτικά για καταστατικό νόμο ο οποίος εφαρμόζεται σε κανονικά στερεοποιημένα εδάφη (δεν παρέχει τη δυνατότητα εισαγωγής τάσης προστερεοποίησης). Για να συγκρίνουμε τις αλλαγές που προκαλούν οι μεταβολές των δεδομένων στις αναλύσεις, χρησιμοποιήθηκαν τα αποτελέσματα του προγράμματος SOFiSTiK.

Στη συνέχεια ο κώδικας που χρησιμοποιήσαμε τροποποιήθηκε ώστε να περιγράφει την επίλυση την εκσκαφής βάση του καταστατικού νόμου Mohr-Coulomb. Τα αποτελέσματα από αυτή την επίλυση συλλέχθηκαν και συγκρίθηκαν με τις προηγούμενες.

Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή των μεθόδων της υπολογιστικής γεωτεχνικής μηχανικής είναι η λεπτομερής γνώση των καταστατικών νόμων που αναπαράγουν τις πραγματικές σχέσεις τάσεων - παραμορφώσεων των υλικών που συναντιούνται στο πεδίο της εκσκαφής. Για την επιλογή των βέλτιστων καταστατικών νόμων απαιτείται η γνώση των μηχανικών παραμέτρων, αλλά και των πραγματικών σχέσεων τάσεων-παραμορφώσεων των υλικών. Οι απλοποιήσεις και οι παραδοχές που γίνονται για τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, καθώς και η έλλειψη τυποποιημένης διαδικασίας προσομοίωσης πολλές φορές οδηγούν στη λήψη αποτελεσμάτων που αποκλίνουν κατά πολύ από την πραγματικότητα.

Ακολουθούν αποτελέσματα των αναφερθέντων επιλύσεων σε διαγράμματα εντατικών και κινηματικών μεγεθών στις επόμενες παραγράφους, καθώς και στα παραρτήματα. Τέλος, παρουσιάζονται τα κυριότερα συμπεράσματα που προκύπτουν από την επεξεργασία και παρουσίαση των αποτελεσμάτων.

3.1 Βασικές αρχές σχεδιασμού / Αριθμητική Ανάλυση

3.1.1. Έδαφος

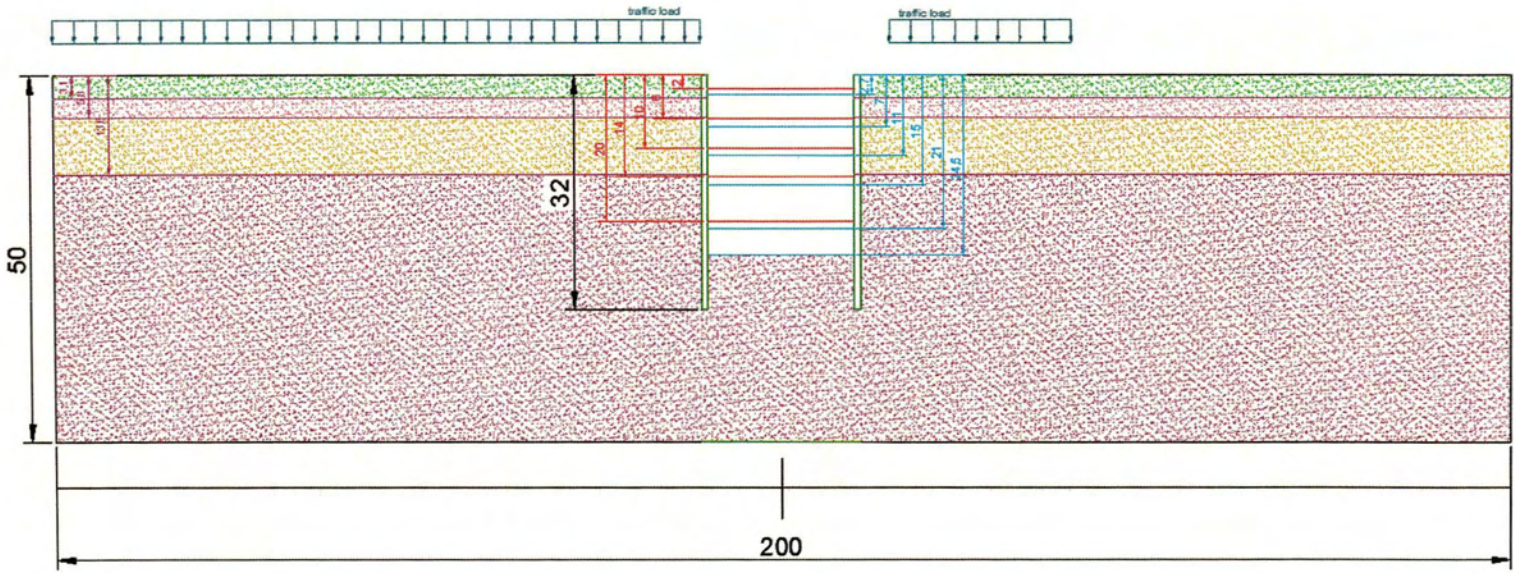
Οι συνθήκες του εδάφους στην περιοχή περιλαμβάνουν αρχικά υλικά επιχωματώσεων (αποδίδεται με το χαρακτηρισμό Fill στα σχέδια και στα διαγράμματα αποτελεσμάτων) πάχους περίπου τριών (3) μέτρων. Η στάθμη των υπόγειων υδάτων εντοπίζεται σε βάθος 4m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Για τον προσδιορισμό του συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας χρησιμοποιήθηκαν δοκιμές πρεσσιομέτρου που πραγματοποιήθηκαν στην περιοχή για την εκτίμηση των οριζόντιων τάσεων. Οι κύριες παράμετροι του εδάφους για κάθε στρώση, οι οποίες προέκυψαν από τη διεξαχθείσα γεωτεχνική έρευνα και την αξιολόγηση των επί τόπου και εργαστηριακών δοκιμών, παρουσιάζονται στον παρακάτω Πίνακα 3.1.

Στρώση	1η (Fill)	2η	3η	4η
Βάθος (m)	3,1	5,8	13,6	50
Πάχος στρώματος (m)	3,1	2,7	7,8	36,4
Συνοχή, c (kPa)	5	15	40	100
Γωνία τριβής, φ (deg)	31	29	24	27
Λόγος Poisson, ν	0,2	0,2	0,2	0,2
Ειδικό βάρος υπό άνωση (kN/m ³)	9,5	10	9,5	11,5
Κορεσμένο ειδικό βάρος (kN/m ³)	19,5	20	19,5	21,5

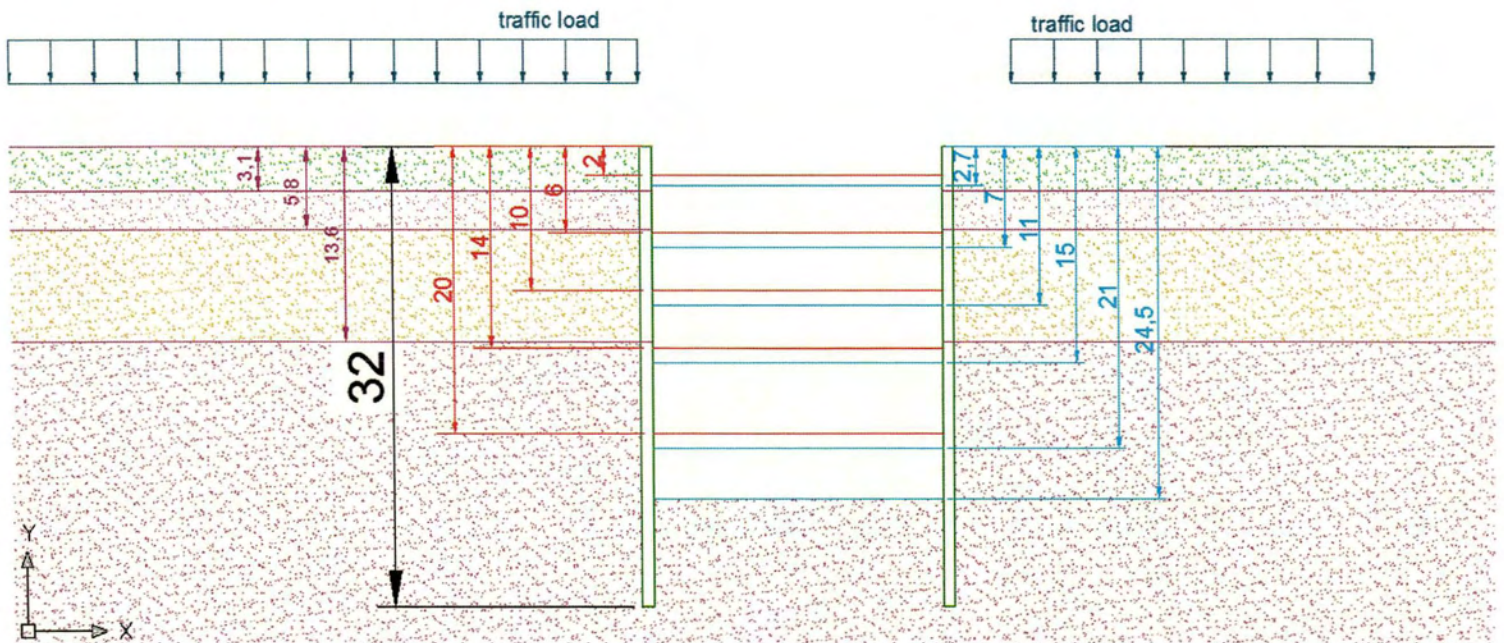
Πίνακας 3.1: Εδαφικές παράμετροι των στρώσεων

Στο Κεφάλαιο 4 δίνεται αναλυτικότερη παρουσίαση του καταστατικού νόμου και του τρόπου προσδιορισμού των παραμέτρων.

Στα ακόλουθα Σχήματα 3.1 και 3.2 φαίνεται η εδαφική τομή του εδάφους στο οποίο πραγματοποιείται η εκσκαφή. Κάθε εδαφικό στρώμα προσομοιώνεται με ένα χρώμα.



Σχήμα 3.1: Εδαφική τομή



Σχήμα 3.2: Εδαφικές τομή-λεπτομέρειες

3.1.2 Στοιχεία σκυροδέματος

Η συμπεριφορά του διαφραγματικού τοίχου από οπλισμένο σκυρόδεμα θεωρήθηκε ισότροπη, γραμμικά ελαστική. Η κατηγορία σκυροδέματος του διαφραγματικού τοίχου είναι κατηγορία C30/37 για την οποία προβλέπεται, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2, λόγος Poisson $\nu_c = 0.20$. Θα πρέπει να σημειωθεί εντούτοις ότι λόγω της ρηγμάτωσης, που προκύπτει από την δράση των φορτίων που τα διαφραγματικά στοιχεία δέχονται, επέρχεται μείωση της καμπτικής δυσκαμψίας. Για την αποτίμηση της επίπτωσης αυτής απαιτείται μη γραμμική ανάλυση κατά την οποία μειώνεται η καμπτική δυσκαμψία συναρτήσει της καμπυλότητας της διατομής.

Αναλυτικά στο Κεφάλαιο 5 θα παρουσιαστούν αποτελέσματα ανάλυσης στην οποία οι διαφραγματικοί τοίχοι θεωρούνται ρηγματωμένοι. Για να προσομοιωθεί η ρηγμάτωση θεωρήθηκε το μέτρο ελαστικότητας στους τοίχους $E=15 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$, μειωμένο δηλαδή 50% από την αρχική τιμή του, $E=30 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$, σε όλες τις υπόλοιπες αναλύσεις ($E=50\%E_{\text{διαφρ.}}$).

3.1.3 Στάδια προσομοίωσης

Το μέγεθος της δύναμης που καλείται να παραλάβει μια θλιβόμενη πλάκα για να επέλθει ισορροπία στον τοίχο προκαλείται από το έδαφος, το νερό και τα εξωτερικά φορτία. Η πίεση του εδάφους αναπτύσσεται βασικά σαν αποτέλεσμα των φορτίων που επιβάλλονται στην επιφάνεια, το βάρος από το έδαφος, από την κίνηση του εδάφους λόγω σεισμικών δονήσεων και διάφορα πρόσθετα φορτία. Για το σκοπό αυτό ο τοίχος με θλιπτήρες-πλάκες σχεδιάζεται με βάση την ενεργητική ώθηση των γαιών, την παθητική και την πίεση των γαιών σε ακινησία.

Ο διαχωρισμός μεταξύ παθητικών και ενεργητικών ωθήσεων βασίζεται:

- Στη μορφή της μετακίνησης του τοίχου.
- Την ευκαμψία του τοίχου.
- Την ακαμψία του εδάφους και την αντοχή του.
- Την οριζόντια προένταση του εδάφους.
- Την τριβή μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Η κατανομή της τάσης πίσω από τον τοίχο εξαρτάται από την παραμόρφωση στην οποία υπόκειται ο τοίχος. Η κατασκευή του τοίχου γίνεται από πάνω προς τα κάτω, με τις πλάκες να τοποθετούνται διαδοχικά.

Η μορφή των ωθήσεων των γαιών και η παραμόρφωση δεν είναι τυπικά προσδιορισμένη με ακρίβεια υποθέτοντας γραμμική αύξηση με την αύξηση του βάθους. Ιδιομορφίες στη μορφή της παραμόρφωσης μπορεί να οδηγήσουν σε χαμηλότερες πιέσεις από την πλήρως ενεργή κατάσταση.

Στο Παράρτημα Α απεικονίζονται τα στάδια αριθμητικής ανάλυσης για την κύρια ανάλυση $k05 E=100\%E_{oiδ.}$ (ή $E=E_{oiδ.}$).

Η αριθμητική ανάλυση περιλαμβάνει πολλαπλά στάδια που αντιστοιχούν κατά το δυνατόν στις φάσεις κατασκευής. Ακολουθεί η αναλυτική περιγραφή των επτά (7) σταδίων προσομοίωσης του έργου.

1ο στάδιο:

Στο πρώτο στάδιο προσομοίωσης περιγράφεται η "in-situ" κατάσταση, προσδιορίζεται δηλαδή το αρχικό εντατικό πεδίο πριν την έναρξη του έργου.

2ο στάδιο:

Στο δεύτερο στάδιο τοποθετείται ο διαφραγματικός τοίχος (Σχήμα Α.1, Παράρτημα Α). Περιγραφή του τρόπου τοποθέτησης έχει προηγηθεί στο Κεφάλαιο 1.

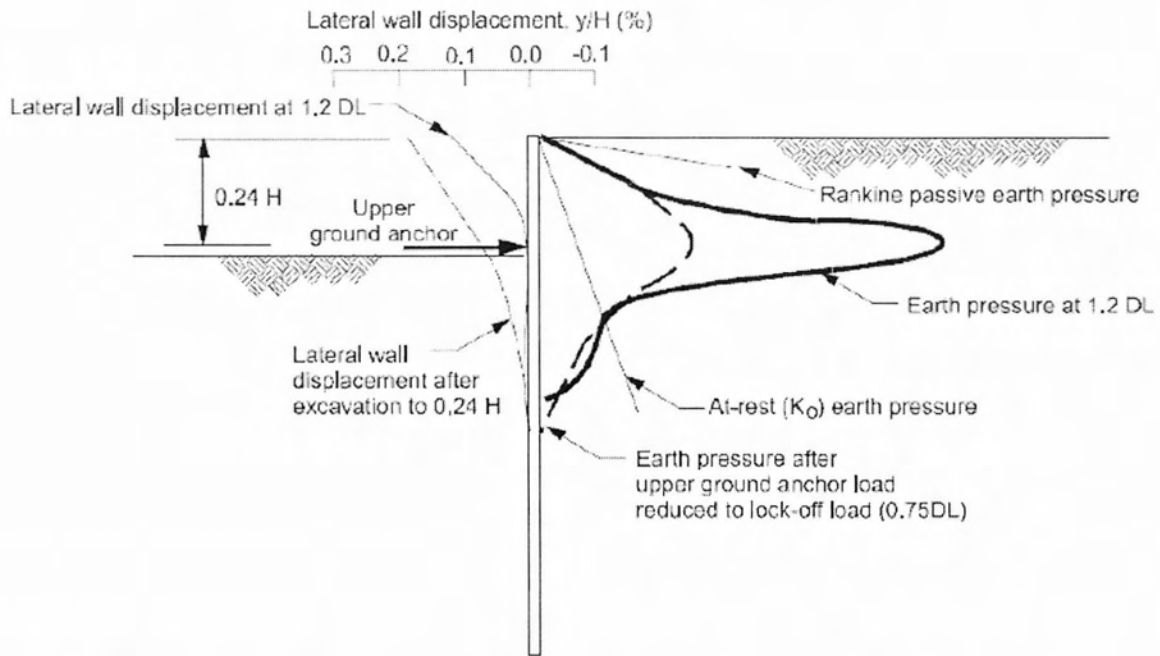
3ο στάδιο:

Κατά το τρίτο στάδιο προσομοίωσης πραγματοποιείται η εκσκαφή ως το επίπεδο της πρώτης πλάκας (πλάκα οροφής, 2,7m) (Σχήμα Α.2, Παράρτημα Α). Ο διαφραγματικός τοίχος μέχρι αυτό το σημείο συμπεριφέρεται σαν πρόβολος.

4ο στάδιο:

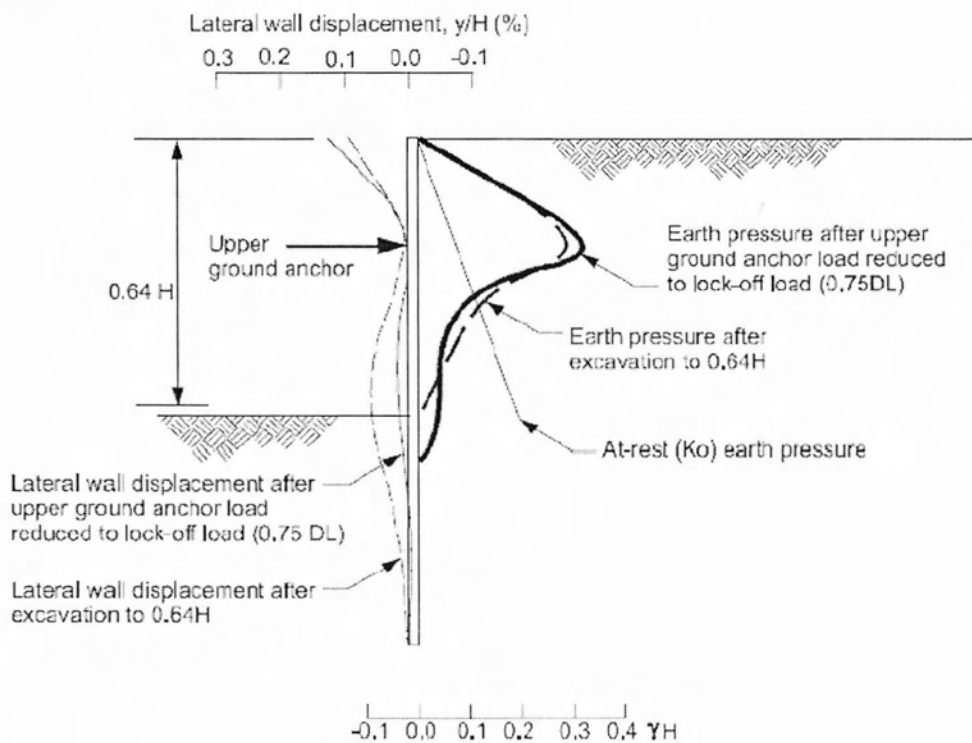
Στο τέταρτο στάδιο ενεργοποιείται η πρώτη πλάκα που βρίσκεται στα 2 μέτρα βάθος. Επίσης, πραγματοποιείται υλοποίηση της εκσκαφής μέχρι τα μέχρι τα 7m (Σχήμα Α.3, Παράρτημα Α). Ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται να επιδειχθεί κατά τις φάσεις κατασκευής που τοποθετούνται οι πλάκες, δεδομένου ότι οι μεγάλες αναμενόμενες ωθήσεις γαιών και οι υδροστατικές πιέσεις του υπογείου ορίζοντα, σε συνδυασμό με το εύκαμπτο διάφραγμα είναι δυνατό να οδηγήσουν σε μετακινήσεις του τελευταίου. Από τη φάση αυτή και στη συνέχεια υπάρχει ανισοσταθμία εξωτερικής και εσωτερικής στάθμης υπόγειου ορίζοντα και για το λόγο αυτό εισάγονται τα υδροστατικά φορτία της διαφοράς στάθμης. Έτσι λαμβάνονται υπόψη οι υδροστατικές ωθήσεις από τον υπόγειο ορίζοντα, του οποίου η στάθμη βρίσκεται στο βάθος των 4m.

Σε αυτό το στάδιο παρατηρούνται σημαντικές αλλαγές στη γραμμική πίεση των γαιών σαν αποτέλεσμα της δύναμης που ασκεί η πλάκα. Κατά τη διάρκεια της τοποθέτησης της πλάκας, ο διαφραγματικός τοίχος πιέζεται αντίθετα στο υποστηριζόμενο έδαφος με αποτέλεσμα μεγάλη αύξηση της γραμμικής πίεσης η οποία μπορεί να προσεγγίσει την πλήρη παθητική ώθηση στην περιοχή αυτή.



Σχήμα 3.3: Παραμόρφωση τοίχου και ώθηση γαιών κατά την τοποθέτηση της πρώτης πλάκας

Στη συνέχεια, η εκσκαφή κάτω από την πρώτη πλάκα μέχρι τα 7m έχει σαν αποτέλεσμα το "φούσκωμα" του τοίχου και την ανακατανομή της ώθησης των γαιών όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.3.



Σχήμα 3.4: Εκσκαφή μέχρι τα 7m, ολοκλήρωση του 4^{ου} σταδίου προσομοίωσης

Η ώθηση των γαιών μεταξύ της πρώτης πλάκας και της εκσκαφής στα 7m μειώνεται και το φορτίο ανακατανέμεται στην ήδη τοποθετημένη πλάκα και την υποκείμενη βαθμίδα με αποτέλεσμα να αυξάνεται η ώθηση γαιών σε αυτές τις περιοχές (Σχήμα 3.4).

5ο στάδιο:

Στο επόμενο στάδιο προσομοίωσης γίνεται ενεργοποίηση της 2^{ης} πλάκας, που βρίσκεται σε βάθος 6m από την επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα A.4). Σε δεύτερη φάση, πραγματοποιείται εκσκαφή μέχρι τα 11m και εισάγονται τα φορτία που αντιστοιχούν στον υποβιβασμό του υπόγειου ορίζοντα μέχρι τη στάθμη αυτή. Οι ωθήσεις των γαιών κατά την τοποθέτηση της πλάκας αλλά και κατά την ακόλουθη εκσκαφή ακολουθούν το ίδιο μοτίβο με το 4^ο στάδιο: αρχικά έχουμε αύξηση πιέσεων πίσω από την πλάκα και στη συνέχεια ανακατανομή των ωθήσεων γαιών.

6ο στάδιο:

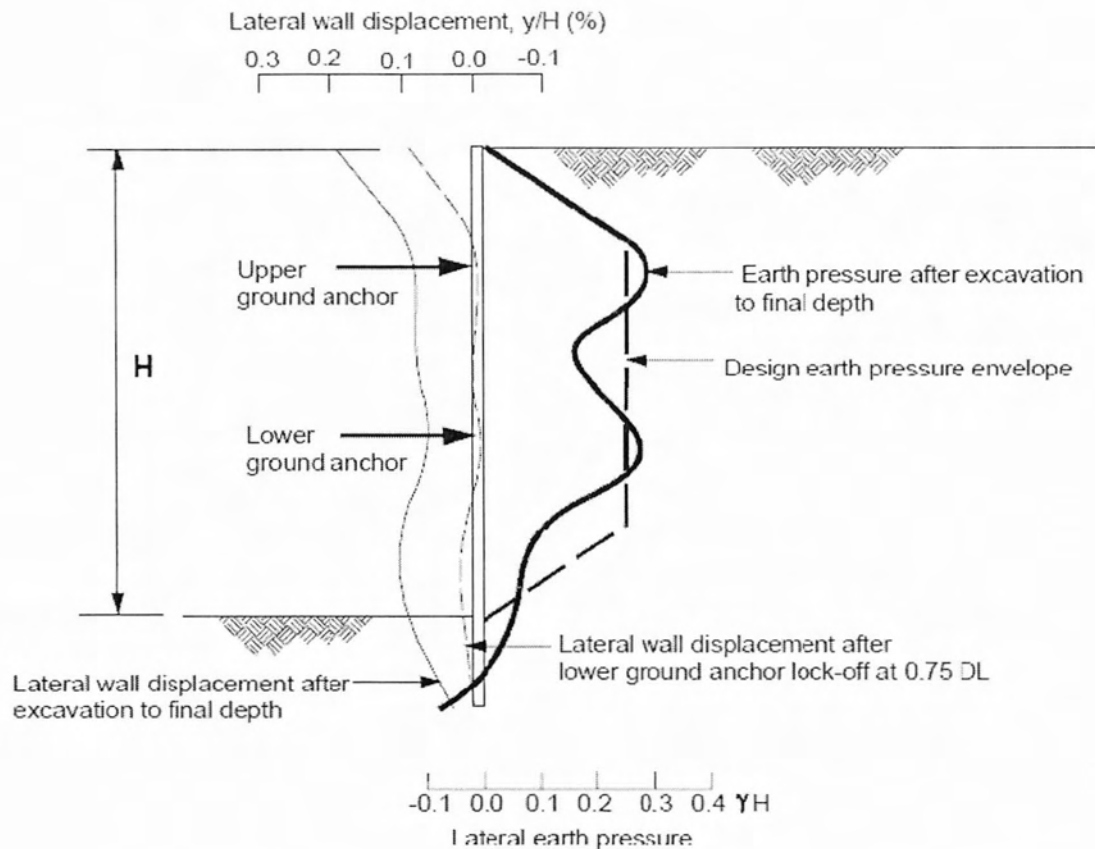
Στο 6^ο στάδιο ενεργοποιείται η 3^η πλάκα η οποία βρίσκεται στα 10m από την επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα A.5). Γίνεται επίσης εκσκαφή μέχρι τα 15m και εισάγονται τα φορτία της διαφοράς στάθμης του υπόγειου ορίζοντα. Με την εισαγωγή της 3^{ης} πλάκας έχουμε τα ίδια αποτελέσματα με παραπάνω, δηλαδή δημιουργία βολβού περιμετρικά του σημείου σύνδεσης της πλάκας με τον τοίχο.

7ο στάδιο:

Σε αυτό το στάδιο ενεργοποιείται η 4^η πλάκα στα 14m και γίνεται εκσκαφή μέχρι τα 21m (Σχήμα A.6). Τα φορτία προσομοίωσης της διαφοράς στάθμης λαμβάνουν υπόψη την εσωτερική ταπείνωση του υπόγειου ορίζοντα. Η μορφή των ωθήσεων είναι όμοια με τα προηγούμενα στάδια.

8ο στάδιο:

Κατά το 8^ο και τελευταίο στάδιο προσομοίωσης ενεργοποιείται η 5^η πλάκα, στα 20m και ολοκληρώνεται η εκσκαφή, στα 24,5m βάθος (Σχήμα A.7). Τώρα, δημιουργείται καμπύλωση μεταξύ της χαμηλότερης πλάκας και της τελευταίας βαθμίδας της εκσκαφής όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.5.



Σχήμα 3.5: Μορφή ωθήσεων με την ολοκλήρωση της εκσκαφής.

Ας σημειωθεί ότι θεωρητικά το κάθε στάδιο προσομοίωσης δεν επιφέρει καμία αλλαγή στα αποτελέσματα της προηγούμενης. Αυτό θα ίσχυε απόλυτα σε περίπτωση γραμμικής ελαστικής ανάλυσης. Στη δεδομένη όμως περίπτωση μη γραμμικής ανάλυσης η επίλυση οδηγεί σε ελαφρά διαφοροποίηση, η οποία οφείλεται στα υπολείμματα αριθμητικής ακρίβειας τα οποία θέτουν σε μικρό επαναληπτικό κύκλο επίλυσης την αριθμητική διαδικασία.

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Σημειώνεται ότι η κάθετη απόσταση της πρώτης τοποθετούμενης πλάκας από την εδαφική επιφάνεια πρέπει να εκτιμηθεί με βάση την επιτρεπόμενη παραμόρφωση προβόλου-τοιχίου. Η απόσταση αυτή επίσης πρέπει να είναι τέτοια ώστε να ελαχιστοποιήσει την πιθανότητα υπέρβασης της παθητικής ικανότητας του υποστηριζόμενου εδάφους κατά την τοποθέτηση της πλάκας και τις δοκιμαστικές φορτίσεις της.

3.2 Συνθήκες ανάλυσης

Η χρήση αριθμητικών μεθόδων, αντίθετα με τη χρήση συμβατικών μεθόδων ανάλυσης (οριακή ισορροπία), παρέχει τη δυνατότητα προσέγγισης του προβλήματος στα πλαίσια αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, επιτρέποντας την ακριβέστερη δυνατή προσέγγιση του προβλήματος. Έτσι οδηγούμαστε σε οικονομικότερες διατομές χωρίς να αμελείται η ασφάλεια.

Λεπτομερέστερη σύγκριση των δύο μεθόδων

Θεωρία Οριακής Ισορροπίας

Πλεονεκτήματα:

- Απαιτεί μόνο τον υπολογισμό των ωθήσεων του εδάφους.
- Απλή μέθοδος που δίνει άμεσα αποτελέσματα.

Περιορισμοί:

- Δε λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, την ευκαμψία του τοίχου και την αλληλουχία των φάσεων κατασκευής.
- Δεν υπολογίζει παραμορφώσεις. Είναι δυνατός ο προσδιορισμός τους μόνο χρησιμοποιώντας εμπειρικές βάσεις δεδομένων.
- Οι υπερστατικοί φορείς, όπως οι τοίχοι με πολλαπλές αγκυρώσεις ή αντηρίδες, και οι μη ομοιόμορφες επιφορτίσεις απαιτούν μία πιο εξειδικευμένη μέθοδο επίλυσης.
- Μπορεί να προσομοιώσει μόνο στραγγιζόμενες ή αστράγγιστες συνθήκες.
- Επιλύει προβλήματα μόνο δύο διαστάσεων.
- Τα αποτελέσματα που προκύπτουν δε λαμβάνουν υπόψη την κατάσταση των τάσεων πριν την εκσκαφή.

Μέθοδοι Πεπερασμένων Στοιχείων και Πεπερασμένων Διαφορών

Πλεονεκτήματα:

- Είναι δυνατή η ανάλυση με πλήρη αλληλεπίδραση του συστήματος έδαφος-κατασκευή. Λαμβάνεται υπόψη τόσο η ευκαμψία του τοίχου όσο και η αλληλουχία των φάσεων κατασκευής.
- Γίνεται χρήση πολύπλοκων μοντέλων προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους, που παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις της δυσκαμψίας του εδάφους ανάλογα με το επίπεδο των τάσεων και την ανισοτροπία του.
- Λαμβάνουν υπόψη την κατάσταση των τάσεων πριν την εκσκαφή.
- Μπορούν να προσομοιώσουν τοίχους και φορτίσεις με πολύπλοκη γεωμετρία καθώς και κατασκευαστικές λεπτομέρειες και λεπτομέρειες στοιχείων στήριξης.
- Υπολογίζουν μετακινήσεις του τοίχου και του εδάφους.
- Προσομοίωση της στερεοποίησης του εδάφους καθώς πηγαίνουμε από αστράγγιστες σε στραγγιζόμενες συνθήκες.
- Δυνατότητα ανάλυσης σε δύο, αλλά και σε τρεις διαστάσεις.

Περιορισμοί:

- Απαίτηση σημαντικού χρόνου για να στηθεί ο κατάλληλος αλγόριθμος προσομοίωσης του προβλήματος και ενδεχόμενες δυσκολίες στην προσομοίωση ορισμένων φάσεων κατασκευής, όπως π.χ. η εγκατάσταση του τοίχου.
- Η ποιότητα των αποτελεσμάτων εξαρτάται από τη διαθεσιμότητα κατάλληλων καταστατικών νόμων προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους.
- Απαίτηση καλά ελεγμένων και υψηλής ποιότητας δεδομένων σε ότι αφορά τα χαρακτηριστικά του εδάφους που εισάγονται στο πρόγραμμα προκειμένου να προκύψουν πιο αντιπροσωπευτικά αποτελέσματα (π.χ. συντελεστής πλευρικών ωθήσεων k_0 και E μέτρο ελαστικότητας).
- Απαίτηση γνώσης του λογισμικού και κατάλληλης εμπειρίας από το χρήστη.

Όπως αναφέρθηκε ήδη, η επίλυση του προβλήματος έγινε με το πρόγραμμα SOFiSTiK. Οι εδαφικές στρώσεις προσομοιώθηκαν με δύο καταστατικούς νόμους, GRAN και Mohr-Coulomb. Ο καταστατικός νόμος GRAN δίνει τη δυνατότητα κράτυνσης, χωρίς όμως τη δυνατότητα χρήσης τάσης προστερεοποίησης. Οι δύο νόμοι περιγράφονται

αναλυτικά στο Κεφάλαιο 4. Όλες οι αναλύσεις έγιναν με θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης, ενώ στην πραγματικότητα η τριδιάστατη γεωμετρία του προβλήματος αποτελεί ευμενέστερη περίπτωση από την υιοθετούμενη για τις γωνιακές περιοχές. Η θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης επιτρέπει τη μείωση του υπολογιστικού αντικειμένου και άμεση εποπτεία, σε σχέση με την τριδιάστατη ανάλυση. Για την αναγωγή του προβλήματος σε καθεστώς δύο διαστάσεων υιοθετούνται απλοποιητικές παραδοχές οι οποίες εξετάζουν κατά πόσο:

- οι παραμορφώσεις κάθετα στο εξεταζόμενο επίπεδο είναι μηδενικές (καθεστώς επίπεδης παραμόρφωσης),
- οι τάσεις κάθετα στο εξεταζόμενο επίπεδο είναι μηδενικές (καθεστώς επίπεδης έντασης),
- επικρατεί συμμετρία ως προς δεδομένο άξονα (καθεστώς αξονοσυμμετρίας) και
- επικρατεί συνδυασμός καθεστώτος επίπεδης παραμόρφωσης και επίπεδης έντασης.

Η ανάλυση πραγματοποιείται σε συνθήκες ενεργών τάσεων, με εξασφάλιση ικανοποιητικών συνθηκών ευστάθειας. Για τις τιμές της οριζόντιας διαπερατότητας που έχουμε υποθέσει στις αναλύσεις, η ταπείνωση του υπόγειου ορίζοντα λόγω ροής προς το σκάμμα είναι μικρή. Κατά τις επιλύσεις λαμβάνεται κατά συνέπεια η υφιστάμενη στάθμη υπόγειου ορίζοντα. Η ταπείνωση της στάθμης εσωτερικά του σκάμματος κατά τις φάσεις εκσκαφής λαμβάνεται υπόψη από το SOFiSTiK με επιβολή επιφανειακών φορτίων στο διαφραγματικό στοιχείο.

4. Συμπεριφορά των υλικών – Καταστατικοί νόμοι

4.1 Γραμμική συμπεριφορά

(Θεωρία οριακής ισορροπίας Rankine)

Η μηχανική συμπεριφορά των γεωυλικών ξεφεύγει από τα όρια της γραμμικής ελαστικότητας από τα αρχικά πολύ μικρά βήματα φόρτισης. Η διατύπωση απλών μαθηματικών σχέσεων ικανών να περιγράψουν τη σχέση τάσεων – παραμορφώσεων των γεωυλικών είναι ουσιαστικά αδύνατη.

Η θεωρία της γραμμικής ελαστικότητας περιορισμένη μόνο χρήση είχε και έχει στη γεωτεχνική μηχανική, π.χ. επιφανειακές θεμελιώσεις. Για τον υπολογισμό και την εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας θεμελιώσεων, στοιχείων αντιστήριξης ή ακόμη ωθήσεων εδάφους συχνά εφαρμόζεται η *θεωρία της οριακής ισορροπίας*, βασιζόμενη στην ανάπτυξη ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων. Η μεθοδολογία αυτή εφαρμόζεται βασιζόμενιστο στοιχείο της παρατήρησης και της εμπειρίας από διάφορες περιπτώσεις γεωτεχνικών προβλημάτων. Το είδος και η ανάπτυξη των ωθήσεων αποτελεί συνάρτηση της κίνησης της μάζας του εδάφους. Η εισαγωγή εκ των προτέρων καθορισμένου πεδίου ωθήσεων μπορεί να γίνει υπό την παραδοχή της μορφής των μετακινήσεων. Το γεγονός ότι εκ των υστέρων επιβεβαιώνεται η κινηματική κατάσταση δεν μπορεί να αποτελέσει επιβεβαίωση της λύσης του προβλήματος, καθώς *ευθύς εξ αρχής το πρόβλημα είναι κινηματικά εξαρτημένο από τις παραδοχές του*.

Στην περίπτωση ενός διαφραγματικού τοίχου, αν υποθεθεί λάθος η κινηματική του εδάφους και εισαχθούν οι αντίστοιχες ωθήσεις (ενεργητικές ή παθητικές), η επίλυση θα οδηγήσει στην αρχικά εκτιμηθείσα κατάσταση, ωστόσο *η όλη προσέγγιση και επίλυση του προβλήματος είναι κατ' ουσία λανθασμένη*. Επιπρόσθετα, στην πραγματικότητα για τη πλειοψηφία των κατασκευών όπου εμπλέκεται και απόκριση του εδάφους, δεν αναπτύσσεται κατάσταση οριακής ισορροπίας. Αντίθετα, οι ωθήσεις βρίσκονται ανάμεσα στα δύο ακραία όρια των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων.

Περιπτώσεις όπου μπορεί να εφαρμοσθεί η γραμμική ελαστικότητα:

- Συμπαγείς βράχοι σε μικρά, σε σχέση με την αντοχή τους, φορτία.
- Εκτίμηση καθιζήσεων.
- Περιπτώσεις θεμελιώσεων, όπου το επιβαλλόμενο φορτίο οδηγεί σε διαδρομή των τάσεων που μπορεί να υποδιαιρεθεί σε πολλαπλά υπομήματα με γραμμική συμπεριφορά.

Κύριο μειονέκτημα: Η ανωτέρω προσέγγιση του σχεδιασμού συνιστά *αποσύζευξη εντατικών και κινηματικών μεγεθών*. Η χρήση της ελαστικότητας για τη σύζευξή τους αποτελεί επιλογή περιορισμένης ακρίβειας, αφού θεωρεί αμετάβλητη δυσκαμψία του υλικού, ενώ είναι γνωστό ότι πέραν κάποιου σημείου, εξαρτώμενου από το καθεστώς των τάσεων, επέρχεται πρακτικά διαρροή του υλικού.

Καταστατικές εξισώσεις ελαστικού ισότροπου μέσου:

Κατά τη θεώρηση του ελαστικού ισότροπου μέσου το πρόβλημα είναι ανεξάρτητο από τη διαδρομή φόρτισης, όπως και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{pmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

Περίπτωση τοίχων αντιστήριξης

Η ανάλυση των τοίχων αντιστήριξης μπορεί να γίνει τόσο με συμβατικές μεθόδους όσο και με αριθμητικές μεθόδους. Κατά τη χρήση συμβατικών μεθόδων θεωρείται πεδίο ωθήσεων επί του τοίχου σε οριακή κατάσταση. Στις θέσεις όπου το έδαφος θεωρείται εκτονούμενο υιοθετείται πεδίο ενεργών ωθήσεων, ενώ στις θέσεις όπου τούτο συμπιέζεται θεωρείται πεδίο παθητικών ωθήσεων. Ως γνωστόν οι τιμές των ενεργητικών ωθήσεων, K_a , υπολογίζονται με θεώρηση της οριζόντιας ώθησης ως της ελάχιστης τάσης σ_3 του κύκλου του Mohr, ενώ στην περίπτωση των παθητικών, K_p , ως της μέγιστης, σ_1 τιμής. Θεωρείται δηλαδή ότι το έδαφος σε κάθε σημείο βρίσκεται σε οριακή κατάσταση. Είναι φανερό ότι *τούτο δε συμβαίνει στην πραγματικότητα, παρά μόνο στην περίπτωση που λάβει χώρα η αντίστοιχη μετακίνηση για την ανάπτυξη των οριακών αυτών τιμών. Επιπρόσθετα, οι μετακινήσεις που θα εκδηλωθούν εξαρτώνται όχι μόνο από τις ωθήσεις των οποίων η μεταβολή εξαρτάται με τη σειρά της από το βαθμό εκτόνωσης που επιτρέπει το στοιχείο αντιστήριξης, αλλά κατά κύριο λόγο από τη δυσκαμψία του στοιχείου αντιστήριξης.* Συχνά, ανάλογα βέβαια και με το είδος του έργου και του τρόπου κατασκευής του, οι ενεργητικές ωθήσεις είναι μεγαλύτερες από την ελάχιστη προβλεπόμενη τιμή, ενώ οι παθητικές ωθήσεις είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες μέγιστες τιμές, ανάλογα πάντα με το κινηματικό πεδίο.

Προκειμένου να γίνει ακριβέστερη προσέγγιση του φαινομένου και ακριβέστερος προσδιορισμός των ωθήσεων συναρτήσει της αναμενόμενης μετακίνησης, ώστε να καλυφθεί όλο το φάσμα μεταξύ των δύο ακραίων τιμών, K_a και K_p , έχουν αναπτυχθεί οι Αριθμητικές Μέθοδοι, με προεξέχουσα τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων ή ακόμα και τη Μέθοδο Πεπερασμένων Διαφορών. Στην περίπτωση αυτή έχουμε σύζευξη κινηματικών και εντατικών μεγεθών.

4.2 Μη γραμμική συμπεριφορά

Ανάγκη μη γραμμικής συμπεριφοράς

Οι κυριότεροι μηχανισμοί που συνθέτουν την ανάγκη διεξαγωγής μη γραμμικής ανάλυσης είναι οι ακόλουθοι:

✧ Πολυσταδιακή ανάλυση

Η κατασκευή των γεωτεχνικών έργων πραγματοποιείται σε πολλαπλές φάσεις οι οποίες συχνά επιφέρουν μεταβολή των οριακών συνθηκών, της δυσκαμψίας, των εξωτερικών φορτίσεων καθώς και άλλες τροποποιήσεις ανάλογα με τον τύπο και τη μορφή του προβλήματος. Σε πολλά προβλήματα επιβάλλεται η πολυσταδιακή ανάλυση κατά την οποία η προσομοίωση των φάσεων πρέπει να βρίσκεται σε αντιστοιχία με την πραγματική κατασκευή του έργου. Η προσομοίωση σε ένα και μόνο στάδιο δεν είναι σε θέση να δώσει ικανοποιητικά αποτελέσματα, ενώ ο αριθμός των σταδίων εξαρτάται από την πλαστικοποίηση του υλικού που επιφέρουν οι διαδρομές των τάσεων. Για κάθε στοιχείο που ενεργοποιείται κατά τη διάρκεια της ανάλυσης θα πρέπει να καταγράφεται η κατάσταση παραμόρφωσης του προηγούμενου σταδίου (καταγραφή ιστορίας παραμόρφωσης και ενεργοποίησης των στοιχείων).

✧ Προσομοίωση εκσκαφής

Η αφαίρεση στοιχείων κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής επηρεάζει την ανάλυση. Καθολική λύση του προβλήματος απαιτεί χρήση ειδικού αλγορίθμου για προσομοίωση προβλημάτων με μεταβλητά όρια και διαστάσεις. Η χρήση απειροστής δυσκαμψίας για τα προς αφαίρεση στοιχεία μπορεί να φαίνεται λογική, προκαλεί όμως αριθμητικά σφάλματα στη διαδικασία επίλυσης.

✧ Μεταβολή δυσκαμψίας δομικών στοιχείων

Στα γεωτεχνικά έργα εφαρμόζονται συχνά μέτρα αντιστήριξης, υποστήριξης και βελτίωσης των επικρατουσών συνθηκών. Το σκυρόδεμα (εκτοξευόμενο ή οπλισμένο), οι διαφόρων τύπων σιδηροδοκοί και οι αγκυρώσεις είναι μερικά από τα στοιχεία των οποίων η δυσκαμψία και η αντοχή μεταβάλλονται στο χρόνο. Η μεταβολή αυτή είναι δυνατόν να αναχθεί σε διακριτά στάδια άμεσα συνυφασμένα με τις φάσεις κατασκευής του έργου. Οι απαιτήσεις μεταβολής δυσκαμψίας συνδυάζονται με αυτές της πολυσταδιακής ανάλυσης. Πρόσθετη απαίτηση αποτελεί η δυνατότητα ανακατανομής των δυνάμεων του στοιχείου με μεταβλητή δυσκαμψία και η εξασφάλιση των αρχών συνέχειας κινηματικού και εντατικού πεδίου, σύμφωνα με τις αρχές εσωτερικού και εξωτερικού έργου.

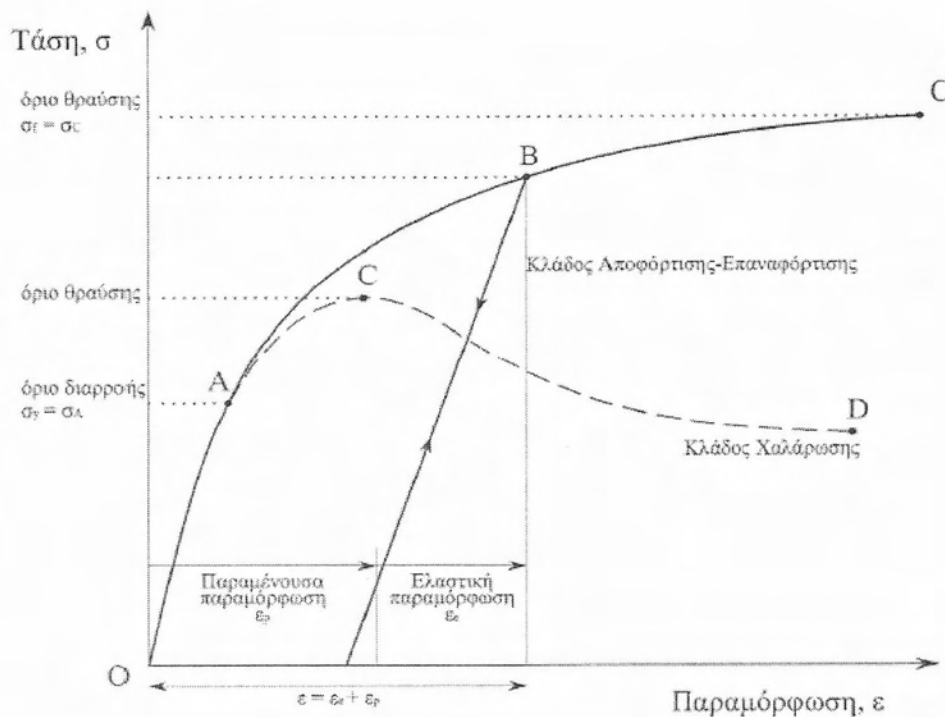
✧ Προσομοίωση ρηγμάτωσης

Σε περιπτώσεις υπόγειων έργων, όπου παρουσιάζεται εκτόνωση τάσεων και ανάπτυξη πεδίου εφελκυστικών τάσεων, προκαλείται ρηγμάτωση του εδαφικού ή βραχώδους

μέσου κατά τη φάση εκσκαφής, στο βαθμό που οι αναπτυσσόμενες ελκτικές δυνάμεις υπερβούν την αντοχή σε ελκισμό. Συνέπεια της ρηγμάτωσης αποτελεί η απελευθέρωση τάσεων η οποία θα πρέπει να ανακατανομηθεί στα περιβάλλοντα στοιχεία. Έτσι, ξεκινά μία διαδικασία εσωτερικής φόρτισης, η δε προσομοίωση του φαινομένου συνδυάζεται τόσο με την ικανότητα μεταβολής της δυσκαμψίας, όσο και με τη δυνατότητα πολυσταδιακής ανάλυσης.

Μη γραμμική συμπεριφορά

Στο Σχήμα 4.1 απεικονίζεται η γενική καμπύλη τάσεων παραμορφώσεων με κλάδους διαφορετικής συμπεριφοράς.



Σχήμα 4.1: Σχηματική απεικόνιση ελαστοπλαστικής απόκρισης εδαφικού υλικού

Τμήμα OA: Γραμμική ελαστική συμπεριφορά υλικού.

Τμήμα AC: Ελαστοπλαστική κρατυνόμενη συμπεριφορά του υλικού.

Τμήμα CD: Ελαστοπλαστική συμπεριφορά του υλικού με χαλάρωση.

Οι παραμορφώσεις κατά μήκος του κλάδου OA είναι πλήρως ανακτώμενες, ε^e , ενώ μετά την είσοδο στην πλαστική περιοχή μέρος τους είναι ελαστικό και ανακτώμενο, ε^e , και το υπόλοιπο πλαστικό και παραμένον ε^p .

Η ύπαρξη και το μέγεθος καθενός από τους πιο πάνω κλάδους εξαρτάται από τη σύσταση και τις ιδιότητες του υλικού. Είναι δυνατόν για παράδειγμα το όριο διαρροής να συμπίπτει με το όριο θραύσης, οπότε στην περίπτωση αυτή ο κλάδος της κρατυνόμενης συμπεριφοράς εκφυλίζεται σε σημείο, η δε περίπτωση αυτή είναι γνωστή και ως τέλεια πλαστική συμπεριφορά. Στόχο της μοντελοποίησης της συμπεριφοράς ενός υλικού αποτελεί η διατύπωση κατάλληλου καταστατικού νόμου που να μπορεί:

- ✓ να καταγράψει το μηχανισμό εκδήλωσης του φαινομένου,
- ✓ να παρακολουθεί στενά την καμπύλη τάσεων – παραμορφώσεων με ανάλογη πρόβλεψη των αναμενόμενων μεγεθών και
- ✓ να μην παραβιάζει θεμελιώδη ενεργειακά αξιώματα.

Η ανάγκη για ακριβέστερες προβλέψεις, τόσο των εντατικών όσο και των κινηματικών μεγεθών, οδήγησαν κατά τις τελευταίες δεκαετίες στην πρόταση διάφορων καταστατικών νόμων συμπεριφοράς. Τα μοντέλα αυτά βασίζονται σε μία από τις ακόλουθες θεωρίες:

- ✧ Θεωρία Παραμορφώσεων
- ✧ Θεωρία Διαδοχικών Βημάτων
- ✧ Θεωρίας Τέλειας και Κρατυνόμενης Πλαστικότητας
- ✧ Ενδοχρονική Θεωρία

Για την προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους της δικής μας εκσκαφής χρησιμοποιήθηκε καταστατικός νόμος που βασίζεται στη Θεωρία Τέλειας και Κρατυνόμενης Πλαστικότητας, η οποία και γι' αυτό το λόγο αναπτύσσεται λεπτομερέστερα ακολούθως.

Θεωρίας Τέλειας και Κρατυνόμενης Πλαστικότητας

Κατά τη θεωρία αυτή, η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων αντικαθίσταται από τη σχέση μικρών μεταβολών τάσεων-παραμορφώσεων, με δυνατότητα μεταβολής της δυσκαμψίας του υλικού σύμφωνα με το καθεστώς των τάσεων. Η σχέση αυτή έχει την ακόλουθη μορφή:

$$d\sigma_{ji} = C_{ijkl}(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \kappa) d\varepsilon_{kl} \quad (4.2)$$

όπου:

κ : η συνάρτηση κράτυνσης

C_{ijkl} : το μητρώο δυσκαμψίας στη γενική του μορφή

Το υλικό αρχικά (μέχρι το σημείο A του σχήματος) συμπεριφέρεται ελαστικά. Μετά τη διαρροή του η συμπεριφορά του εξαρτάται τόσο από την ιστορία των παραμορφώσεων

όσο και από τη συνάρτηση κράτυνσης, κ , η οποία καθορίζει της διαδοχικές επιφάνειες φόρτισης. Από το σημείο A μέχρι το C διαρκεί η κρατυνόμενη συμπεριφορά, η οποία χαρακτηρίζεται από συνεχή διόγκωση της επιφάνειας διαρροής (δημιουργία διαδοχικών επιφανειών φόρτισης) μέχρι που να φτάσει το σημείο C που αντιστοιχεί στην επιφάνεια θραύσης. Κατά τη διαδρομή AC το σημείο αποτύπωσης του καθεστώτος τάσεων θα βρίσκεται πάντα πάνω στην επιφάνεια θραύσης. (Σχήμα 4.1)

Στην περίπτωση που κάποιο υλικό δεν παρουσιάζει κράτυνση, ο κλάδος AC εκφυλίζεται σε σημείο (η επιφάνεια διαρροής συμπίπτει με την επιφάνεια θραύσης) και η συμπεριφορά του περιορίζεται σε τέλεια ελαστοπλαστική. (Σχήμα 4.1)

Η ελαστοπλαστική θεωρία παρουσιάζει τα ακόλουθα δύο σημαντικά πλεονεκτήματα:

- ✓ τη δυνατότητα μνήμης για την καταγραφή της ιστορίας παραμορφώσεων και
- ✓ δεν παρουσιάζει θερμοδυναμικές διαταράξεις.

Η περίπτωση της τέλει ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς είναι αρκετά ενδιαφέρουσα λόγω της απλότητάς της, σε σχέση με την κρατυνόμενη. Προσεγγίζει όμως σε μικρότερο βαθμό την πραγματική συμπεριφορά των εδαφών από ότι η κρατυνόμενη.

Αντίθετα, η κρατυνόμενη ελαστοπλαστική συμπεριφορά μπορεί να περιγράψει με πολύ ικανοποιητικό τρόπο τη συμπεριφορά διάφορων εδαφών και άλλων υλικών μέσων. *Μειονέκτημά* της αποτελεί η σημαντικότερη επιβάρυνση που τη συνοδεύει κατά τους υπολογισμούς και η ιδιαίτερα επίπονη διαδικασία προσδιορισμού και ελέγχου των απαραίτητων για την ανάλυση παραμέτρων (συνάρτηση διαρροής, φόρτισης και θραύσης).

Η θεωρία της ελαστοπλαστικότητας δίνει τη δυνατότητα υποδιαίρεσης της γενικής επιφάνειας τάσεων σε περιοχές (κατ' αντιστοιχία με τους κλάδους του σχήματος) με διαφορετική απόκριση και με σαφή οριοθέτηση από επιφάνειες διαρροής και θραύσης (κατ' αντιστοιχία των σημείων διαρροής και θραύσης του Σχήματος 4.1).

4.2.1 Τέλεια ελαστοπλαστική συμπεριφορά

(Μοντέλο Mohr-Coulomb)

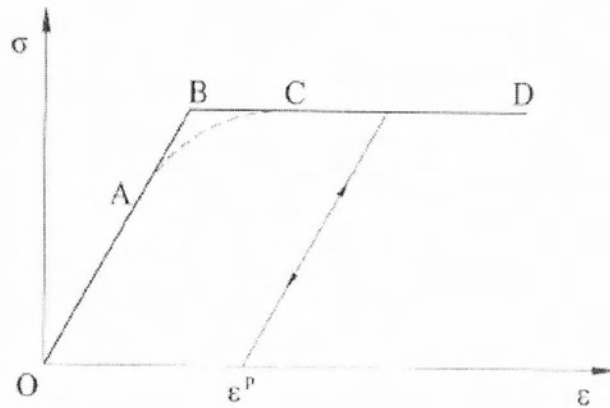
Η κλασική θεωρία ελαστοπλαστικότητας επιτρέπει την κατάστροψη γραμμικών καταστατικών νόμων για μικρές υποδιαίρεσεις των βημάτων φόρτισης, το διαχωρισμό ελαστικών και πλαστικών παραμορφώσεων και κυρίως είναι θερμοδυναμικά αποδεκτή. Αυτό σημαίνει ότι δεν παράγεται έργο στην περίπτωση κύκλων φόρτισης-αποφόρτισης.

Κατά την περίπτωση της τέλει πλαστικής συμπεριφοράς, η επιφάνεια θραύσης συμπίπτει με την επιφάνεια διαρροής, και κατά συνέπεια η εξίσωσή της εξαρτάται μόνο από το καθεστώς των τάσεων.

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (4.3)$$

Στο Σχήμα 4.2 δίνεται η καμπύλη της τέλειας πλαστικής συμπεριφοράς σε μονοδιάστατο χώρο που είναι η πολυγωνική γραμμή OABCD. Το σημείο B αντιστοιχεί τόσο στην επιφάνεια διαρροής όσο και στην επιφάνεια θραύσης.

Είναι φανερό ότι η τέλεια ελαστοπλαστική συμπεριφορά δεν μπορεί να περιγράψει το καμπύλο τμήμα AC της πραγματικής συμπεριφοράς. Όσο δε μεγαλύτερη είναι η διαφορά του τμήματος αυτού από την πολυγωνική γραμμή ABC τόσο μειώνεται η ακρίβεια προσέγγισης της πραγματικής λύσης και επιβάλλεται η χρήση μοντέλων με κρατυνόμενη συμπεριφορά. Κατά τη διαδρομή του τμήματος OAB παρατηρούνται μόνο ελαστικές παραμορφώσεις, ενώ κατά τη διαδρομή του τμήματος BCD εκδηλώνονται τόσο ελαστικές όσο και πλαστικές παραμορφώσεις. Σε περίπτωση αποφόρτισης, μετά από πλαστικοποίηση, η συμπεριφορά είναι εντελώς ελαστική.



Σχήμα 4.2: Σχηματική καμπύλη τέλειας πλαστικής συμπεριφοράς σε χώρο μιας διάστασης

Η απαγόρευση της διόγκωση της επιφάνειας διαρροής αποτυπώνεται μαθηματικά με τη σχέση:

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \partial \sigma_{ij} = 0 \quad (4.4)$$

Η ταύτιση της με την επιφάνεια θραύσης δίνει μόνο τη δυνατότητα κάθε καινούρια επιφάνεια φόρτισης να συμπίπτει με τον εαυτό της. Η ταυτόχρονη ικανοποίηση των Εξισώσεων 4.3 και 4.4 αποτελεί τη συνθήκη πλαστικής ροής του υλικού που συχνά αποκαλείται *κριτήριο φόρτισης*.

Η περίπτωση $f(\sigma_{ij}) = 0$ και $df < 0$ δίνει τη συνθήκη αποφόρτισης και είναι γνωστή ως *κριτήριο αποφόρτισης*. Στον τρισδιάστατο χώρο των τάσεων οι συνθήκες αυτές εκφράζονται γραφικά από το σχήμα που ακολουθεί.

Πλαστικές παραμορφώσεις

Είναι φανερό ότι στη γενική περίπτωση δεν υπάρχει κατ' ανάγκη σύνδεση μεταξύ της επιφάνειας διαρροής, f , και του τανυστή επαύξησης των πλαστικών παραμορφώσεων. Η συνάρτηση πλαστικού δυναμικού, η οποία καθορίζει τη θέση των αλληπάλληλων επιφανειών φόρτισης, συμβολίζεται συνήθως ως $g(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}^p, \kappa)$, ενώ στην περίπτωση της τέλει πλαστικής συμπεριφοράς, με δεδομένη την εξάρτησή της μόνο από το καθεστώς των τάσεων, παίρνει τη μορφή $g(\sigma_{ij})$.

Η εξίσωση πλαστικής ροής δίνεται από την εξίσωση:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.5)$$

όπου:

λ : τανυστής μηδενικού βαθμού με τιμή πάντα θετική και εξαρτώμενη, με αναλογικό τρόπο, από την τιμή της συνάρτησης δυναμικού

g : το κάθετο διάνυσμα στη συνάρτηση πλαστικού δυναμικού

Κατά συνέπεια, το διάνυσμα πλαστικής ροής, $d\varepsilon_{ij}^p$, είναι κάθετο στην επιφάνεια g . Ιδιαίτερο ενδιαφέρον, για την απλότητά της, παρουσιάζει η περίπτωση κατά την οποία η συνάρτηση διαρροής, f , ταυτίζεται με τη συνάρτηση πλαστικού δυναμικού g (και κατά συνέπεια η αντίστοιχη επιφάνεια διαρροής συμπίπτει με την επιφάνεια φόρτισης).

Στην περίπτωση αυτή η Εξίσωση 4.5 παίρνει την ακόλουθη μορφή:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.6)$$

Άμεσο συμπέρασμα της παραπάνω εξίσωσης είναι η καθετότητα ανάμεσα στο διάνυσμα πλαστικών παραμορφώσεων και στην επιφάνεια διαρροής. Η εξίσωση αυτή είναι γνωστή και ως συζευγμένος κανόνας ροής και οι βασιζόμενοι σε αυτή καταστατικοί νόμοι καλούνται συζευγμένοι, λόγω της σύζευξης της συνάρτησης δυναμικού με το κριτήριο διαρροής. Συχνά ακόμα αποκαλείται και συνθήκη καθετότητας.

Σε αντίθετη περίπτωση, δηλαδή $f \neq g$, η ροή είναι μη συζευγμένη γεγονός που προφανώς επιβαρύνει σημαντικά τόσο τη διαδικασία προγραμματισμού της σε σύνθετα αριθμητικά μοντέλα, όσο και τον όγκο των υπολογισμών.

Καταστατικές εξισώσεις μέσου με τέλεια πλαστική συμπεριφορά:

Τα διανύσματα μεταβολής παραμορφώσεων και τάσεων δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{dS_{ij}}{2G} + \frac{dI_1}{9K} \delta_{ij} + \frac{3K \frac{\partial f}{\partial I_1} d\varepsilon_{kk} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij} de_{ij}}{9K \left(\frac{\partial f}{\partial I_1}\right)^2 + G \left(\frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}}\right)^2} \times \left[\frac{\partial f}{\partial I_1} \delta_{ij} + \frac{1}{2\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij} \right] \quad (4.7)$$

$$d\sigma_{ij} = 2Gde_{ij} + Kd\varepsilon_{kk}\delta_{ij} - \frac{3K \frac{\partial f}{\partial I_1} d\varepsilon_{kk} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij} de_{ij}}{9K \left(\frac{\partial f}{\partial I_1}\right)^2 + G \left(\frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}}\right)^2} \times \left[3K \frac{\partial f}{\partial I_1} \delta_{ij} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij} \right] \quad (4.8)$$

Όπου:

G: το μέτρο διάτμησης

e_{ij} : ο τανυστής εκτροπής παραμορφώσεων

ε_{kk} : η πρώτη αμετάβλητη του τανυστή των παραμορφώσεων

K: το μέτρο διόγκωσης

δ_{ij} : το δέλτα του Kronecker

I_1 : η πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή των τάσεων

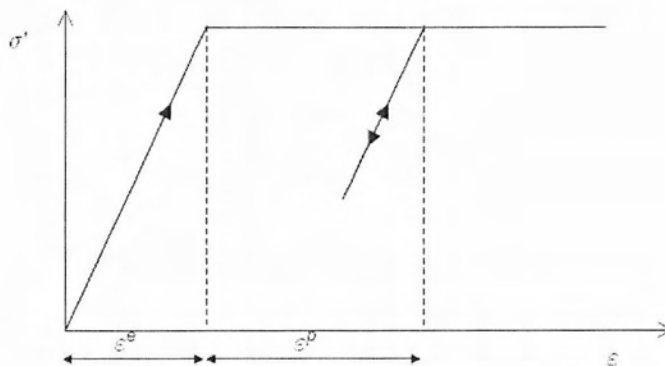
J_2 : η δεύτερη αναλλοίωτη του τανυστή εκτροπής των τάσεων

S_{ij} : ο τανυστής εκτροπής τάσεων.

Mohr-Coulomb Model

Το πρόγραμμα SOFiSTiK δίνει τη δυνατότητα προσομοίωσης της συμπεριφοράς του εδάφους με τη χρήση ελαστοπλαστικού μοντέλου. Μία από τις αναλύσεις μας πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας το μοντέλο Mohr-Coulomb, που είναι ένα ελαστικό-τέλεια πλαστικό μοντέλο. Η έννοια της πλαστικότητας είναι άμεσα συνδεδεμένη με την ανάπτυξη μη αναστρέψιμων παραμορφώσεων. Το εξεταζόμενο μοντέλο έχει ορίσει μια συνάρτηση, f , τάσεων-παραμορφώσεων προκειμένου να αξιολογήσει την εμφάνιση ή όχι πλαστικότητας σε κάθε υπολογισμό. Η πλαστικότητα είναι συνδεδεμένη με τη συνθήκη $f = 0$. Η συνθήκη αυτή μπορεί να παρουσιασθεί και ως μία επιφάνεια στον χώρο κύριων τάσεων-παραμορφώσεων. Ως απολύτως πλαστικό μοντέλο, έχει μία καθορισμένη επιφάνεια διαρροής, πλήρως ορισμένη από τις παραμέτρους του μοντέλου και η οποία δεν επηρεάζεται από την πλαστική κράτυνση.

Για επίπεδα τάσεων μικρότερα του σημείου διαρροής, έχουμε πλήρως ελαστική συμπεριφορά και όλες οι παραμορφώσεις είναι αναστρέψιμες.

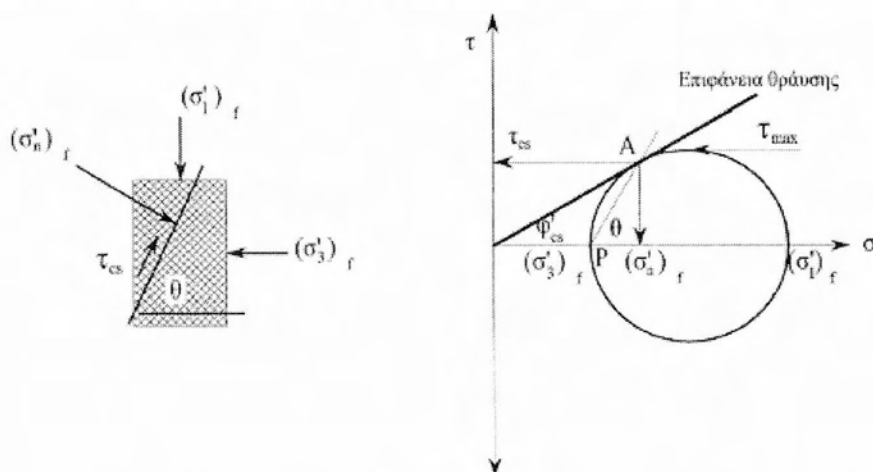


Σχήμα 4.3: Βασική μορφή ελαστικού- τέλεια πλαστικού μοντέλου

Οι τιμές της γωνίας τριβής, φ , της συνοχής, c , και τη γωνίας διαστολής, ψ , απαιτούνται για τον ορισμό της πλαστικής συμπεριφοράς της καμπύλης τάσεων - παραμορφώσεων. Ενώ, αντιστοίχως, για τον ορισμό του κλάδου των ελαστικών παραμορφώσεων απαιτείται η γνώση των τιμών του μέτρου Ελαστικότητας, E_{oed} ή E_{50} , και του λόγου του Poisson, ν .

Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb:

Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb βασίζεται στη θεωρία εσωτερικής τριβής (Coulomb 1773) και προτάθηκε από το Mohr το 1900. Σύμφωνα με αυτό η διατμητική αντοχή αυξάνει αυξανόμενης της ορθής τάσης στο επίπεδο θραύσης.



Σχήμα 4.4: Απεικόνιση του μοντέλου Mohr-Coulomb στο επίπεδο ορθής τάσης και διατμητικής αντοχής

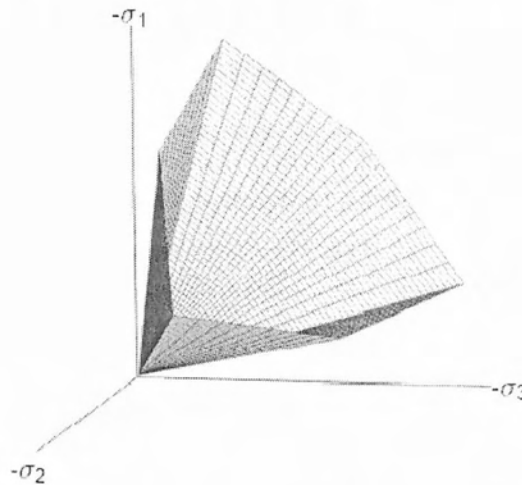
Μαθηματικά εκφράζεται από τη σχέση:

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad \text{ή} \quad (4.9)$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \varphi + c \cos \varphi \quad (4.10)$$

Η επιφάνεια διαρροής του κριτηρίου αστοχίας Mohr–Coulomb απεικονίζεται στο χώρο των κύριων τάσεων με τη μορφή μη κανονικής εξαγωνικής πυραμίδας. Η συγκεκριμένη μορφή της επιφάνειας διαρροής έχει σαν αποτέλεσμα να μην είναι δυνατός ο μονοσήμαντος προσδιορισμός της παραγώγου στα σημεία των γωνιών. Στα ίδια σημεία της επιφάνειας διαρροής, και εξαιτίας του προαναφερόμενου φαινομένου, είναι, επίσης, αδύνατη η ταύτιση της παραγώγου με το διάνυσμα των πλαστικών παραμορφώσεων. Το γεγονός αυτό κατατάσσει το μοντέλο Mohr – Coulomb στην κατηγορία των *μη συζευγμένων καταστατικών νόμων*. Επίσης, παραλείπεται η επίδραση της κύριας ενδιάμεσης τάσης σ_2 .

Σημαντικό πλεονέκτημα του κριτηρίου αυτού αποτελεί η αποδεδειγμένη ισχύς του για πολλές κατηγορίες εδαφών (κατά κύριο λόγο ψαθυρών).



Σχήμα4.5: Η επιφάνεια διαρροής του μοντέλου Mohr – Coulomb στο χώρο των κυρίων τάσεων, για μηδενική συνοχή

Εξισώσεις και παράμετροι του SOFiSTiK

Η έκφραση που χρησιμοποιεί το SOFiSTiK για να περιγράψει την επιφάνεια διαρροής είναι η ακόλουθη:

$$f = \sigma_1 - \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (4.11)$$

Ακολουθεί ο Πίνακας των παραμέτρων που χρησιμοποιούνται από το SOFiSTiK για το μοντέλο Mohr–Coulomb.

	Description	Unit	Default
P1	Friction angle φ	[°]	0.0
P2	Cohesion c	[kN/m ²]	0.0
P3	Tensile strength β_t	[kN/m ²]	0.0
P4	Dilatancy angle ν	[°]	0.0
P5	<i>unused</i>	[kN/m ²]	-
P6	Plastic ultimate strain ϵ_u	[‰]	0.0
P7	Ultimate friction angle φ_u	[°]	P1
P8	Ultimate cohesion c_u	[kN/m ²]	P2
P10	Type of creep law (overstress function) (0=no viscous effects, pure elasto-plastic)	[-]	0
P11	Creep parameter, exponent $m \geq 1.0$	[-]	1.0
P12	Viscosity $\eta \geq 0.0$	[kNs/m ²]	0.0

Πίνακας 4.1: Παράμετροι του SOFiSTiKγια το μοντέλο Mohr – Coulomb

4.2.2 Κρατυνόμενη ελαστοπλαστική συμπεριφορά (Μοντέλο GRAN τύπουCAP)

Σε αντίθεση με την τέλεια πλαστική συμπεριφορά, βασική υπόθεση της κρατυνόμενης είναι η ύπαρξη συνάρτησης φόρτισης διαφορετικής από την εξίσωση θραύσης, η οποία περιγράφεται από το καμπύλο τμήμα ΑC του Σχήματος 4.1. Σε κάθε βήμα φόρτισης υπάρχει μία συνάρτηση f της οποίας, αν η τιμή είναι μικρότερη από μία χαρακτηριστική μεταβλητή κ , δεν παρατηρούνται επιπλέον πλαστικές παραμορφώσεις. Σε αντίθετη περίπτωση, $f > \kappa$, παρατηρείται αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων και η επιφάνεια διαρροής μεταβάλλεται (αποκαλείται στην περίπτωση αυτή για ευνόητους λόγους και συνάρτηση φόρτισης), μέχρι που να πάρει την οριακή τιμή που αντιστοιχεί στη θραύση.

Η συνάρτηση κρατυνόμενης ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς (ή συνάρτηση διαρροής) διατυπώνεται μαθηματικά από την εξίσωση:

$$f = f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p, \kappa) \quad (4.12)$$

Όπως αναφέρθηκε, το κ αποτελεί την παράμετρο κράτυνσης και μεταβάλλεται ανάμεσα στα όρια δεδομένου πεδίου τιμών, εργαστηριακά προσδιοριζόμενου. Η εκάστοτε τιμή του εξαρτάται από τις τρέχουσες πλαστικές παραμορφώσεις. Κατά συνέπεια, η παραπάνω εξίσωση μπορεί να μετασχηματιστεί σε:

$$f(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p, \kappa) = F(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) - \kappa(\epsilon^p) = 0 \quad (4.13)$$

Η μορφή των διαδοχικών επιφανειών φόρτισης εξαρτάται από την παράμετρο κ . Στην απλούστατη περίπτωση που η τιμή του κ είναι σταθερή, υπάρχει μετάπτωση στην περίπτωση της τέλει πλαστικής συμπεριφοράς όπου όλες οι επιφάνειες (διαρροής, φόρτισης, θραύσης) συμπίπτουν. Ανάλογα με τη μορφή της συνάρτησης, από την οποία η παράμετρος κ παίρνει τιμές, η κράτυνση μπορεί να είναι:

- ισότροπη
- κινηματική
- μικτή.

Η ισότροπη κράτυνση, κατά την ικανοποίηση του κριτηρίου φόρτισης, προκαλεί συνεχή διόγκωση της αρχικής επιφάνειας διαρροής μέχρι που να πάρει τη μέγιστη τιμή που αντιστοιχεί στην επιφάνεια θραύσης. Κατά την κινηματική κράτυνση παρατηρείται μετάθεση της επιφάνειας, ενώ κατά τη μικτή κράτυνση παρατηρείται ταυτόχρονα και μετάθεση και διόγκωση της αρχικής επιφάνειας διαρροής.

Ο καθορισμός της μορφής της συνάρτησης κράτυνσης, και της από αυτή παραγόμενης επιφάνειας, πραγματοποιείται εργαστηριακά και εξαρτάται από τις ιδιότητες του υλικού και το είδος της φόρτισης (μονότονη, επαναλαμβανόμενη, ανακυκλιζόμενη).

Καταστατικές εξισώσεις μέσου με τέλεια πλαστική συμπεριφορά:

Τα διανύσματα μεταβολής παραμορφώσεων και τάσεων δίνονται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{dS_{ij}}{2G} + \frac{dI_1}{9K} \delta_{ij} + \frac{3K d\varepsilon_{kk} \frac{\partial f}{\partial I_1} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} de_{ij} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij}}{9K \left(\frac{\partial f}{\partial I_1}\right)^2 + G \left(\frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}}\right)^2 - 3 \frac{\partial f}{\partial I_1} \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kk}}} \times \left[\frac{\partial f}{\partial I_1} \delta_{ij} + \frac{S_{ij}}{2\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} \right] \quad (4.14)$$

$$d\sigma_{ij} = 2G de_{ij} + K d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} - \frac{3K d\varepsilon_{kk} \frac{\partial f}{\partial I_1} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} de_{ij} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij}}{9K \left(\frac{\partial f}{\partial I_1}\right)^2 + G \left(\frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}}\right)^2 - 3 \frac{\partial f}{\partial I_1} \frac{\partial f}{\partial \kappa} \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_{kk}}} \times \left[3K \frac{\partial f}{\partial I_1} \delta_{ij} + \frac{G}{\sqrt{J_2}} \frac{\partial f}{\partial \sqrt{J_2}} S_{ij} \right] \quad (4.15)$$

Όπου:

G : το μέτρο διάτμησης

e_{ij} : ο τανυστής εκτροπής παραμορφώσεων

K : το μέτρο διόγκωσης

δ_{ij} : το δέλτα του Kronecker

I_1 : η πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή των τάσεων

J_2 : η δεύτερη αναλλοίωτη του τανυστή εκτροπής των τάσεων

S_{ij} : ο τανυστής εκτροπής τάσεων

k : η συνάρτηση κράτυνσης.

GRAN-model

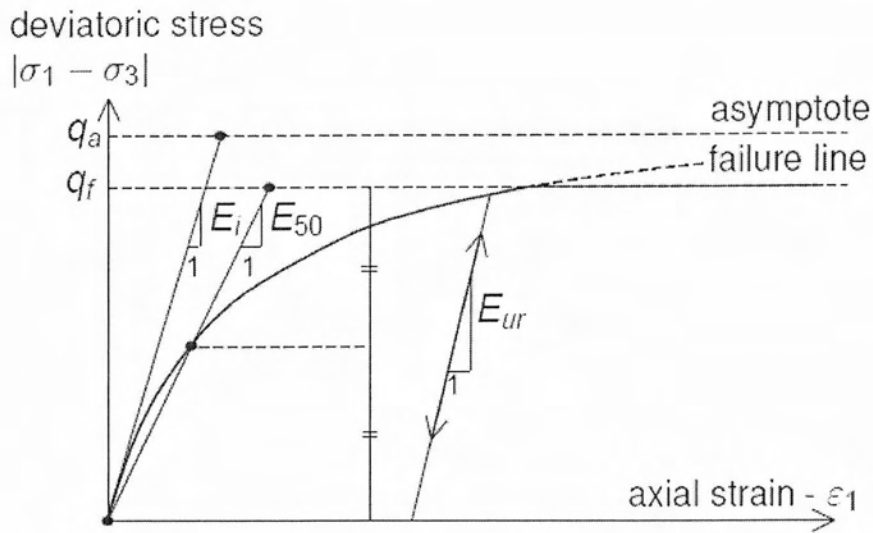
Όπως αναφέρθηκε ήδη, για να καταστεί δυνατή η προσομοίωση της απόκρισης των υλικών από τα οποία αποτελούνται τα στρώματα της συγκεκριμένης εκσκαφής, είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός των καταστατικών νόμων που αναπαράγουν τις εκάστοτε πειραματικές καμπύλες τάσεων – παραμορφώσεων. Για την προσομοίωση των εδαφικών υλικών, ο νόμος που χρησιμοποιήθηκε είναι το ισότροπο κρατυνόμενο μοντέλο τύπου CAP με επιφάνεια αστοχίας Mohr – Coulomb και ονομάζεται HardeningSoilModel ή GRAN-model.

Πρόκειται για ένα ισότροπα κρατυνόμενο μοντέλο τύπου CAP, με επιφάνεια αστοχίας Mohr-Coulomb. Υπενθυμίζεται ότι σε αντίθεση με το ελαστικό απολύτως πλαστικό μοντέλο, η επιφάνεια διαρροής αυτού του μοντέλου δεν είναι καθορισμένη, λόγω της παρουσίας πλαστικής κράτυνσης. Επίσης, δεν καθορίζεται από το χώρο των κύριων τάσεων, αλλά μπορεί να επεκταθεί χάρη στην πλαστική παραμόρφωση.

Το μοντέλο GRAN είναι ένα προηγμένο μοντέλο με το οποίο μπορούμε να προσομοιώσουμε τη συμπεριφορά διαφορετικών τύπων εδάφους, τόσο μαλακών όσο και σκληρών, Schanz (1998). Τα εδάφη, όταν υπόκεινται σε αρχική αποκλίνουσα φόρτιση, παρουσιάζουν μείωση της δυσκαμψίας τους και ταυτόχρονα ανάπτυξη μη αναστρέψιμων πλαστικών παραμορφώσεων. Στην ειδική περίπτωση μιας στραγγιζόμενης τριαξονικής δοκιμής, η παρατηρούμενη σχέση μεταξύ της αξονικής παραμόρφωσης και της αποκλίνουσας τάσης μπορεί να προσομοιωθεί ικανοποιητικά από μία υπερβολή. Μία τέτοιας μορφής σχέση διατυπώθηκε αρχικά από τον Kondner (1963) και αργότερα χρησιμοποιήθηκε στο γνωστό υπερβολικό μοντέλο (Duncan&Chang, 1970).

Το συγκεκριμένο κρατυνόμενο μοντέλο, GRAN-model, υπερέχει του υπερβολικού μοντέλου στα ακόλουθα σημεία:

- χρησιμοποιεί τη θεωρία της πλαστικότητας αντί για τη θεωρία της ελαστικότητας,
- συνυπολογίζει τη διαστολή του εδάφους (ψ), και
- εισάγει την επιφάνεια διαρροής CAP.



Σχήμα 4.6: Η υπερβολική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων της αρχικής φόρτισης για μια πρότυπη τριαξονική δοκιμή

Κάποιοι από τους βασικούς παράγοντες του μοντέλου είναι:

- ✓ m : παράμετρος, η οποία εκφράζεται με τη μορφή εκθέτη και ορίζει το μέτρο εξάρτησης που υπάρχει μεταξύ της τάσης προστερεοποίησης αναφοράς (p^{ref}) και της κύριας ενεργής τάσης σ_3' (Το SOFiSTiK χρησιμοποιεί την τιμή $m=0.7$.)
- ✓ E_{50}^{ref} : μέτρο ελαστικότητας (λόγω αποκλίνουσας φόρτισης), το οποίο αντιστοιχεί στην τάση προστερεοποίησης αναφοράς (p^{ref})
- ✓ E_{oed}^{ref} : οιδημετρικό μέτρο αναφοράς (λόγω αρχικής συμπίεσης), το οποίο αντιστοιχεί στην τάση προστερεοποίησης αναφοράς (p^{ref}), και
- ✓ c, φ και ψ : παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb

Τάση προστερεοποίησης αναφοράς, p^{ref}

Το SOFiSTiK χρησιμοποιεί την τιμή $p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$. Η πραγματική δυσκαμψία εξαρτάται από την ελάχιστη κύρια τάση, σ_3' , η οποία είναι η καθοριστική πίεση στην τριαξονική δοκιμή. Να σημειωθεί ότι το σ_3' είναι αρνητικό όταν έχουμε συμπίεση.

Η βασική ιδέα του συγκεκριμένου μοντέλου είναι η εξάρτηση της δυσκαμψίας του εδάφους από το επίπεδο των τάσεων. Για τη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων που προκύπτει στην περίπτωση της δοκιμής οιδημέτρου, το μοντέλο χρησιμοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$E_{oed} = E_{oed} (\sigma/p^{ref})^m \quad (4.16)$$

Η υπερβολική σχέση για την πρότυπη δοκιμή τριαξονικής φόρτισης

Όπως ήδη αναφέρθηκε, για το σχηματισμό του μοντέλου GRAN χρησιμοποιείται η υπερβολική σχέση μεταξύ της αξονικής παραμόρφωσης, ε_1 , και της εκτροπικής φόρτισης, $q = \sigma_1 - \sigma_3$, στην πρότυπη στραγγιζόμενη τριαξονική φόρτιση. Στις δοκιμές τριαξονικής φόρτισης, οι καμπύλες που προκύπτουν τείνουν να έχουν την παρακάτω μορφή:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ για } q < q_f \quad (4.17)$$

Όπου q_a είναι η ασυμπτωτική τιμή της αντοχής και E_{oed} η αρχική δυσκαμψία. Το E_{oed} σχετίζεται με το E_{50} με τη σχέση:

$$E_{oed} = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (4.18)$$

Όπου:

E_{50} : η τιμή του μέτρου ελαστικότητας που δίνεται από τη σχέση

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.19)$$

Και R_f είναι ο λόγος αστοχίας q_f / q_a , ο οποίος πρέπει να είναι προφανώς μικρότερος του 1. (Το SOFiSTiK λαμβάνει τιμή $R_f = 0.9$.)

Η τελική τιμή της αποκλίνουσας τάσης, q_f , και η ποσότητα q_a , που χρησιμοποιούνται στην Εξίσωση 4.19 δίνονται από τις σχέσεις:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) + \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.20)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (4.21)$$

Υπενθυμίζεται ότι η σ'_3 είναι συνήθως αρνητική. Η παραπάνω σχέση για το q_f προέκυψε από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb, το οποίο περιλαμβάνει τις παραμέτρους c και φ . Όταν $q = q_f$, ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας και έχουμε τέλεια πλαστική διαρροή όπως περιγράφεται από το μοντέλο Mohr-Coulomb.

Για τις διαδρομές των τάσεων φόρτισης και αποφόρτισης, χρησιμοποιείται ένα άλλο μέτρο ελαστικότητας, που εξαρτάται και αυτό από το επίπεδο των τάσεων:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.22)$$

Όπου E_{ur}^{ref} είναι το μέτρο ελαστικότητας του Young για φόρτιση και αποφόρτιση, που ανταποκρίνεται στην τάση προστερεοποίησης αναφοράς p^{ref} . Σε πολλές περιπτώσεις κρίνεται κατάλληλο να θέτουμε $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$.

Γενικά ισχύει: $E_{ur} > E_{oed} > E_{50}$.

Η προσέγγιση της υπερβολής από το GRANmodel

Για λόγους ευκολίας, υπάρχει ένας περιορισμός σε ότι αφορά τις συνθήκες της τριαξονικής φόρτισης θέτοντας $\sigma'_2 = \sigma'_3$ και σ'_1 να είναι η μέγιστη θλιπτική τάση. Ας θεωρήσουμε πρώτα τις πλαστικές παραμορφώσεις. Αυτές προέρχονται από μία κρατυνόμενη συνάρτηση διαρροήσους μορφής:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.23)$$

Όπου \bar{f} είναι μία τασική συνάρτηση και γ^p είναι μία συνάρτηση πλαστικών παραμορφώσεων:

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} + \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.24)$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (4.25)$$

Όπου q , q_a , E_i , E_{ur} έχουν οριστεί από τις Εξισώσεις 4.19 έως 4.24 και ο εκθέτης p χρησιμοποιείται για να δηλώσει τις πλαστικές παραμορφώσεις. Για σκληρά εδάφη, οι πλαστικές ογκομετρικές αλλαγές είναι σχετικά μικρές και αυτό οδηγεί στην προσέγγιση $\gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p$.

Ένα βασικό χαρακτηριστικό του παραπάνω ορισμού της \bar{f} είναι ότι είναι της ίδιας μορφής με το γνωστό υπερβολικό νόμο της Εξίσωσης 4.19. Για αρχική φόρτιση, έχουμε $f = 0$, με αυτό τον τρόπο διαρροή για $\gamma^p = \bar{f}$ και από τη Εξίσωση 4.27 παίρνουμε ότι:

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1-q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.26)$$

Εκτός από τις πλαστικές παραμορφώσεις, το μοντέλο λαμβάνει υπόψη και τις ελαστικές παραμορφώσεις. Στις διαδρομές των τάσεων των στραγγιζόμενων τριαξονικών δοκιμών όπου $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \text{σταθερό}$, το μέτρο ελαστικότητας του Young, E_{ur} , παραμένει σταθερό και οι ελαστικές παραμορφώσεις δίνονται από τις εξισώσεις:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.27)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.28)$$

Όπου ν_{ur} είναι ο λόγος του Poisson για φόρτιση/αποφόρτιση, για τον οποίο μία ρεαλιστική τιμή είναι 0.2.

Για το στάδιο της αποκλίνουσας φόρτισης κατά την τριαξονική δοκιμή, η αξονική παραμόρφωση είναι το άθροισμα μίας ελαστικής συνιστώσας που δίνεται από την Εξίσωση 4.29 και μίας πλαστικής συνιστώσας που δίνεται από την Εξίσωση (4.28). Με αυτό τον τρόπο, προκύπτει:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.29)$$

Αυτή η σχέση αφορά την περίπτωση όπου δεν έχουμε πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις, δηλαδή όταν $\varepsilon_v^p = 0$.

Στην πραγματικότητα, οι πλαστικές ογκομετρικές παραμορφώσεις δε θα είναι ποτέ ακριβώς ίσες με το μηδέν, αλλά για σκληρά εδάφη οι πλαστικές ογκομετρικές μεταβολές τείνουν να είναι μικρές όταν συγκρίνονται με την αξονική παραμόρφωση έτσι ώστε η Εξίσωση 4.31 να αποδίδει μία υπερβολή καμπύλη τάσεων-παραμορφώσεων κάτω από συνθήκες τριαξονικής δοκιμής.

	Description	Unit	Default
P1	Friction angle φ	[°]	0.0
P2	Cohesion c	[kN/m ²]	0.0
P3	Tensile strength f_t	[kN/m ²]	0.0
P4	Dilatancy angle ψ	[°]	0.0
P5	Stiffness modulus $E_{s,ref}$ (GRAN-extended)	[kN/m ²]	*
P6	lateral earth pressure coefficient k_0 (GRAN-extended)	[-]	$1 - \sin\varphi$
P9	Modulus for primary loading $E_{50,ref}$	[kN/m ²]	!
P10	Exponent $m \geq 0$	[-]	0.7
P11	Failure factor $0.5 < R_f < 1.0$	[-]	0.9
P12	Reference pressure p_{ref}	[kN/m ²]	100.0

Πίνακας 4.2: Παράμετροι του SOFiSTiKγια το μοντέλο GRAN

Οι παράμετροι αστοχίας του μοντέλου GRAN ταυτίζονται με αυτές του Mohr-Coulomb:

c : συνοχή [kN/m²]

φ : γωνία εσωτερικής τριβής [°]

ψ : γωνία διασταλτικότητας [°]

Βασικοί παράμετροι δυσκαμψίας του εδάφους:

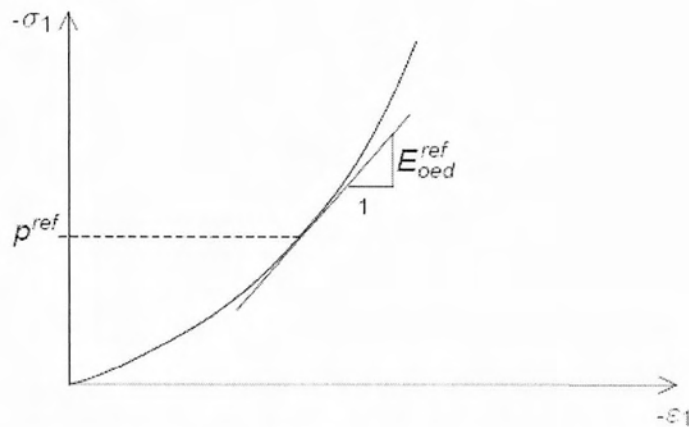
$E_{50,ref}$ (P9) : δυσκαμψία που προκύπτει από τη φόρτιση στην πρότυπη τριαξονική δοκιμή

$E_{oed,ref}$ (P5) : εφαπτομενική δυσκαμψία που προκύπτει από τη φόρτιση οιδημέτρου

$E_{ur,ref} = 3 E_{50,ref}$

Τα μέτρα ελαστικότητας $E_{50,ref}$, $E_{oed,ref}$ και $E_{ur,ref}$

Το μοντέλο GRAN δεν υπερτερεί του Mohr-Coulomb μόνο λόγω της χρήσης υπερβολής στο διάγραμμα τάσεων-τροπών αντί για ευθεία γραμμή. Με την επιλογή του μοντέλου Mohr-Coulomb ο χρήστης θα έπρεπε να επιλέξει ένα συγκεκριμένο μέτρο ελαστικότητας, ενώ στην πραγματικότητα το μέτρο ελαστικότητας των εδαφών εξαρτάται από το επίπεδο των τάσεων. Είναι, λοιπόν, απαραίτητος ο υπολογισμός του επιπέδου τάσεων του εδάφους και η χρήση τους ώστε να επιλεγεί το κατάλληλο μέτρο ελαστικότητας. Με το μοντέλο GRAN η διαδικασία αυτή δεν είναι απαραίτητη. Αρκεί να οριστεί ένα μέτρο ελαστικότητας $E_{50,ref}$ που αντιστοιχεί σε μια τάση αναφοράς, $p_{ref} = -\sigma'_3$. Η τιμή που λαμβάνει το πρόγραμμα γι' αυτή την τάση εξ ορισμού είναι $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$.



Σχήμα 4.7: Ορισμός του $E_{oed,ref}$ σε δοκιμές οιδημέτρου

Σε αντίθεση με τα ελαστικά μοντέλα, το ελαστοπλαστικό μοντέλο GRAN δεν περιλαμβάνει μια συγκεκριμένη σχέση μεταξύ του μέτρου ελαστικότητας E_{50} και του μέτρου ελαστικότητας που προκύπτει από δοκιμές οιδημέτρου, E_{oed} , για μονοδιάστατη συμπίεση. Αυτά τα μέτρα ελαστικότητας μπορούν να εισαχθούν ανεξάρτητα. Ακολουθεί ο ορισμός του οιδημετρικού μέτρου ελαστικότητας:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_3}{k_0' c} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (4.30)$$

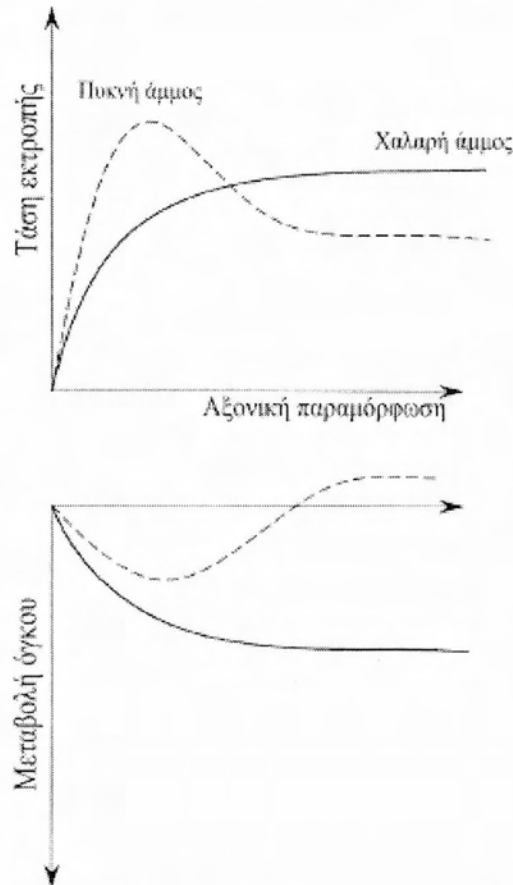
Όπου $E_{oed,ref}$ το εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί στην κάθετη φόρτιση $p_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.11.

Μοντέλα τύπου CAP

Βασική ιδέα για την πρόταση ελαστοπλαστικών μοντέλων με κρατυνόμηση συμπεριφορά για τα εδάφη αποτελεί η αντίληψη της «κρίσιμης» συμπεριφοράς κατά τη θραύση. Σειρά εργαστηριακών δοκιμών, για όλες σχεδόν τις κατηγορίες εδαφών έδειξαν ότι ενώ κατά τη διάρκεια της φόρτισης πριν από τη θραύση παρατηρείται μεταβολή του όγκου, στην περιοχή της θραύσης η μεταβολή είναι αμελητέα. Ο λόγος

κενών e που αντιστοιχεί στη θραύση κάποιου εδάφους αποτελεί σημαντικό χαρακτηριστικό του και καλείται κρίσιμος λόγος κενών e_c .

Τα εδάφη που παρουσιάζουν αρχικό λόγο κενών e_0 μεγαλύτερο του e_c (χαλαρή άμμος, μαλακές και ελαφρά στερεοποιημένες άργιλοι, ιλυώδη εδάφη) παρουσιάζουν συνεχή μείωση όγκου μέχρι που ο λόγος κενών να πάρει την κρίσιμη τιμή e_c . Αντίθετα, τα εδάφη με e_0 μικρότερο του e_c (πυκνή άμμος, υπερστερεοποιημένες άργιλοι) παρουσιάζουν αρχικά μείωση όγκου, ενώ η παραπέρα φόρτισή τους συνοδεύεται από διόγκωση μέχρι τη θραύση, οπότε ο λόγος κενών εξισώνεται και πάλι με τον κρίσιμο e_c .



Σχήμα 4.8: Σχηματική απόδοση της συμπεριφοράς πυκνής και χαλαρής άμμου

Δύο πολύ γνωστές ομάδες καταστατικών νόμων με βασική ιδέα αυτή του κρίσιμου λόγου κενών αποτελούν το Cam-Clay και το CAPmodel.

Η ονομασία των μοντέλων CAP αποδίδεται στην επιφάνεια σφράγισης των ανοικτών επιφανειών θραύσης. Τα μοντέλα CAP περιλαμβάνουν επιφάνεια θραύσης συνδυασμένη με μία επιφάνεια κράτυνσης η οποία διογκώνεται ή συστέλλεται ανάλογα με το καθεστώς και τη μεταβολή των τάσεων.

Πλεονεκτήματα μοντέλων τύπου CAP:

- ✧ Η διαρροή καθορίζεται τόσο από την επιφάνεια θραύσης (π.χ. τέλεια πλαστική συμπεριφορά) όσο και από την επιφάνεια κράτυνσης.
- ✧ Εκφράζονται με όρους τριών διαστάσεων και μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε τριών διαστάσεων ανάλυση.
- ✧ Μπορούν να χρησιμοποιήσουν επιφάνεια θραύσης πολυπλοκότερης μορφής αν η ανάλυση το απαιτεί.

Επιφάνεια διαρροής τύπου CAP του μοντέλου GRAN σύμφωνα με το SOFiSTiK

Για να δικαιολογηθεί η πλαστική ογκομετρική παραμόρφωση που παρατηρείται κατά την ιστροπική συμπίεση σύμφωνα με το μοντέλο GRAN, πρέπει να οριστεί ένας τύπος επιφάνειας κράτυνσης, που θα περιορίζει την ελαστική περιοχή. Χωρίς αυτή την επιφάνεια τύπου CAP δε θα ήταν δυνατή η μόρφωση του μοντέλου έτσι ώστε η εισαγωγή του $E_{50,ref}$ και του $E_{oed,ref}$ να είναι ανεξάρτητες. Το μέτρο ελαστικότητας $E_{50,ref}$ καθορίζει την επιφάνεια διαρροής σε διάτμηση ενώ το $E_{oed,ref}$ καθορίζει επιφάνεια διαρροής τύπου CAP. Το $E_{oed,ref}$ χρησιμοποιείται στον καθορισμό του μεγέθους των πλαστικών παραμορφώσεων που προέρχονται από την επιφάνεια διαρροής CAP. Η επιφάνεια διαρροής τύπου CAP περιγράφεται από την παρακάτω συνάρτηση:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p'^2 - p_p^2 \tag{4.31}$$

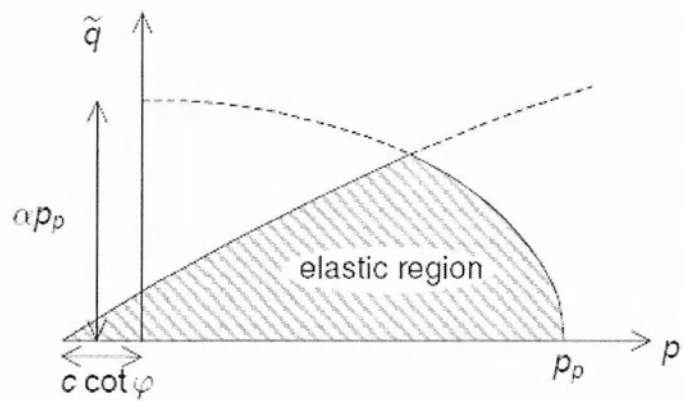
Όπου α μια βοηθητική παράμετρος του μοντέλου, της οποίας η τιμή καθορίζεται από το K_0^{nc} ($K_0^{nc} = 1 - \sin\phi$).

Επίσης: $p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}$ και $\tilde{q} = \sigma'_1 + (\delta - 1) \sigma'_2 - \delta \sigma'_3$ με $\delta = \frac{3 + \sin\phi}{3 - \sin\phi}$.

Το \tilde{q} μετράει την αποκλίνουσα τάση. Σε τριαξονική συμπίεση, όπου $-\sigma'_1 > -\sigma'_2 = -\sigma'_3$, έχουμε: $\tilde{q} = -(\sigma'_1 - \sigma'_3)$.

Η διαρροή τύπου CAP καθορίζεται από την τάση προστερεοποίησης p_p .

Στο Σχήμα 4.13 δίνεται μοντέλο με επιφάνεια θραύσης Mohr-Coulomb σε συνδυασμό με επιφάνεια κράτυνσης που έχει ελλειπτική μορφή. Χαρακτηριστικό όλων των μοντέλων αυτού του τύπου είναι το σημείο τομής της επιφάνειας θραύσης και της επιφάνειας κράτυνσης. Στο σημείο αυτό η εφαπτόμενη επί της επιφάνειας κράτυνσης είναι πάντοτε παράλληλη με τον υδροστατικό άξονα. Χαρακτηριστικό του σημείου αυτού είναι η μηδενική μεταβολή όγκου για το διάνυσμα φόρτισης που καταλήγει στο σημείο αυτό.



Σχήμα 4.9: Η επιφάνεια αστοχίας του μοντέλου GRAN

5. Αποτελέσματα αριθμητικής ανάλυσης

Στο 3^ο Κεφάλαιο περιγράφονται λεπτομερώς οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν κατά τη διεξαγωγή της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Στον παρακάτω Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται οι τιμές του μέτρου ελαστικότητας που χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις και οι συμβολισμοί τους.

Εδαφικά Στρώματα	E=10%E _{οιδ.}			E=50%E _{οιδ.}			E=100%E _{οιδ.} (ή E=E _{οιδ.})		
	Eur	Eoed	Eload	Eur	Eoed	Eload	Eur	Eoed	Eload
1ο	5700	2300	1900	28500	11500	9500	57000	23000	19000
2ο	14400	5700	4800	72000	28500	24000	144000	57000	48000
3ο	17100	6700	5700	86000	32000	28000	171000	67000	57000
4ο	19800	7900	6600	99000	39500	33000	198000	79000	66000

Πίνακας 5.1: Τιμές του μέτρου ελαστικότητας για διάφορες αναλύσεις με μη-γραμμική συμπεριφορά (kN/m^2)

Στο προηγούμενο κεφάλαιο, όπου περιγράφηκαν οι καταστατικοί νόμοι, μπορεί κανείς να κατανοήσει τη σημασία των τριών μέτρων ελαστικότητας που χρησιμοποιούνται για τις αναλύσεις με GRAN. Παρόλο που η συμβατική "τριαξονική" δοκιμή παρέχει τη δυνατότητα άμεσης μέτρησης του μέτρου παραμόρφωσης, η εργαστηριακή αυτή μέτρηση είναι προβληματική. Κατά τον κύκλο "φόρτιση-αποφόρτιση-επαναφόρτιση" παρατηρείται μια αύξηση της δυσκαμψίας του εδαφικού δείγματος. Πέρα από τις δεδομένες δυσκολίες μεταφοράς του δείγματος χωρίς να διαταραχθεί, υπάρχουν πολλοί παράγοντες που επιδρούν στην τιμή του μέτρου παραμόρφωσης, όπως ο λόγος κενών, η ιστορία φόρτισης, ο ρυθμός αύξησης του φορτίου κλπ. Στην πραγματικότητα, το E αυξάνεται με την αύξηση της πλευρικής τάσης.

Όπως αναφέρεται και στο προηγούμενο κεφάλαιο:

Eur: Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης-αποφόρτισης

Eoed: Τιμή μέτρου ελαστικότητας που προέκυψε από μετρήσεις οιδημέτρου (=E_{οιδ.})

Eload: Ελαστικό μέτρο παραμόρφωσης (E_{50}^{ref} , όπως αναφέρεται στο προηγούμενο κεφάλαιο).

Εκτός από το μέτρο ελαστικότητας, στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν δόθηκαν διάφορες τιμές και για το συντελεστή ωθήσεων k_o ($k_o = \sigma_h' / \sigma_v'$). Οι τιμές αυτές είναι: $k_o = 0,5$, $k_o = 1$ και $k_o = 1,5$. Γνωρίζουμε ότι η πλευρική μη ενδοσιμότητα γεννά οριζόντιες τάσεις διάφορες των κατακόρυφων. Παρουσιάζονται, λοιπόν, διατμητικές τάσεις στην επιφάνεια των διαφραγμάτων. Κατά τη διάρκεια της μονοδιάστατης συμπίεσης, οι οριζόντιες τάσεις διαφέρουν από τις κατακόρυφες. Η τιμή του k_o συνδέεται με την

κινητοποιούμενη διατμητική αντοχή ενός εδαφικού σχηματισμού. Όταν ένα μη συνεκτικό έδαφος φορτίζεται για πρώτη φορά, οι δυνάμεις τριβής στα σημεία επαφής των κόκκων δρουν έτσι ώστε η οριζόντια τάση να είναι μικρότερη της κατακόρυφης, δηλαδή $k_0 < 1$. Η τιμή του k_0 για ένα υπερστερεοποιημένο έδαφος μπορεί να είναι μεγαλύτερη από τη μονάδα. Συνήθως, στην πραγματικότητα η τιμή του k_0 μπορεί να είναι μεγαλύτερη στις ανώτερες στρώσεις της εδαφικής απόθεσης και κατόπιν να μειώνεται βαθμιαία με το βάθος σε τιμές μικρότερες από τη μονάδα. Ο συντελεστής ωθήσεων k_0 μπορεί να έχει τιμή μεγαλύτερη της μονάδας και κατά την αποφόρτιση, όπου οι διευθύνσεις των δυνάμεων τριβής αναστρέφονται, ώστε για μια τιμή της κατακόρυφης τάσης, η οριζόντια τάση εμφανίζεται μεγαλύτερη της τιμής της κατά την πρωτογενή συμπίεση. Στην κύρια ανάλυση θεωρούμε $k_0 = 0,5$, ως την πλέον χαρακτηριστική τιμή για το συντελεστή ωθήσεων.

Στον Πίνακα 5.2 που ακολουθεί φαίνονται διάφορες εκφράσεις υπολογισμού του συντελεστή ωθήσεων.

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

Πίνακας 5.2: Τρόποι υπολογισμού του συντελεστή ωθήσεων k_0

5.1 Αποτελέσματα κύριας ανάλυσης

Ως κύρια χαρακτηρίζεται η επίλυση κατά την οποία χρησιμοποιούνται οι πλέον αντιπροσωπευτικές τιμές των παραμέτρων σχεδιασμού των εδαφικών στρώσεων και των υπολοίπων συστατικών υλικών ($E=50\%E_{οιδ.}$ και $k_o=0,5$). Το μέτρο ελαστικότητας που προκύπτει από τις δοκιμές οιδημέτρου για κάθε εδαφικό στρώμα συμβολίζεται $E_{οιδ.}$. Το μέτρο ελαστικότητας της κύριας ανάλυσης είναι το μισό του $E_{οιδ.}$, ($E=50\%E_{οιδ.}$). Οι τιμές αυτές δίνονται και επεξηγούνται στις προηγούμενες παραγράφους όπως και τα στάδια προσομοίωσης που αντανακλούν τις κατασκευαστικές φάσεις. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης απεικονίζονται στα διαγράμματα του Παραρτήματος Β. Ειδικότερα για κάθε στάδιο δίνεται η προοδευτική απεικόνιση μεταβολής των οριζόντιων μετακινήσεων και των καθιζήσεων. Σημειώνεται ότι κατά την επίλυση με τη χρήση του προγράμματος SOFiSTiK, λαμβάνεται η απλουστευτική θεώρηση κανονικά στερεοποιημένου υπεδάφους. Έτσι, οι τιμές καθιζήσεων που προκύπτουν θα είναι μεγαλύτερες από μια επίλυση με θεώρηση προστερεοποίησης. Με την παράβλεψη της τάσης προστερεοποίησης, όσο αυξάνονται τα επιβαλλόμενα φορτία, οδηγούμαστε σε σημαντικές αυξήσεις των εντατικών και κυρίως των κινηματικών μεγεθών.

Αποτελέσματα ροπών, μετακινήσεων και ωθήσεων παρουσιάζονται συγκεντρωτικά και συγκριτικά στα σχήματα που ακολουθούν. Τα εντατικά μεγέθη του αριστερού διαφράγματος είναι ελαφρώς μεγαλύτερα γιατί το κατανεμημένο φορτίο που προέρχεται από την κίνηση οχημάτων κατά την κατασκευή του έργου εκτείνεται σε μεγαλύτερη απόσταση αριστερά, από ότι δεξιά της εκσκαφής.

Στο 3^ο Κεφάλαιο παρουσιάστηκαν τα οκτώ (8) στάδια προσομοίωσης του έργου. Τα στάδια κατασκευής είναι έξι (6) και αντιστοιχούν στα έξι τελευταία στάδια προσομοίωσης. Η περιγραφή των ενεργειών που πραγματοποιούνται σε κάθε στάδιο επαναλαμβάνεται συνοπτικά παρακάτω, για λόγους καλύτερης εποπτείας των διαγραμμάτων:

1^ο στάδιο εκσκαφής (1st excavation step): Εκσκαφή μέχρι τα 2,7m.

2^ο στάδιο εκσκαφής (2nd excavation step): Ενεργοποίηση της 1^{ης} πλάκας που βρίσκεται στα 2m βάθος και υλοποίηση της εκσκαφής μέχρι τα μέχρι τα 7m.

3^ο στάδιο εκσκαφής (3rd excavation step): Ενεργοποίηση της 2^{ης} πλάκας που βρίσκεται σε βάθος 6m και εκσκαφή μέχρι τα 11m. Εισάγονται φορτίων που αντιστοιχούν στον υποβιβασμό του υπόγειου ορίζοντα μέχρι τη στάθμη αυτή.

4^ο στάδιο εκσκαφής (4th excavation step): Ενεργοποίηση της 3^{ης} πλάκας η οποία βρίσκεται στα 10m από την επιφάνεια του εδάφους. Εκσκαφή μέχρι τα 15m και εισαγωγή φορτίων διαφοράς στάθμης του υπόγειου ορίζοντα.

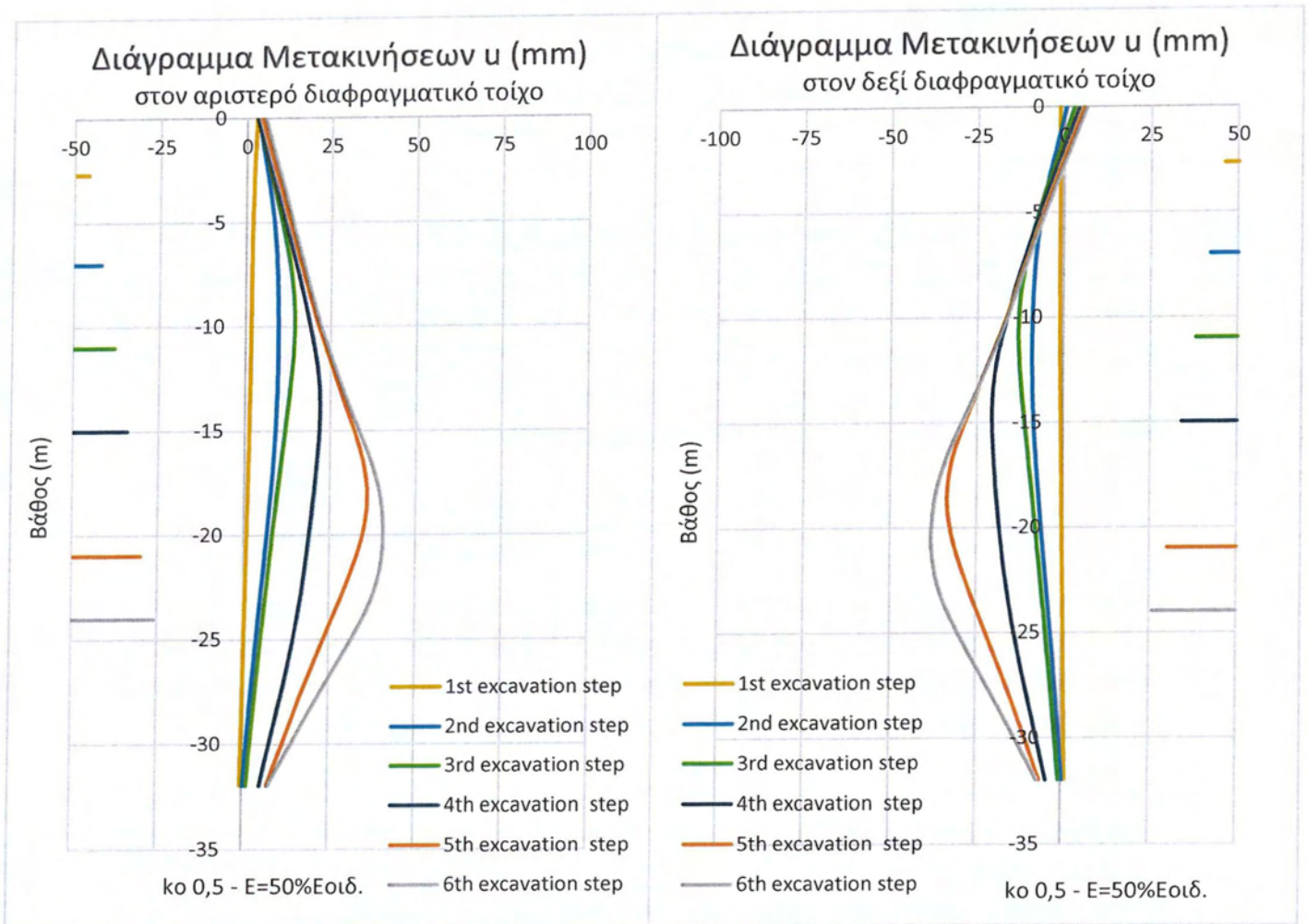
5^ο στάδιο εκσκαφής (5th excavation step): Ενεργοποίηση της 4^{ης} πλάκα στα 14m και εκσκαφή μέχρι τα 21m. Τα φορτία προσομοίωσης της διαφοράς στάθμης λαμβάνουν υπόψη την εσωτερική ταπείνωση του υπόγειου ορίζοντα.

6^ο στάδιο εκσκαφής (6th excavation step): Ενεργοποιείται η 5^η πλάκα (πλάκα θεμελίωσης) στα 20m και ολοκληρώνεται η εκσκαφή, στα 24,5m βάθος. Εισάγονται φορτία διαφοράς στάθμης του υπόγειου ορίζοντα.

Στο Σχήμα 5.1 δίνεται η εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό και δεξιό διάφραγμα καθ' όλα τα στάδια προσομοίωσης (για την κύρια ανάλυση). Στην επόμενο Σχήμα 5.2 παρουσιάζεται η εξέλιξη των καμπτικών ροπών των δυο διαφραγμάτων σε όλα τα στάδια προσομοίωσης. Οι οριζόντιες γραμμές στην άκρη των διαγραμμάτων υποδεικνύουν το βάθος μέχρι το οποίο έχει γίνει εκσκαφή σε ένα στάδιο. Κάθε οριζόντια γραμμή έχει ίδιο χρώμα με το διάγραμμα μετακινήσεων ή ροπών του στο στάδιο που αντιστοιχεί.

Σχολιασμός οριζόντιων μετακινήσεων (Σχήμα 5.1):

Παρατηρείται ότι κατά τα αρχικά στάδια (από το πρώτο μέχρι το τρίτο) οι μετακινήσεις σχεδόν ταυτίζονται, γεγονός που καταδεικνύει ότι όσο η εκσκαφή βρίσκεται σε μικρό βάθος η επιρροή φορτίων, είτε από το αντιστηριζόμενο έδαφος είτε από την κίνηση οχημάτων κοντά στην εκσκαφή, στην πρόσθετη ανάπτυξη δράσεων επί του διαφράγματος είναι πρακτικά περιορισμένη. Αντίθετα, παρ' ότι μικρή, είναι σαφής η διαφοροποίηση κατά το 6^ο στάδιο. Η μέγιστη αναπτυσσόμενη τιμή είναι σχετικά μικρή, της τάξης των 40 mm. Αυτό θα πρέπει να αποδοθεί στην μεγάλη τιμή δυσκαμψίας του διαφράγματος ($E_{\text{διαφρ.}}=30 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$), στη μικρή τιμή του συντελεστή ωθήσεων ($k_o=0,5$) καθώς και στη θεώρηση μέτρου ελαστικότητας του εδάφους μειωμένο μόλις στο 50% της πραγματικής τιμής του για κάθε στρώση. Η διαφορά των μετακινήσεων στους δυο διαφραγματικούς τοίχους είναι αμελητέα ενώ, όπως αναμένεται, στο αριστερό διάφραγμα αναπτύσσονται ελαφρά μεγαλύτερες τιμές. Από το τρίτο στάδιο και μετά, οι μετακινήσεις του δεξιού διαφραγματικού τοίχου μέχρι το βάθος των 2,5 μέτρων είναι προς την αντιστηριζόμενη γεώμαζα. Αυτό συμβαίνει γιατί τα κατακόρυφα φορτία στη δεξιά παρειά της εκσκαφής είναι μικρότερα από την αριστερή και μπορεί να επιβεβαιωθεί με ανατρέχοντας και στο διάγραμμα των ωθήσεων (Σχήμα 5.3). Πιο αναλυτικά, οι τιμές των εντατικών μεγεθών από αποτελέσματα της κύριας ανάλυσης φαίνονται στον Πίνακα 5.3 που ακολουθεί.



Σχήμα 5.1: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό και δεξιό διάφραγμα καθ' όλα τα στάδια προσομοίωσης.

Σχολιασμός καμπτικών ροπών (Σχήμα 5.2):

Αρχικά, υπογραμμίζεται ότι κατά τον υπολογισμό των καμπτικών ροπών, η εφελκυστική ίνα θεωρείται στη δεξιά πλευρά των διαφραγματικών στοιχείων. Όταν έχουμε εφελκυσμό της ίνας η ροπή είναι θετική ενώ όταν έχουμε θλίψη, η ροπή είναι αρνητική. Παρατηρείται ότι η διαφορά μεταξύ των αναπτυσσόμενων ροπών στις δύο πλευρές είναι πρακτικά αμελητέα. Τα διαγράμματα είναι αντισυμμετρικά.

Εστιάζοντας στον αριστερό διαφραγματικό τοίχο, στο πρώτο στάδιο εκσκαφής παρατηρείται μέχρι τα 2,7m, ο τοίχος λειτουργεί ως πρόβολος. Όταν μετακινείται προς την εκσκαφή, η ίνα θλίβεται με αποτέλεσμα την ανάπτυξη καμπτικών ροπών. Οι τιμές τους είναι πολύ μικρές δεδομένου του μεγάλου μήκους του διαφράγματος σε σχέση με το τμήμα στο οποίο έχει γίνει εκσκαφή. Οι ροπές πρακτικά μηδενίζονται μετά τα 5m βάθος.

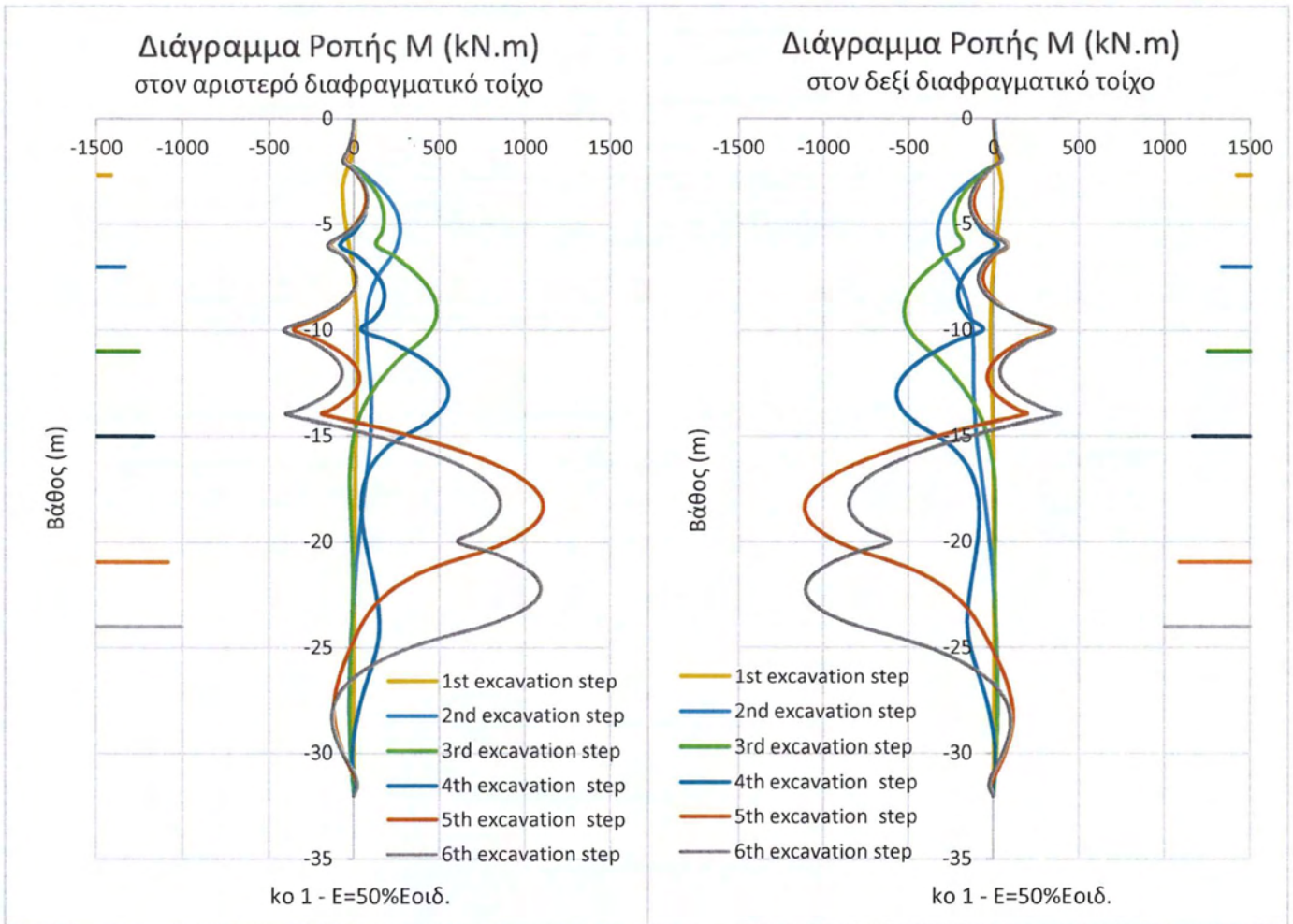
Στο 2^ο στάδιο εκσκαφής, στο σημείο όπου τοποθετείται η πρώτη πλάκα παρατηρείται μια μικρή ανάπτυξη αρνητικών ροπών, που είναι λογικό αφού η πλάκα ασκεί μια δύναμη στο διάφραγμα προς την αντιστηριζόμενη γεώμαζα. Από εκεί και μέχρι το βάθος εκσκαφής αναπτύσσονται θετικές ροπές σαν αποτέλεσμα των δυνάμεων που ασκεί το έδαφος στο διάφραγμα. Μετά το σημείο αυτό οι ροπές ελαχιστοποιούνται μέχρι μηδενισμού τους στο κάτω άκρο του διαφράγματος.

Κατά το 3^ο στάδιο εκσκαφής μειώνονται οι ροπές στα σημεία που τοποθετούνται πλάκες και αυξάνονται μεταξύ πλακών αλλά και μεταξύ πλάκας και εδάφους.

Μέχρι το βάθος του 4^{ου} σταδίου εκσκαφής, ο τοίχος συμπεριφέρεται όπως περιγράφηκε στην αμέσως προηγούμενο στάδιο. Από το βάθος αυτό και μέχρι το κάτω άκρο του διαφράγματος, παρατηρείται μια αύξηση των ροπών, στο μέσο του τμήματος αυτού, που οφείλεται στη σημαντική επίδραση των πιέσεων του νερού.

Στο επόμενο στάδιο εκσκαφής (5^ο) έχουν ήδη ενεργοποιηθεί τέσσερις πλάκες, με αποτέλεσμα μέχρι τα 15m οι ροπές να είναι μικρές (<500kNm) και αρνητικές. Από εκεί και κάτω παρατηρείται μια μεγάλη αύξηση των ροπών (άνω των 1000kNm) στα 18m βάθος. Έπειτα μείωσή τους μέχρι την ανάπτυξη μικρών αρνητικών ροπών στα 28m βάθος και μηδενισμό τους στο τέλος του τοίχου.

Στο 6^ο και τελευταίο στάδιο εκσκαφής η συμπεριφορά των καμπτικών ροπών είναι παρόμοια, με τη διαφορά μιας μείωσής τους στο σημείο εισαγωγής της τελευταίας πλάκας στα 20m.



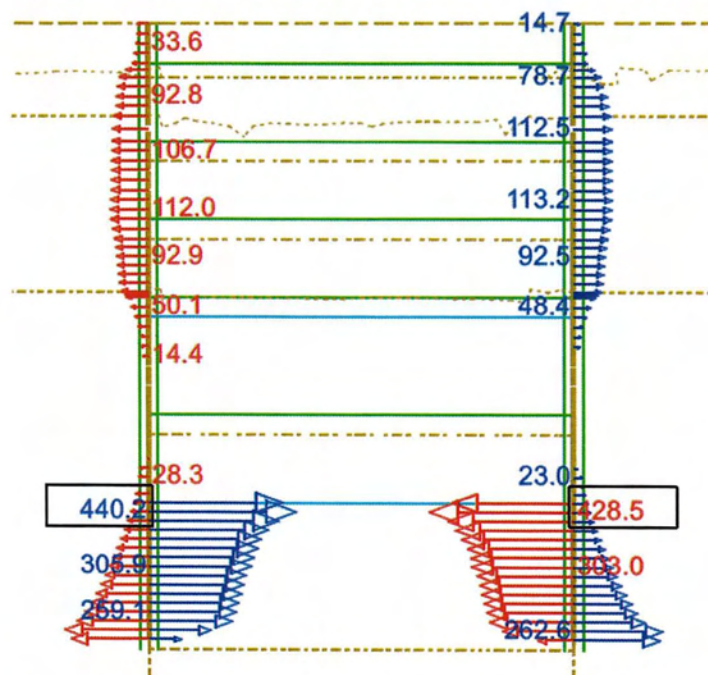
Σχήμα 5.2: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό και δεξιό διάφραγμα καθ' όλα τα στάδια προσομοίωσης.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.3. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 1102,16 kN.m και 1112,35 kN.m, στο αριστερό και δεξιό διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 5^ο στάδιο, καθώς σε αυτό έχουμε τη μεγαλύτερη απόσταση μεταξύ δυο διαδοχικών πλακών (6m). Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 40,8 mm (αριστερό διάφραγμα). Όπως προαναφέρθηκε, η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	16,42/21,8	2,7/1,7
2	268,81/330,29	9,4/9,1
3	482,44/525,51	14,2/13,1
4	547,5/569,23	21,9/20,5
5	1102,16/1112,35	35,8/33,6
6	1094,26/1103,43	40,8/37,9

Πίνακας 5.3: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα κύριας ανάλυσης.

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.3, απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην κύρια ανάλυση, στο τελικό στάδιο εκσκαφής, όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα προσομοίωσης. Στο Σχήμα 5.3 μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές.



Σχήμα 5.3: Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής.

Σχολιασμός αναπτυσσόμενων ωθήσεων (Σχήμα 5.3):

Στο Σχήμα 5.3 η κατεύθυνση των βελών των ωθήσεων που απεικονίζονται είναι προς την αντιστηριζόμενη γεώμαζα καθώς αντιπροσωπεύουν τις ωθήσεις που ασκούν οι τοίχοι στο έδαφος. Οι ωθήσεις που ασκούνται από το αντιστηριζόμενο έδαφος στους τοίχους είναι ίσες και αντίθετες.

Για το πρώτο στρώμα εδάφους οι ωθήσεις είναι μικρές και σχεδόν σταθερές. Για το δεύτερο και τρίτο εδαφικό στρώμα οι ωθήσεις είναι αισθητά μεγαλύτερες, αλλά και πάλι έχουν σχεδόν σταθερή μορφή. Στη μεγαλύτερη έκταση του τέταρτου εδαφικού στρώματος μέχρι το τελευταίο επίπεδο εκσκαφής οι ωθήσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεώμαζα στο διάφραγμα μηδενίζονται. Το φαινόμενο αυτό είναι παράδοξο σύμφωνα με τις κλασικές θεωρίες ανάλυσης! Θα περιμέναμε ότι καθώς το βάθος αυξάνεται αυξάνονται και οι αντίστοιχες εδαφικές ωθήσεις στο διάφραγμα. Ο λόγος που δεν έχουμε την αναμενόμενη μορφή των ωθήσεων είναι ότι για τον υπολογισμό όπως χρησιμοποιήθηκε πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων το οποίο λύνει το πρόβλημα κάνοντας σύζευξη κινηματικών και εντατικών μεγεθών και λαμβάνει υπόψη το μέτρο ελαστικότητας E και το συντελεστή πλευρικών ωθήσεων k_0 . Έχοντας ένα σημαντικό μέγεθος μέτρο ελαστικότητας, το έδαφος είναι αρκετά σφιγρό και είναι μερικώς αυτόφερόμενο. Όμως, λαμβάνοντας υπόψη ότι στον τοίχο ασκούνται και υδροστατικές πιέσεις, αυτός τείνει οριακά να αποκολληθεί από το έδαφος με αποτέλεσμα το μηδενισμό των εδαφικών ωθήσεων. Από το τελευταίο επίπεδο εκσκαφής και μέχρι το τέλος του τοίχου, οι ενεργητικές ωθήσεις αυξάνονται με τριγωνική μορφή, ενώ αναπτύσσονται και παθητικές.

5.2 Αποτελέσματα ανάλυσης με μεταβολή του συντελεστή ωθήσεων k_0

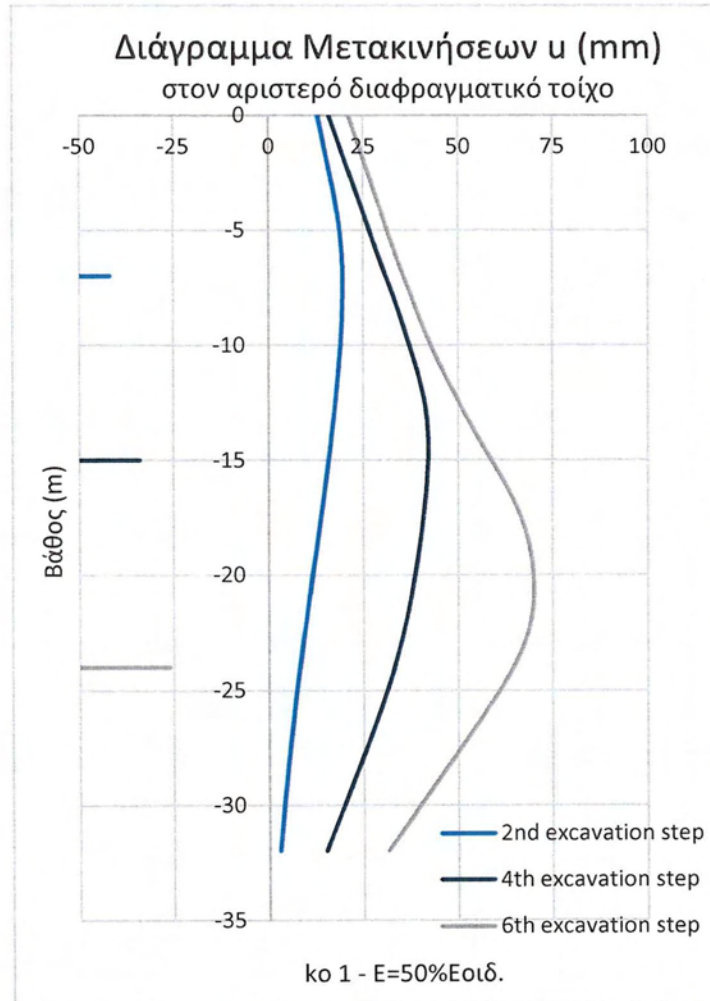
Οι επόμενες αναλύσεις έχουν σκοπό την αποτίμηση της επιρροής του συντελεστή ωθήσεων στα εντατικά και κινηματικά μεγέθη των διαφραγματικών τοίχων. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η κύρια ανάλυση θεωρεί συντελεστή ωθήσεων $k_0=0,5$ και μέτρο ελαστικότητας μειωμένο στο 50% του μέτρου ελαστικότητας κάθε εδαφικής στρώσης ($E=50\%E_{οιδ.}$), ως τις πιο αντιπροσωπευτικές τιμές. Στις παραγράφους που ακολουθούν, το μέτρο ελαστικότητας για κάθε εδαφική στρώση παραμένει ίδιο με την κύρια ανάλυση, ενώ ο συντελεστής ωθήσεων αυξάνεται σε $k_0=1$ και $k_0=1,5$.

5.2.1 Αυξημένος συντελεστής ωθήσεων $k_0=1$

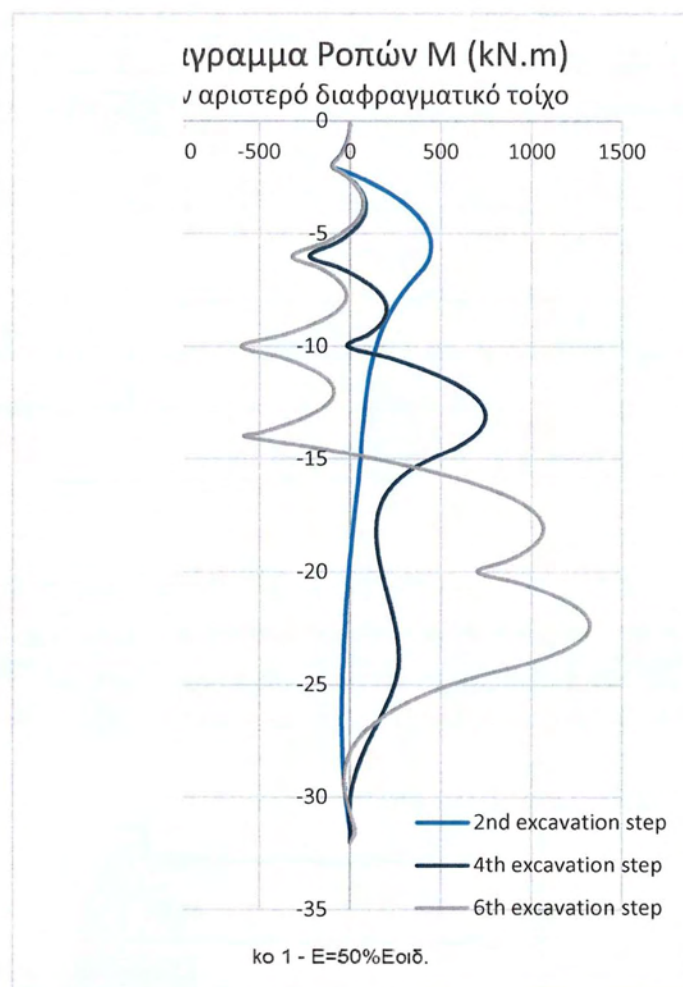
Για την ανάλυση με $E=50\%E_{οιδ.}$ Και $k_0=1$ δίνεται η εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών μόνο για τρία στάδια προσομοίωσης. Εφόσον στην κύρια ανάλυση έχουν ήδη δοθεί τα διαγράμματα αυτά για όλα τα στάδια προσομοίωσης,

θεωρείται αρκετό στις δευτερεύουσες αναλύσεις να παρουσιαστούν τρία ενδιάμεσα, χαρακτηριστικά στάδια, για λόγους σύγκρισης και ευκρίνειας. Στα Σχήματα 5.4 και 5.5 που ακολουθούν, λοιπόν, φαίνονται τα παραπάνω διαγράμματα, για τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο, του οποίου η φόρτιση είναι ελάχιστα μεγαλύτερη από τον δεξί, στο 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο εκσκαφής.

Στα Σχήματα B.13 και B.14 του Παραρτήματος Β απεικονίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις και οι καθιζήσεις της παρούσας ανάλυσης.



Σχήμα 5.4: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.



Σχήμα 5.5: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

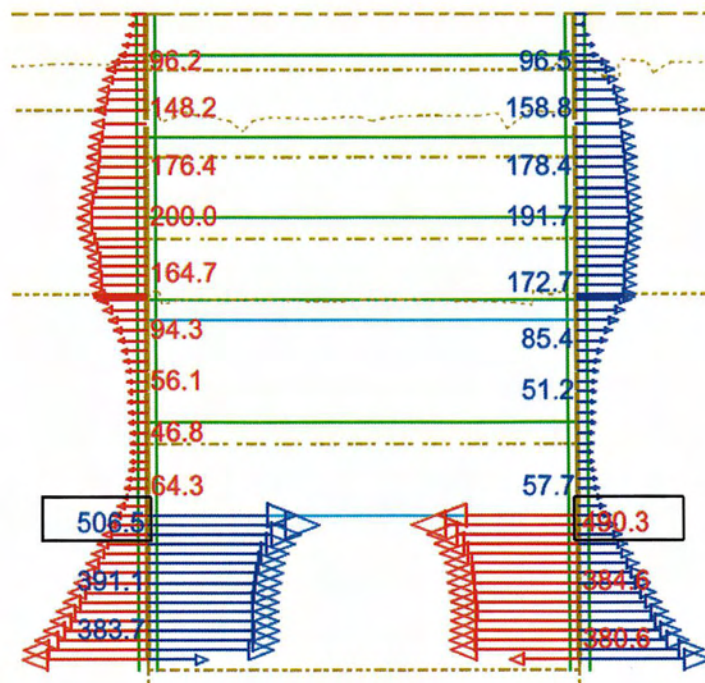
Η μορφή των μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών είναι πανομοιότυπη με αυτή της κύριας ανάλυσης. Οι διαφορές των μεγεθών των μετακινήσεων θα γίνουν εμφανής στα συγκριτικά διαγράμματα που ακολουθούν στην Παράγραφο 5.2.3.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.4. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 1461,7 kN.m και 1400,94 kN.m, στο αριστερό και δεξί διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 5^ο στάδιο. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 70,1 mm (αριστερό διάφραγμα). Η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	0/0	11,2/7,3
2	544,4/443,15	19,5/15,0
3	809,0/705,51	29,1/23,1
4	840,2/743,96	42,2/34,6
5	1461,7/1400,94	63,1/53,9
6	1348,6/1323,99	70,1/60,3

Πίνακας 5.4: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα ανάλυσης $k=1$ - $E=50\%E_{οιδ}$.

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.6, απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην ανάλυση αυτή, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως προκύπτουν από το SOFiSTiK. Στο Σχήμα 5.6 μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές.



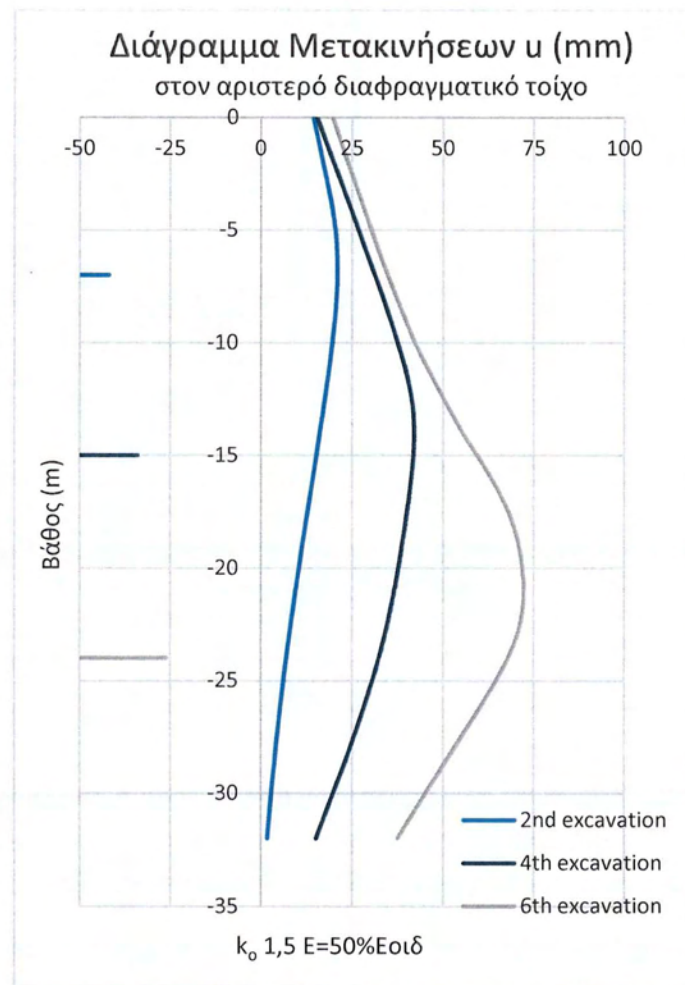
Σχήμα 5.6: Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (kPa).

Στην Παράγραφο 5.2.3 σχολιάζονται οι ωθήσεις αυτής της ανάλυσης, και συγκρίνονται με αυτές της αμέσως επόμενης και της κύριας.

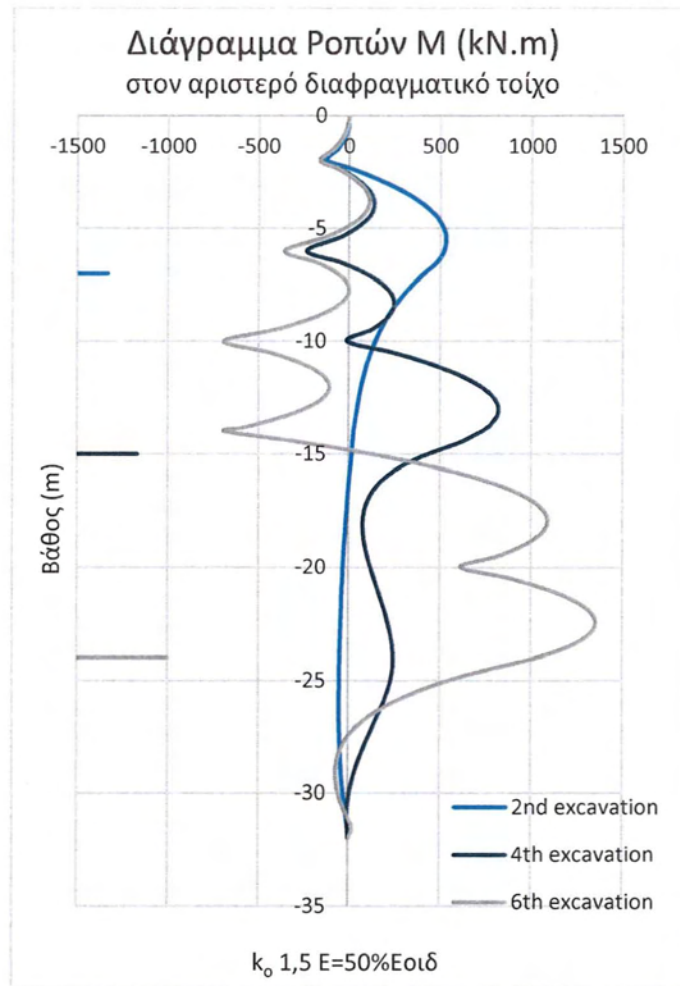
5.2.2 Αυξημένος συντελεστής ωθήσεων $k_0=1,5$

Για την ανάλυση με $E=50\%E_{οιδ}$. Και $k_0=1,5$, όπως και για την προηγούμενη, δίνεται η εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών μόνο για τρία χαρακτηριστικά στάδια προσομοίωσης. Στα Σχήματα 5.7 και 5.8 παρακάτω φαίνονται τα διαγράμματα αυτά, για τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο στο 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο εκσκαφής.

Στα Σχήματα Β.15 και Β.16 του Παραρτήματος Β απεικονίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις και οι καθιζήσεις της παρούσας ανάλυσης.



Σχήμα 5.7: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.



Σχήμα 5.8: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

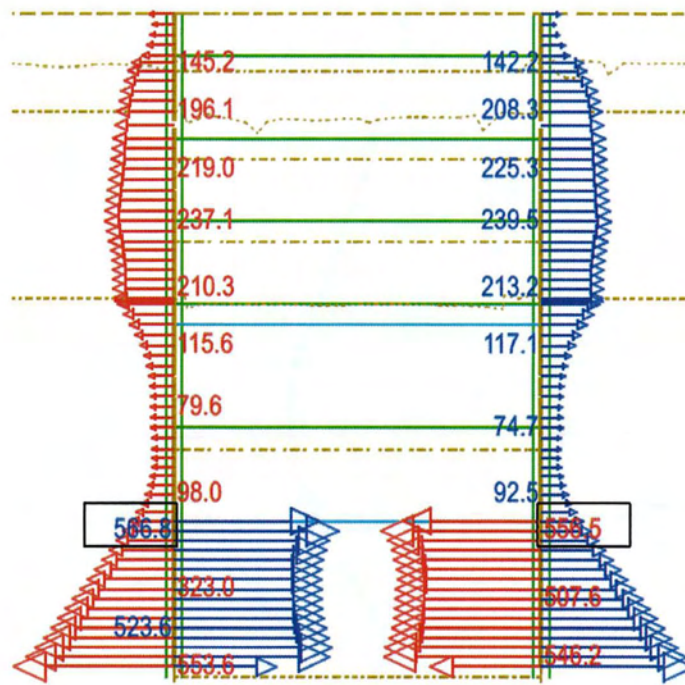
Η μορφή των μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών είναι πανομοιότυπη με αυτή της κύριας ανάλυσης. Οι διαφορές των μεγεθών των μετακινήσεων θα γίνουν εμφανής στα συγκριτικά διαγράμματα που ακολουθούν στην Παράγραφο 5.2.3.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.5. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 1470,4 kN.m και 1499,26 kN.m, στο αριστερό και δεξί διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 5^ο στάδιο. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 73,1 mm (δεξί διάφραγμα). Η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	0/0	13,7/11,8
2	529,9/675,09	20,8/20,4
3	768,2/887,60	30,2/30,1
4	815,81/912,53	42,1/42,8
5	1470,4/1499,26	64,0/64,7
6	1349,66/1361,76	72,2/73,1

Πίνακας 5.5: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα ανάλυσης $k=1,5$ - $E=50\%E_{oiδ.}$.

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.9, απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην παρούσα ανάλυση, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως εξάγονται από το SOFiSTiK. Στο Σχήμα 5.9 μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές.



Σχήμα 5.9: Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (kPa).

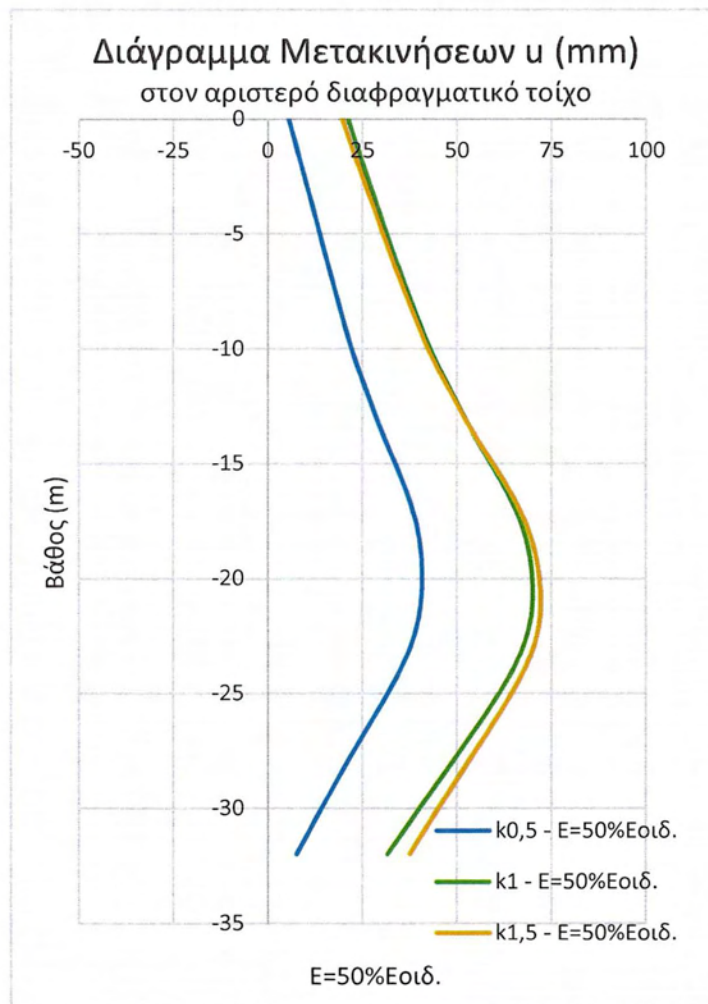
Ο σχολιασμός των ωθήσεων αυτής της ανάλυσης αλλά και η σύγκρισή τους με τις αναλύσεις που προηγήθηκαν, ακολουθεί στην Παράγραφο 5.2.3.

5.2.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Αναλύσεις με ίδιο μέτρο ελαστικότητας $E=50\%E_{οιδ.}$ και διαφορετικό συντελεστή ωθήσεων k_o .

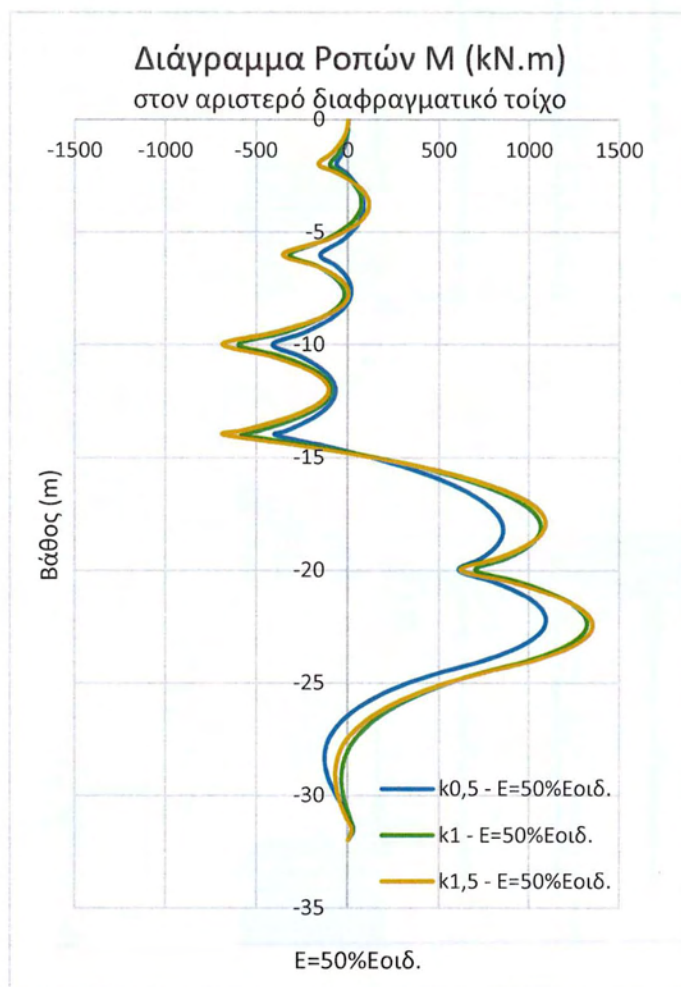
Για λόγους σύγκρισης κρίθηκε σκόπιμο να σχεδιαστούν σε κοινό διάγραμμα οι μετακινήσεις των αναλύσεων με ίδιο μέτρο ελαστικότητας για όλα τα εδάφη και διαφοροποίηση στο συντελεστή ωθήσεων k_o (Σχήμα 5.10). Αντίστοιχη σύγκριση έγινε και με τις ροπές, στο ακόλουθο Σχήμα 5.11. Τα διαγράμματα αφορούν το τελικό στάδιο προσομοίωσης, απεικονίζουν δηλαδή τα εντατικά μεγέθη μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής.

Καθώς τα εντατικά και κινηματικά μεγέθη των δύο διαφραγμάτων είναι σχεδόν ίδια, αρκεί να απεικονισθούν αυτά του αριστερού διαφραγματικού τοίχου.



Σχήμα 5.10: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα στο τελικό στάδιο εκσκαφής για $k_o=0,5$, $k_o=1$ και $k_o=1,5$.

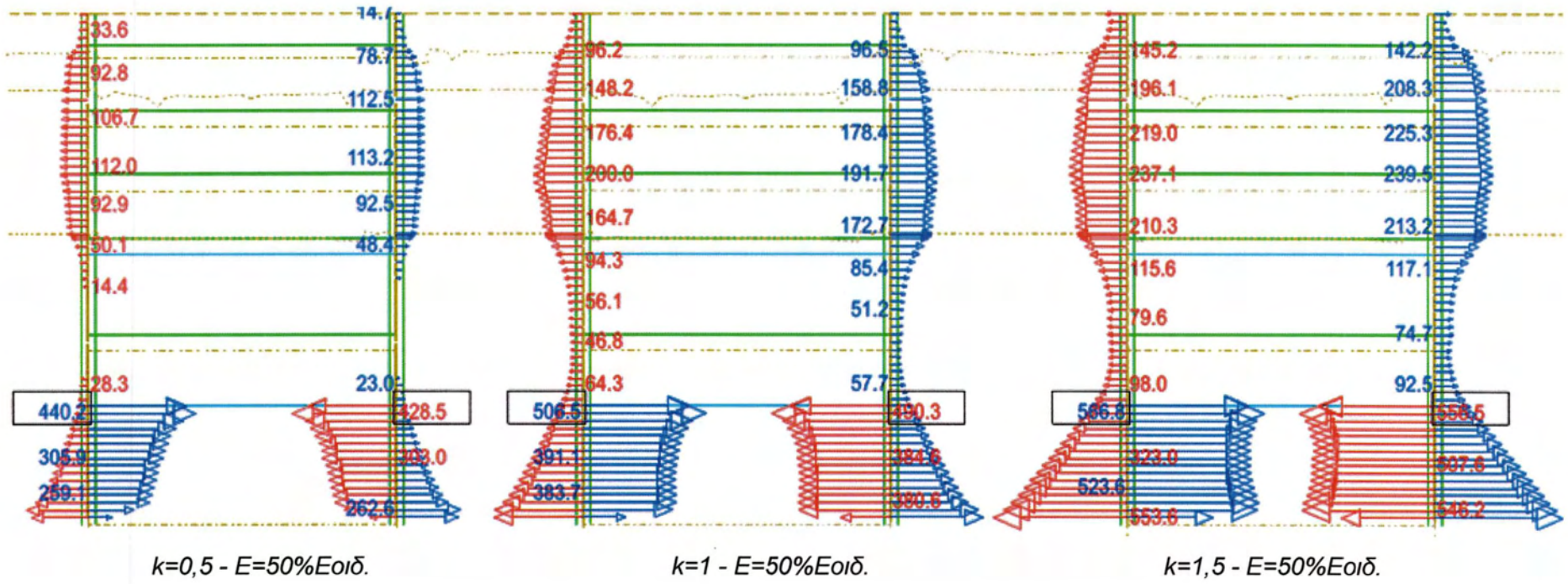
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.10, οι μετακινήσεις για τους τρεις συντελεστές έχουν την ίδια μορφή. Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται για $k_o=1$ και $k_o=1,5$ έχουν σχεδόν ίδιες τιμές, σημαντικά μεγαλύτερες από εκείνες για $k_o=0,5$. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις σημειώνονται στα 20m, κοντά στο επίπεδο που τοποθετείται η τελευταία πλάκα.



Σχήμα 5.11: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα στο τελικό στάδιο εκσκαφής για $k_o=0,5$, $k_o=1$ και $k_o=1,5$

Όπως και οι μετακινήσεις, έτσι και οι ροπές έχουν την ίδια μορφή για τους τρεις συντελεστές ωθήσεων. Για $k_o=1$ και $k_o=1,5$ οι τιμές των ροπών είναι σχεδόν ίδιες, ενώ οι τιμές για $k_o=0,5$ είναι λίγο μικρότερες. Οι μεγαλύτερες τιμές καμπτικών ροπών εμφανίζονται για το μεγαλύτερο συντελεστή ωθήσεων σε βάθος 22m.

Για λόγους σύγκρισης, ακολουθούν συγκεντρωτικά τα διαγράμματα των ωθήσεων των αναλύσεων με ίδιο μέτρο ελαστικότητας για όλα τα εδάφη και διαφορετικό συντελεστή ωθήσεων (Σχήμα 5.12). Τα διαγράμματα αφορούν το τελικό στάδιο προσομοίωσης, απεικονίζουν δηλαδή τα εντατικά μεγέθη μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, και για τους δυο διαφραγματικούς τοίχους.



Σχήμα 5.12: Ωθήσεις για $E=50\% E_{oiδ}$ και $k_0=0,5, 1$ και $1,5$ στο τελικό στάδιο προσομοίωσης (kPa).

Όσο μεγαλύτερο συντελεστή ωθήσεων έχουμε, τόσο μεγαλύτερες αναμένονται να είναι οι ωθήσεις. Αυτό φαίνεται και στα διαγράμματα του Σχήματος 5.12, που παρουσιάζουν τις ωθήσεις για τρεις τιμές του συντελεστή k_o .

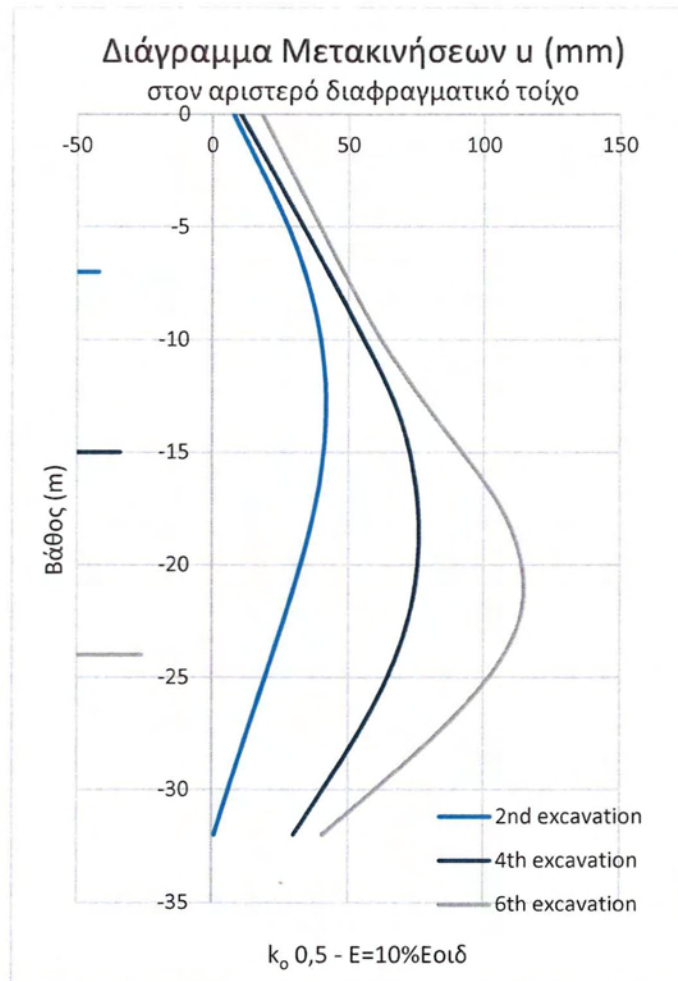
5.3 Αποτελέσματα ανάλυσης με μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους E

Οι αναλύσεις που ακολουθούν αποβλέπουν στη εκτίμηση της επιρροής του μέτρου ελαστικότητας των εδαφικών στρώσεων στα εντατικά και κινηματικά μεγέθη των διαφραγματικών τοίχων. Υπενθυμίζεται ότι η κύρια ανάλυση θεωρεί συντελεστή ωθήσεων $k_o=0,5$ και μέτρο ελαστικότητας μειωμένο στο 50% του μέτρου ελαστικότητας κάθε εδαφικής στρώσης, ως τι πιο αντιπροσωπευτικές τιμές ($E=50\%E_{οιδ.}$). Στις παραγράφους που ακολουθούν, ο συντελεστής ωθήσεων σε αυτές τις εδαφικές στρώσεις παραμένει ίδιος με την κύρια ανάλυση, $k_o=0,5$, ενώ το μέτρο ελαστικότητας μεταβάλλεται λαμβάνοντας $E=10\%E_{οιδ.}$ και $E=100\%E_{οιδ.}$ (ή $E=E_{οιδ.}$) της πραγματικής τιμής του.

5.3.1 Μειωμένο μέτρο ελαστικότητας $E=10\%E_{οιδ.}$

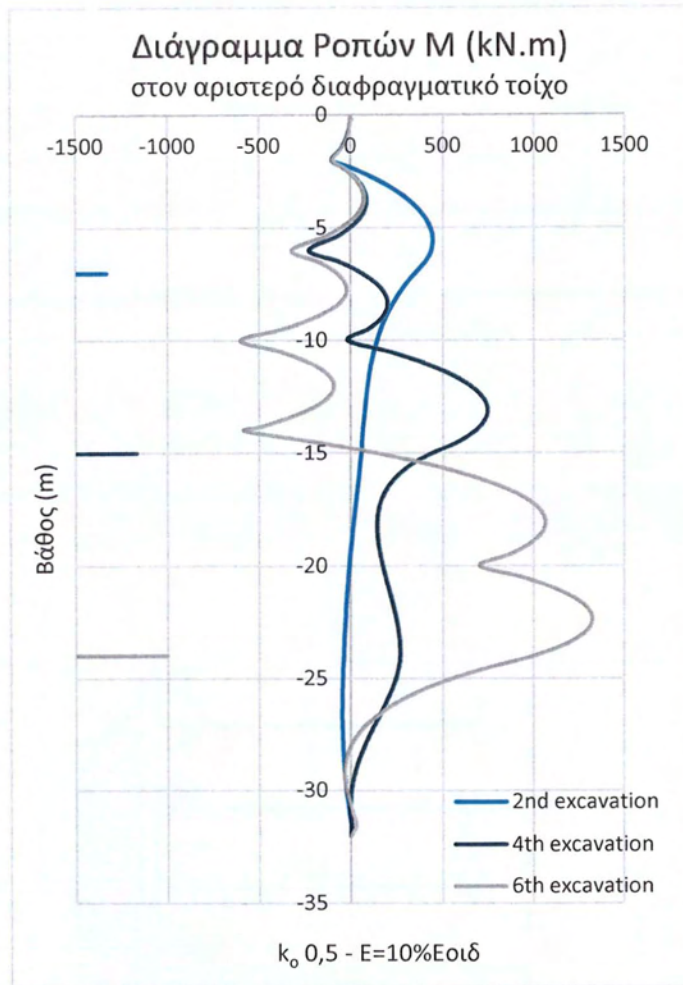
Για την ανάλυση με $k_o=0,5$ και $E=10\%E_{οιδ.}$ Δίνεται η εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών μόνο για τρία από τα έξι στάδια προσομοίωσης. Αυτά τα διαγράμματα είναι αρκετά για να μπορούμε να έχουμε μια γενική εικόνα για την εξέλιξη των μεγεθών που περιγράφουν με την πρόοδο της εκσκαφής. Στα Σχήματα 5.13 και 5.14 που ακολουθούν, φαίνονται τα διαγράμματα μετακινήσεων και ροπών για τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο στο 2°, 4° και 6° στάδιο εκσκαφής.

Πιο αναλυτικά, στο Παράρτημα Γ δίνεται η προοδευτική απεικόνιση μεταβολής των οριζόντιων μετακινήσεων και των καθιζήσεων της παρούσας ανάλυσης.



Σχήμα 5.13: Εξέλιξη των οριζόντιων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

Η μορφή των μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών είναι πανομοιότυπη με αυτή της κύριας ανάλυσης. Οι διαφορές των μεγεθών των μετακινήσεων θα γίνουν εμφανής στα συγκριτικά διαγράμματα που ακολουθούν στην Παράγραφο 5.3.3.



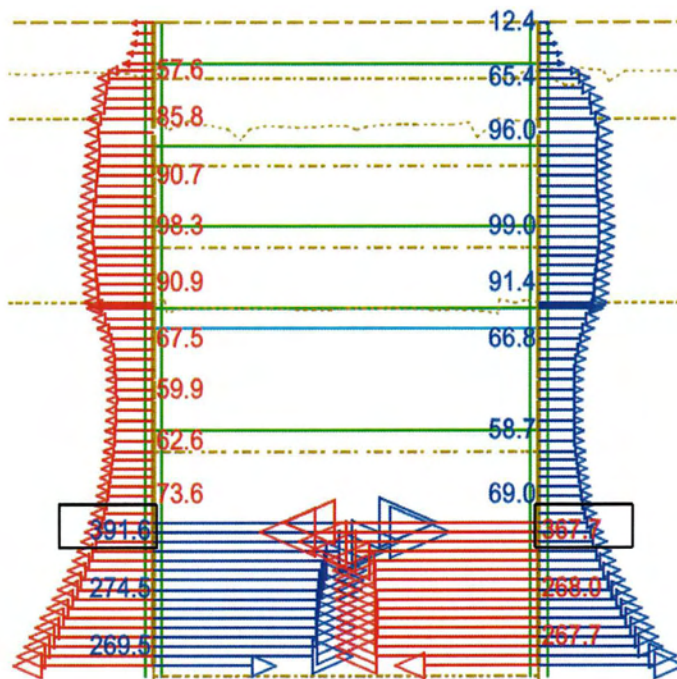
Σχήμα 5.14: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.6. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 2245,41 kN.m και 2290,59 kN.m, στο αριστερό και δεξί διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 6^ο στάδιο. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 115 mm (αριστερό διάφραγμα). Η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	35,59/58,17	10,7/6,9
2	581,03/707,31	41,7/39,9
3	942,83/1066,32	49,7/46,6
4	890,11/1006,65	76,1/73,6
5	2105,15/2170,95	105,9/99,5
6	2245,41/2290,59	115,0/106,6

Πίνακας 5.6: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα ανάλυσης $k=0,5$ -
 $E=10\%E_{oiδ.}$

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.15, απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην ανάλυση αυτή, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως προκύπτουν από το πρόγραμμα προσομοίωσης. Στο Σχήμα 5.15 μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές.



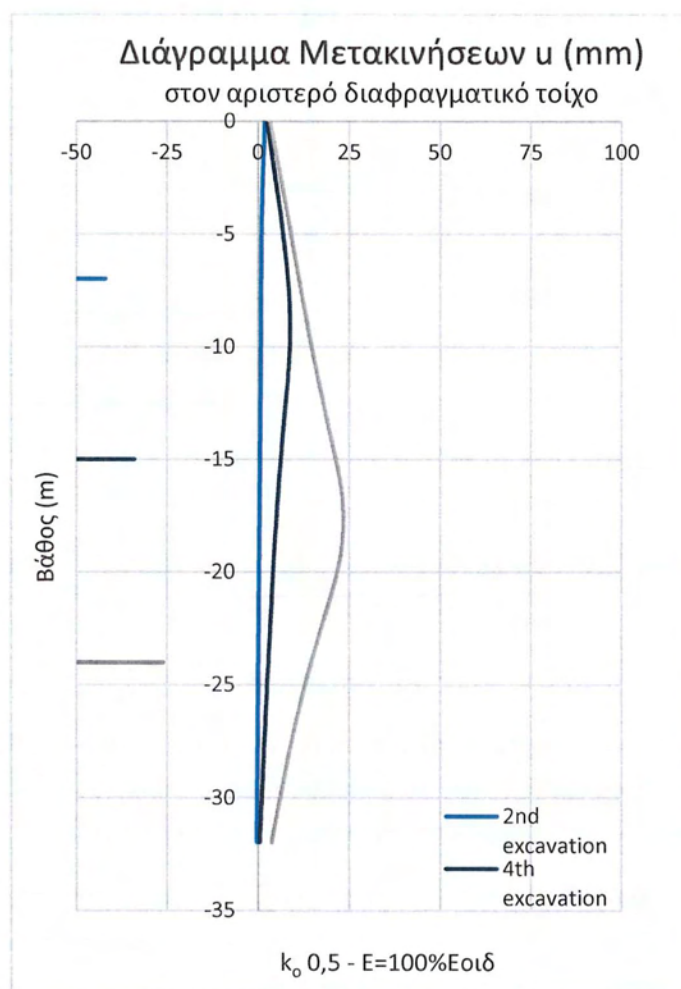
Σχήμα 5.15: Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (kPa).

Στην Παράγραφο 5.3.3 σχολιάζονται οι ωθήσεις αυτής της ανάλυσης, και συγκρίνονται με αυτές της αμέσως επόμενης και της κύριας.

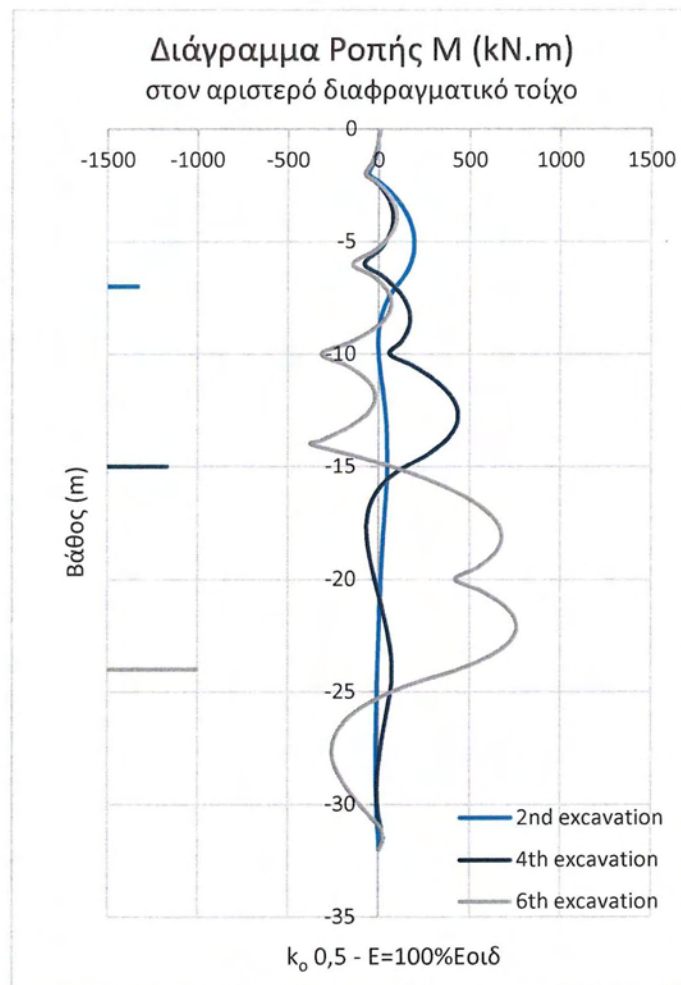
5.3.2 Αυξημένο μέτρο ελαστικότητας $E=100\%E_{οιδ}$.

Για την ανάλυση με $k_0=0,5$ και $E=100\%E_{οιδ}$. (ή $E=E_{οιδ}$), όπως και στην προηγούμενη, δίνεται η εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών για τρία από τα έξι στάδια προσομοίωσης. Αυτά τα διαγράμματα είναι αρκετά για να μπορούμε να έχουμε μια γενική εικόνα για την εξέλιξη των μεγεθών που περιγράφουν με την πρόοδο της εκσκαφής. Στα Σχήματα 5.16 και 5.17 που ακολουθούν, φαίνονται τα διαγράμματα μετακινήσεων και ροπών για τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο στο 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο εκσκαφής.

Πιο αναλυτικά, στο Παράρτημα Δ (Σχήμα Δ.1 έως Δ.12) δίνεται η προοδευτική απεικόνιση μεταβολής των οριζόντιων μετακινήσεων και των καθιζήσεων της παρούσας ανάλυσης.



Σχήμα 5.16: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.



Σχήμα 5.17: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 2^ο, 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

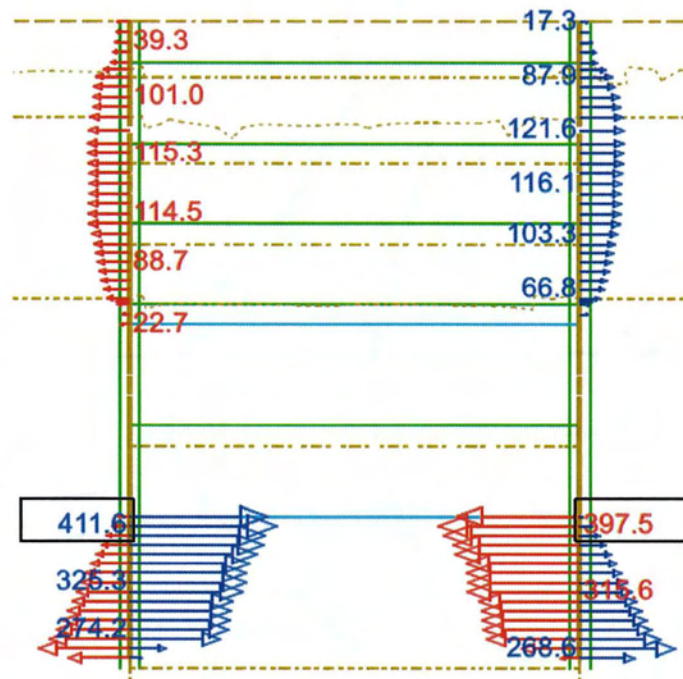
Η μορφή των μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών είναι πανομοιότυπη με αυτή της κύριας ανάλυσης. Οι διαφορές των μεγεθών των μετακινήσεων θα γίνουν εμφανής στα συγκριτικά διαγράμματα που ακολουθούν στην Παράγραφο 5.3.3.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.7. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 1470,4 kN.m και 1499,26 kN.m, στο αριστερό και δεξί διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 5^ο στάδιο. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 73,1 mm (δεξί διάφραγμα). Η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	8,34/10,04	1,4/1,2
2	191,36/229,76	1,8/1,2
3	362,2/382,53	5,2/4,9
4	435,78/441,18	8,9/8,1
5	869,4/876,45	13,7/12,6
6	758,05/768,36	23,5/22,0

Πίνακας 5.7: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα ανάλυσης $k=0,5$ -
 $E=100\%E_{οιδ.}$.

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.18, απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην παρούσα ανάλυση, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως εξάγονται από το SOFiSTiK. Στο Σχήμα 5.18 μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές.



Σχήμα 5.18: Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (kPa).

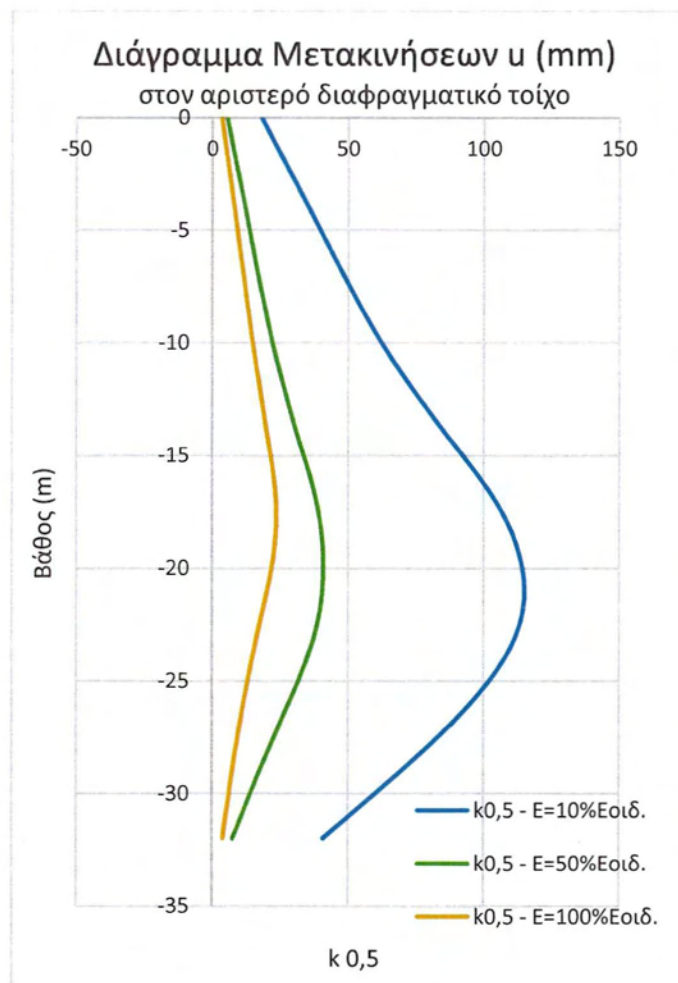
Ο σχολιασμός των ωθήσεων αυτής της ανάλυσης αλλά και η σύγκρισή τους με τις αναλύσεις που προηγήθηκαν, ακολουθεί στην Παράγραφο 5.3.3.

5.3.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Αναλύσεις με ίδιο συντελεστή ωθήσεων ($k_o=0,5$) και διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας E .

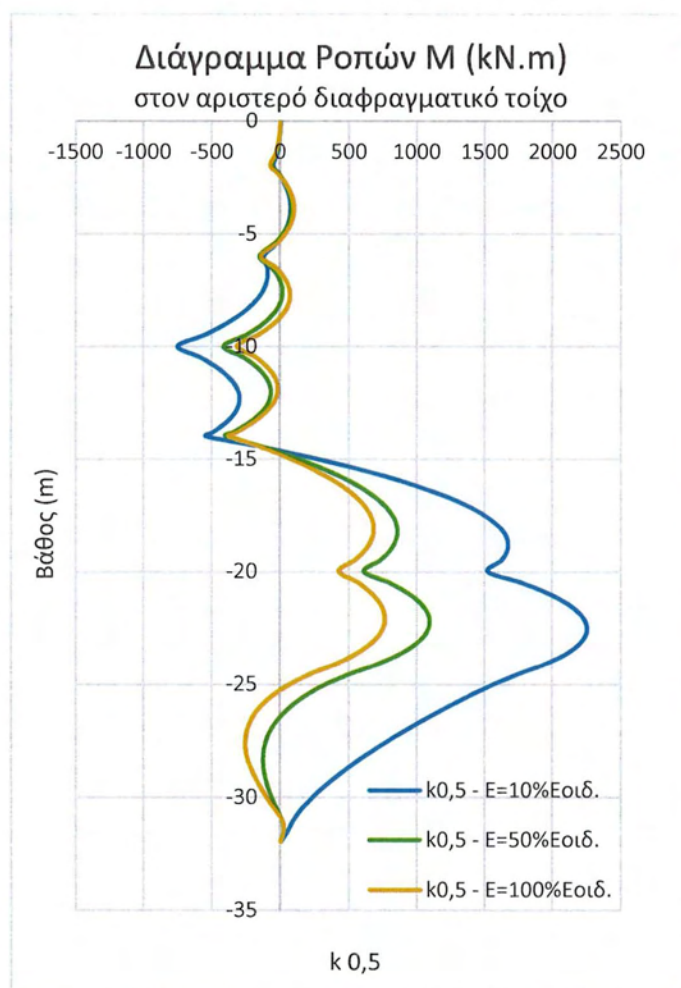
Για λόγους σύγκρισης κρίθηκε σκόπιμο να σχεδιαστούν σε κοινό διάγραμμα οι μετακινήσεις των αναλύσεων με τον ίδιο συντελεστή ωθήσεων και διαφοροποίηση στο μέτρο ελαστικότητας των εδαφών (Σχήμα 5.19). Αντίστοιχη σύγκριση έγινε και με τις ροπές, στο ακόλουθο Σχήμα 5.20. Τα διαγράμματα αφορούν το τελικό στάδιο προσομοίωσης, απεικονίζουν δηλαδή τα εντατικά μεγέθη μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής.

Καθώς τα εντατικά και κινηματικά μεγέθη των δύο διαφραγμάτων είναι σχεδόν ίδια, αρκεί να απεικονισθούν αυτά του αριστερού διαφραγματικού τοίχου.



Σχήμα 5.19: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα στο τελικό στάδιο εκσκαφής για $E=10\%E_{oiδ.}$, $E=50\%E_{oiδ.}$ και $E=100\%E_{oiδ.}$

Οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται στο διάφραγμα όταν μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας ($E=10\%E_{οιδ.}$), αυξάνονται σημαντικά, σε κάποια τμήματα και παραπάνω από το διπλάσιο, σε σχέση με τις μετακινήσεις της κύριας ανάλυσής μας ($E=50\%E_{οιδ.}$). Το αποτέλεσμα αυτό είναι αναμενόμενο καθώς όσο μικρότερο μέτρο ελαστικότητας έχει το έδαφος, τόσο μεγαλύτερη αποτόνωση, και μεγαλύτερες μετακινήσεις, παρουσιάζει. Στην αντίθετη περίπτωση όπου διπλασιάζουμε την τιμή του E ($E=E_{οιδ.}$), οι μετακινήσεις του τοίχου μειώνονται. Η μείωση αυτή είναι πιο έντονη στο βάθος των 20m.



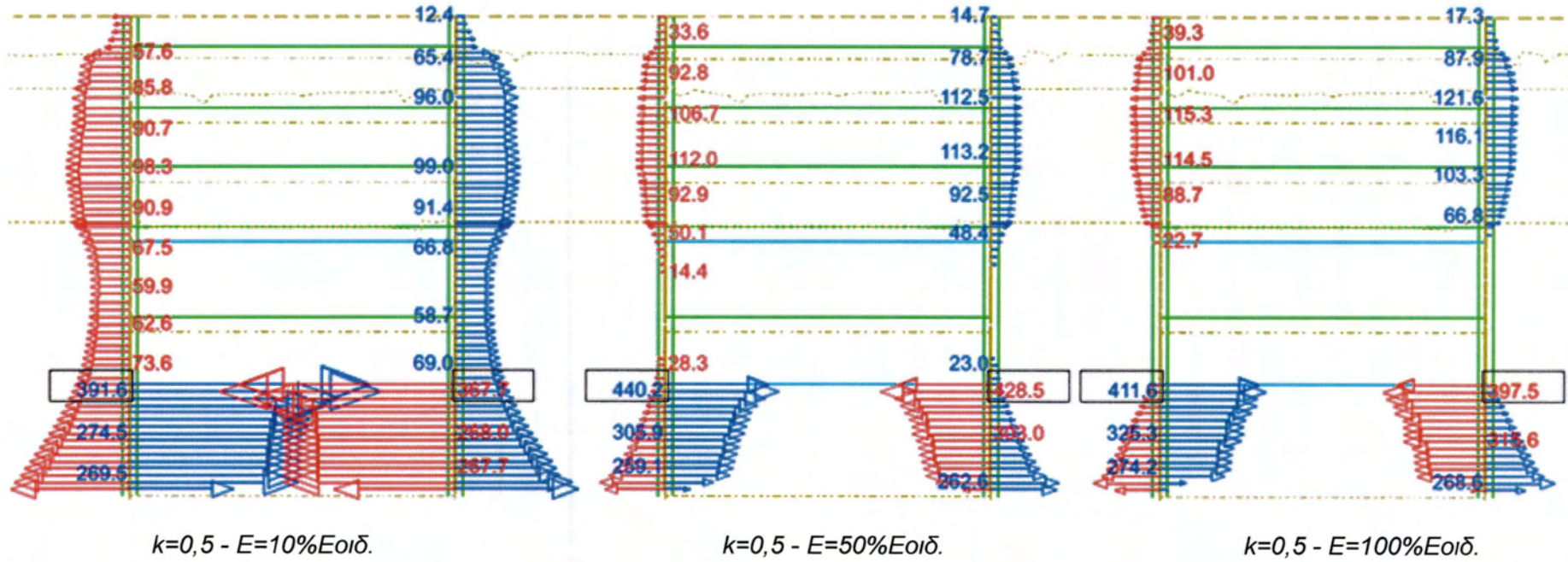
Σχήμα 5.20: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα στο τελικό στάδιο εκσκαφής για $E=10\%E_{οιδ.}$, $E=50\%E_{οιδ.}$ και $E=100\%E_{οιδ.}$.

Όπως και στις μετακινήσεις του διαφράγματος, έτσι και στις καμπτικές ροπές του, η επιπτώσεις που επιφέρουν οι αλλαγές του E είναι πιο έντονες όταν αυτό μειώνεται. Στο $E=10\%E_{οιδ.}$ αντιστοιχούν αρκετά μεγαλύτερες ροπές, ενώ στο $E=E_{οιδ.}$ λίγο μικρότερες από αυτές της κύριας ανάλυσης ($E=50\%E_{οιδ.}$). Τα παραπάνω ερμηνεύονται λόγω της

πρόσθετης φόρτισης του εδάφους που αναπτύσσεται όταν το μέτρο ελαστικότητας είναι μικρότερο.

Επίσης για λόγους σύγκρισης, ακολουθούν συγκεντρωτικά τα διαγράμματα των ωθήσεων των αναλύσεων με ίδιο συντελεστή ωθήσεων και διαφοροποίηση στο μέτρο ελαστικότητας των εδαφών (Σχήμα 5.21). Τα διαγράμματα αφορούν το τελικό στάδιο προσομοίωσης, απεικονίζουν δηλαδή τα εντατικά μεγέθη μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, και για τους δυο διαφραγματικούς τοίχους.

Η περίπτωση της κύριας ανάλυσης σχολιάστηκε εκτενώς στην Παράγραφο 5.1. Ο μηδενισμός των ωθήσεων που προκύπτει σε ένα τμήμα του τοίχου στην κύρια ανάλυση επαναλαμβάνεται ακριβώς για τους ίδιους λόγους και στην ανάλυση με αυξημένο μέτρο ελαστικότητας ($E=100\%E_{οιδ.}$). Στην περίπτωση που μειώνουμε το E ($E=10\%E_{οιδ.}$), το αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από αυτό το τμήμα του διαφράγματος παύει να είναι αυτοφερόμενο με αποτέλεσμα την ανάπτυξη ωθήσεων.



Σχήμα 5.21: Ωθήσεις για $E=50\%E_{οιδ.}$ και $k_0=0,5, 1$ και $1,5$ στο τελικό στάδιο προσομοίωσης (kPa).

5.4 Αποτελέσματα ανάλυσης με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας των διαφραγμάτων

$$E=50\%E_{\text{διαφρ.}}$$

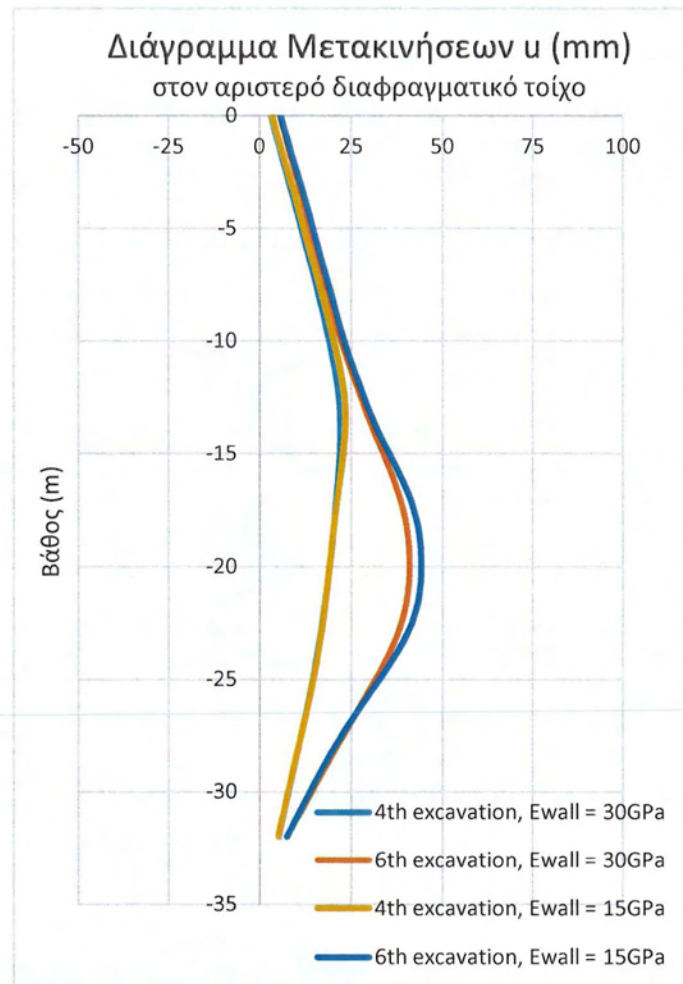
Στα γεωτεχνικά έργα εφαρμόζονται συχνά μέτρα αντιστήριξης, υποστήριξης και βελτίωσης των επικρατουσών συνθηκών. Το οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται για την κατασκευή στοιχείων, είτε διαφραγματικά στοιχεία αντιστήριξης είτε θλιπτήρες, των οποίων η δυσκαμψία και η αντοχή μεταβάλλονται με το χρόνο. Βάση αυτής της μεταβολής της δυσκαμψίας, απαιτείται ανακατανομή δυνάμεων του στοιχείου και παράλληλα εξασφάλιση των αρχών συνέχειας κινηματικού και εντατικού πεδίου, σύμφωνα με την εξισορρόπηση εσωτερικού και εξωτερικού έργου.

Η ανάλυση που ακολουθεί αποβλέπει στη εκτίμηση της επιρροής του μέτρου ελαστικότητας των διαφραγματικών τοίχων ($E_{\text{διαφρ.}}$) στα εντατικά και κινηματικά μεγέθη τους. Σε αυτή την ανάλυση, αντίθετα με όλες τις προηγούμενες, δεν διαφοροποιήθηκαν εδαφικές παράμετροι. Οι τιμές τους παρέμειναν ίδιες με αυτές που είχαμε θεωρήσει στην κύρια ανάλυση. Υπενθυμίζεται ότι η κύρια ανάλυση θεωρεί συντελεστή ωθήσεων $k_0=0,5$ και μέτρο ελαστικότητας μειωμένο στο 50% του μέτρου ελαστικότητας κάθε εδαφικής στρώσης ($E=50\%E_{\text{οιδ.}}$).

Ενώ σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις το μέτρο ελαστικότητας των διαφραγματικών τοίχων είχε την τιμή $E_{\text{διαφρ.}}=30 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$, στην παρούσα ανάλυση μειώθηκε κατά 50%. Η νέα τιμή του μέτρου ελαστικότητας των διαφραγμάτων ($E=50\%E_{\text{διαφρ.}}=15 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$) αντιπροσωπεύει την κατάσταση ρηγμάτωσης του σκυροδέματος.

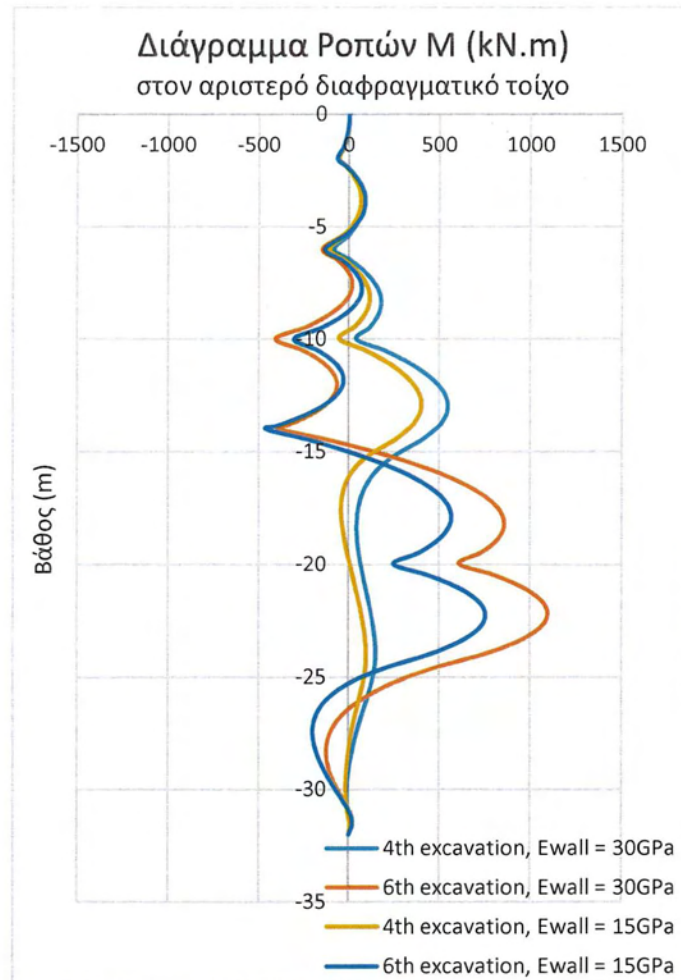
Στα παρακάτω Σχήματα (5.22 και 5.23) δίνονται διαγράμματα εξέλιξης των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών για δύο στάδια προσομοίωσης, το 4^ο και το 6^ο (τελικό στάδιο), αρκετά για εξάγουμε συμπεράσματα κατά τη σύγκριση με την κύρια ανάλυση. Τα διαγράμματα αυτά αφορούν τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο.

Στα Σχήματα E.1 έως E.4 του Παραρτήματος E δίνεται απεικονίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις και καθιζήσεις της παρούσας ανάλυσης στο 4^ο και στο 6^ο στάδιο εκσκαφής.



Σχήμα 5.22: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

Η μείωση της δυσκαμψίας του τοίχου ($E=50\%E_{\text{διαφρ.}}$) δεν επιφέρει σημαντικές αλλαγές σε ότι αφορά τις μετακινήσεις, τόσο στα ενδιάμεσα όσο και στο τελικό στάδιο εκσκαφής. Παρατηρείται μια μικρή αύξηση των μετακινήσεων, κυρίως στο σημείο που για κάθε στάδιο προκύπτουν οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.



Σχήμα 5.23: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

Τόσο στα ενδιάμεσα όσο και στο τελικό στάδιο εκσκαφής, παρατηρείται μια μείωση των καμπτικών ροπών όταν μειώνεται η δυσκαμψία του τοίχου. Από τη στιγμή που ο τοίχος ρηγματώνεται δύναται να αναλάβει μικρότερα φορτία σε σχέση με την αρχική του κατάσταση. Μειώνοντας το μέτρο ελαστικότητας των διαφραγμάτων στοχεύουμε στο να προσομοιώσουμε τη ρηγμάτωση του, η οποία επέρχεται μακροχρόνια εξαιτίας των φαινομένων του ερπυσμού και της χαλάρωσης. Η ρηγμάτωση του διαφράγματος είναι άμεσα συνδεδεμένη με τη μείωση της ροπής αδράνειας (I) αυτού. Επειδή είναι αδύνατο κατά την ανάλυση μας να επέμβουμε στη ροπή αδράνειας του τοίχου και επιδιώκοντας να μειώσουμε το γινόμενο EI , καταφεύγουμε στη μείωση του E .

Παρατηρείται ότι η μείωση αυτή έχει μία πολύ μικρή επίδραση στις μετακινήσεις (της τάξης του 10%) και μία μεγαλύτερη στις ροπές (της τάξης του 30%). Με την επιλογή ενός μικρότερου μέτρου ελαστικότητας για το σχεδιασμό των τοίχων είναι δυνατό να επιτευχθούν μικρότερες διατομές και κατά συνέπεια οικονομικότερες λύσεις χωρίς να

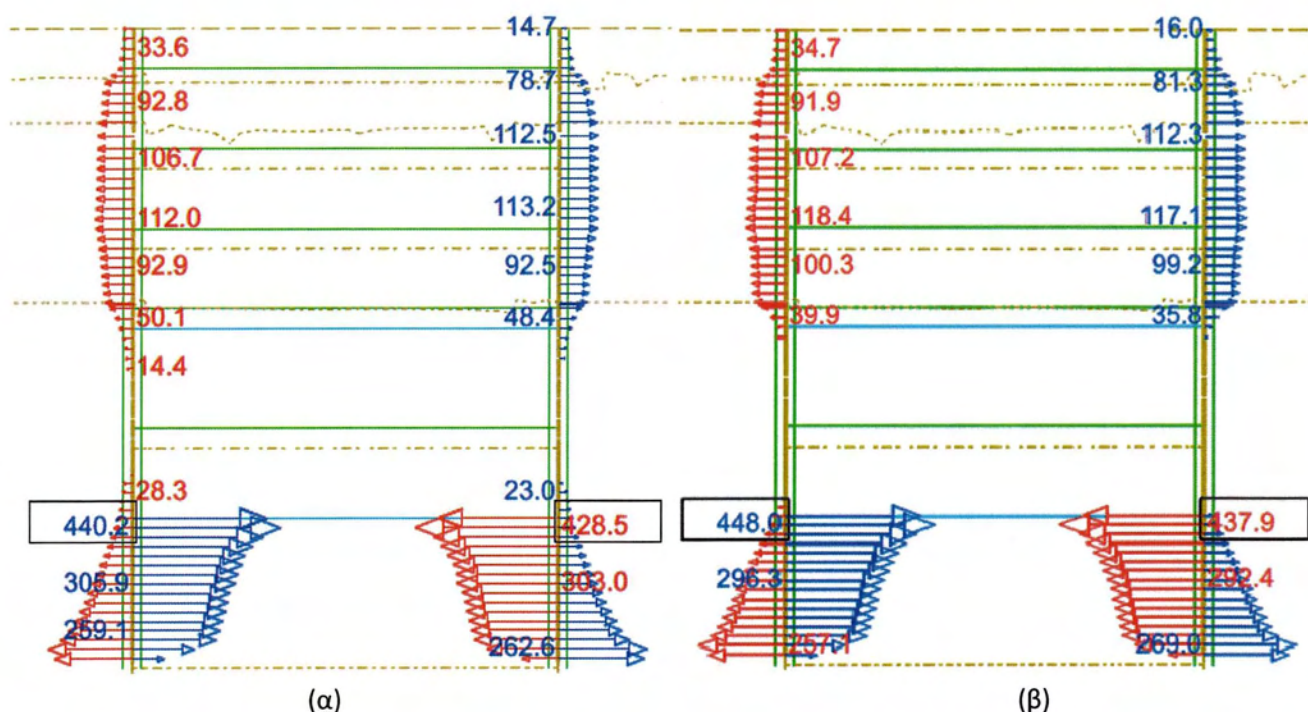
διακινδυνεύεται η ασφάλεια του έργου. Αυτό γίνεται φανερό από τις μετακινήσεις που προκύπτουν για μειωμένο E , οι οποίες είναι σχεδόν ίδιες με τις αρχικές.

Η μεταβολή των μέγιστων τιμών των εντατικών και κινηματικών μεγεθών σε όλα τα στάδια ανάλυσης με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας των διαφραγμάτων δίνονται συγκεντρωτικά στον παρακάτω Πίνακα 5.8. Σύμφωνα με αυτά η μέγιστη καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στα διαφράγματα είναι 810,34 kN.m και 817,79 kN.m, στο αριστερό και δεξί διάφραγμα αντίστοιχα. Η μέγιστη καμπτική ροπή παρατηρείται στο 5^ο στάδιο. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση των διαφραγμάτων είναι 44 mm (αριστερό διάφραγμα). Η διαφορά στις τιμές των μετακινήσεων είναι σχεδόν πανομοιότυπες για τα δύο διαφράγματα.

Στάδιο	Διαφράγματα	
	Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
1	11,82/14,36	3,0/1,8
2	205,62/252,21	9,6/9,3
3	339,56/363,61	15,4/14,2
4	399,96/406,43	23,3/21,7
5	810,34/817,79	39,5/37,1
6	754,57/761,68	44,0/41,2

Πίνακας 5.8: Συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα ανάλυσης με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας των διαφραγμάτων.

Στη συνέχεια, στο Σχήμα 5.24 (β), απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην ανάλυση αυτή, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως εξάγονται από το SOFiSTiK. Στο Σχήμα 5.24 (β) μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές. Για λόγους σύγκρισης, παρουσιάζεται ξανά δίπλα και το διάγραμμα των ωθήσεων της κύριας ανάλυσης (Σχήμα 5.24 (α)).



Σχήμα 5.24 (α), (β): Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (α) για την κύρια ανάλυση και (β) για την ανάλυση με $E=50\%E_{\text{διαφρ}}$ (kPa).

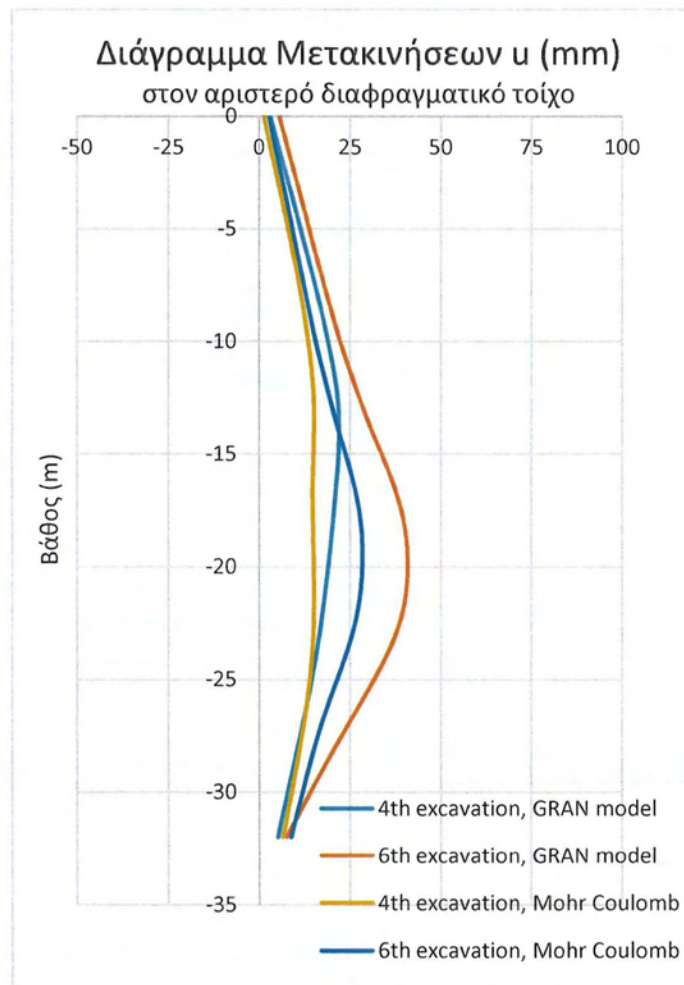
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.24, η μείωση της δυσκαμψίας του τοίχου δεν επηρεάζει τις ωθήσεις πίσω από αυτόν. Ελάχιστα μεταβάλλονται οι τιμές των ωθήσεων σε αυτή την ανάλυση σε σχέση με την κύρια. Στα σημεία όπου αυξάνονται οι μετακινήσεις παρατηρείται και αντίστοιχη αύξηση των ωθήσεων και αντίστροφα.

5.5 Αποτελέσματα ανάλυσης με αλλαγή του καταστατικού νόμου σε Mohr-Coulomb

Η ανάλυση αυτή έχει σκοπό τη σύγκριση των εντατικών και κινηματικών μεγεθών των διαφράγματα που προκύπτουν από την ανάλυση του μοντέλου GRAN, που χρησιμοποιεί το SOFiSTiK, με αυτό που προκύπτουν από το απλοποιημένο μοντέλο Mohr-Coulomb. Οι εδαφικές παράμετροι στην παρούσα ανάλυση είναι ίδιες με αυτές της κύριας, συντελεστής ωθήσεων $k_0=0,5$ και μέτρο ελαστικότητας μειωμένο στο 50% του μέτρου ελαστικότητας κάθε εδαφικής στρώσης ($E=50\%E_{\text{οιδ.}}$). Το μοντέλο Mohr-Coulomb χρησιμοποιεί μια τιμή μέτρου ελαστικότητας (ίδια στη φόρτιση και την αποφόρτιση) η οποία είναι ίδια με την τιμή E_{ur} της ανάλυσης $E=50\%E_{\text{οιδ.}}$. (βλ. 1^η στήλη του Πίνακα 5.1). Αναλυτικότερα, οι διαφορές των δύο μοντέλων προσομοίωσης αναφέρονται στο Κεφάλαιο 4.

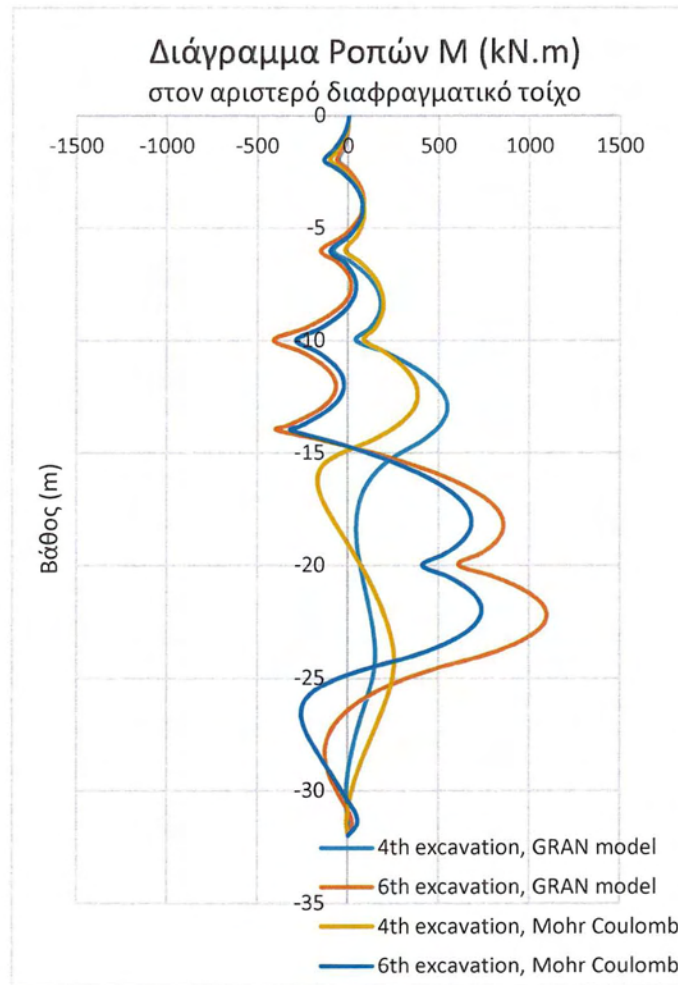
Στα παρακάτω Σχήματα (5.25 και 5.26) δίνονται διαγράμματα εξέλιξης των οριζοντίων μετακινήσεων και των καμπτικών ροπών για δύο στάδια προσομοίωσης, το 4^ο και το 6^ο (τελικό στάδιο), αρκετά για εξάγουμε συμπεράσματα κατά τη σύγκριση με την κύρια ανάλυση. Τα διαγράμματα αυτά αφορούν τον αριστερό διαφραγματικό τοίχο.

Στα Σχήματα E.5 έως E.8 του Παραρτήματος E δίνεται απεικονίζονται οι οριζόντιες μετακινήσεις και καθιζήσεις της παρούσας ανάλυσης στο 4^ο και στο 6^ο στάδιο εκσκαφής.



Σχήμα 5.25: Εξέλιξη των οριζοντίων μετακινήσεων στο αριστερό διάφραγμα κατά το 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

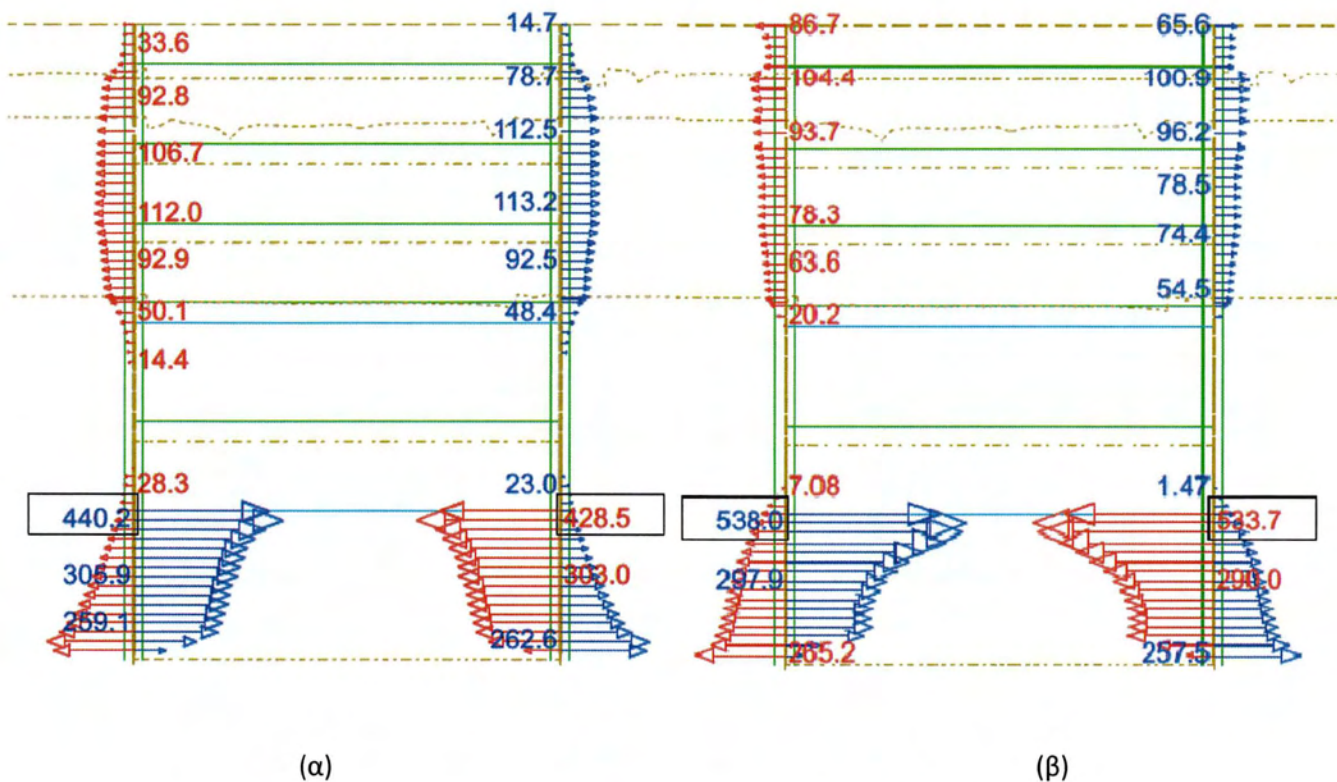
Σε όλα τα στάδια εκσκαφής, οι αναπτυσσόμενες μετακινήσεις είναι λίγο μικρότερες με την ανάλυση Mohr-Coulomb σε σχέση με την αρχική μας ανάλυση.



Σχήμα 5.26: Εξέλιξη των καμπτικών ροπών στο αριστερό διάφραγμα κατά το 4^ο και 6^ο στάδιο προσομοίωσης.

Οι ροπές του 4^{ου} όπως και του τελικού σταδίου έχουν την ίδια μορφή για τις δυο αναλύσεις, ενώ παρουσιάζουν μια μικρή μείωση.

Στο Σχήμα 5.27 (β) που ακολουθεί απεικονίζονται οι ωθήσεις που αναπτύσσονται στην ανάλυση με θεώρηση καταστατικού νόμου Mohr-Coulomb, μετά την ολοκλήρωση της εκσκαφής, όπως εξάγονται από το SOFiSTiK. Στο Σχήμα 5.27 (β) μπορούμε να δούμε τις μέγιστες τιμές των ωθήσεων για κάθε έναν από τους διαφραγματικούς τοίχους, αλλά και κάποιες ενδιάμεσες τιμές. Για λόγους σύγκρισης, παρουσιάζεται ξανά δίπλα και το διάγραμμα των ωθήσεων της κύριας ανάλυσης (Σχήμα 5.27 (α)).



Σχήμα 5.27 (α), (β): Αναπτυσσόμενες ωθήσεις στους δυο διαφραγματικούς τοίχους στο τελικό στάδιο εκσκαφής (α) για την κύρια ανάλυση και (β) για την ανάλυση με τη χρήση μοντέλου Mohr-Coulomb (kPa).

Οι διαφορές μεταξύ των δύο διαγραμμάτων είναι πολύ μικρές.

5.6 Συγκεντρωτικός Πίνακας εντατικών και κινηματικών αποτελεσμάτων όλων των αναλύσεων

Ο παρακάτω Πίνακας 5.9 παρουσιάζει τα εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τρία χαρακτηριστικά στάδια προσομοίωσης για λόγους σύγκρισης.

Στάδιο	Αναλύσεις	Διαφράγματα	
		Ροπές (kN.m)	Οριζόντιες Μετακ. (mm)
3	$k_{0,5} E=50\%E_{οιδ.}$	482,44/525,51	14,2/13,1
	$k_1 E=50\%E_{οιδ.}$	809,00/705,51	29,1/23,1
	$k_{1,5} E=50\%E_{οιδ.}$	768,20/887,60	30,2/30,1
	$k_{0,5} E=10\%E_{οιδ.}$	942,83/1066,32	49,7/46,6
	$k_{0,5} E=100\%E_{οιδ.}$	362,20/382,53	5,2/4,9
	$k_{0,5}, E=50\%E_{οιδ.}, E=50\%E_{διαφρ.}$	339,56/363,61	15,4/14,2
	Mohr-Coulomb	323,29/336,39	10,3/9,6
5	$k_{0,5} E=50\%E_{οιδ.}$	1102,16/1112,35	35,8/33,6
	$k_1 E=50\%E_{οιδ.}$	1461,70/1400,94	63,1/53,9
	$k_{1,5} E=50\%E_{οιδ.}$	1470,40/1499,26	64,0/64,7
	$k_{0,5} E=10\%E_{οιδ.}$	2105,15/2170,95	105,9/99,5
	$k_{0,5} E=100\%E_{οιδ.}$	869,40/876,45	13,7/12,6
	$k_{0,5}, E=50\%E_{οιδ.}, E=50\%E_{διαφρ.}$	810,34/817,79	39,5/37,1
	Mohr-Coulomb	730,47/732,51	27,3/25,5
6	$k_{0,5} E=50\%E_{οιδ.}$	1094,26/1103,43	40,8/37,9
	$k_1 E=50\%E_{οιδ.}$	1348,60/1323,99	70,1/60,3
	$k_{1,5} E=50\%E_{οιδ.}$	1349,66/1361,76	72,2/73,1
	$k_{0,5} E=10\%E_{οιδ.}$	2245,41/2290,59	115,0/106,6
	$k_{0,5} E=100\%E_{οιδ.}$	758,05/768,36	23,5/22,0
	$k_{0,5}, E=50\%E_{οιδ.}, E=50\%E_{διαφρ.}$	754,57/761,68	44,0/41,2
	Mohr-Coulomb	735,61/742,19	28,4/26,3

Πίνακας 5.9: Συγκριτικά συγκεντρωτικά εντατικά και κινηματικά αποτελέσματα των επτά αναλύσεων, για τρία χαρακτηριστικά στάδια προσομοίωσης.

Άξια σχολιασμού αποτελούν τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπου χρησιμοποιήθηκε πολύ μικρή τιμή για το μέτρο ελαστικότητας. Στην περίπτωση αυτή, έχουμε ραγδαία αύξηση των ροπών και των μετακινήσεων, μέχρι και στο διπλάσιο, σε όλα τα στάδια προσομοίωσης του προβλήματος. Μικρότερες μετακινήσεις προκύπτουν στην περίπτωση όπου έχουμε το μεγαλύτερο μέτρο ελαστικότητας. Πολύ μικρές ροπές εμφανίζονται τόσο στην ανάλυση για αυξημένο E όσο και στην ανάλυση με θεώρηση καταστατικού νόμου Mohr-Coulomb.

6. Συμπεράσματα

- Η μηχανική συμπεριφορά των υλικών ξεφεύγει από τα όρια της γραμμικής ελαστικότητας από τα αρχικά πολύ μικρά βήματα φόρτισης. Η διατύπωση απλών μαθηματικών σχέσεων ικανών να περιγράψουν τη σχέση τάσεων - παραμορφώσεων των γεωυλικών είναι ουσιαστικά αδύνατη. Οι μέθοδοι με τις οποίες μπορούμε να προσεγγίσουμε ένα πρόβλημα διαφραγματικών τοίχων και να προσδιορίσουμε τις εδαφικές ωθήσεις είναι συμβατικές (θεωρία οριακής ισορροπίας) ή αριθμητικές (μέθοδος Πεπερασμένων Στοιχείων ή Διαφορών).
- Στην πρώτη περίπτωση, γίνεται εισαγωγή ενός προκαθορισμένου πεδίου τάσεων (ενεργητικών ή παθητικών) υπό την παραδοχή της μορφής των μετακινήσεων. Έτσι, το πρόβλημα είναι κινηματικά εξαρτημένο από τις παραδοχές του και η όλη προσέγγιση και επίλυση του προβλήματος μπορεί να θεωρηθεί μακριά από την πραγματικότητα.
- Στη δεύτερη περίπτωση, επιτυγχάνουμε σύζευξη κινηματικών και εντατικών μεγεθών και με αυτό τον τρόπο καλύτερη προσομοίωση της αλληλεπίδρασης μεταξύ διαφραγματικών τοίχων και εδάφους. Υπάρχει δυνατότητα, μέσω υπολογιστικών προγραμμάτων όπως το SOFiSTiK, να χρησιμοποιηθούν σύνθετοι καταστατικοί νόμοι (Mohr-Coulomb Model, GRAN Model) για την ικανοποιητικότερη περιγραφή της κινηματικής συμπεριφοράς και της απόκρισης του εδάφους καθώς και των αντίστοιχων εντατικών μεγεθών. Το ελαστικό – τέλεια πλαστικό μοντέλο Mohr-Coulomb παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον λόγω της απλότητάς του. Σύμφωνα με αυτό, το όριο θραύσης του εδάφους συμπίπτει με το όριο διαρροής. Υπάρχει, όμως, και το κρατυνόμο ελαστικό μοντέλο (GRAN Model), το οποίο προσομοιάζει με ικανοποιητικότερο τρόπο την αναμενόμενη συμπεριφορά των διάφορων τύπων εδάφους στις διάφορες φορτίσεις. Βασική ιδέα του αποτελεί η εξάρτηση της δυσκαμψίας από το επίπεδο των τάσεων. Μετά τη διαρροή του εδάφους ακολουθεί ο κλάδος της κρατυνόμης συμπεριφοράς, η οποία χαρακτηρίζεται από συνεχή διόγκωση της επιφάνειας διαρροής μέχρι και το σημείο της θραύσης.
- Για να πραγματοποιηθεί αριθμητική προσομοίωση στο το πρόγραμμα SOFiSTiK με τη χρήση του καταστατικού νόμου GRAN, απαιτείται εισαγωγή τουλάχιστον δυο μέτρων ελαστικότητας για το έδαφος, E_{ur} και E_{load} .
- Σε ένα έδαφος που αντιστηρίζεται από διαφραγματικούς τοίχους με πλάκες, κρατώντας σταθερή την τιμή του μέτρου ελαστικότητας, και αυξάνοντας το συντελεστή ωθήσεων από $k_0=0,5$ σε $k_0=1$ και $k_0=1,5$, παρατηρείται αύξηση τόσο των μετακινήσεων, όσο και των ροπών. Η αύξηση αυτή είναι σχεδόν ίδιας τάξης, είτε διπλασιαστεί είτε τριπλασιαστεί ο συντελεστής ωθήσεων. Όπως είναι αναμενόμενο,

όσο μεγαλύτερο συντελεστή ωθήσεων έχουμε, τόσο μεγαλύτερες προκύπτουν οι αναπτυσσόμενες ωθήσεις.

- Μεταβάλλοντας στο αντιστηριζόμενο έδαφος την τιμή του μέτρου ελαστικότητας, διατηρώντας σταθερά τα υπόλοιπα χαρακτηριστικά του, παρατηρούνται μεταβολές στις μετακινήσεις και στις ροπές του διαφράγματος που το αντιστηρίζει, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μεταβολή του E . Όταν το E διπλασιάζεται, τα εντατικά μεγέθη μειώνονται σχεδόν στα δύο τρίτα της αρχικής τους τιμής. Η μείωση του E μέχρι σχεδόν τον υποτριπλασιασμό του, επιφέρει τριπλασιασμό των εντατικών μεγεθών. Όσο αυξάνεται το μέτρο ελαστικότητας ενός εδαφικού τμήματος, τόσο αυτό μπορεί να συμπεριφερθεί σαν αυτοφερόμενο, με αποτέλεσμα να ασκούνται μικρότερες ωθήσεις στο στοιχείο που το αντιστηρίζει.
- Η μείωση του μέτρου ελαστικότητας των διαφραγμάτων από σκυρόδεμα προσομοιώνει τη ρηγματωμένη τους κατάσταση. Η ρηγμάτωση έχει ελάχιστη επίπτωση στις μετακινήσεις και ωθήσεις του διαφράγματος, ενώ συνεισφέρει στη μείωση των ροπών.
- Με τη χρήση του καταστατικού νόμου Mohr-Coulomb για τη λύση του ίδιου προβλήματος αντιστήριξης, παρατηρείται μια μικρή αλλά αμελητέα μείωση των εντατικών μεγεθών στους διαφραγματικούς τοίχους.

Βιβλιογραφία

- Barnes G.E. (2000). Soil Mechanics: Principles and Practice.
- Braja D. (1999). Principles of Foundation Engineering, 4th ed.
- Cernica J. (1995). Geotechnical Engineering: Foundation Design.
- Chandler R. Field studies, (1995). Analysis and numerical modelling of retaining walls propped at formation level. PhD thesis, University of London.
- CIRIA (2003). C580, Embedded retaining walls-guidance for economic design, London.
- Comodromos A., Papadopoulou M., Konstantinidis G. (2013). Effects from diaphragm wall installation to surrounding soil and adjacent buildings. *Computers and Geotechnics*.
- Murthy V. (2003). Geotechnical Engineering.
- Pantelidou H. (1994) Changes in soil stiffness associated with diaphragm walling. PhD thesis, University of London.
- Plaxis (2012). Material Models Manual
- Powrie W. (1997). Soil Mechanics: Concept and Application.
- Powrie W, Kantartzi C. Ground response during diaphragm wall installation in clay: centrifuge model tests. *Géotechnique*.
- SOFISTIK AG, Oberschleissheim, (2011). Basics *Version 2012*.
- Tedd P., Chard B.M., Charles J.A., Symons IF. Behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay at Bell Common Tunnel. *Géotechnique*.
- Xanthakos P., Abramson L., Bruce D. (1994). Ground Control and Improvement.
- Xanthakos P. (1979) Slurry Walls.
- Κλουκίνας Π. (2012). Συμβολή στη στατική και δυναμική ανάλυση τοίχων αντιστήριξης μέσω θεωρητικών και πειραματικών μεθόδων, διδακτορική διατριβή, Πάτρα.
- Κωμοδρόμος Α. (2009). Βαθιές Θεμελιώσεις - Αντιστηρίξεις.
- Κωμοδρόμος Α. (2008). Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική.
- Χριστούλας Σ. (1998). Επιλογές εφαρμοσμένης γεωτεχνικής μηχανικής.

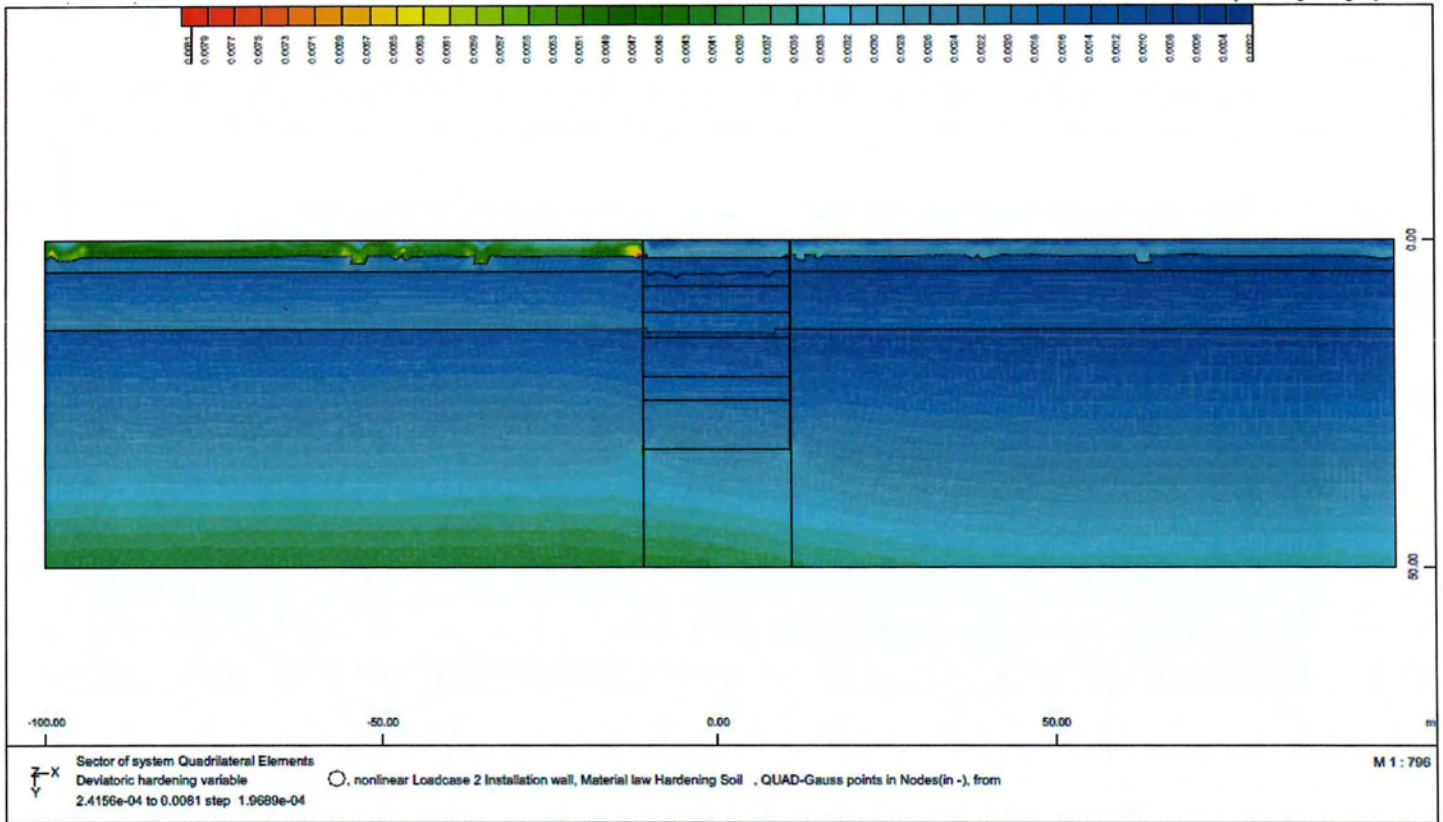
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ **A**

Απεικόνιση Προσομοιώματος

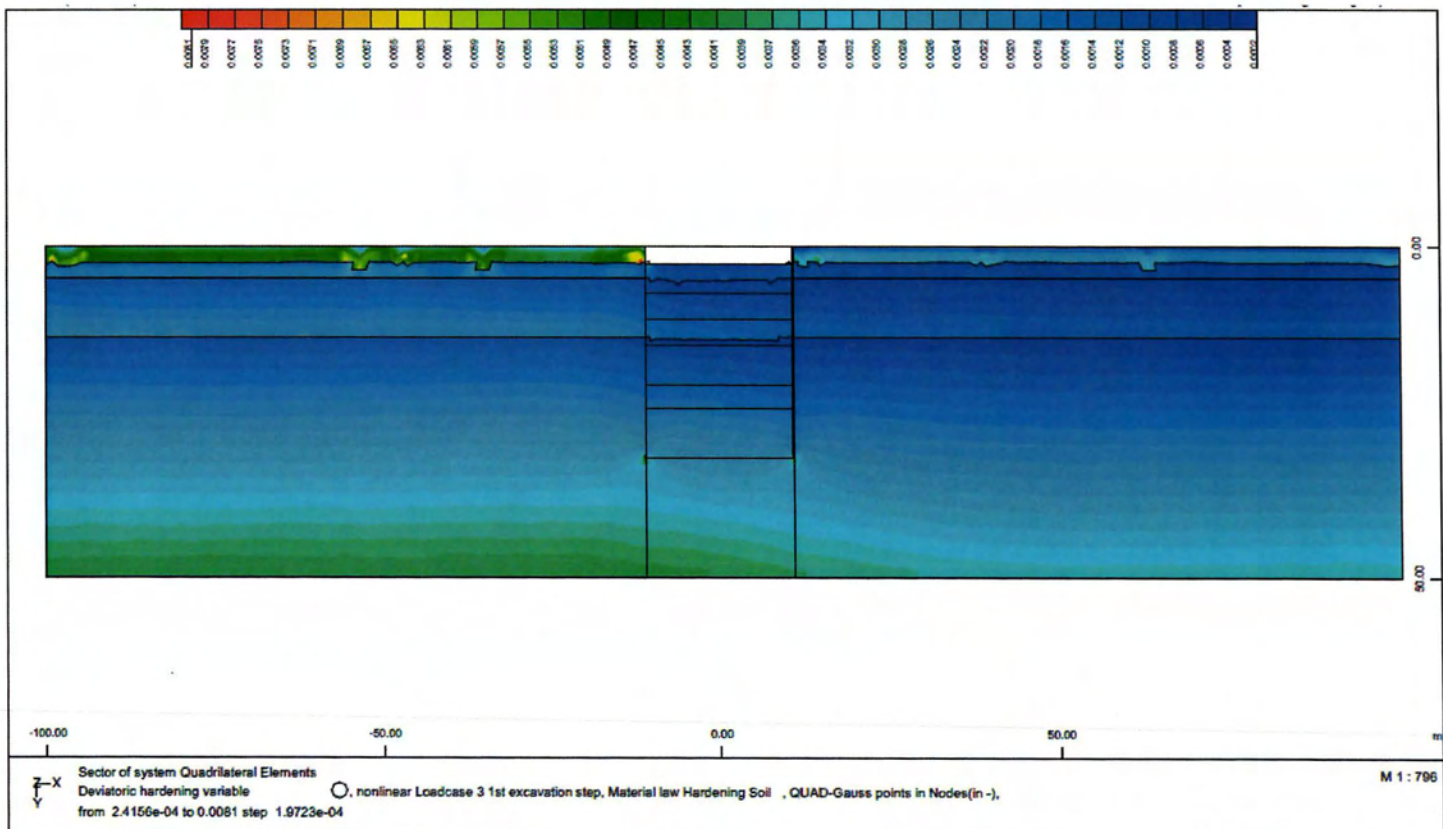
Κατασκευαστικών Φάσεων

για την κύρια ανάλυση $k=0,5$ $E=50\%E_{οιδ.}$

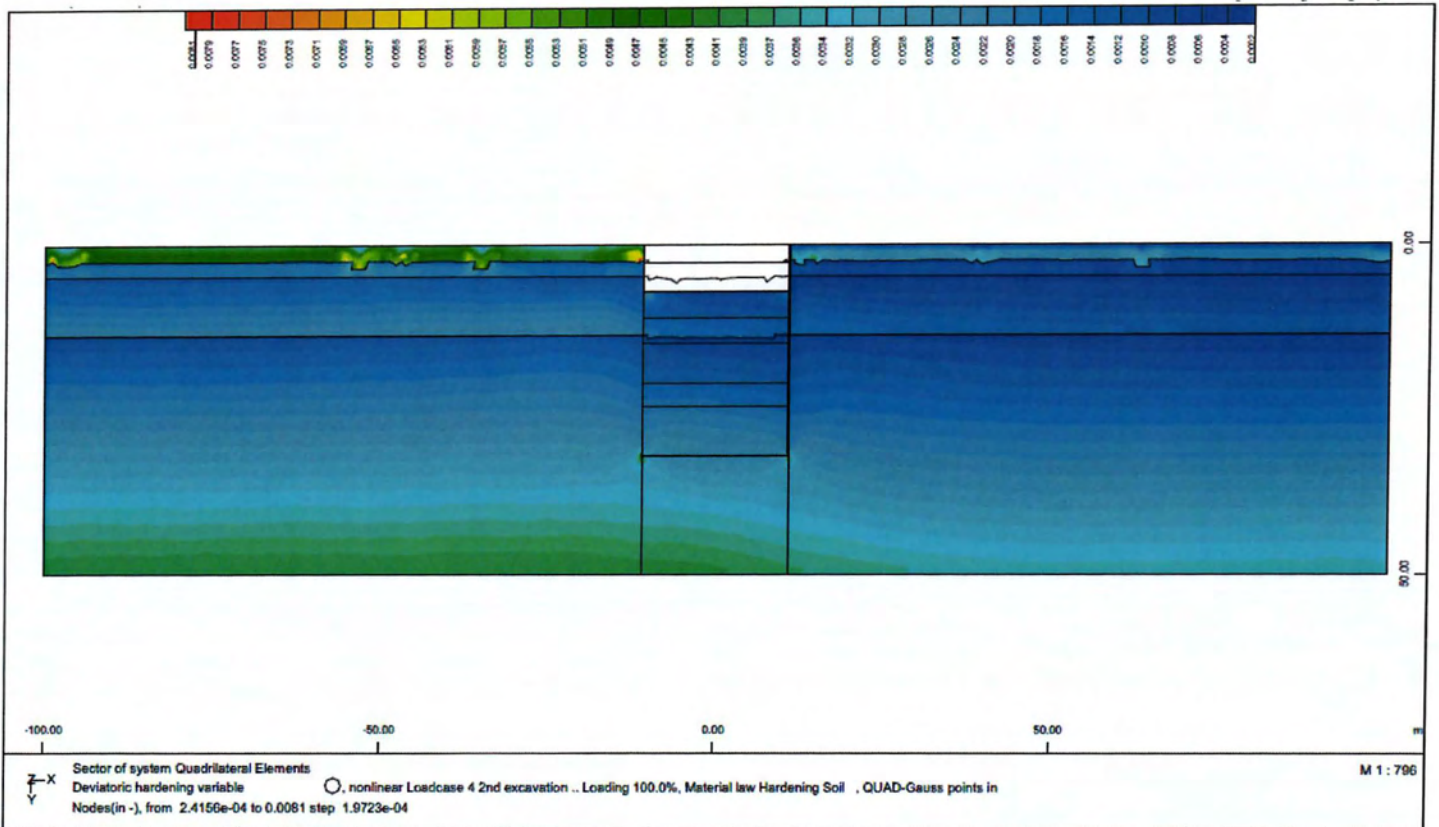
A.2 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομίωσης



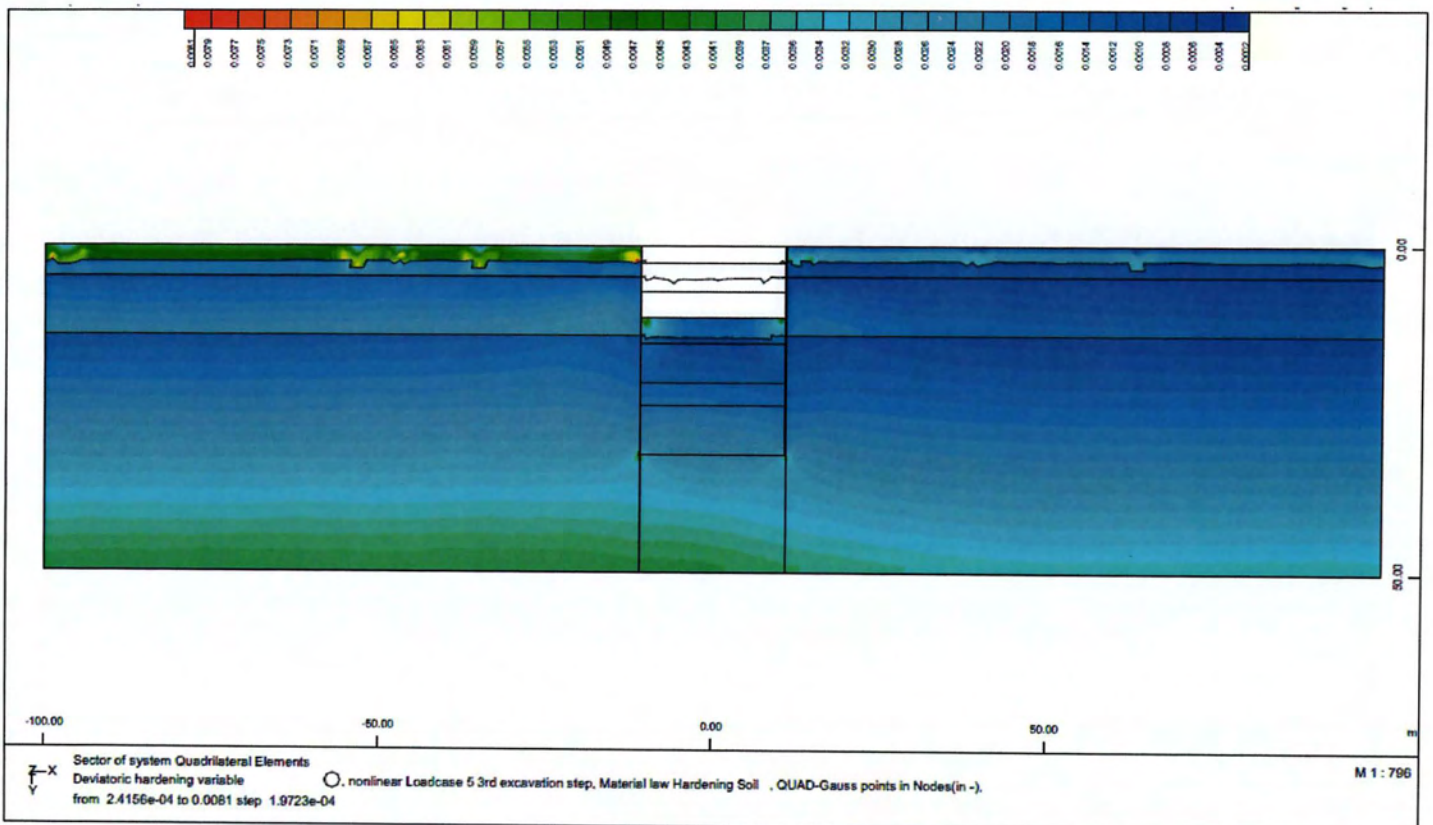
Σχήμα A.1: Κατασκευή Διαφραγμάτων (Installationwall).



Σχήμα A.2: 1^ο Στάδιο: Στάδιο υλοποίησης της εκσκαφής πρώτης φάσης, (1st excavation step).

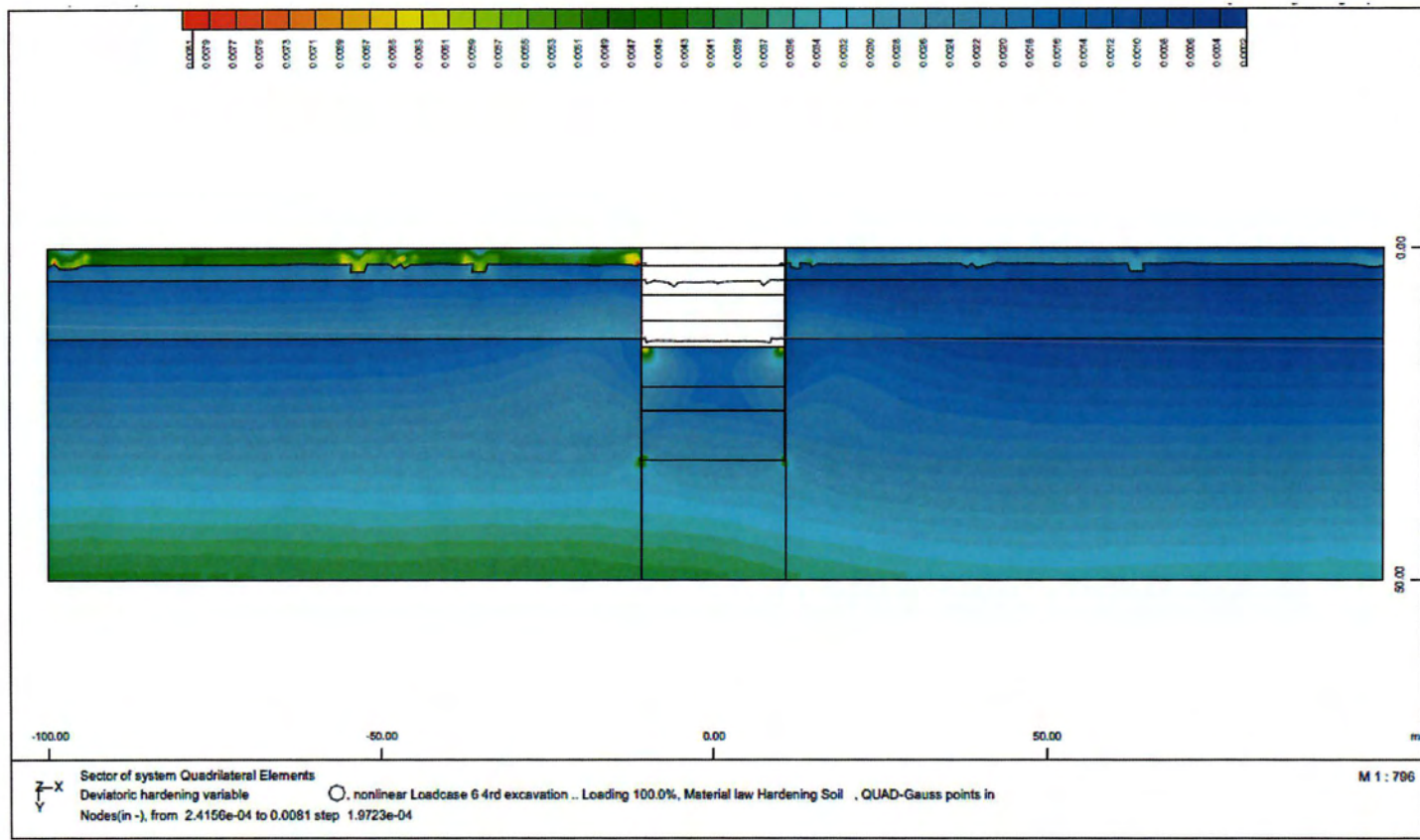


Σχήμα Α.3: 2^ο Στάδιο: Στάδιο κατασκευής της πρώτης πλάκας και προσομοίωσης της δεύτερης φάσης εκσκαφής (2nd excavationstep).

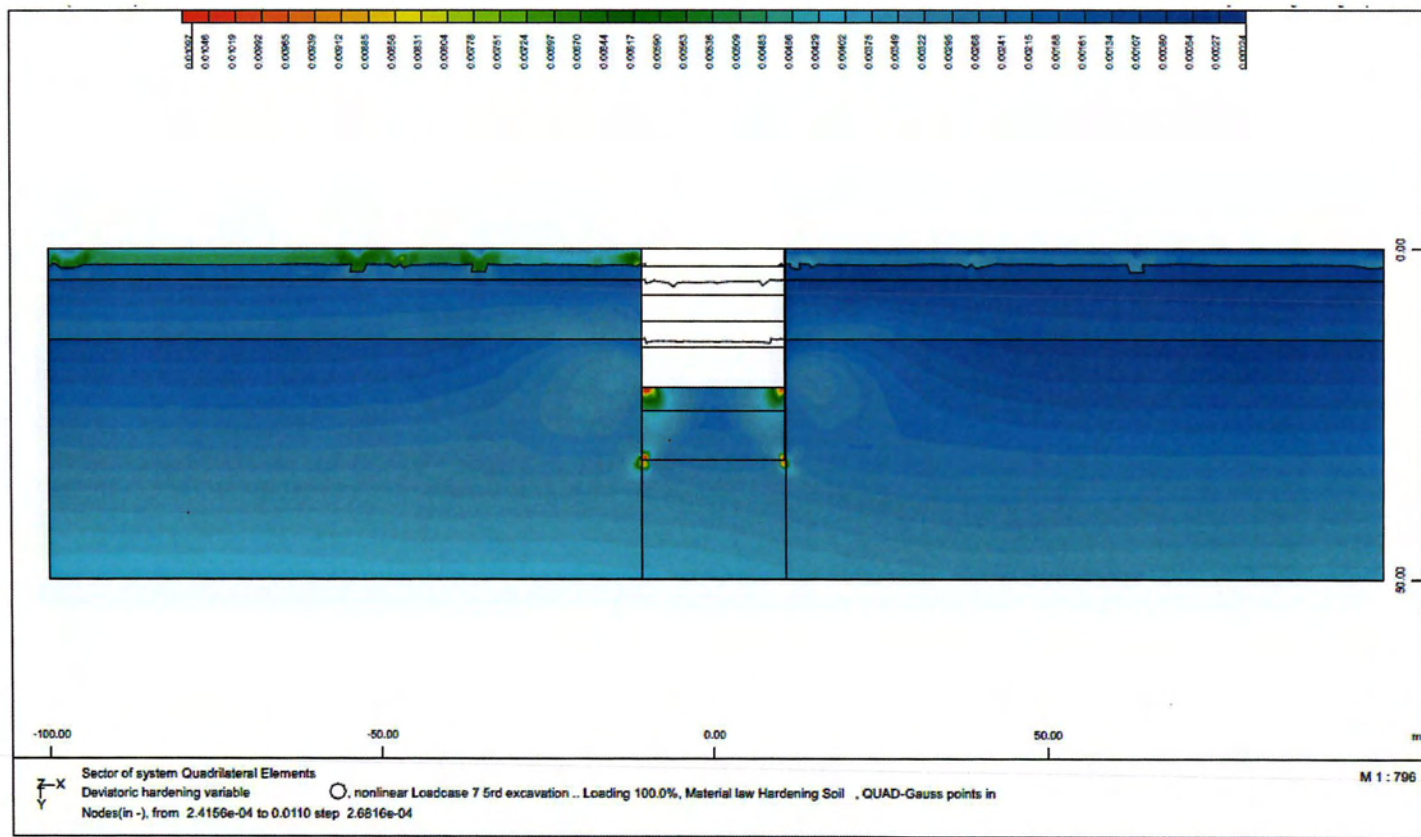


Σχήμα Α.4: 3^ο Στάδιο: Στάδιο κατασκευής της δεύτερης πλάκας και προσομοίωσης της τρίτης φάσης εκσκαφής (3rd excavationstep).

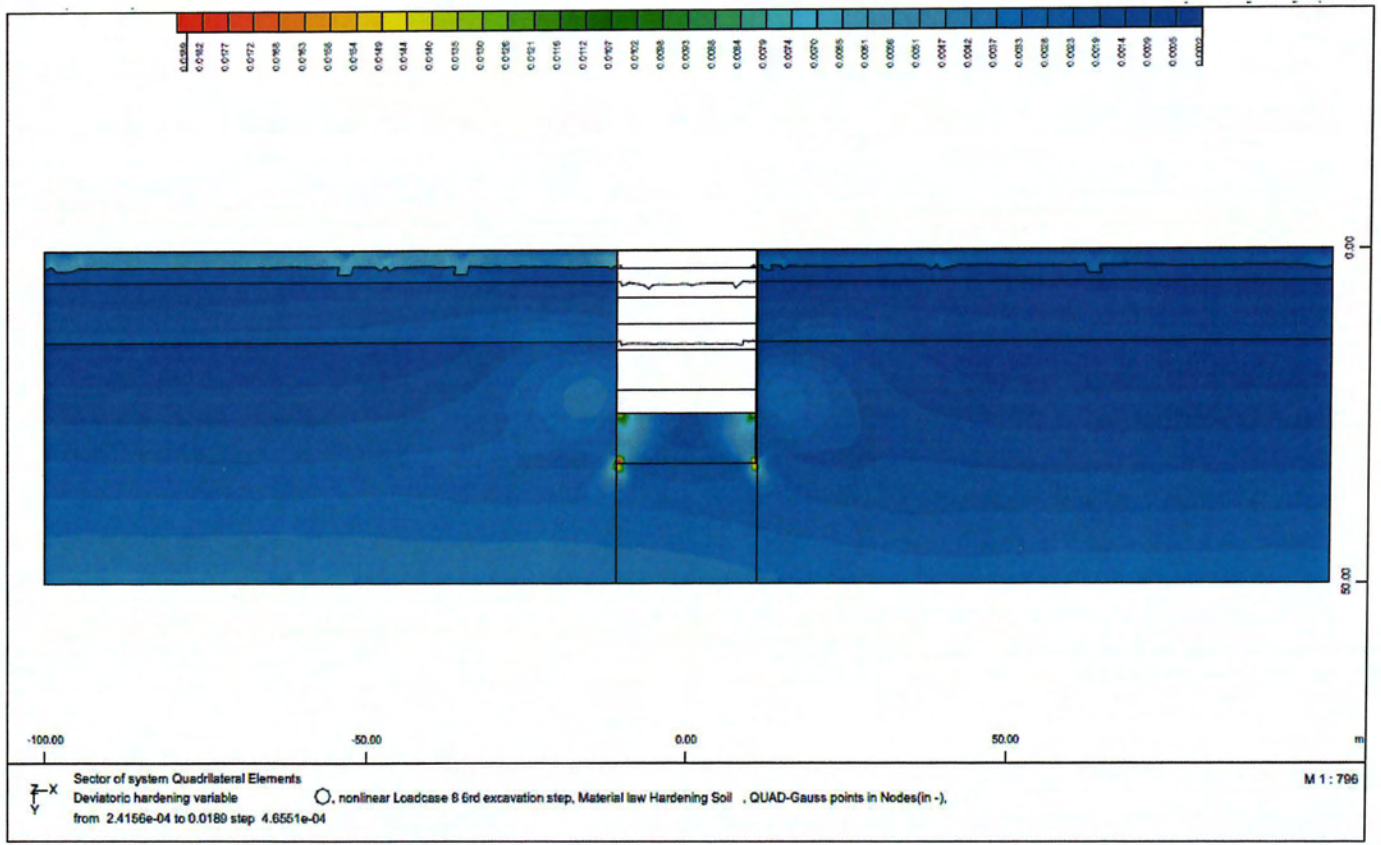
A.4 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



Σχήμα A.5: 4^ο Στάδιο: Στάδιο κατασκευής της τρίτης πλάκας και προσομοίωσης της τέταρτης φάσης εκσκαφής (4th excavationstep).



Σχήμα A.6: 5^ο Στάδιο: Στάδιο κατασκευής της τέταρτης πλάκας και προσομοίωσης της πέμπτης φάσης εκσκαφής (5th excavationstep).



Σχήμα Α.7: 6^ο Στάδιο: Στάδιο κατασκευής της πέμπτης πλάκας και προσομοίωσης της έκτης φάσης εκσκαφής (6th excavation step).

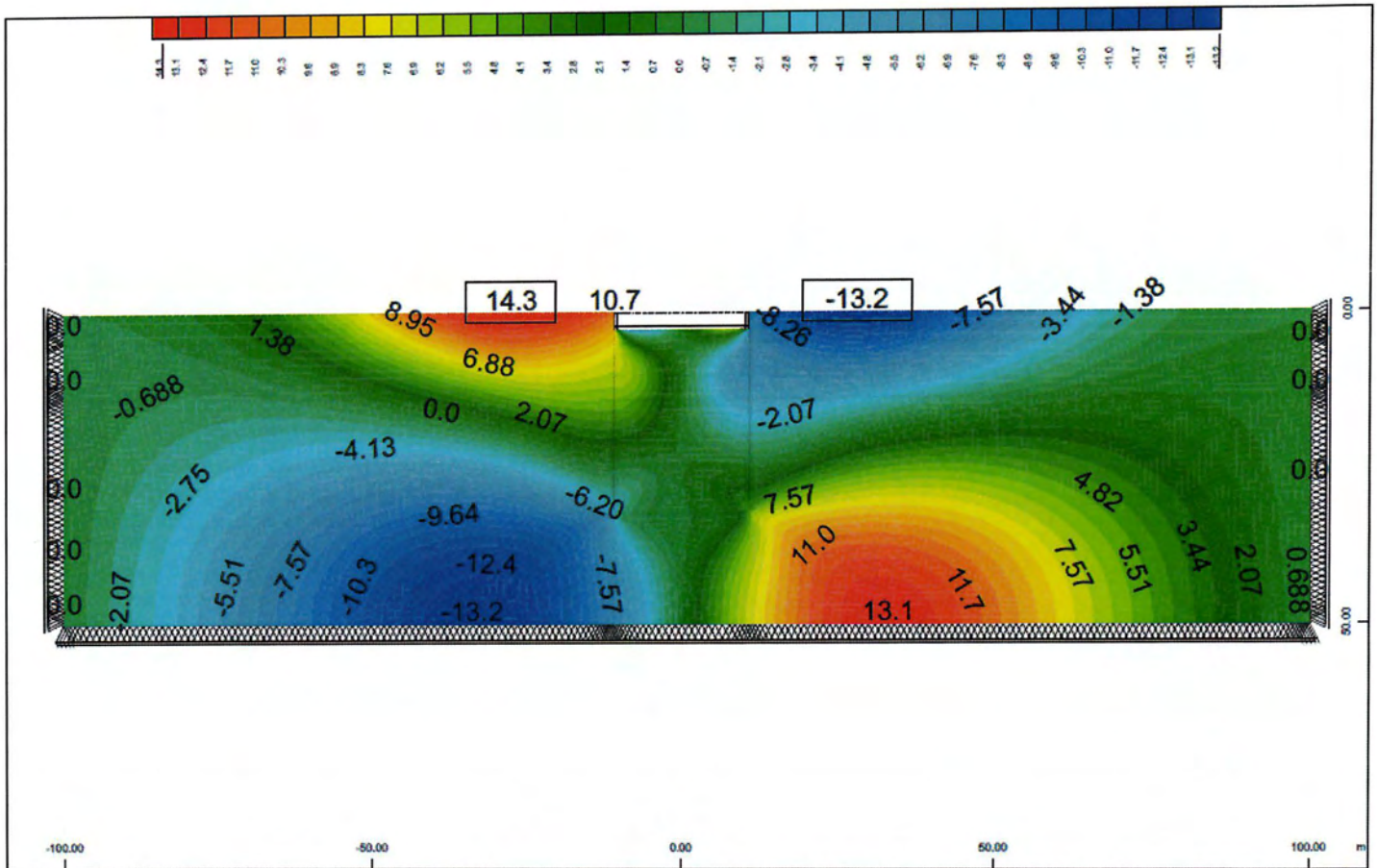
A.6 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

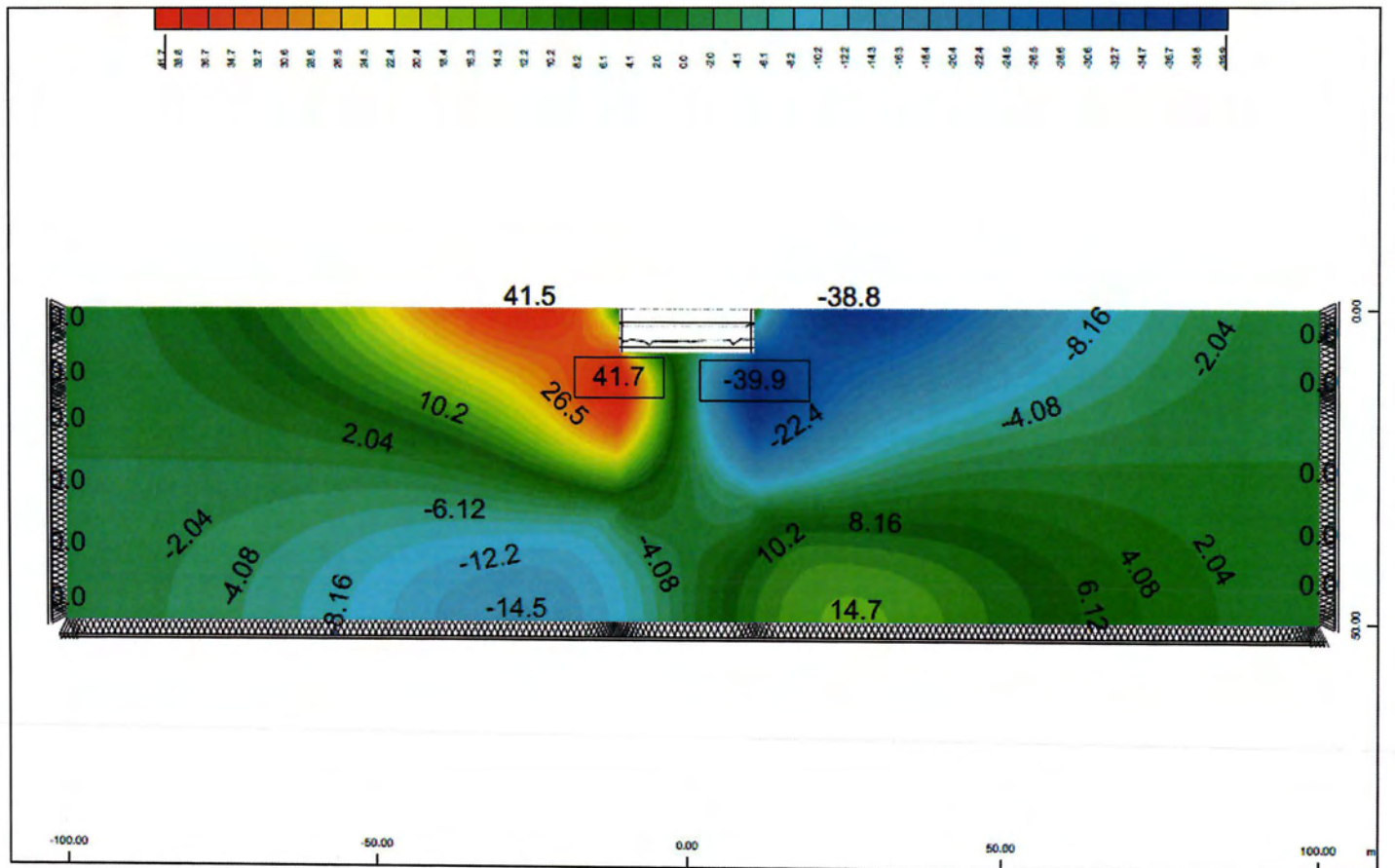
*Απεικόνιση Αποτελεσμάτων
με θεώρηση μειωμένου μέτρου ελαστικότητας
 $E=10\%E_{οιδ.}$*

$E=10\%E_{οιδ.}$ $k=0,5$ (αποτελέσματα για όλα τα στάδια εκσκαφής)

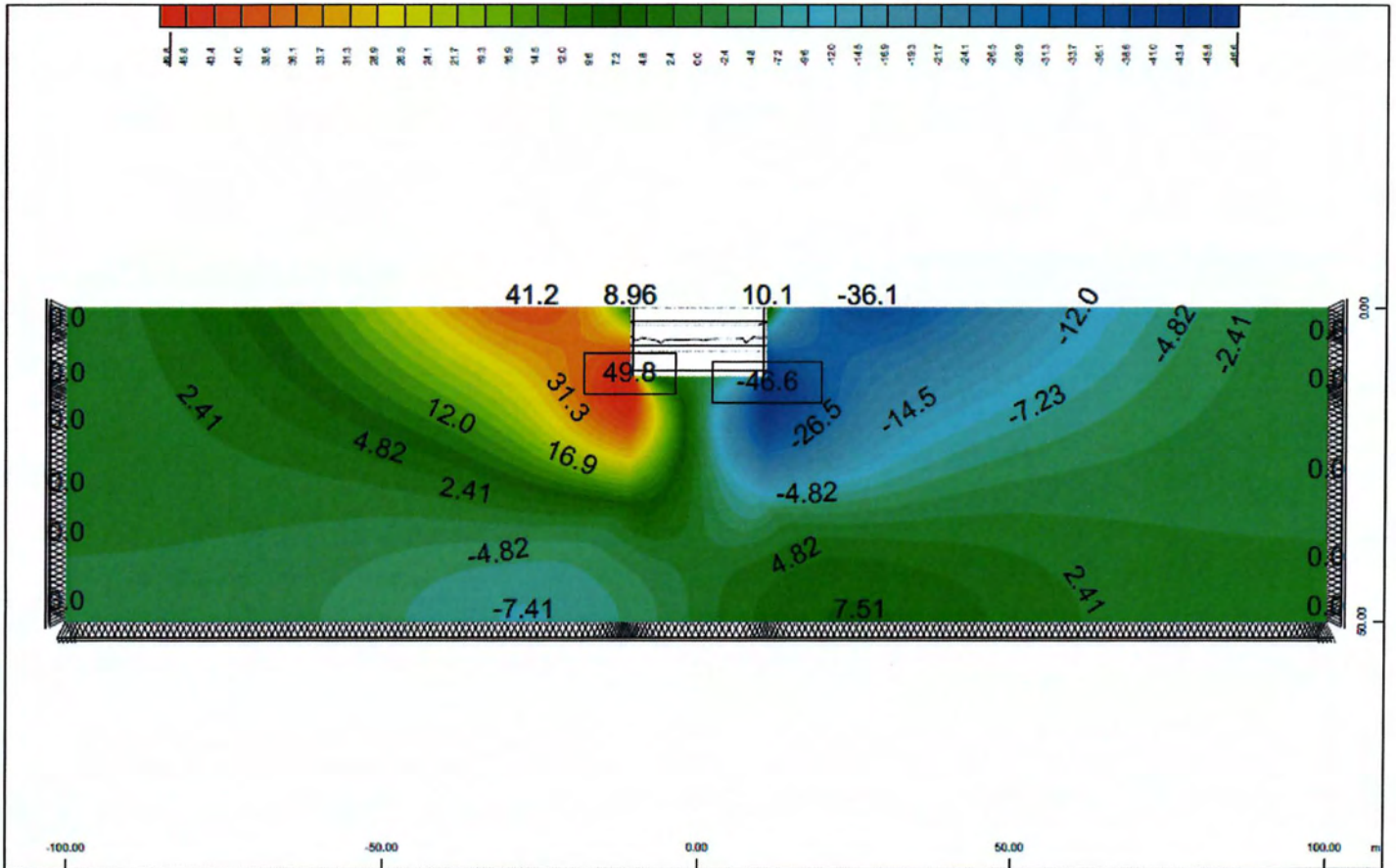
Γ.2 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



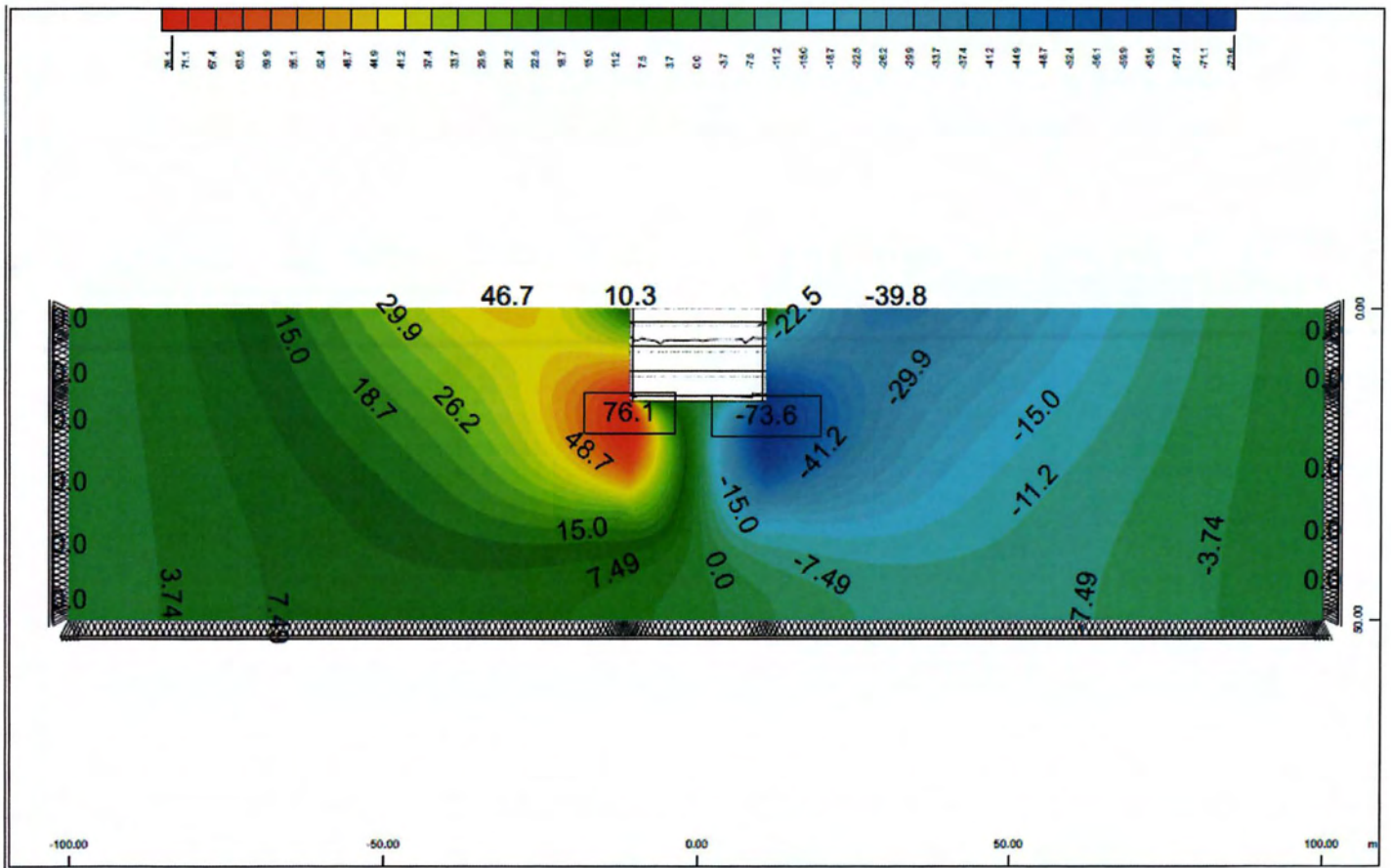
Σχήμα Γ.1: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 1^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)



Σχήμα Γ.2: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 2^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)

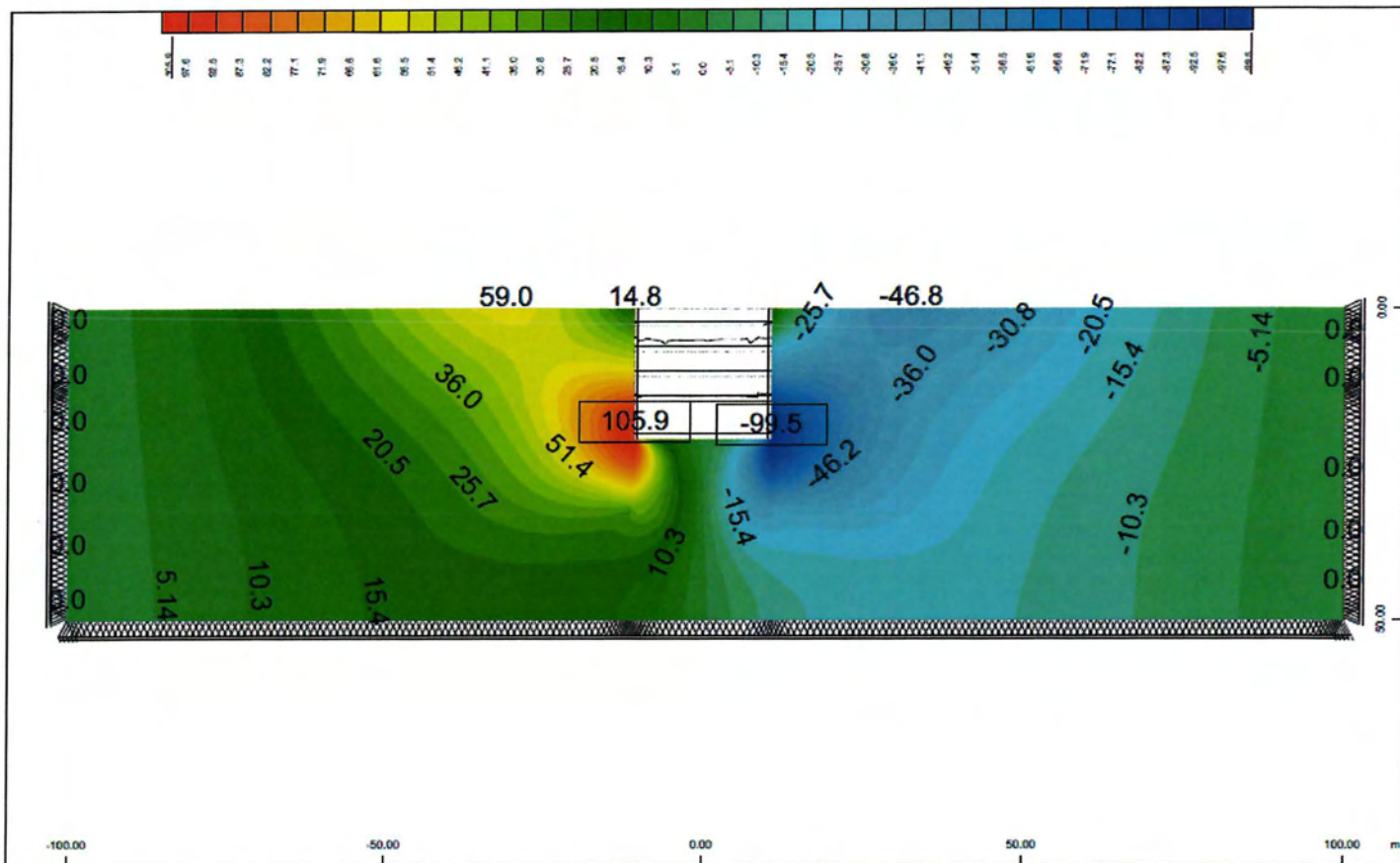


Σχήμα Γ.3: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 3^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)

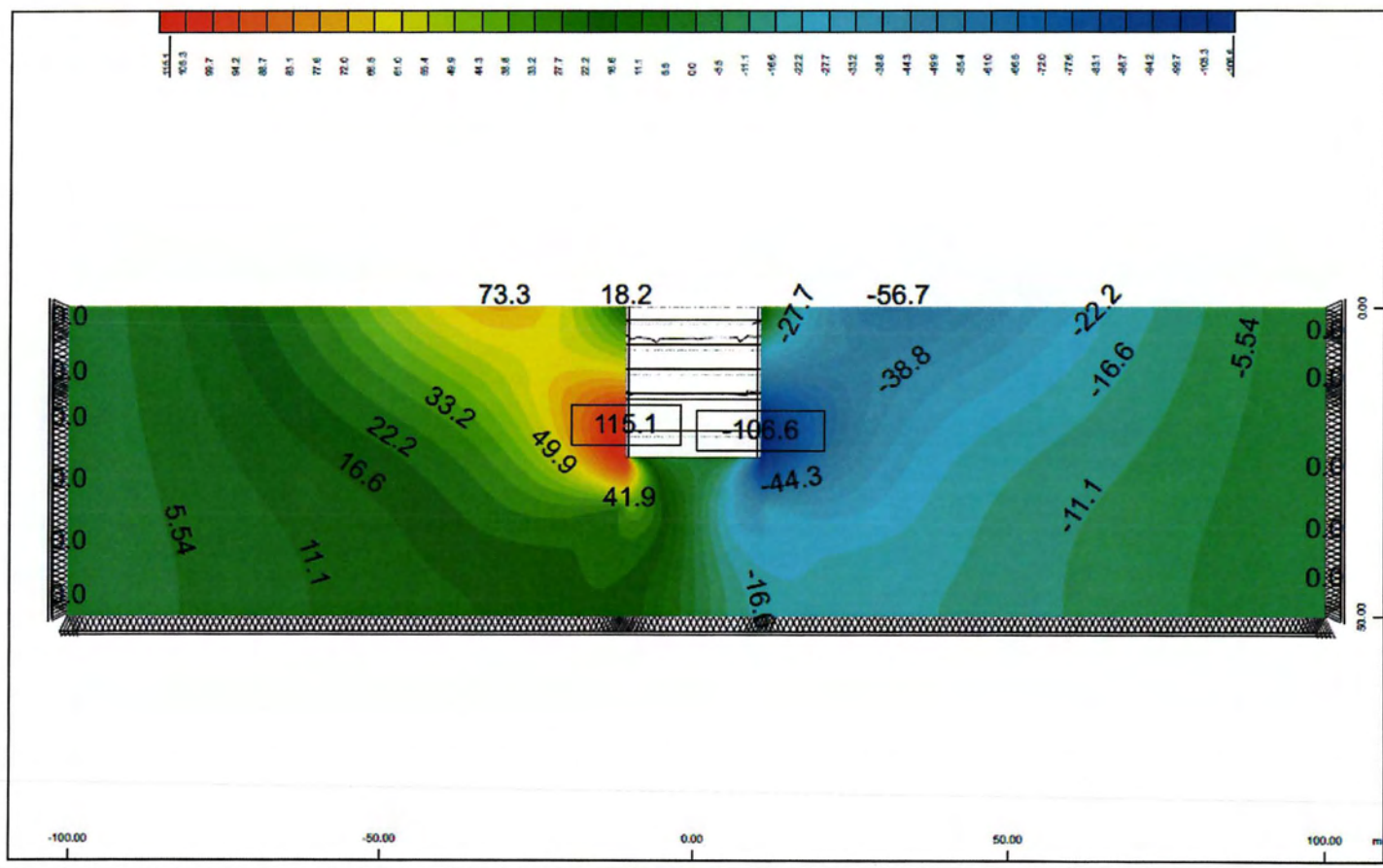


Σχήμα Γ.4: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)

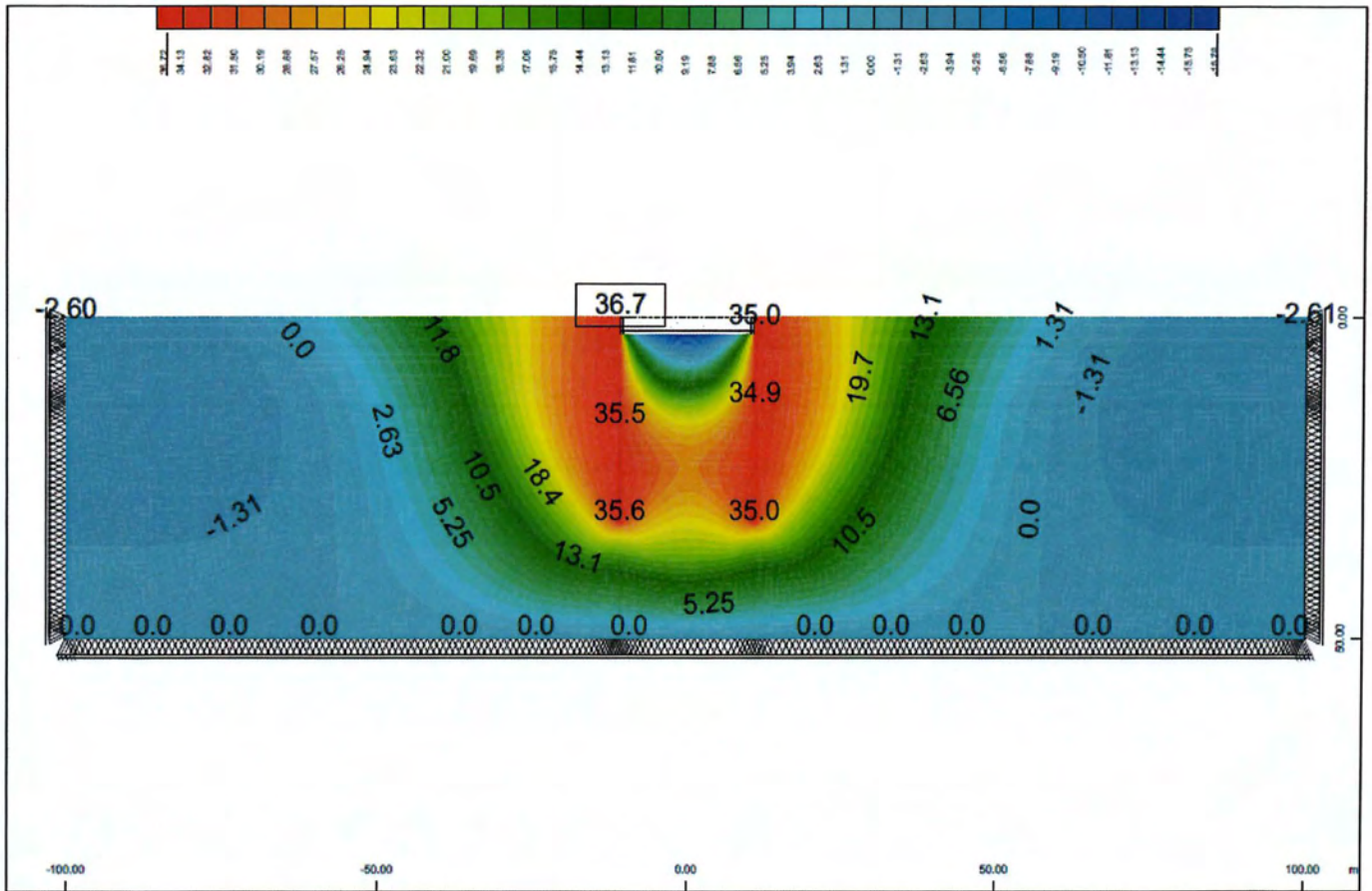
Γ.4 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



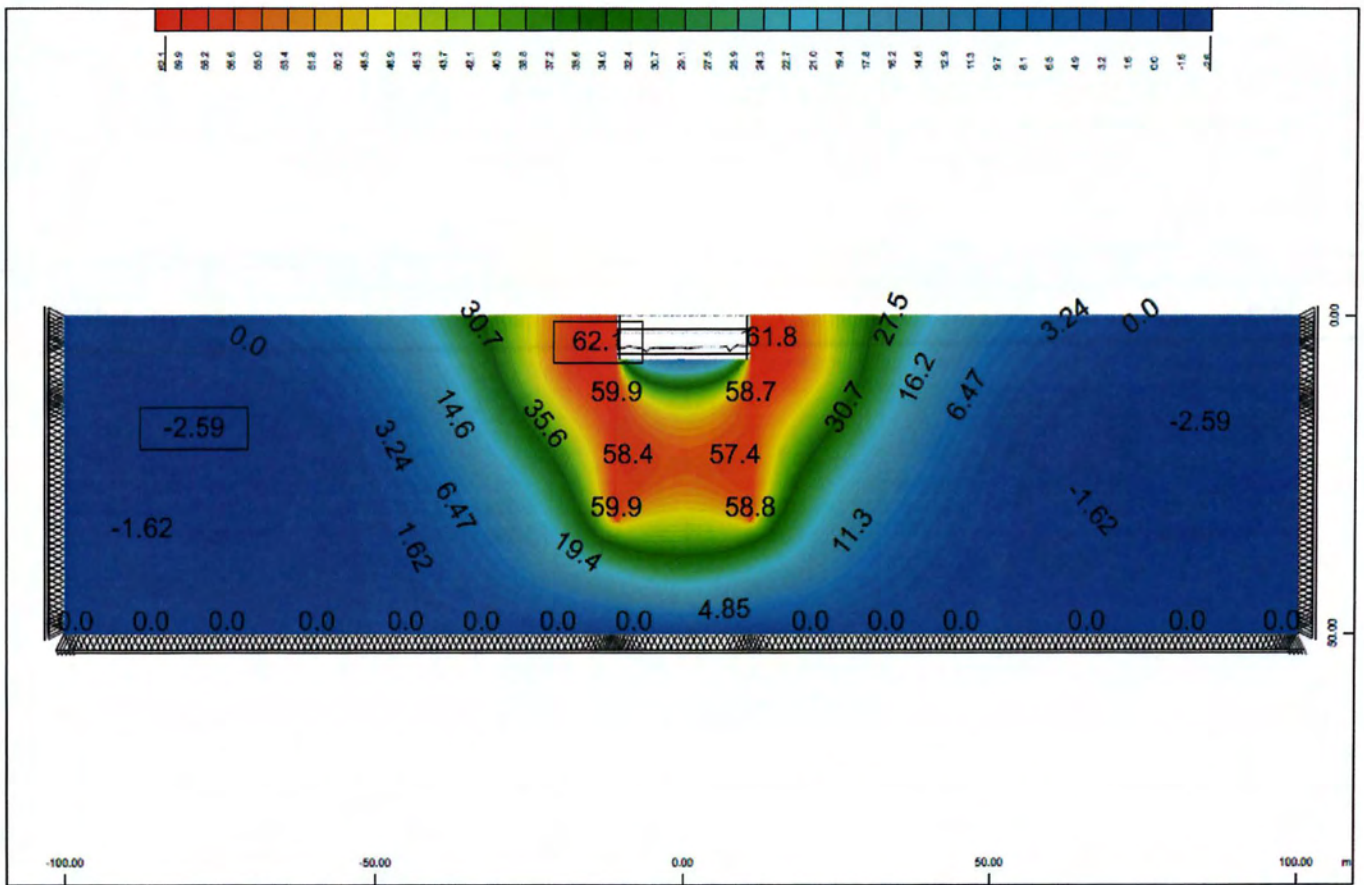
Σχήμα Γ.5: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 5^ο στάδιο εκσκαφής ($k0,5- E=10\%Eoiδ.$)



Σχήμα Γ.6: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής ($k0,5- E=10\%Eoiδ.$)

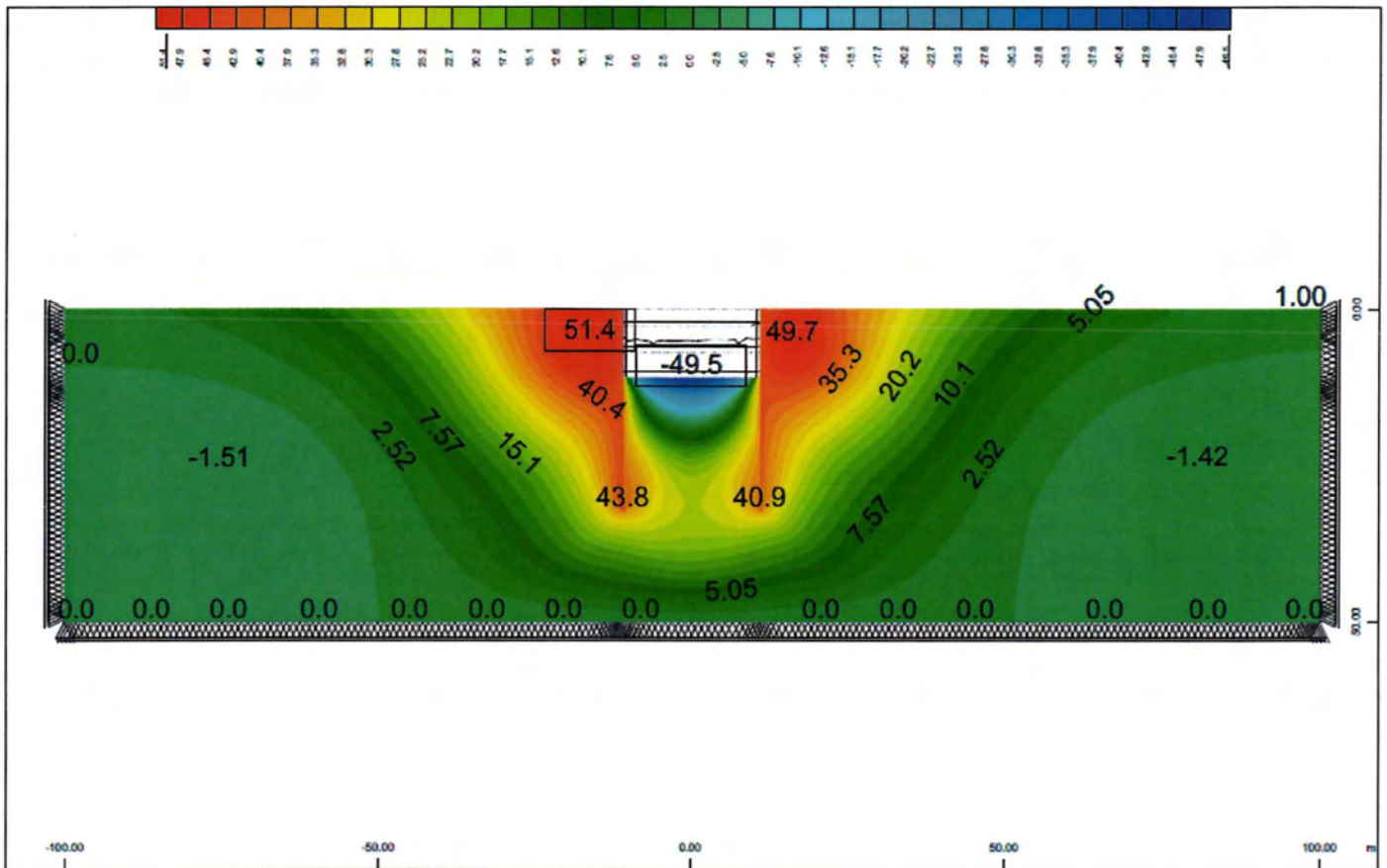


Σχήμα Γ.7: Απεικόνιση καλιζήσεων στο 1^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)

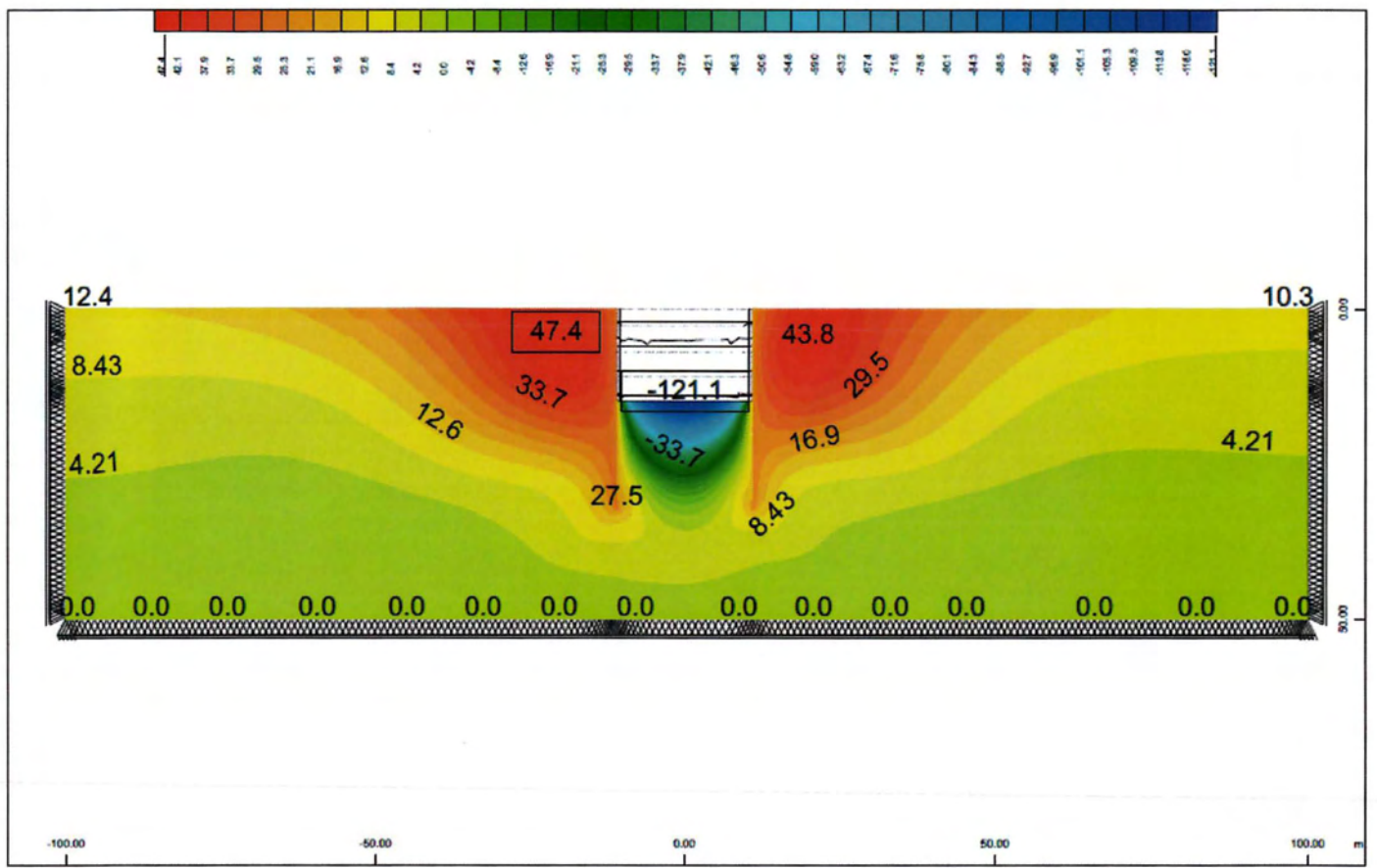


Σχήμα Γ.8: Απεικόνιση καλιζήσεων στο 2^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)

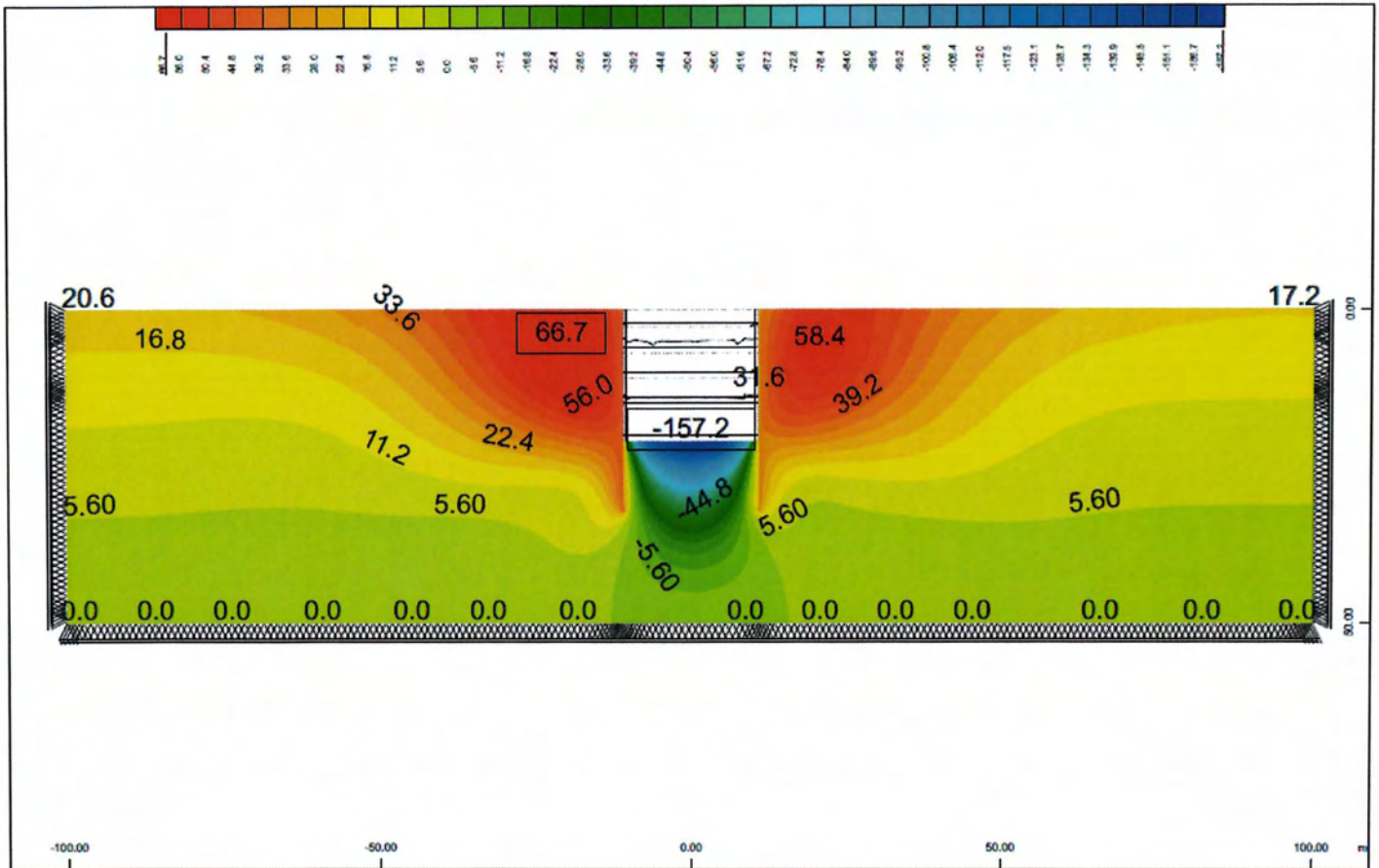
Γ.6 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



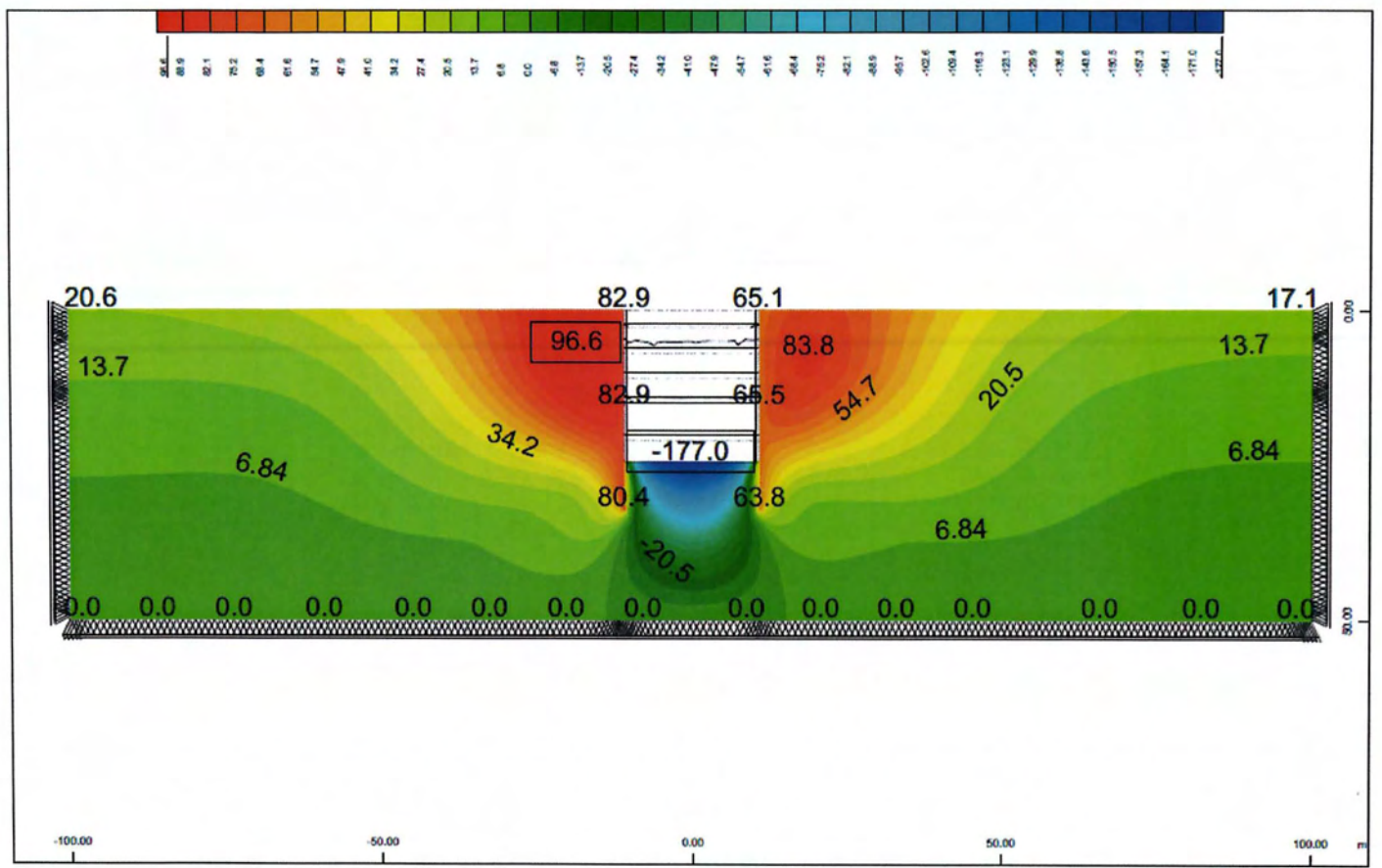
Σχήμα Γ.9: Απεικόνιση καθιζήσεων στο 3^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)



Σχήμα Γ.10: Απεικόνιση καθιζήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (k0,5- E=10%Εοιδ.)



Σχήμα Γ.11: Απεικόνιση κατιζήσεων στο 5^ο στάδιο εκσκαφής ($k_{0,5} - E=10\%E_{oiδ.}$)



Σχήμα Γ.12: Απεικόνιση κατιζήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής ($k_{0,5} - E=10\%E_{oiδ.}$)

Γ.8 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε

Απεικόνιση Αποτελεσμάτων επιπρόσθετων αναλύσεων

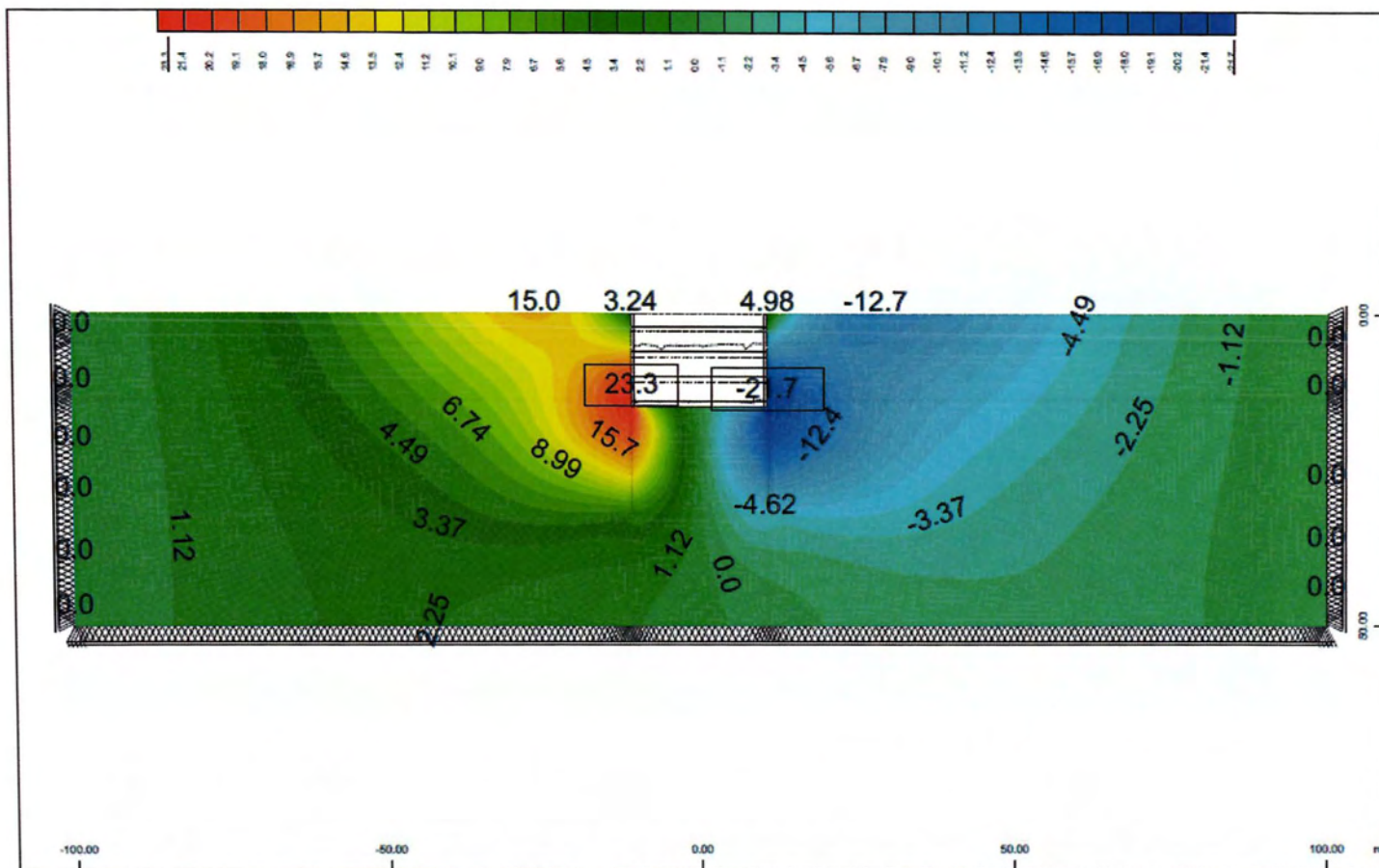
Εδιαφραγμάτων= $15 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ ($E=50\%$ Εδιαφρ.)

(αποτελέσματα για το 4^ο και 6^ο στάδιο εκσκαφής)

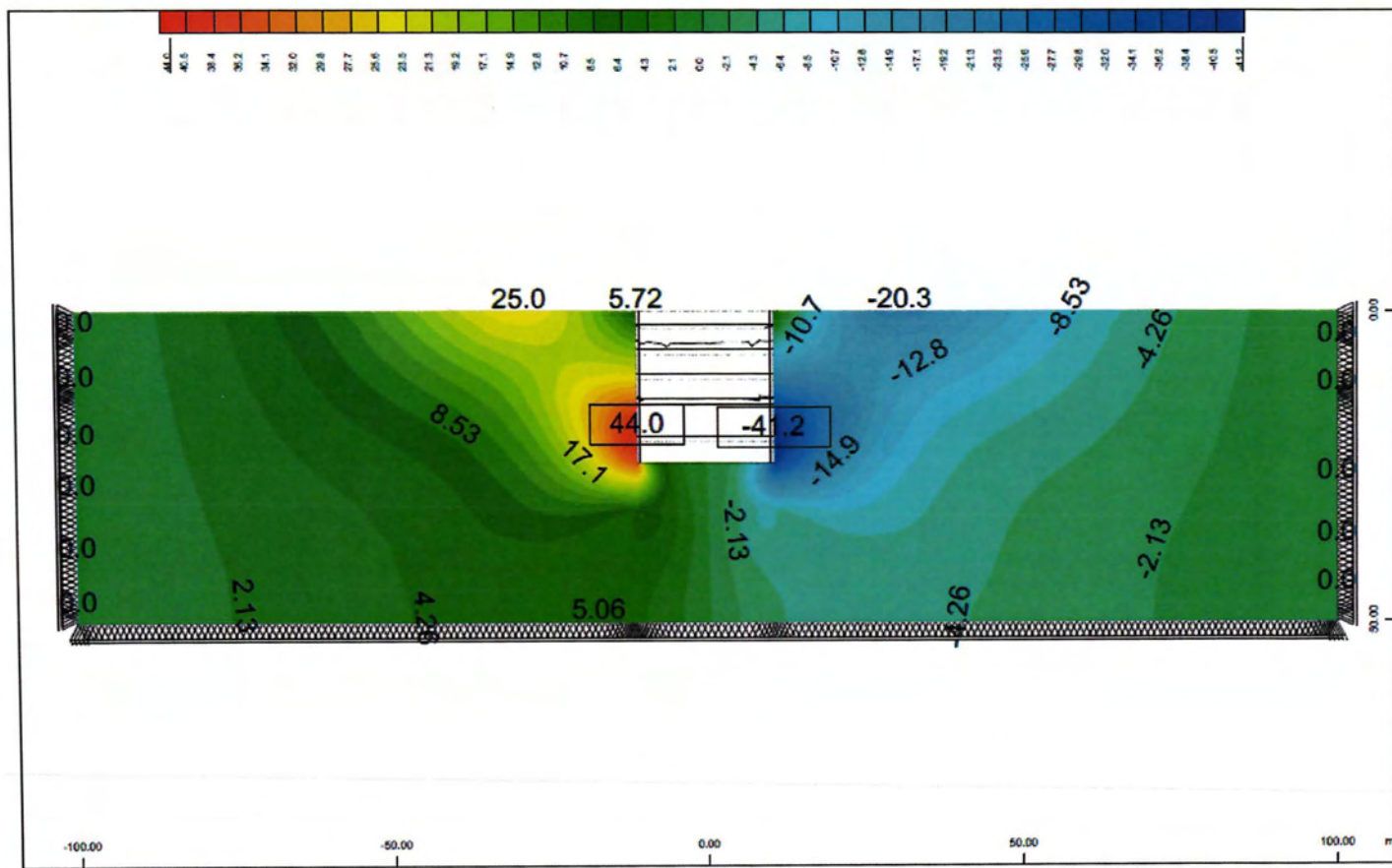
Ανάλυση με Mohr-Coulomb

(αποτελέσματα για το 4^ο και 6^ο στάδιο εκσκαφής)

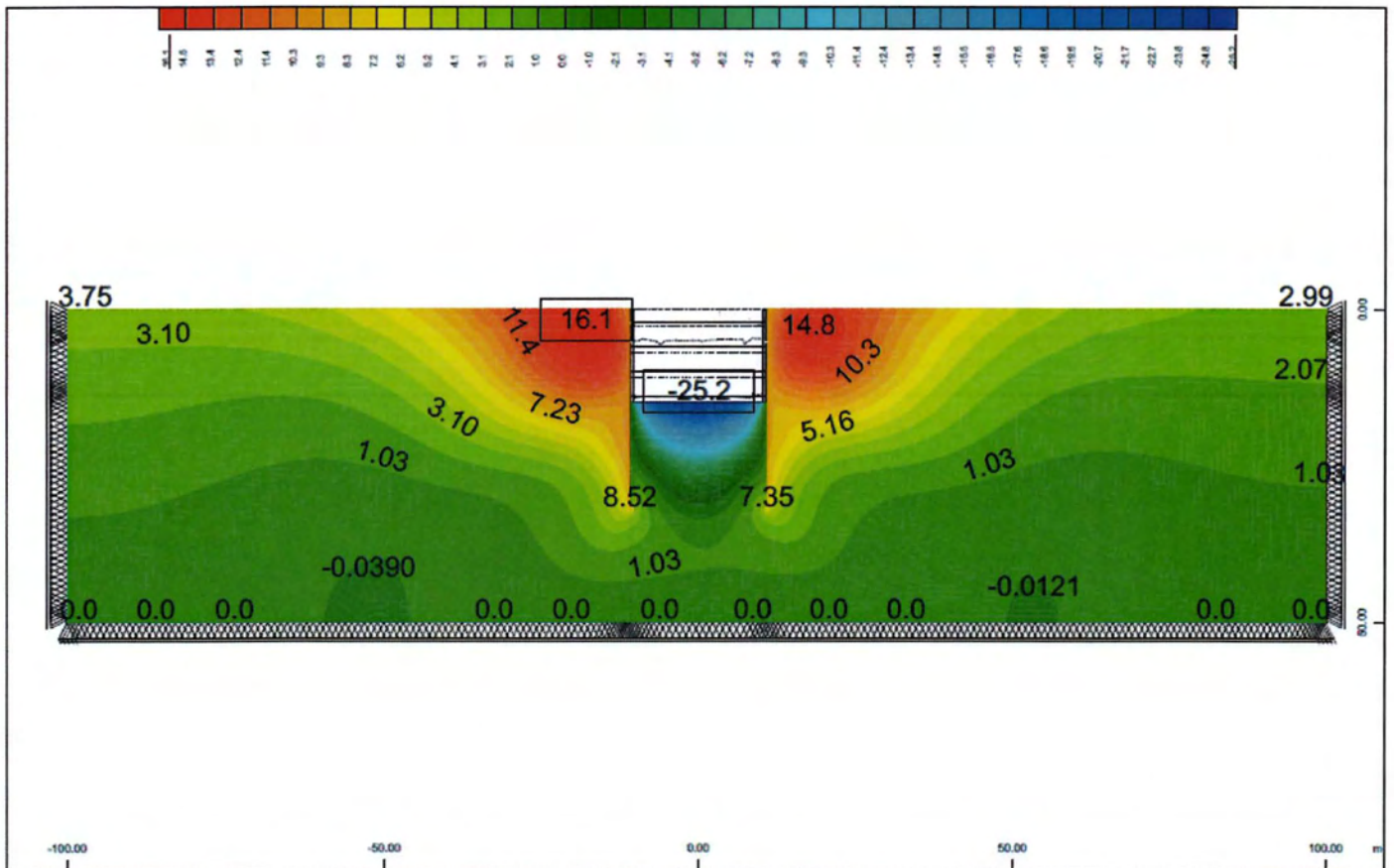
E.2 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



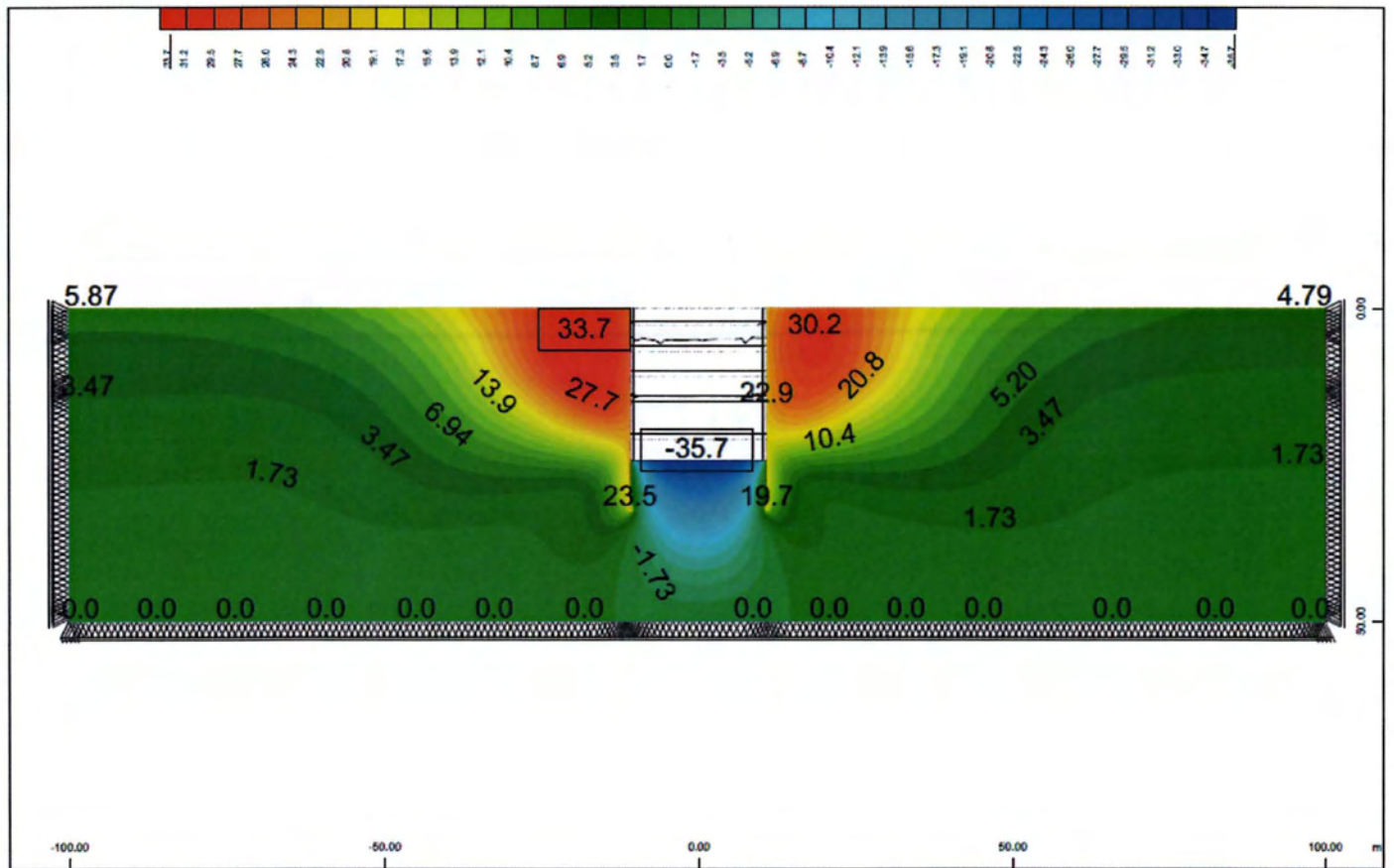
Σχήμα E.1: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (Εδιαφραγματος= $15 \cdot 10^6$ kN/m^2).



Σχήμα E.2: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής (Εδιαφραγματος = $15 \cdot 10^6$ kN/m^2).

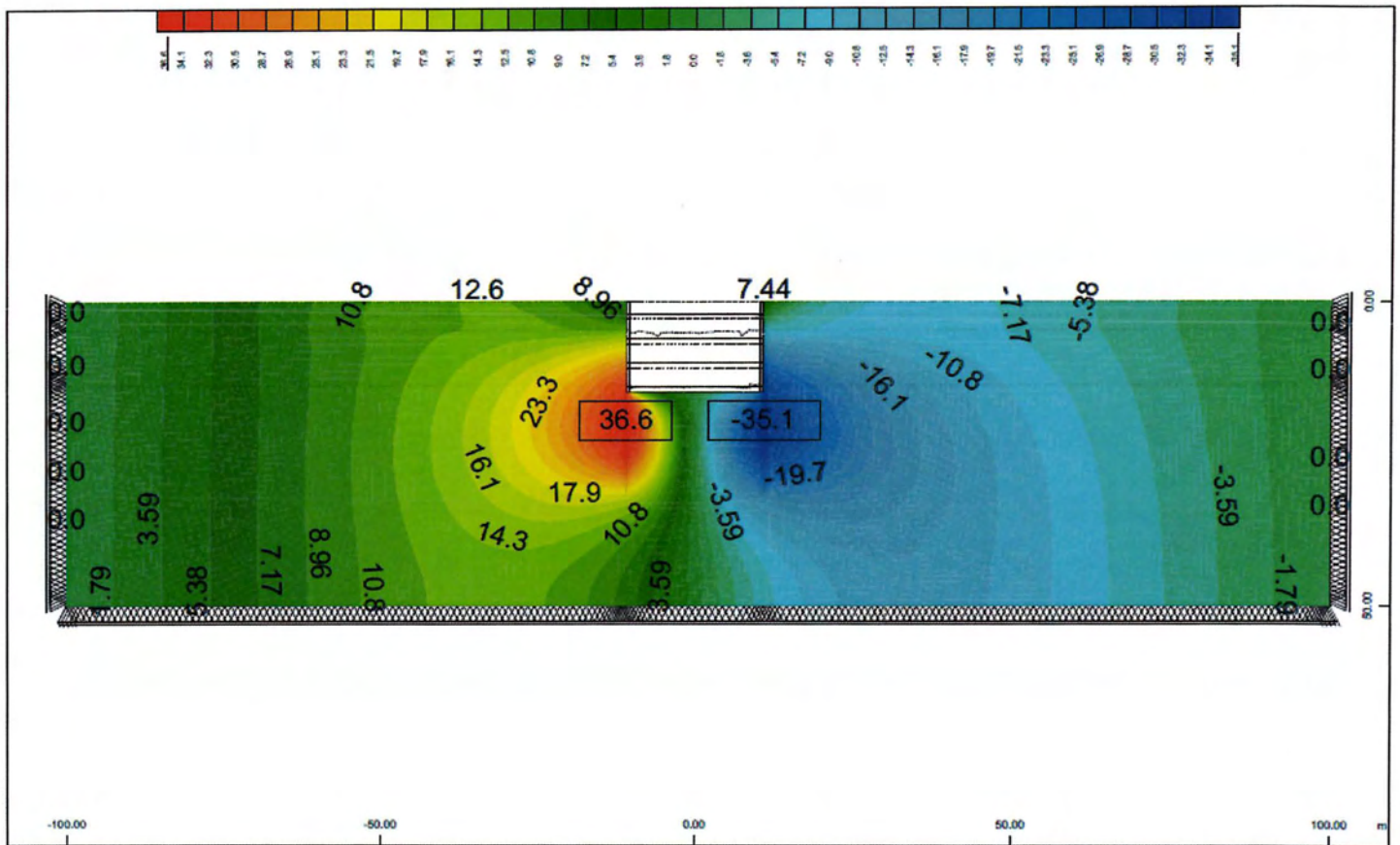


Σχήμα Ε.3: Απεικόνιση καθιζήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (Εδιαφραγματος = $15 \cdot 10^6$ kN/m²).

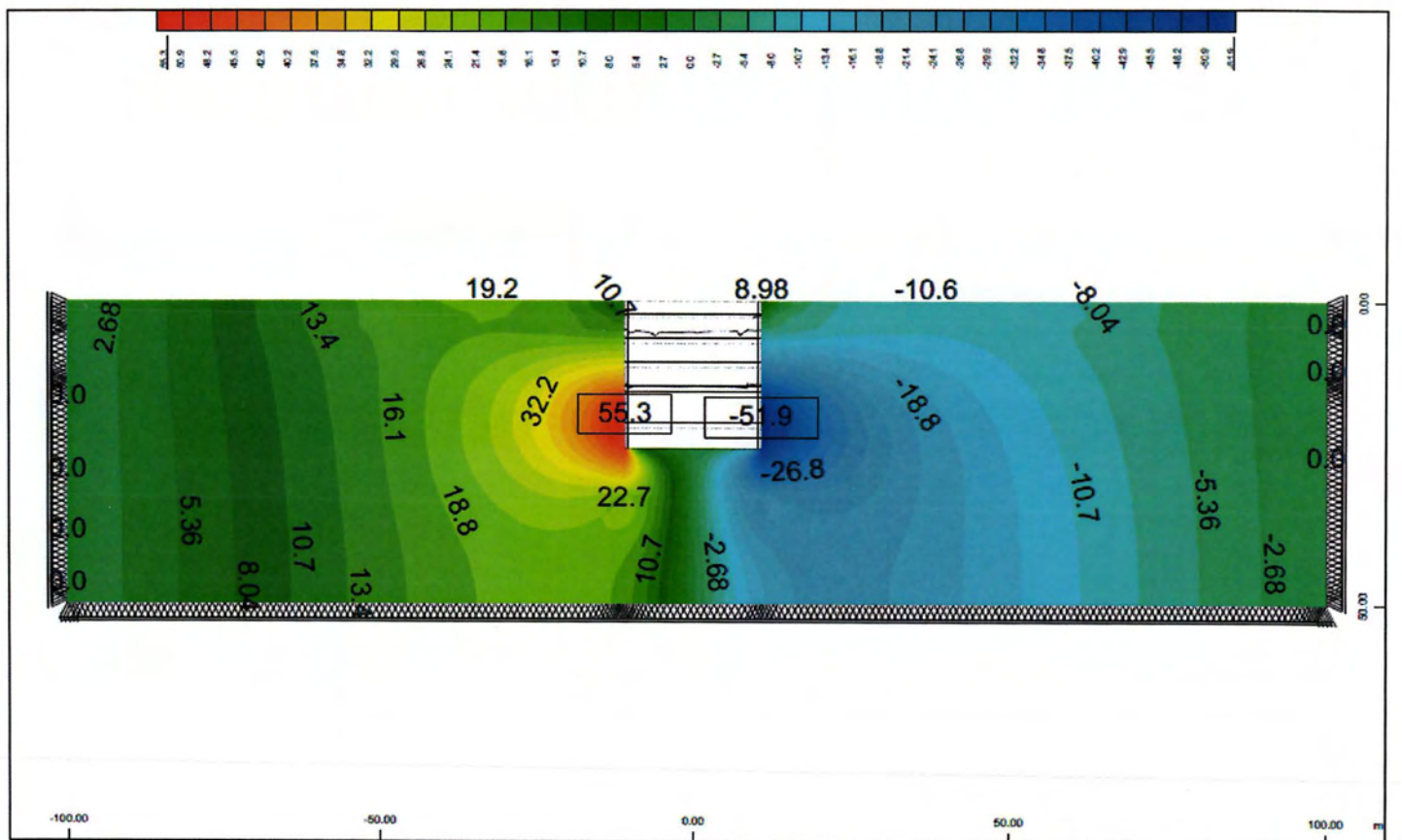


Σχήμα Ε.4: Απεικόνιση καθιζήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής (Εδιαφραγματος = $15 \cdot 10^6$ kN/m²).

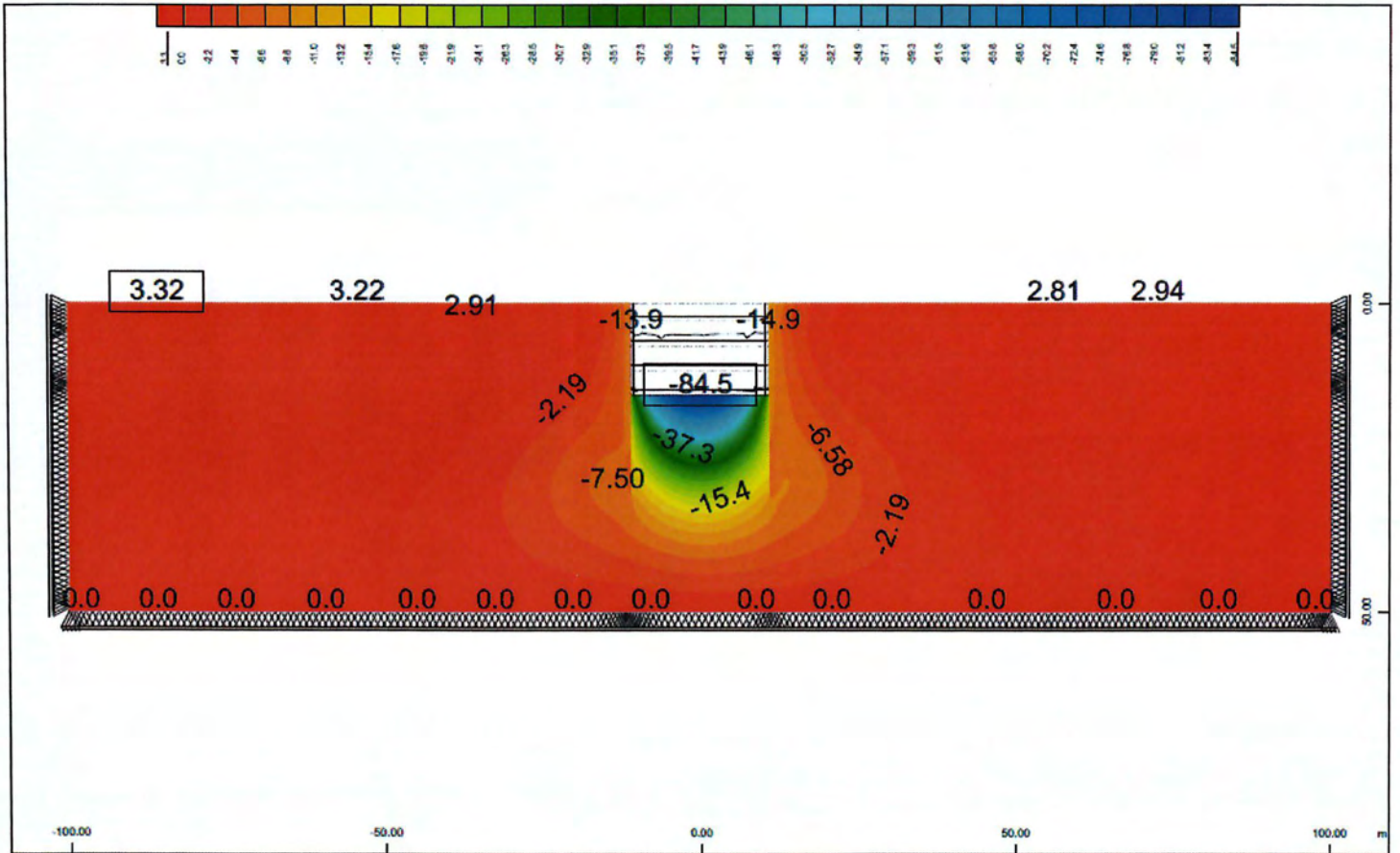
E.4 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης



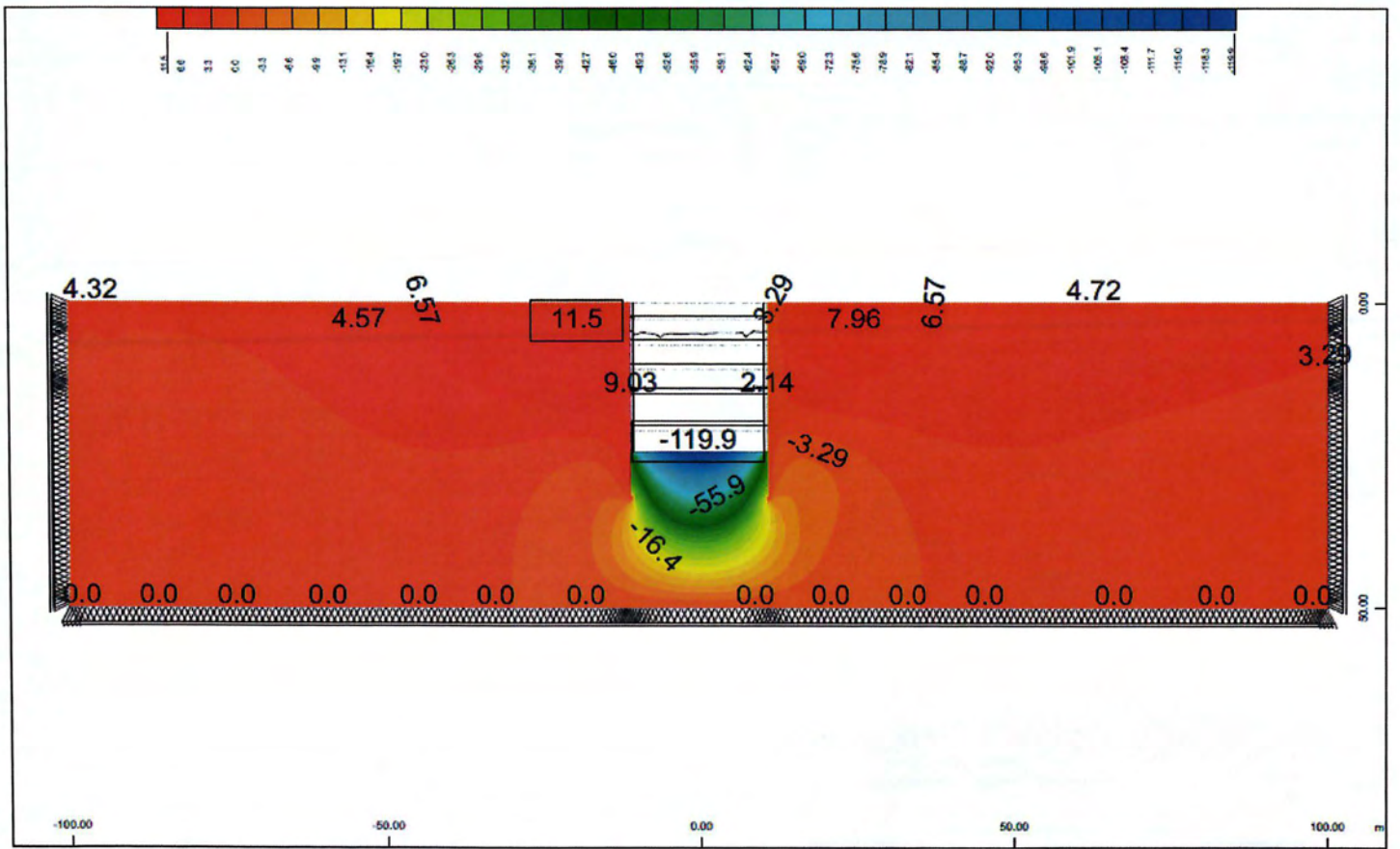
Σχήμα E.5: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (ανάλυση Mohr-Coulomb).



Σχήμα E.6: Απεικόνιση οριζόντιων διανυσματικών μετακινήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής (ανάλυση Mohr-Coulomb).



Σχήμα Ε.7: Απεικόνιση κατιζήσεων στο 4^ο στάδιο εκσκαφής (ανάλυση Mohr-Coulomb).



Σχήμα Ε.7: Απεικόνιση κατιζήσεων στο 6^ο στάδιο εκσκαφής (ανάλυση Mohr-Coulomb).

Ε.6 Αποτίμηση επιπτώσεων στο σχεδιασμό έργων αντιστήριξης από τις παραδοχές αριθμητικής προσομοίωσης

