



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

« Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων »

Σχολές: Μηχανικών Μεταλλείων - Μεταλλουργών και
Πολιτικών Μηχανικών

Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία

Βαθιές Εκσκαφές σε Αστικό Χώρο:

Η περίπτωση του σταθμού Μετρό 'Αγ. Βαρβάρα'

Παπαυγέρη Α. Γεωργία

Αρβανίτη Π. Αικατερίνη

Επιβλέπων: Βασίλειος Παπαδόπουλος

Επίκουρος Καθηγητής ΕΜΠ

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

Πρόλογος

Η παρούσα διπλωματική εργασία σηματοδοτεί το πέρας του Διατμηματικού Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών 'Σχεδιασμός & Κατασκευή Υπογείων Έργων', του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, με συνεργαζόμενες τις Σχολές Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών και Πολιτικών Μηχανικών. Το θέμα της αφορά σε βαθιές εκσκαφές σε αστικό χώρο και συγκεκριμένα στην περίπτωση του Σταθμού Μετρό Αγία Βαρβάρα.

Η εκπόνησή της οφείλεται, πρωτίστως, στην πολύτιμη βοήθεια του επίκουρου καθηγητή του τομέα Γεωτεχνικής, Βασίλειου Παπαδόπουλου, τον οποίο θα θέλαμε ιδιαίτερα να ευχαριστήσουμε αφενός για την εμπιστοσύνη που μας έδειξε κατά την ανάθεση της συγκεκριμένης εργασίας και αφετέρου γιατί οι πολύτιμες συμβουλές του και η συνεπής καθοδήγησή του, συνέβαλαν καθοριστικά στην ολοκλήρωσή της.

Θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε, επίσης, την κα Ε.Κεσσανίδου, Πολιτικό Μηχανικό, για την εμπιστοσύνη και τη βοήθειά της και τον κο Ν.Ρηγόπουλου, Διευθυντή Έργων της εταιρίας J&P-ΑΒΑΞ Α.Ε., για την παροχή όλων των απαραίτητων πληροφοριών και δεδομένων που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα εργασία, χωρίς τα οποία δε θα ήταν δυνατή η υλοποίησή της.

Αθήνα, Οκτώβριος 2012

Παπαυγέρη Α. Γεωργία
Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Αρβανίτη Π. Κατερίνα
Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Περιεχόμενα

Πρόλογος.....	1
Περίληψη	7
Abstract	9
Κεφάλαιο 1: ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΒΑΘΕΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ	
Εισαγωγή.....	11
1.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΚΣΚΑΦΗΣ	13
1.1.1 Μέθοδοι εκτίμησης και τύποι καθιζήσεων	13
1.1.2 Εκτίμηση καθιζήσεων με εμπειρικές και ημιεμπειρικές μεθόδους	14
1.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΠΟΥ ΠΡΟΕΡΧΟΝΤΑΙ ΑΠΟ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΕΚΣΚΑΦΗΣ.....	23
Κεφάλαιο 2: ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ: ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 3 ΤΟΥ ΜΕΤΡΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ «ΧΑΪΔΑΡΙ – ΠΕΙΡΑΙΑΣ»	
2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ.....	37
2.2 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ	42
2.2.1 Γενική γεωλογία της ευρύτερης περιοχής του έργου	42
2.2.2 Στρωματογραφία και τεκτονική της ευρύτερης περιοχής του έργου	42
2.2.3 Υδρογεωλογικές συνθήκες.....	45
2.2.4 Γενική γεωλογική περιγραφή κατά μήκος της χάραξης του έργου.....	46
Κεφάλαιο 3: ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΜΕΤΡΟ	
3.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	55
3.1.1 Υπόγεια μέθοδος εκσκαφής (NATM).....	55
3.1.2 Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (Cut & Cover)	56
3.1.3 Μέθοδος επικάλυψης – εκσκαφής (Cover & Cut).....	59
3.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	60
3.2.1 Υπόγεια μέθοδος εκσκαφής (NATM).....	60
3.2.2 Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (Cut & Cover) και Μέθοδος επικάλυψης εκσκαφής (Cover & Cut)	63
3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΜΕΤΡΟ ΣΤΗΝ ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 3 «ΧΑΪΔΑΡΙ - ΠΕΙΡΑΙΑΣ»	
3.3.1 Σταθμός Αγία Βαρβάρα.....	69
3.3.1.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής.....	69
3.3.1.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	73
3.3.2 Σταθμός Κορυδαλλός.....	78
3.3.2.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής	78

3.3.2.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	79
3.3.3 Σταθμός Νίκαια	83
3.3.3.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής.....	83
3.3.3.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	84
3.3.4 Σταθμός Μανιάτικα	89
3.3.4.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής.....	89
3.3.4.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	91
3.3.5 Σταθμός Πειραιά	96
3.3.5.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής.....	96
3.3.5.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	100
3.3.6 Σταθμός Δημοτικό Θέατρο.....	115
3.3.6.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής.....	115
3.3.6.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης	118

Κεφάλαιο 4 : ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

4.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	123
4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ	123
4.2.1 Γεωλογικοί σχηματισμοί.....	123
4.2.2 Μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά γεωλογικών σχηματισμών	131
4.2.3 Υδροφόρος ορίζοντας	143
4.2.4 Πάσσαλος αντιστήριξης	145
4.2.5 Προεντεταμένα αγκύρια	146
4.3 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	148
4.3.1 Γεωμετρικό μοντέλο προσομοίωσης.....	148
4.3.2 Εισαγωγή ιδιοτήτων γεωλογικών σχηματισμών	151
4.3.3 Προσομοίωση τοιχίου αντιστήριξης και αγκυριών	152
4.3.4 Οι τύποι των επιλύσεων	152
4.3.5 Φάσεις κατασκευής	153
4.4 ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ	156
4.4.1 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Α.....	156
4.4.2 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Β.....	163
4.4.3 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Γ.....	170
4.4.4 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Δ.....	177
4.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	185
4.5.1 Σύγκριση επιλύσεων Β&Α.....	185
4.5.2 Σύγκριση επιλύσεων Β&Γ.....	188
4.5.3 Σύγκριση επιλύσεων Β&Δ	191
4.5.4 Γενικά Συμπεράσματα - Παρατηρήσεις.....	194
Βιβλιογραφικές Αναφορές.....	197

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

- I Δειγματοληπτική Γεώτρηση ΒΡ3323
- II Αποτελέσματα δοκιμής σημειακής φόρτισης (point load test)
- III Αποτελέσματα δοκιμής μονοαξονικής θλίψης βραχώδους δοκιμίου
- IV Αποτελέσματα δοκιμής πρεσσιομέτρου
- V Αποτελέσματα δοκιμών εισπίεσης τύπου Lugeon
- VI Αποτελέσματα δοκιμών εισπίεσης τύπου Maag

Περίληψη

Η κατασκευή βαθέν εκσκαφών σε αστικό περιβάλλον, όπως οι περιπτώσεις Σταθμών Μετρό, είναι ένα τεχνικά δύσκολο εγχείρημα. Ο σχεδιασμός και η κατασκευή συνήθως περιλαμβάνουν πολλά βήματα συμπεριλαμβανομένων της επιλογής της τοποθεσίας, του σχεδιασμού των συστημάτων αντιστήριξης της εκσκαφής, τον προσδιορισμό της απόκρισης της κατασκευής, των προκαταρκτικών ερευνών σε παρακείμενες ιδιοκτησίες και τις παρατηρήσεις πεδίου κατά την κατασκευή. Σε ένα αστικό περιβάλλον, το αποτέλεσμα είναι συχνά η πρόκληση βλαβών σε γειτονικές κατασκευές, οι οποίες είναι αποτέλεσμα καθιζήσεων του εδάφους λόγω απώλειας πλευρικής στήριξης.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία μελετάται η βαθιά εκσκαφή που αφορά στην κατασκευή του Σταθμού 'Αγ. Βαρβάρα', της επέκτασης της γραμμής 3 του Μετρό στο τμήμα «Χαϊδάρη-Πειραιάς». Πιο συγκεκριμένα, διερευνάται η συμπεριφορά του συστήματος αντιστήριξης στην εν λόγω εκσκαφή σε δύο διαστάσεις, με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V8. Όλα τα απαραίτητα δεδομένα και οι προδιαγραφές για τη μοντελοποίηση του συστήματος αντιστήριξης του Σταθμού ελήφθησαν από τα στοιχεία της προμελέτης που εκπονήθηκε από την Αττικό Μετρό Α.Ε., ενώ οι γεωτεχνικές παράμετροι προέκυψαν από τις επιτόπου και τις εργαστηριακές δοκιμές, που εκπονήθηκαν από την εταιρία Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε., στα πλαίσια του έργου ανάθεσης 'Γεωτεχνική Έρευνα για τις Νέες Επεκτάσεις του Μετρό της Αθήνας'.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις θεωρητικές προσεγγίσεις των επιπτώσεων που απορρέουν από την κατασκευή βαθέν εκσκαφών και είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη κατά το σχεδιασμό του συστήματος αντιστήριξης. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται αναφορά στις καθιζήσεις της επιφάνειας του εδάφους, στις μεθόδους εκτίμησής τους και στον τύπο καθιζήσης που μπορεί να παρατηρηθεί. Γίνεται, επίσης, αναφορά στις παραμορφώσεις και στις κατηγορίες βλαβών που ενδέχεται να προκληθούν στα κτίρια-κατασκευές της ζώνης επιρροής του έργου.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται γενικά στοιχεία για το έργο της επέκτασης της γραμμής 3 του Μετρό στο τμήμα «Χαϊδάρη-Πειραιάς» και παρατίθενται οι γεωλογικές και υδρογεωλογικές συνθήκες στην ευρύτερη περιοχή του έργου, αλλά και κατά μήκος της χάραξης. Προσδιορίζονται, συνεπώς, οι γεωλογικοί σχηματισμοί που θα εμφανιστούν κατά την κατασκευή του σταθμού μελέτης της παρούσας εργασίας, οι οποίοι αξιολογούνται στη συνέχεια.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται αναλυτικά οι μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης που έχουν εφαρμοστεί σε έργα Σταθμών Μετρό. Γίνεται, ακολούθως, συνοπτική παρουσίαση των αντίστοιχων μεθόδων που προτείνονται, σύμφωνα με την προμελέτη της Αττικό Μετρό Α.Ε., για την κατασκευή των διαφόρων Σταθμών κατά την επέκταση της γραμμής 3 του Μετρό στο τμήμα «Χαϊδάρη-Πειραιάς».

Στο τέταρτο κεφάλαιο πραγματοποιείται ανάλυση του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης του υπό μελέτη Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα', υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, με τη χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V8. Αρχικά, προσδιορίζονται όλες οι παράμετροι που απαιτούνται, καθώς και ο τρόπος εισαγωγής τους στο μοντέλο προσομοίωσης του προγράμματος. Στη συνέχεια, πραγματοποιούνται επιλύσεις για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του συστήματος αντιστήριξης, εισάγοντας αρχικά τις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων, όπως προέκυψαν από τη γεωτεχνική έρευνα και ακολούθως, μεταβάλλοντας ορισμένες παραμέτρους, σε συνθήκες γραμμικώς ελαστικού, ιδεατώς πλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb. Τέλος, συγκρίνονται τα αποτελέσματα των παραπάνω επιλύσεων και εξάγονται συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του προτεινόμενου συστήματος αντιστήριξης στην εν λόγω εκσκαφή και την επιρροή της στο περιβάλλον έδαφος.

Abstract

The construction of deep excavations in the urban environment, such as Metro Stations, is a technically challenging problem. Design and construction involves many steps including site characterization, design of excavation support systems, specification of the responses to construction difficulties, preconstruction surveys of adjacent properties and utilities and field observations during construction. In an urban environment, the effect is often causing a form of failure to adjacent structures involving subsidence due to loss of lateral support and structural damage.

This thesis studies the deep excavation for the construction of 'Ag.Varvara' Station, in the western extension of Line 3 of Athens Metro from Haidari to Piraeus City. More specifically, the behavior of the retaining structure of the Station is investigated with the help of a 2D Model using the finite element program Plaxis 2D V8. All necessary data and specifications for the modeling of the retaining structure have been received from the preliminary study by the Athens Metro S.A. Also, the geotechnical parameters were obtained from field and laboratory tests carried out by the company Edafomichaniki S.A., under the project assignment 'Geotechnical Investigation for New Extensions of the Athens Metro'.

The first chapter refers to the theoretical approaches of the impacts resulting from the construction of deep excavations. Specifically it refers to ground surface settlement, the assessment methods and the settlement profiles that can be observed. It refers, also, to the deformities and degree of damage that may occur in buildings-constructions inside the influence zone of the project.

The second chapter presents general information about the project 'Extension of Line 3 of the Athens Metro «Haidari-Piraeus»' and the geological and hydrogeological conditions in the wider project area, but also along the alignment of the metro. Therefore the geological formations that will appear during the construction of the 'Ag.Varvara' Station are identified and evaluated as follows.

The third chapter presents the methods of construction and temporary retaining methods applied to similar metro stations projects. There is also, a short presentation of the corresponding methods that are proposed, according to the preliminary study of the Athens Metro S.A., for the construction of the various stations in the Extension of Line 3 «Haidari-Piraeus» of the Athens Metro.

In the fourth chapter four analyses of the temporary retaining structure of 'Agia Varvara' Station are carried out according to the plane strain model, using the finite element program Plaxis 2D V8. Initially, all the parameters required are specified, as well as their entry method in the simulation model of the program. Then, the analyses are performed to evaluate the behavior of the retaining structure, initially according to the geotechnical parameters obtained from the geotechnical investigation and then changing some of these parameters. Finally, the

results of the above analyses are compared and conclusions are conducted for the behavior of the retaining structure and its influence to the surrounding ground.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΘΕΩΡΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΕΙΣ ΕΠΙΡΡΟΗΣ ΒΑΘΕΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ

Εισαγωγή

Τα ανοιχτά ορύγματα και οι υπόγειες εκσκαφές σε περιορισμένους αστικούς χώρους, συνεχώς αυξάνονται σε συχνότητα, λόγω της ανάπτυξης και της αναβάθμισης των υποδομών και της κατασκευής νέων κτιρίων. Συγχρόνως, έχει αυξηθεί η δημόσια ανησυχία για την επίδραση που έχουν οι εδαφικές μετακινήσεις, κατά τη διαδικασία εκτέλεσης του υπόψη έργου, στις παρακείμενες κατασκευές και τους οργανισμούς κοινής ωφέλειας.

Κατά την εκτέλεση των διαφόρων εκσκαφών συντελούνται αλλαγές της εντατικής κατάστασης μέσα στο έδαφος, με συνέπεια την εκδήλωση απωλειών του εδαφικού όγκου και την εμφάνιση κατακόρυφων και οριζόντιων εδαφικών μετακινήσεων. Οι μετακινήσεις αυτές έχουν ως συνέπεια, να προκαλούν στις γειτονικές κατασκευές μετακινήσεις, στροφές και παραμορφώσεις, με αποτέλεσμα, πολλές φορές, την πρόκληση βλαβών και σημαντικών προβλημάτων. Τα προβλήματα αυτά αφορούν σε καταστροφές ανεκτίμητων ιστορικών κτιρίων, επι, καθυστέρηση της κατασκευής και ουσιαστική αύξηση του κόστους του έργου.

Οι παλαιότερες έρευνες και μελέτες από τους Terzaghi και Peck (1948, 1967), Skempton και Mc Donald (1956), Polshin και Tokar (1957), Bjerrum (1963), Burland και Wroth (1974), Burland, Broms και de Mello (1977) και Wahls (1981), είχαν ως αντικείμενο την εκτίμηση της ανοχής των κτιρίων αποκλειστικά στις καθιζήσεις, οι οποίες αναπτύσσονται κυρίως λόγω των ιδίων φορτίσεων των κατασκευών, ενώ οι οριζόντιες παραμορφώσεις του εδάφους θεωρούνταν πρακτικά αμελητέες.

Παρατίθεται, ενδεικτικά, ο συγκεντρωτικός πίνακας, κατά Tomlinson (1980), ο οποίος συνοψίζει τα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης θεμελιώσεων κτιρίων με σκελετό και φέρουσες τοιχοποιίες (οπλισμένες και άοπλες), εξαιρώντας την περίπτωση μεγάλων και άκαμπτων δοκών ή υποστυλωμάτων με περιορισμούς στη στροφή.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

Πίνακας 1.1: Προτεινόμενα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στρόφης και λόγου σχετικής μετατόπισης (Tomlinson, 1980)

Τύπος κατασκευής	Τύπος ζημιάς	Επιτρεπόμενα όρια			
		Επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στρόφης β			
		Skempton και Mc Donald (1956)	Meyerhof (1947)	Polshin και Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Κτίρια με σκελετό και οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Βλάβη στον φέροντα οργανισμό	1/150	1/250	1/150	1/150
	Ρηγματώσεις στους τοίχους	1/300 (συνιστάται και 1/500)	1/500	1/500	1/500
Τύπος κατασκευής	Τύπος ζημιάς	Επιτρεπόμενες τιμές λόγου σχετικής μετατόπισης Δ/L			
		Meyerhof (1947)	Polshin και Tokar (1957)		Burland και Wroth (1974)
Μη οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες	Ρωγμές λόγω κοίλης παραμορφώσεως του τοίχου (συνθήκες κάμψης)	1/2500	L/H* = 0,3,	Δ/L = 1/3333 έως 1/2500	L/H=1, Δ/L=1/2500 L/H=5, Δ/L=1/1250
	Ρωγμές λόγω κυρτής παραμορφώσεως του τοίχου (συνθήκες κύρτωσης)				L/H=1, Δ/L=1/5000 L/H=5, Δ/L=1/2500

* L/H είναι ο λόγος του μήκους προς το ύψος του τοίχου.

Νεότερες έρευνες, που αφορούσαν κυρίως στην επίδραση της κατασκευής σπράγγων ή γειτονικών εκσκαφών σε υπερκείμενα κτίρια, συνέδεσαν την ανοχή των κτιρίων όχι μόνο με επιτρεπόμενα μεγέθη (όπως η στρόφη ή ο λόγος της σχετικής μετατόπισης των κατασκευών) των προκαλούμενων κατακόρυφων εδαφικών παραμορφώσεων, αλλά και με επιτρεπόμενα μεγέθη των οριζοντίων εδαφικών παραμορφώσεων, ακόμη και με τον τύπο της παραμορφώσεως της επιφάνειας του εδάφους. Τέτοιες έρευνες αναφέρονται από τους Breth και Champosse (1974), National Coal Board (1975), Attewell et al (1986), Boscardin και Cording (1989), Mair et al (1996), Burland (2001). Θα πρέπει, ωστόσο, να αναφερθεί ότι οι περισσότερες από αυτές τις μελέτες αφορούσαν, κυρίως, κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία και λιγότερες αντιστοιχούσαν σε περιπτώσεις κτιρίων με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ο γενικός, όμως, τρόπος αντιμετώπισης της επίδρασης των εδαφικών μετατοπίσεων και της μορφής των εδαφικών παραμορφώσεων, λόγω μιας εκσκαφής, θα πρέπει να θεωρηθεί ως ενιαίος για όλους τους τύπους κατασκευών.

1.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΤΩΝ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

1.1.1 Μέθοδοι εκτίμησης και τύποι καθιζήσεων

Οι εκσκαφές μπορούν να προκαλέσουν ένα συγκεκριμένο βαθμό εδαφικής μετακίνησης. Η κατανομή των επιφανειακών καθιζήσεων πρέπει να προβλεφθεί πριν την εκσκαφή, ώστε να εκτιμηθούν τυχόν επιδράσεις σε γειτονικά κτίρια ή δημόσιες εγκαταστάσεις. Η εκτίμηση των καθιζήσεων μπορεί να γίνει είτε με εμπειρικές μεθόδους, είτε με τη βοήθεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method).

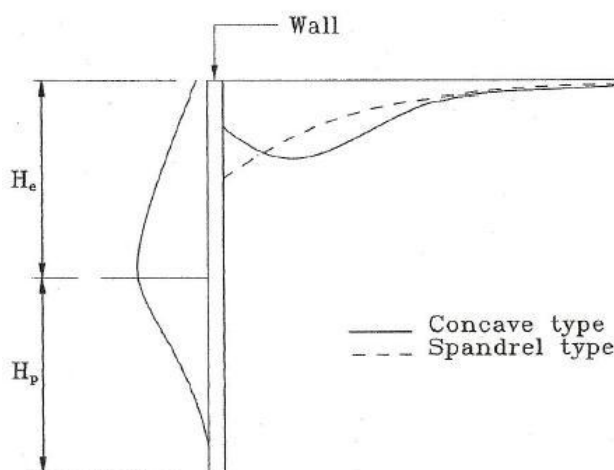
Σύμφωνα με τους Pio-Go Hsieh & Chang-Yu Ou (1998), οι μέθοδοι που βασίζονται στη χρήση των περασμένων στοιχείων μολονότι μπορούν να προβλέψουν με καλή ακρίβεια τη μετακίνηση των τοίχων αντιστήριξης μιας εκσκαφής, η εκτίμηση του μεγέθους των καθιζήσεων που παρέχουν δεν είναι τόσο καλή. Στη διαπίστωση αυτή, πιθανώς, συντελεί η δυσκολία μοντελοποίησης της συμπεριφοράς του εδάφους και της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας μεταξύ τοίχου αντιστήριξης και εδάφους, καθώς και η δυσκολία επιλογής των εδαφικών παραμέτρων.

Οι εμπειρικές μέθοδοι αντιπροσωπεύουν όλους τους παράγοντες που συντελούν στην καθίζηση του εδάφους, διότι βασίζονται στις τελικές παρατηρηθείσες τιμές. Το μέγιστο πλεονέκτημα των εμπειρικών μεθόδων είναι ότι οι επιφανειακές καθιζήσεις σε ένα έργο με παρόμοιες γεωλογικές συνθήκες, κατασκευαστικές μεθόδους και τεχνική, μπορούν εύκολα και εύλογα να προβλεφθούν.

Όπως φαίνεται ακολούθως στο σχήμα 1.1 υπάρχουν δύο κύριες μορφές καμπυλών καθιζήσεων που δημιουργούνται λόγω εκσκαφής:

α) Ο κυρτός τύπος (spandrel type): σε αυτόν τον τύπο η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται στην παρειά του τοίχου

β) Ο κοίλος τύπος (concave type): στον τύπο αυτό η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται σε κάποια απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης.



Σχήμα 1.1: Μορφές καμπυλών καθιζήσεων

Το μέγεθος και η μορφή της μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης μπορεί να οδηγήσει στους διαφορετικούς τύπους καθιζήσεων. Εάν κατά το αρχικό στάδιο της εκσκαφής επιτελεστεί σημαντικό μέρος της μετακίνησης και η μετακίνηση του τοίχου είναι σχετικά μικρή στα μεταγενέστερα στάδια ή εάν ο τοίχος έχει μετακίνηση τύπου προβόλου, ο κυρτός τύπος καθιζήσεων (spandrel type) είναι αυτός που συνήθως εκδηλώνεται.

Εάν στα αρχικά στάδια της εκσκαφής η μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης είναι μικρή σε σχέση με τη συνολική μετακίνηση κατά τη προχώρηση της εκσκαφής, η μετακίνηση στο άνω τμήμα του τοίχου συγκρατείται από τα τοποθετούμενα μέτρα υποστήριξης. Η πλευρική μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης τότε θα εμφανιστεί σε βαθύτερη στάθμη με αποτέλεσμα την εκδήλωση ενός τύπου καθιζήσεων με μορφή κοίλη (concave type).

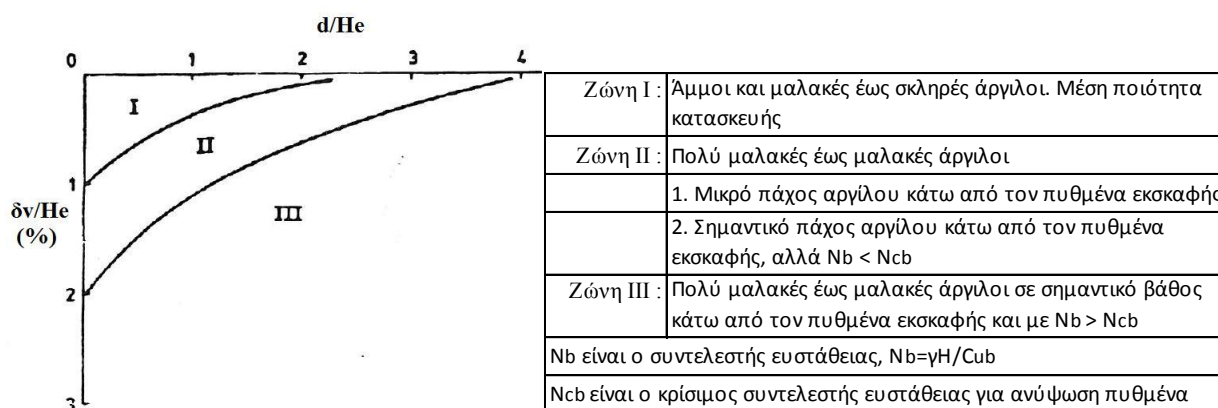
1.1.2 Εκτίμηση καθιζήσεων με εμπειρικές και ημιεμπειρικές μεθόδους

Μέθοδος Peck

Ο Peck (1969) ομαδοποίησε επί τόπου παρατηρήσεις επιφανειακών καθιζήσεων γύρω από εκσκαφές σε μορφή διαγράμματος, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.2 και είναι κατάλληλο για κυρτές καμπύλες καθιζήσεων.

Το διάγραμμα αυτό αποτελεί την πρώτη συστηματική προσπάθεια εκτίμησης των επιφανειακών καθιζήσεων λόγω εκσκαφής και έχει ευρέως χρησιμοποιηθεί. Βασίζεται σε μετρήσεις καθιζήσεων από περιπτώσεις προσωρινών αντιστηρίξεων εκσκαφών πριν το 1969 με πασσαλοσανίδες, καθώς και πετάσματα μεταλλικών πασσάλων με αντηρίδες ή αγκυρώσεις, για διάφορους τύπους εδαφών. Με χρήση νεώτερων σχεδιαστικών και κατασκευαστικών μεθόδων (π.χ. χρήση άκαμπτων διαφραγματικών τοίχων), οι μέγιστες καθιζήσεις είναι γενικά μικρότερες σε σχέση με αυτές που παρουσιάζονται στο σχήμα 1.2.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθών εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



Σχήμα 1.2: Μέθοδος Peck (1969) για την εκτίμηση επιφανειακών καθιζήσεων (C_{ub} : αστράγγιστη διατμητική αντοχή, γ : ειδικό βάρος εδάφους)

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα οι καμπύλες των καθιζήσεων κατηγοριοποιούνται σε τρεις ζώνες I, II, III, οι οποίες εξαρτώνται από τον τύπο του εδάφους και την ποιότητα κατασκευής. Οι ζώνες αυτές πρέπει να θεωρηθούν ως η περιβάλλουσα των μετρήσεων για κάθε κατηγορία εδάφους. Για όλες τις κατηγορίες των εδαφών παρατηρείται ότι οι καθιζήσεις του εδάφους μειώνονται με την αύξηση της αποστάσεως από την παρειά της εκσκαφής.

Ο Peck κατά την εκτίμηση των καθιζήσεων στην περίπτωση των μαλακών ή πολύ μαλακών αργίλων λαμβάνει υπόψη του και την πιθανότητα δημιουργίας «ανυψώσεως του πυθμένα» με την βοήθεια του συντελεστού ευστάθειας $N_b = \frac{\gamma \cdot H}{C_{ub}}$, (όπου C_{ub} η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της αργίλου κάτω από τη στάθμη εδράσεως). Λαμβάνει, επίσης, υπόψη και έναν οριακό αριθμό ευστάθειας N_{cb} και στις περιπτώσεις όπου ενδέχεται ανάπτυξη μηχανισμού αστοχίας, δηλαδή $N_b > N_{cb}$, αυξάνονται οι καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους, λόγω αναπτύξεως πλαστικών ζωνών στην περιοχή του πυθμένα.

Μέθοδος Bowles

Ο Bowles προτείνει μια μέθοδο για την εκτίμηση του κυρτού τύπου των καθιζήσεων που προκαλούνται από εκσκαφές. Τα βήματα υπολογισμού των καθιζήσεων δίδονται ακολούθως:

- 1) Εκτίμηση της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου.
- 2) Υπολογισμός της απώλειας όγκου της εδαφικής μάζας (V_s).
- γ) Εκτίμηση της ζώνης επιρροής (D), χρησιμοποιώντας τη μέθοδο που προτείνει ο Caspe (1966), ως ακολούθως: $D = (H_e + H_d) \tan(45^\circ - \phi/2)$, όπου
 - ϕ : η εσωτερική γωνία τριβής του εδάφους
 - H_e : το βάθος έως τη στάθμη εκσκαφής
 - H_d : το βάθος έμπηξης το οποίο θεωρείται ίσο με B για συνεκτικά εδάφη και ίσο με $0,5B \tan(45^\circ + \phi/2)$ για μη συνεκτικά εδάφη, όπου B είναι το εύρος της εκσκαφής.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

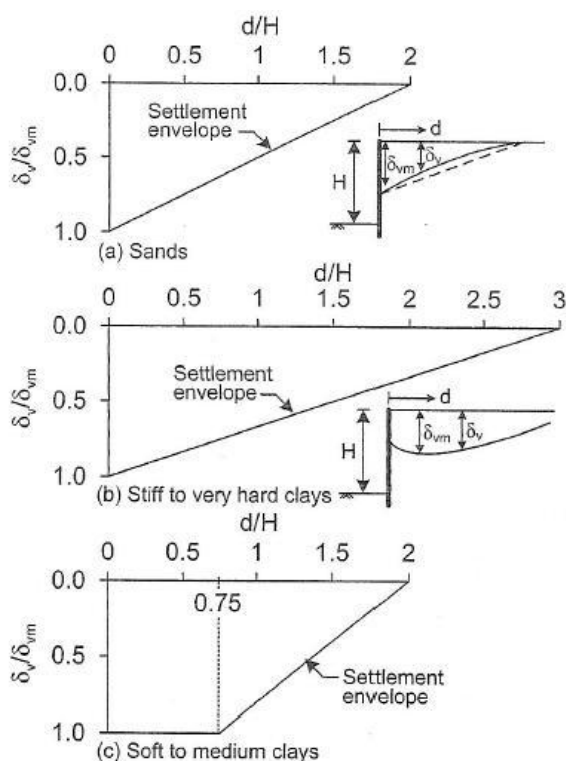
δ) Υπολογισμός της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους (δ_{vm}) υποθέτοντας ότι η μέγιστη καθίζηση εμφανίζεται κοντά στον τοίχο: $\delta_{vm} = 4Vs/D$.

ε) Η μορφή της καμπύλης των καθιζήσεων εκτιμάται ως παραβολική. Η καθίζηση (δ_v) σε μια απόσταση (d) από τον τοίχο αντιστήριξης υπολογίζεται ως: $\delta_v = \delta_{vm} (x/D)^2$, όπου:

D-x: η απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης.

Μέθοδος Clough & O'Rourke

Βασιζόμενοι σε αρκετά πραγματικά περιστατικά, οι Clough and O'Rourke (1990) πρότειναν ένα τριγωνικό προφίλ καθιζήσεων, για εκσκαφές σε αμμώδη εδάφη ή στιφρές αργίλους. Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση θα εμφανιστεί στην παρειά του τοίχου αντιστήριξης, οπότε έχουμε κυρτή μορφή καμπύλης. Τα κανονικοποιημένα διαγράμματα καθιζήσεων για τις δύο αυτές περιπτώσεις παρουσιάζονται στα σχήματα 1.3 a) και b), στα οποία οι αντίστοιχες ζώνες επιρροής των καθιζήσεων είναι 2H και 3H, όπου H είναι το βάθος της εκσκαφής.



Σχήμα 1.3: Μέθοδος Clough & O'Rourke (1990) για την εκτίμηση των επιφανειακών καθιζήσεων του εδάφους

Για εκσκαφή σε μαλακή έως μέσης συνεκτικότητας άργιλο η μέγιστη καθίζηση συνήθως εμφανίζεται σε κάποια απόσταση μακριά από τον τοίχο. Για την περίπτωση αυτή προτείνεται τραπεζοειδής μορφή του κανονικοποιημένου προφίλ καθιζήσεως σύμφωνα με το σχήμα 1.3 c) με ζώνη επιρροής 2H, όπου H είναι το βάθος της εκσκαφής.

Το βάθος της εκσκαφής (H) και η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση (δ_{vm}) χρησιμοποιούνται ως χαρακτηριστικές παράμετροι σε αυτή τη μέθοδο, η οποία προσφέρει μια συντηρητική εκτίμηση των επιφανειακών καθιζήσεων που μπορούν να εμφανιστούν πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης. Εφ' όσον είναι γνωστή η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση (δ_{vm}), μπορούν να εκτιμηθούν οι καθιζήσεις σε διάφορες αποστάσεις από το σημείο εκσκαφής.

Μέθοδος Ou et al (1993)

Βασιζόμενος σε 10 παραδείγματα στην Ταϊπέι της Taiwan, οι Ou et al, παρατήρησαν ότι οι κατακόρυφες μετακινήσεις του εδάφους όπισθεν του τοίχου, δύναται να εκτείνονται σε σημαντική απόσταση.

Η καθίζηση σε μια περιορισμένη απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης δεν είναι ομοιόμορφη και αυξάνεται όσο αυξάνεται το βάθος της εκσκαφής με πιθανή επίπτωση τη δημιουργία βλαβών σε κτίρια και δημόσιες εγκαταστάσεις σε αυτή τη ζώνη.

Η ζώνη αυτή ορίζεται από τους Ou et al ως «φαινόμενο εύρος επιρροής» (“Apparent Influence Range” – “AIR”). Η καθίζηση εκτός του εύρους αυτού είναι μικρή και δεν ελλοχεύει τον κίνδυνο πρόκλησης βλαβών στις κατασκευές.

Σύμφωνα με μελέτες των Ou et al, το φαινόμενο εύρος επιρροής (AIR) είναι σχεδόν ίσο με την απόσταση που ορίζεται από την ενεργό ζώνη. Το άνω όριο είναι μια απόσταση ίση με το βάθος του τοίχου ($H_e + H_p$), σύμφωνα με τον τύπο:

$$AIR = (H_e + H_p) \tan (45^\circ - \phi/2) \leq (H_e + H_p),$$

όπου: H_e : το βάθος της εκσκαφής και

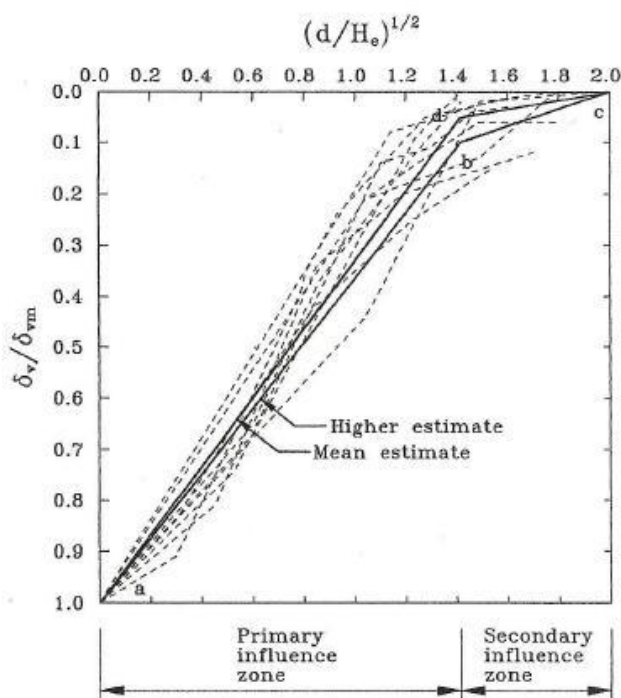
H_p : το βάθος έμπηξης του τοίχου, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.1

Μέθοδος Pio – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998)

- *Κυρτό προφίλ καθιζήσεων (spandrel type)*

Οι Ou et al. (1993) καθιέρωσαν μια τριγωνική σχέση μεταξύ της κανονικοποιημένης καθιζήσης (δ_v/δ_{vm}) και του λόγου της απόστασης προς το βάθος του τοίχου (d/H_e), βασιζόμενοι σε 10 πραγματικά περιστατικά, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, προβάλλοντας την κυρτή μορφή καθιζήσεων. Δεδομένου ότι το βάθος έμπηξης (H_p) είναι μία αυθαίρετη παράμετρος, οι Hsieh & Ou χρησιμοποιούν σαν παράμετρο το βάθος εκσκαφής (H_e) αντί του συνολικού βάθους του τοίχου αντιστήριξης, που είχαν χρησιμοποιήσει οι Ou et al το 1993, όπως φαίνεται στο σχήμα 1.4.

Στο σχήμα αυτό οι καμπύλες των καθιζήσεων, όπως προκύπτουν από διάφορα παραδείγματα εκσκαφών, μεταπίπτουν σε ένα μικρό σχετικά εύρος διακύμανσης, παρόλο που παράγοντες όπως οι εδαφικές συνθήκες, η γεωμετρία της εκσκαφής και ο τρόπος αντιστήριξης, διαφέρουν.



Σχήμα 1.4: Προτεινόμενη μέθοδος για τον υπολογισμό της κυρτής μορφής καθιζήσεων. Κάθε διακεκομμένη γραμμή αναπαριστά ένα πραγματικό περιστατικό (Hsieh and Ou, 1998)

Με βάση τα αποτελέσματα αντίστροφων αναλύσεων εξάγεται μια καμπύλη «μέσης» τιμής και είναι η τεθλασμένη γραμμή α – d – c του σχήματος 1.4, όπου ο συντελεστής συσχέτισης είναι ίσος με 0.949. Επίσης, από το σχήμα 1.4 εξάγεται και μια γραμμή υψηλότερης εκτιμήσεως και είναι η γραμμή α – b – c, η οποία προκύπτει από τη μέση τιμή συν μια τυπική απόκλιση.

Οι γραμμές α – b και b – c προκύπτουν από τις ακόλουθες εξισώσεις:

➤ Για την γραμμή α – b είναι $\delta_v = (-0,636 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 1) \delta_{vm}$ εάν $d/H_e \leq 2$

➤ Για την γραμμή b – c είναι $\delta_v = (-0,171 \sqrt{\frac{d}{H_e}} + 0,342) \delta_{vm}$ εάν $2 < d/H_e \leq 4$

όπου δ_v : είναι η καθίζηση του εδάφους και d: η απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης.

Όπως είναι προφανές από το παραπάνω σχήμα, η γραμμή α – b έχει σχετικά απότομη κλίση, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει σημαντική γωνιακή παραμόρφωση σε γειτονικά κτίρια εάν η μέγιστη καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους (δ_{vm}) είναι σημαντική. Ο έλεγχος ασφάλειας των κτιρίων δεν πρέπει να παραλείπεται σε τέτοιες περιπτώσεις. Για το λόγο αυτό η συγκεκριμένη ζώνη χαρακτηρίζεται ως «πρωτογενής ζώνη επιρροής» και είναι ίση με δύο φορές το βάθος εκσκαφής ($2H_e$), κατ' αναλογία με την αντίστοιχη ζώνη που παρατηρήθηκε από τους Clough & O' Rourke (1990). Αντιθέτως, η γραμμή b – c έχει πιο ήπια κλίση και οι παρακείμενες κατασκευές επηρεάζονται λιγότερο. Αυτή η ζώνη, συνεπώς, θεωρείται ως

«δευτερογενής ζώνη επιρροής» η οποία εκτείνεται έως τέσσερις φορές το βάθος εκσκαφής (4He).

- *Προφίλ καθιζήσεων κοίλης μορφής (concave type)*

Για να ορίσουμε πλήρως τον τύπο καθιζήσεων κοίλης μορφής είναι απαραίτητο να γνωρίζουμε τη ζώνη επιρροής, την επιφανειακή καθίζηση στη στέψη του τοίχου αντιστήριξης και τη θέση που εμφανίζεται η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση.

Σύμφωνα με τους Ου (1993) και Nicholson (1987) η απόσταση από την παρειά του τοίχου όπου εμφανίζεται η μέγιστη καθίζηση του εδάφους είναι περίπου ίση με το ήμισυ του βάθους όπου εμφανίζεται η μέγιστη πλευρική μετατόπιση. Στις περισσότερες περιπτώσεις η εν λόγω μέγιστη πλευρική μετατόπιση εμφανίζεται κοντά στον πυθμένα της εκσκαφής, οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι η μέγιστη καθίζηση του εδάφους εμφανίζεται σε απόσταση ίση με το ήμισυ του τελικού βάθους εκσκαφής.

Σύμφωνα με τα πραγματικά περιστατικά που συλλέχθηκαν από τους Clough & O' Rourke (1990) προκύπτει ότι η καθίζηση στη στέψη του τοίχου για μαλακές έως μέσης συνεκτικότητας αργίλους κυμαίνεται από $0,5\delta_{vm}$ έως $0,7\delta_{vm}$. Παρατηρήθηκε επίσης, ότι το μέγεθος της καθίζησης έχει ελάχιστη επιρροή στον τύπο των καθιζήσεων, ενώ σύμφωνα και με άλλα πραγματικά παραδείγματα η καθίζηση στη στέψη του τοίχου έχει τιμή περίπου ίση με $0,5\delta_{vm}$.

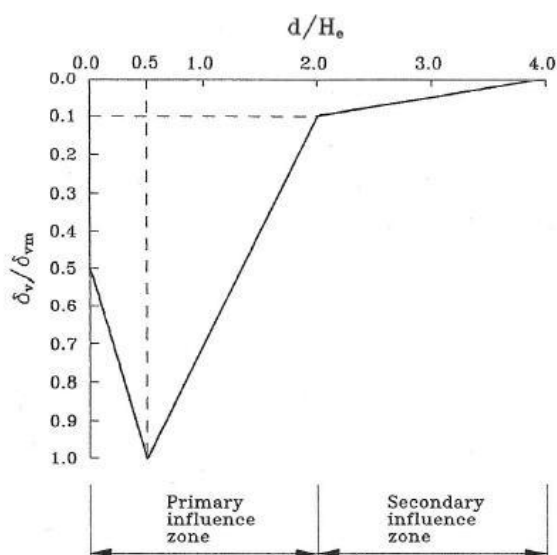
Σύμφωνα με την αρχή Saint Venant (Timonshenko & Goodier, 1951) διαφορετικές διαδικασίες εκσκαφής και εγκατάστασης αντηρίδων θα έχουν διαφορετική επίδραση στην εντατική κατάσταση του εδάφους κοντά στον τοίχο, με αποτέλεσμα να εμφανιστούν διαφορετικές μορφές καθίζησης (είτε κυρτή είτε κοίλη μορφή) στην περιοχή αυτή. Αντιθέτως, σε κάποια απόσταση από τον τοίχο, ο διαφορετικός τρόπος εκσκαφής και αντιστήριξης έχει μικρή μόνο επιρροή στο καθεστώς των τάσεων του εδάφους και το αντίστοιχο προφίλ καθιζήσεων θα είναι το ίδιο σε κάθε περίπτωση, εφ' όσον δεν αλλάζει η συνισταμένη δύναμη των αντηρίδων.

Σύμφωνα με τα παραπάνω στην πρωτογενή ζώνη επιρροής, σε απόσταση έως 2He, μπορεί να προκύψει είτε κυρτή μορφή καθιζήσεων (Σχήμα 1.4) είτε κοίλη μορφή καθιζήσεων (Σχήμα 1.5). Σε κάθε περίπτωση, όμως, σύμφωνα με την αρχή Saint Venant, η καθίζηση στη δευτερογενή ζώνη επιρροής, σε απόσταση έως 4He, θα είναι η ίδια, διότι επηρεάζεται λιγότερο από την κατανεμημένη φόρτιση των αντηρίδων.

Έτσι η καθίζηση σε απόσταση 2He από τη στέψη του τοίχου αντιστήριξης τίθεται με τιμή ίση με $0,1\delta_{vm}$ και θεωρείται ασήμαντη σε απόσταση 4He και για τους δύο τύπους καθιζήσεων.

Για λόγους απλότητας θεωρείται γραμμική σχέση μεταξύ των σημείων καμπής του σχήματος 1.5, στο οποίο παρουσιάζεται η πλήρης μορφή του κοίλου τύπου καθιζήσεων.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



Σχήμα 1.5: Προτεινόμενη μέθοδος για τον υπολογισμό της κοίλης μορφής καθιζήσεων (concave type) (Hsieh and Ou, 1998)

- *Μεθοδολογία υπολογισμού*

Προκειμένου να προσδιοριστούν οι παράγοντες που καθορίζουν τη μορφή και το μέγεθος της καμπύλης καθιζήσεων, σύμφωνα με τους Pao – Go Hsieh & Chang – Yu Ou (1998), προτείνονται τα εξής βήματα:

α) Εκτίμηση της μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του τοίχου (δ_{hm}) πραγματοποιώντας ανάλυση πλευρικής παραμορφώσεως είτε με κλασσικές μεθόδους είτε με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

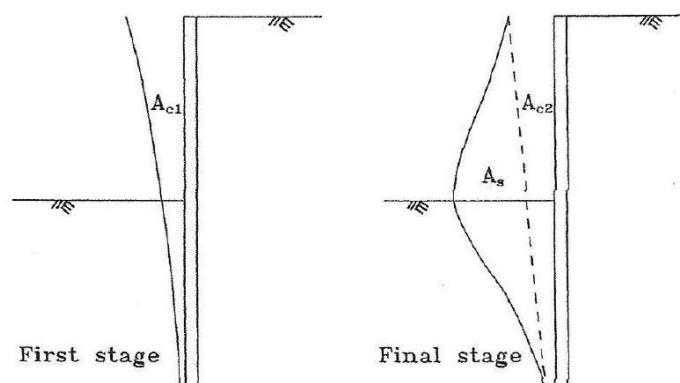
β) Καθορισμός της μορφής της καμπύλης καθιζήσεων από τον υπολογισμό των περιοχών που προκύπτουν από τη μετατόπιση του τοίχου και αναλύονται στη συνέχεια.

Το παραμορφωμένο σχήμα του τοίχου αντιστήριξης κατά την αρχική και τελική φάση της εκσκαφής (Σχήμα 1.6) προκύπτει ως εξής:

Αρχική φάση: Παραμόρφωση τύπου προβόλου με δημιουργία της περιοχής εμβαδού A_{c1}

Τελική φάση: Παραμόρφωση τύπου προβόλου με δημιουργία της περιοχής εμβαδού A_{c2} και παραμόρφωση κοίλης μορφής με δημιουργία της περιοχής εμβαδού A_s .

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



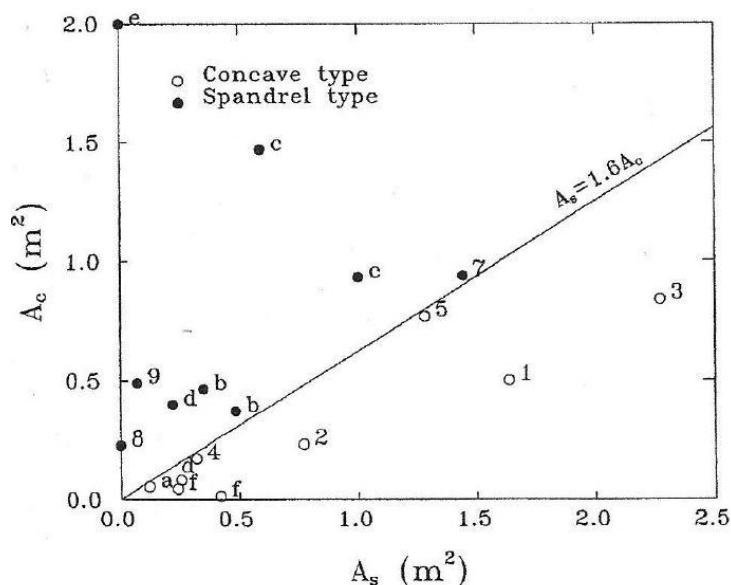
Σχήμα 1.6: Περιοχές παραμόρφωσης τοίχου αντιστήριξης στην αρχική και στην τελική φάση της εκσκαφής (Hsieh and Ou, 1998)

Το εμβαδόν της περιοχής που προκύπτει από την παραμόρφωση τύπου προβόλου (A_c) ορίζεται και από τις δύο φάσεις της εκσκαφής ως εξής:

$$A_c = \text{Max} (A_{c1}, A_{c2})$$

Για να διερευνηθεί η σχέση μεταξύ της μορφής της καμπύλης των καθιζήσεων και των τύπων παραμόρφωσης του τοίχου αντιστήριξης, όπως παρουσιάστηκαν προηγουμένως, χρησιμοποιήθηκαν αρκετά πραγματικά περιστατικά, με αποτέλεσμα την εξαγωγή του διαγράμματος του σχήματος 1.7. Στο διάγραμμα αυτό δίνεται η σχέση μεταξύ των εμβαδών A_c και A_s μέσω της γραμμής διαχωρισμού εμφάνισης των δύο τύπων καμπύλης καθιζήσεως.

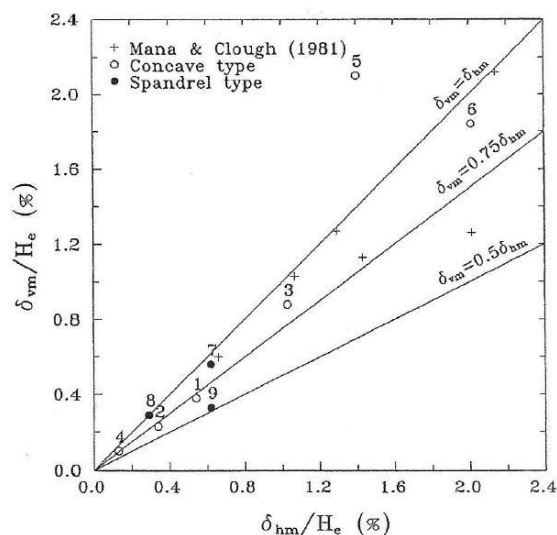
Είναι εμφανές ότι εάν $A_s \geq 1,6A_c$ εμφανίζεται κοίλη μορφή καθιζήσεων, διαφορετικά εμφανίζεται καμπύλη καθιζήσεων κυρτής μορφής.



Σχήμα 1.7: Σχέση μεταξύ του εμβαδού της περιοχής παραμόρφωσης του τοίχου τύπου προβόλου (A_c) και του εμβαδού της περιοχής κοίλης παραμόρφωσης του τοίχου (A_s) και συσχετίσή της με τη μορφή της καμπύλης καθιζήσεων (Hsieh and Ou, 1998)

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

γ) Εκτίμηση της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους (δ_{vm}) με χρήση της σχέσης $\delta_{vm} - \delta_{hm}$, σύμφωνα με το σχήμα 1.8 που ακολουθεί. Όπως παρατηρείται στο σχήμα αυτό, για τις περισσότερες περιπτώσεις η μέγιστη καθίζηση του εδάφους δ_{vm} ισούται με (0,5-0,75) δ_{hm} και για τις περιπτώσεις όπου παρατηρείται σημαντική μετακίνηση του εδάφους το μέγεθος της επιφανειακής καθίζησης δ_{vm} μπορεί να είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο της πλευρικής μετατόπισης του τοίχου αντιστήριξης δ_{hm} .



Σχήμα 1.8: Σχέση μεταξύ της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους (δ_{vm}) και της πλευρικής εκτροπής του τοίχου αντιστήριξης (δ_{hm}) (Hsieh and Ou, 1998)

δ) Δεδομένης πλέον της τιμής της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους δ_{vm} εκτιμάται η επιφανειακή καθίζηση σε διάφορες αποστάσεις πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης, σύμφωνα με τα σχήματα 1.4 & 1.5 που προηγήθηκαν.

1.2 ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΒΛΑΒΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΠΟΥ ΠΡΟΕΡΧΟΝΤΑΙ ΑΠΟ ΕΔΑΦΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΕΚΣΚΑΦΗΣ

Για την αποφυγή ή την ελαχιστοποίηση των προβλημάτων, που αναμένεται να εμφανιστούν λόγω εκσκαφών, απαιτείται μια αξιόπιστη εκτίμηση των βλαβών των γειτονικών κτιρίων και κατάλληλη προστασία. Γενικά, για την εκτίμηση των βλαβών των κτιρίων ακολουθούνται τα εξής βήματα:

1. Εκτίμηση της εδαφικής μετακίνησης υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου», όπου δηλαδή οι υπάρχουσες ανωδομές είτε αγνοούνται τελείως, είτε χαρακτηρίζονται ως απολύτως εύκαμπτες, οι οποίες δε θα ήταν δυνατόν να προκαλέσουν σημαντικές μεταβολές στα απόλυτα μεγέθη και την κατανομή των μετακινήσεων, λόγω των εργασιών διάνοιξης.
2. Εξέταση της επίδρασης της ακαμψίας του κτιρίου στην εδαφική μετακίνηση υπό συνθήκες «ελευθέρου πεδίου». Προσφάτως, στη διεθνή βιβλιογραφία, έχει αναγνωριστεί ότι η επίδραση της ακαμψίας των υπερκείμενων κτιρίων, στο μέγεθος και στην κατανομή των επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, που οφείλονται σε εργασίες κατασκευής σηράγγων, είναι ένα από τα πλέον σημαντικά ζητήματα στη διαδικασία της ορθής πρόβλεψης πιθανών βλαβών επί αυτών των κατασκευών (Potts και Addenbrooke, 1997).
3. Εκτίμηση της παραμόρφωσης του κτιρίου, που βασίζεται στην αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.
4. Εκτίμηση του επιπέδου των βλαβών.

Τα επίπεδα των βλαβών μπορούν να εκτιμηθούν, χρησιμοποιώντας κριτήρια που βασίζονται σε παρατηρήσεις πεδίου και δοκιμαστικά μοντέλα, με κατάλληλες σχέσεις κλίμακας.

Αν το επίπεδο των βλαβών που προκύψει δεν είναι αποδεκτό, πρέπει να ληφθούν υπόψη μέτρα προστασίας. Τα μέτρα αυτά μπορεί να περιλαμβάνουν έλεγχο στις κατασκευαστικές διαδικασίες, αλλαγή των μεθόδων κατασκευής, αύξηση της ακαμψίας του συστήματος υποστήριξης, βελτίωση του εδάφους, ενίσχυση των θεμελιώσεων και των κατασκευών ή επιλογή διαφορετικής θέσης. Μπορεί, επίσης, να εξεταστεί η επισκευή και η αντικατάσταση της κατασκευής.

Στα πλαίσια μιας μελέτης στο Πανεπιστήμιο του Ιλινόις, για τη διερεύνηση και την εκτίμηση σχέσεων μεταξύ της εδαφικής μετακίνησης και των παραμορφώσεων, όπως και των βλαβών, που εμφανίζονται σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία λόγω γειτονικών εκσκαφών, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές σε φυσικά και αριθμητικά μοντέλα, συσχετιζόμενα με παρατηρήσεις πεδίου. Μια μέθοδος διακριτών στοιχείων χρησιμοποιήθηκε, ώστε να προσομοιώσει αριθμητικά κάθε μονάδα τοιχοποιίας με ένα μπλοκ, έτσι ώστε οι επαφές

μεταξύ των διαφόρων μπλοκ, να έχουν την ακαμψία και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του κονιάματος.

Οι μετρήσεις σε πραγματικές κατασκευές παραμένουν το κλειδί για την κατανόηση της συμπεριφοράς, αλλά συχνά τα δεδομένα παραμορφώσεων και καθιζήσεων των κατασκευών, είναι ελλιπή και οι συγκρίσεις με τις μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου μη διαθέσιμες. Οι φυσικές και αριθμητικές προσομοιώσεις επιτρέπουν τέτοιες συγκρίσεις και επίσης, παρέχουν τη δυνατότητα για ελεγχόμενη μεταβολή των παραμέτρων.

Για την αξιολόγηση των παραμορφώσεων που προέκυψαν από πραγματικές περιπτώσεις, αλλά και από τις φυσικές και αριθμητικές δοκιμές σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία, στην παραπάνω μελέτη, χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο γωνιακής παραμόρφωσης / πλευρικής παραμόρφωσης, για την εκτίμηση της κατηγορίας των βλαβών των κτιρίων λόγω εκσκαφής, κατά Boscardin and Cording 1989. Το κριτήριο αυτό αξιολογείται σύμφωνα με την παραμορφωσιακή κατάσταση ενός σημείου, λαμβάνοντας υπόψη τη μέση παραμόρφωση, στην περιοχή του κτιρίου που καταπονείται και έχει εφαρμογή σε ένα μεγάλο εύρος λόγων μήκους/ύψος κτιρίων.

Τα δεδομένα που προέκυψαν από τις παρατηρήσεις πεδίου και τα φυσικά και αριθμητικά μοντέλα, συλλέχθηκαν και συγκρίνονται με μια μέθοδο εκτίμησης βλαβών, ώστε να επιβεβαιωθεί η προτεινόμενη μέθοδος. Επίσης, τα δεδομένα αυτά χρησιμοποιήθηκαν ώστε να εξεταστούν οι παράγοντες, που επηρεάζουν την απόκριση των κατασκευών και να αναπτυχθεί μια σχέση που να λαμβάνει υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Οι λογικές εκτιμήσεις των βλαβών, απαιτούν μια καλύτερη κατανόηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, με πληροφορίες από παρατηρήσεις πεδίου, δοκιμές μοντέλων και αριθμητικές δοκιμές.

Συγκεντρωτικά, τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παραπάνω μελέτη αναλύονται στη συνέχεια:

1. Φέρουσα τοιχοποιία προσανατολισμένη κάθετα σε μια εκσκαφή με τοίχο αντιστήριξης, τείνει να αναπτύξει διατμητική και πλευρική παραμόρφωση στο επίπεδο της θεμελίωσης, εξαιτίας της μετακίνησης του εδάφους που, αρχικά, εμφανίζεται στο μπροστινό μέρος του κτιρίου.

Επιπλέον, η προς τα κάτω μετατόπιση του κτιρίου λόγω εκσκαφής προκαλεί παραμόρφωση στο άκρο της φέρουσας τοιχοποιίας και προκαλεί συγκέντρωση ρωγμών κοντά στην πρόσοψη του κτιρίου ή στην πρώτη στήλη των παραθύρων. Για μια κατασκευή χωρίς πλευρικούς περιορισμούς και σε περίπτωση που υπάρχει κάποιος χαλαρός σύνδεσμος ή η ρωγμάτωση συνεχίζει να αναπτύσσεται προς τα πάνω, μπορεί να προκληθεί άνοιγμα ρωγμών σε κάμψη στους ανώτερους ορόφους.

Για μεγάλου εύρους καθιζήσεις, όσο η κίνηση του εδάφους εκτείνεται σε βάθος κάτω από την κατασκευή, η τοιχοποιία μπορεί να αναπτύξει καμπτική παραμόρφωση και ανάπτυξη ρωγμών στην κορυφή του κτιρίου εξαιτίας μεγάλης τιμής του λόγου L/H (όπου L = το μήκος του κτιρίου που υπόκειται στην εδαφική μετακίνηση και H = το ύψος του κτιρίου).

2. Παρακάτω αναφέρονται οι περιπτώσεις στις οποίες, για μια δεδομένη στροφή (s), μειώνεται η απόκλιση του άκαμπτου μέρους της κατασκευής (α) και αυξάνεται η γωνιακή παραμόρφωση (β) (Σχήμα 1.10), με αποτέλεσμα να αυξάνεται και ο λόγος της γωνιακής παραμόρφωσης (β) προς τη μεταβολή της κλίσης του εδάφους (ΔGS), $\beta/\Delta GS$ και το κτίριο να πλησιάζει το προφίλ της εδαφικής μετακίνησης ελευθέρου πεδίου, ενώ παράλληλα οι πλευρικές παραμορφώσεις στους ανώτερους ορόφους είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τη βάση του κτιρίου:

- Όταν η εφελκυστική αντοχή του κονιάματος μειώνεται, για δεδομένη τιμή ακαμψίας εδάφους/κατασκευής, προκαλώντας συγκέντρωση ρωγμών στους ανώτερους ορόφους.
- Όταν αυξάνεται ο λόγος διατμητικής ακαμψίας εδάφους/κατασκευής ($E_s L^2 / G_b H b$), (όπου L είναι το μήκος του κτιρίου που υπόκειται σε παραμόρφωση, H το ύψος του κτιρίου, b το πάχος του τοίχου, E_s το ελαστικό μέτρο παραμόρφωσης του εδάφους στη ζώνη επιρροής κάτω από τη θεμελίωση και G το ελαστικό μέτρο διατμητικής παραμόρφωσης για ένα τμήμα της τοιχοποιίας), δηλαδή αυξάνεται η ακαμψία του εδάφους (E_{soil}) ή μειώνεται η ακαμψία του κτιρίου (G_{build}).
- Όταν ο λόγος L/H αυξάνεται και συνεπώς μειώνεται η ακαμψία του κτιρίου (G_{build}), για σταθερή ακαμψία εδάφους και εφελκυστική αντοχή κονιάματος.
- Όταν αυξάνεται η ρωγμάτωση. Οι ρωγμές αρχικά δημιουργούνται γύρω από τα ανοίγματα, εξαιτίας του μικρού περιορισμού και της υψηλής συγκέντρωσης τάσεων και διαδίδονται περαιτέρω με την αύξηση της μετακίνησης του εδάφους. Η δημιουργία των ρωγμών μειώνει την ακαμψία του κτιρίου (G_{build}) και τελικά, η ρωγμάτωση ελέγχει σημαντικά την απόκριση του κτιρίου στην εδαφική μετακίνηση. Συνεπώς, η ελαστική ανάλυση μόνο, μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένα συμπεράσματα, όσον αφορά την απόκριση του κτιρίου.

Σύμφωνα με τη μελέτη, υπάρχει μια ενισχυτική δράση όσο αναπτύσσονται ρωγμές, με αύξηση της μεταβολής της κλίσης του εδάφους (ΔGS): διπλασιάζοντας τη μεταβολή της κλίσης του εδάφους (ΔGS), η γωνιακή παραμόρφωση (β) αυξάνεται περισσότερο από το διπλάσιο και μπορεί να οδηγήσει σε ανάπτυξη ρωγμών, λόγω κάμψης, στους ανώτερους ορόφους. Επιπλέον, σημαντική επιρροή στην απόκριση του κτιρίου και στις βλάβες που προκαλούνται

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

από την εδαφική μετακίνηση λόγω γειτονικής εκσκαφής, έχουν και οι ρωγμές που προϋπάρχουν στην τοιχοποιία, είτε είναι ορατές είτε όχι.

Μια πρώτη εκτίμηση των βλαβών, με βάση το μέγιστο εύρος ρωγμής, μπορεί να πραγματοποιηθεί σύμφωνα με το κριτήριο βλαβών, κατά Burland et al. (1977), όπως παρουσιάζεται στον πίνακα 1.2. Πρέπει να σημειωθεί, όμως, ότι το άνοιγμα της ρωγμής, είναι μια μόνο ένδειξη της κατηγορίας των βλαβών στο κριτήριο, η οποία επίσης σχετίζεται και με άλλες πτυχές της λειτουργικής και κατασκευαστικής συμπεριφοράς των κτιρίων.

Πίνακας 1.2: Ταξινόμηση ορατών βλαβών σε τοίχους με ειδική αναφορά στην ευκολία επισκευής επιχρισμάτων και οπτοπλινθοδομής [Burland et al. (1977)]

Κατηγορία ορατών βλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Περιγραφή τυπικής βλάβης ¹ /Ευκολία επισκευής	Προσεγγιστικό εύρος ρωγμής ² (mm)
0	Αμελητέος	Τριχοειδής ρωγμές.	< 0,1
1	Πολύ μικρός	Λεπτές ρωγμές που μπορούν εύκολα να αντιμετωπιστούν με βάψιμο. Η βλάβη περιορίζεται γενικώς στα 'τελειώματα' εσωτερικής τοιχοποιίας. Ρωγμές στην εξωτερική τοιχοποιία ή σε εξωτερικά τούβλα είναι ορατές με επιθεώρηση σε κοντινή απόσταση.	< 1
2	Μικρός	Ρωγμές ευκόλως πληρούμενες. Πιθανώς απαιτείται ξανά βάψιμο. Επαναδιανοιχθείσες ρωγμές είναι δυνατόν να καλυφθούν με κατάλληλα υλικά. Οι ρωγμές είναι εμφανείς εξωτερικά και μπορεί να απαιτηθεί καθαρισμός και πλήρωση, ώστε να εξασφαλιστεί υδατοστεγανότητα. Οι πόρτες και τα παράθυρα μπορεί να παρουσιάζουν μικρή δυσκολία σε άνοιγμα/κλείσιμο.	1-5
3	Μέτριος	Οι ρωγμές απαιτούν μερική αποκάλυψη (άνοιγμα) και μπορεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένους τεχνίτες. Επαναλαμβανόμενες ρωγμές μπορεί να καλυφθούν με κατάλληλες επενδύσεις. Καθαρισμός των εξωτερικών τούβλων και πιθανώς, μικρός αριθμός τούβλων θα πρέπει να αντικατασταθεί. Οι πόρτες και τα παράθυρα δεν ανοιγοκλείνουν. Οι σωληνώσεις μπορεί να σπάσουν. Η υδατοστεγανότητα συνήθως έχει τρωθεί.	5-15 ή αριθμός ρωγμών ≥ 3
4	Σοβαρός	Εκτεταμένες εργασίες επισκευής, που περιλαμβάνουν σπάσιμο και αντικατάσταση τμημάτων τοιχοποιίας, κυρίως πάνω από πόρτες και παράθυρα. Πόρτες και παράθυρα παραμορφώνονται και το δάπεδο παρουσιάζει σημαντική κλίση ³ . Οι τοίχοι αποκλίνουν σημαντικά από την κατακόρυφο ή εμφανίζουν φουσκώματα, μερική απώλεια στήριξης των δοκών. Σπάσιμο σωληνώσεων.	15-25 αλλά, επίσης, εξαρτάται από τον αριθμό των ρωγμών
5	Πολύ σοβαρός	Απαιτούνται σημαντικές επιδιορθώσεις, συμπεριλαμβανομένης μερικής ή πλήρους ανακατασκευής. Απώλεια στήριξης δοκών και σημαντική κλίση τοίχων, οι οποίοι χρειάζονται υποστήριξη. Τα παράθυρα έχουν σπάσει λόγω παραμόρφωσης. Κίνδυνος αστάθειας.	Συνήθως > 25 αλλά εξαρτάται από τον αριθμό των ρωγμών

¹ Για την εκτίμηση του βαθμού της βλάβης πρέπει να ληφθεί υπόψη η θέση της στο κτίριο ή στην κατασκευή.

² Το εύρος της ρωγμής είναι ένας μόνο από τους παράγοντες για την εκτίμηση της κατηγορίας βλάβης και δεν θα πρέπει να χρησιμοποιείται σαν το μοναδικό κριτήριο.

³ Τοπικές αποκλίσεις της κλίσης ως προς την οριζόντιο ή την κατακόρυφο μεγαλύτερες του 1/100 είναι συνήθως εύκολα ορατές. Συνολικές αποκλίσεις μεγαλύτερες από 1/150 είναι ανεπιθύμητες.

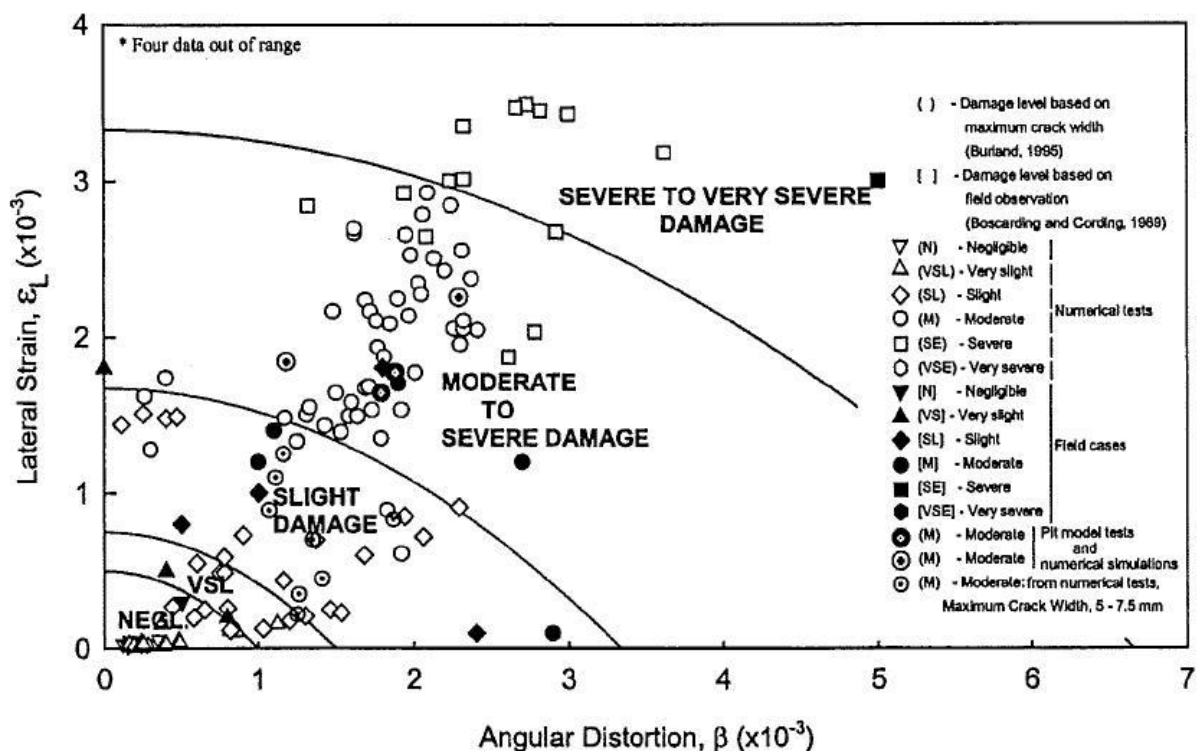
Οι κατηγορίες ορατών βλαβών 0, 1 και 2, του Πίνακα 1.2, αφορούν την αισθητική των κτιρίων, οι κατηγορίες 3 και 4 καθορίζουν το βαθμό λειτουργικότητας των κτιρίων και η κατηγορία 5 επηρεάζει τη στατική ευστάθεια και επάρκεια των κτιρίων. Η παραπάνω διακριτοποίηση είχε αρχικώς προταθεί από τους Burland et al. (1977) με βάση τα συμπεράσματα σχετικών εργασιών των Jennings και Kerrich (1962), του UK National Coal Board (1975) και των MacLeod και Littlejohn (1974). Έκτοτε έχει υιοθετηθεί με ελάχιστες τροποποιήσεις από το BRE (1981 και 1990), καθώς και από το Ινστιτούτο Δομοστατικών Μηχανικών του Ην. Βασιλείου (1978, 1989, 1994 και 2000).

Ο διαχωρισμός μεταξύ των κατηγοριών βλαβών 2 και 3 είναι ιδιαίτερος σημαντικός. Μεγάλος αριθμός μελετών σε πολλά κτίρια, έχουν καταδείξει ότι η κατάταξη στην κατηγορία 2, οφείλεται σε μεγάλη ποικιλία αιτιών, εκτός των εδαφικών μετακινήσεων (π.χ. θερμοκρασιακές μεταβολές του σκελετού των κτιρίων, αλλαγές φυσικής υγρασίας κ.α.). Ωστόσο, ο ακριβής καθορισμός των αιτιών, που προκαλούν την εν λόγω κατηγορία βλαβών, είναι ιδιαίτερα δύσκολος και στην πραγματικότητα αποτελεί συνδυασμό αιτιών, που σχετίζονται με το σκελετό του κτιρίου και την εκδήλωση εδαφικών μετακινήσεων. Οι περιπτώσεις βλαβών που κατατάσσονται στην κατηγορία 3 συνηθέστατα σχετίζονται με εδαφικές μετακινήσεις και απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή και αναλυτική μελέτη, στην οποία θα πρέπει να εκτιμηθούν οι επιπτώσεις από τη μεθοδολογία κατασκευής, τη γεωμετρία του κτιρίου κ.α.

3. Το κριτήριο βλαβών που αναπτύχθηκε από τους Boscardin and Cording 1989, προσδιορίζει μια κρίσιμη παραμόρφωση για κάθε κατηγορία βλαβών (Πίνακας 1.2), το οποίο προέρχεται από ένα συνδυασμένο αποτέλεσμα της οριζόντιας παραμόρφωσης (ϵ_h), η οποία προκύπτει από την πλευρική εδαφική μετακίνηση που αναπτύσσεται στη βάση της κατασκευής και της γωνιακής παραμόρφωσης του κτιρίου (β). Το κριτήριο αυτό βασίστηκε στην παραμορφωσιακή κατάσταση μιας απλής δοκού, με λόγους $L/H = 1$, $E/G = 2,6$ και ουδέτερο άξονα στο κάτω μέρος της δοκού.

Στη συνέχεια, το κριτήριο αυτό περιγράφηκε και επικαιροποιήθηκε σε ένα γενικευμένο κριτήριο βλαβών παραμορφωσιακής κατάστασης, σύμφωνα με τους Cording et al.(2001) και Son (2003) και παρουσιάζεται στο σχήμα 1.9.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



Σχήμα 1.9: Συγκρίσεις μεταξύ του κριτηρίου εκτίμησης βλαβών και των κατηγοριών βλαβών που προέκυψαν από παρατηρήσεις πεδίου, δοκιμές φυσικών μοντέλων και αριθμητικές παραμετρικές μελέτες [Cording et al.(2001), Son (2003)]

Οι κρίσιμες πλευρικές παραμορφώσεις για τα διάφορα επίπεδα βλαβών, προέκυψαν με βάση σημαντικό αριθμό παρατηρήσεων. Στο παραπάνω σχήμα, τα όρια της κρίσιμης πλευρικής παραμόρφωσης (ϵ_L) για τη ζώνη που ορίζεται ως 'Πολύ Μικρή' βλάβη (VSL), κυμαίνονται μεταξύ $0,5 \cdot 10^{-3}$ και $0,75 \cdot 10^{-3}$, τα οποία αποτελούν, σύμφωνα με τους Burland and Wroth (1974) και Polshin and Tokar (1957), τις παραμορφώσεις που απαιτούνται για το σχηματισμό της πρώτης ορατής ρωγμής.

Για το πάνω όριο της ζώνης, που ορίζεται ως 'Μικρή' βλάβη (SLIGHT DAMAGE), καθιερώθηκε η τιμή $1,67 \cdot 10^{-3}$ για την κρίσιμη πλευρική παραμόρφωση, η οποία αντιστοιχεί σε τιμή γωνιακής παραμόρφωσης $1/300$ για μηδενική πλευρική παραμόρφωση. Η τιμή αυτή της γωνιακής παραμόρφωσης αποτελεί τα πρόθυρα της πρώτης ρωγμάτωσης σε διαφραγματικούς τοίχους και φέρουσες τοιχοποιίες, για κατασκευές που υφίστανται καθίζηση υπό το ίδιο βάρος τους, σύμφωνα με τους Skempton and MacDonald (1956) και Bjerrum (1963) και εξασφαλίζει, κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού των κτιρίων. Εφόσον, όμως, είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορωγματώσεως σε τοίχους πληρώσεως, τότε η γωνιακή παραμόρφωση θα πρέπει να είναι μικρότερη από $1/500$.

Το επάνω όριο της ζώνης, στην οποία η βλάβη θεωρείται 'Μέτρια έως Σοβαρή' (MODERATE TO SEVERE DAMAGE), καθιερώθηκε ως κρίσιμη πλευρική παραμόρφωση, η τιμή

$3,33 \cdot 10^{-3}$, η οποία αντιστοιχεί σε γωνιακή παραμόρφωση 1/150 για μηδενική πλευρική παραμόρφωση. Η τιμή αυτή της γωνιακής παραμόρφωσης, σύμφωνα με τους MacDonald (1956) και Bjerrum (1963), αποτελεί τα πρόθυρα σοβαρής ρωγμάτωσης και κατασκευαστικής βλάβης, για κατασκευές που υφίστανται καθίζηση υπό το ίδιο βάρος τους.

Η παραμόρφωση στο εύρος της ζώνης 'Μέτρια έως Σοβαρή' βλάβη μπορεί να επιφέρει σοβαρή παραμόρφωση πορτών ή παραθύρων ή απώλεια στήριξης των δοκών, που μπορεί να προκαλέσουν φέρουσα αστοχία αντί για ρωγμάτωση σε μερικές κατασκευές. Στο ανώτερο εύρος παραμορφώσεων για τη ζώνη αυτή, παρατηρήθηκαν, από τις αριθμητικές παραμετρικές μελέτες, μερικές περιπτώσεις με επίπεδα σοβαρής βλάβης βασισμένα στο μέγιστο εύρος ρωγμής. Αυτές οι παρατηρήσεις, επιβεβαιώνουν και δικαιολογούν το γεγονός ότι σοβαρή βλάβη, αν και δεν αναμένεται σε όλο το εύρος της κατηγορίας, μπορεί να συμβεί στο ανώτερο μέρος της.

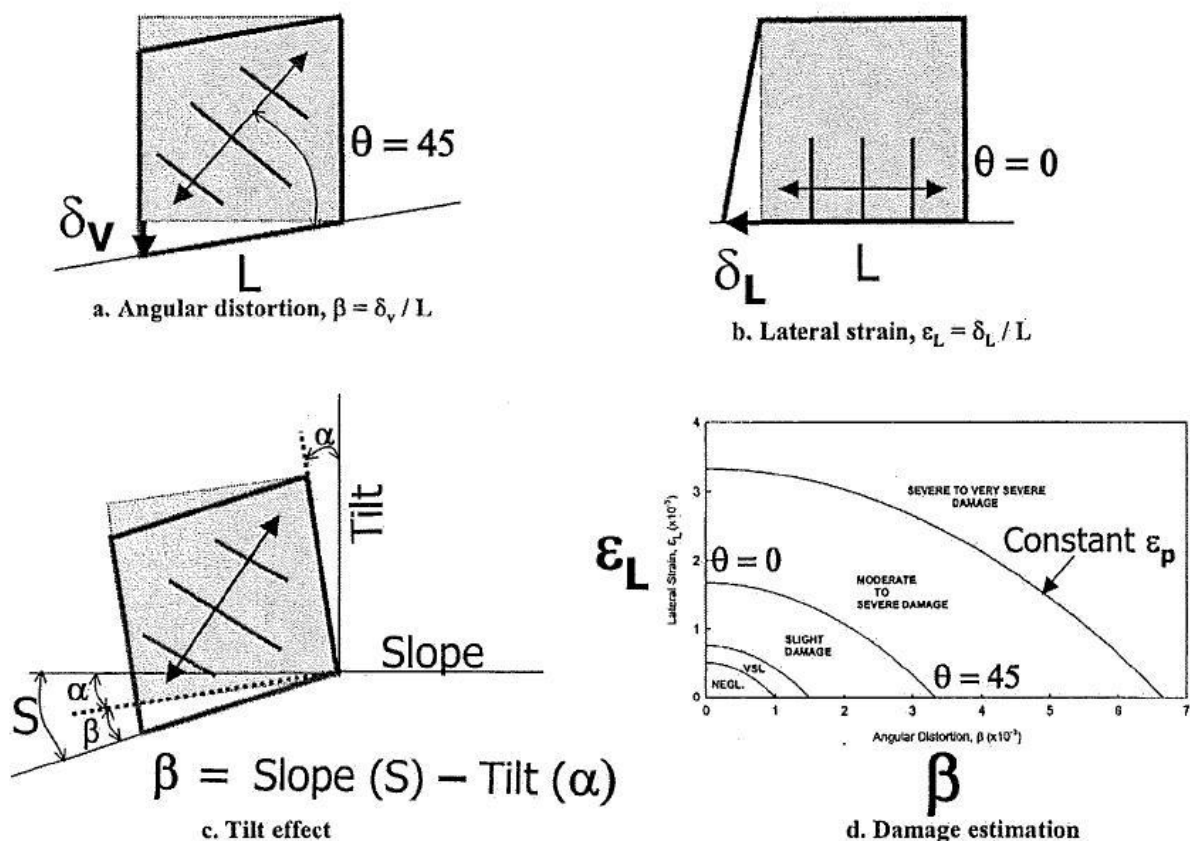
Ο πίνακας 1.3 συνοψίζει τις κρίσιμες πλευρικές παραμορφώσεις, που αντιστοιχούν στις διάφορες κατηγορίες βλαβών.

Πίνακας 1.3: Κρίσιμες πλευρικές παραμορφώσεις σε αντιστοιχία με τις διάφορες κατηγορίες βλαβών.

Κατηγορίες βλάβης	Κρίσιμη πλευρική παραμόρφωση, ϵ_c ($\times 10^{-3}$)
Αμελητέα	0 - 0.5
Πολύ Μικρή	0.5 - 0.75
Μικρή	0.75 - 1.67
Μέτρια έως Σοβαρή	1.67 - 3.33
Σοβαρή έως Πολύ Σοβαρή	>3.33

Το παραπάνω γενικευμένο κριτήριο, βασίζεται στην παραμορφωσιακή κατάσταση ενός σημείου (Σχήμα 1.10) ή τη μέση παραμόρφωση κατά μήκος μιας κτιριακής μονάδας, η οποία βρίσκεται ανάμεσα σε δύο στήλες, δύο διαφορετικές γεωμετρικές κτιρίων ή ακαμψίες κτιρίων ή δύο διαφορετικές κλίσεις εδαφικής μετατόπισης και δεν εξαρτάται από τους λόγους L/H, E/G και τη θέση του ουδέτερου άξονα.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



Σχήμα 1.10: Παραμορφωσιακή κατάσταση σε ένα σημείο ή μέση παραμορφωσιακή κατάσταση σε ένα τμήμα της κατασκευής που υπόκειται σε παραμόρφωση.

Ο συνδυασμός της γωνιακής παραμόρφωσης (β) και της πλευρικής παραμόρφωσης (ϵ_L), σε ένα σημείο ή σε μια κτιριακή μονάδα, οδηγεί σε μια μέγιστη κύρια εφελκυστική παραμόρφωση ϵ_p (Σχήμα 1.10), όπως φαίνεται στη συνέχεια:

$$\epsilon_p = \epsilon_L \cos^2 \theta_{max} + \beta \sin \theta_{max} \cos \theta_{max}$$

$$\tan(2\theta_{max}) = \frac{\beta}{\epsilon_L}$$

Όπου θ_{max} = η διεύθυνση του σχηματισμού της ρωγμής και η γωνία του επιπέδου, στο οποίο δρα η ϵ_p , μετρούμενη από το κατακόρυφο επίπεδο.

Για παράδειγμα:

- Αν $\beta = 0$, $\epsilon_p = \epsilon_L$ δρα στο κατακόρυφο επίπεδο ($\theta_{max} = 0$) και η ρωγμή σχηματίζεται κατά μήκος του κατακόρυφου επιπέδου.
- Αν $\epsilon_L = 0$, $\epsilon_p = \frac{1}{2}\beta$ δρα στο επίπεδο με γωνία $\theta_{max} = 45^\circ$ και η ρωγμή σχηματίζεται υπό γωνία $\theta_{max} = -45^\circ$.

Επειδή το κριτήριο εκτίμησης βλαβών, βασίστηκε σε συνδυασμό των παρατηρήσεων πεδίου και της θεωρίας της παραμορφωσιακής κατάστασης, αποτελεί ένα ημιεμπειρικό κριτήριο.

Συγκρίνοντας το γενικευμένο κριτήριο βλαβών (Σχήμα 1.9) με τις παρατηρηθείσες κατηγορίες βλαβών, που προέκυψαν από επί τόπου μετρήσεις, βρέθηκαν σε καλή συμφωνία.

Επίσης, συγκρίνοντας το ίδιο κριτήριο (Σχήμα 1.9) με τις κατηγορίες βλαβών που βασίζονται στο εύρος ρωγμής (Πίνακας 1.2), για τα μετρημένα και τα υπολογισμένα εύρη ρωγμών, που προέκυψαν από δοκιμές φυσικών μοντέλων και αριθμητικές παραμετρικές μελέτες, βρέθηκαν, επίσης, σε καλή συμφωνία. Το εύρος των ρωγμών επιλέγεται για σύγκριση, διότι παρέχει μια άμεση ένδειξη για τη βλάβη του κτιρίου.

4. Ο λόγος $[\beta/(\Delta/L)]$ μεταξύ της γωνιακής παραμόρφωσης (β) και του λόγου σχετικής μετατόπισης (Δ/L) ερευνήθηκε και κυμαίνεται μεταξύ 2 και 4. Για συνθήκες ελαστικές (περιλαμβάνοντας πλαισιωτές κατασκευές) και μικρής ρωγμάτωσης, ο λόγος είναι περίπου 2, ενώ για σοβαρή ρωγμάτωση σε μια κατασκευή, ο λόγος αυξάνεται έως 4. Ο χαμηλός λόγος 2 υποδεικνύει ότι η γωνιακή παραμόρφωση (β) σε μια κατασκευή είναι μικρότερη από τη μεταβολή της εδαφικής κλίσης (ΔGS), που θα συνέβαινε με απουσία της κατασκευής, ενώ ο υψηλός λόγος 4 υποδεικνύει ότι η γωνιακή παραμόρφωση (β) σε μια κατασκευή, πλησιάζει τη μεταβολή της εδαφικής κλίσης (ΔGS).

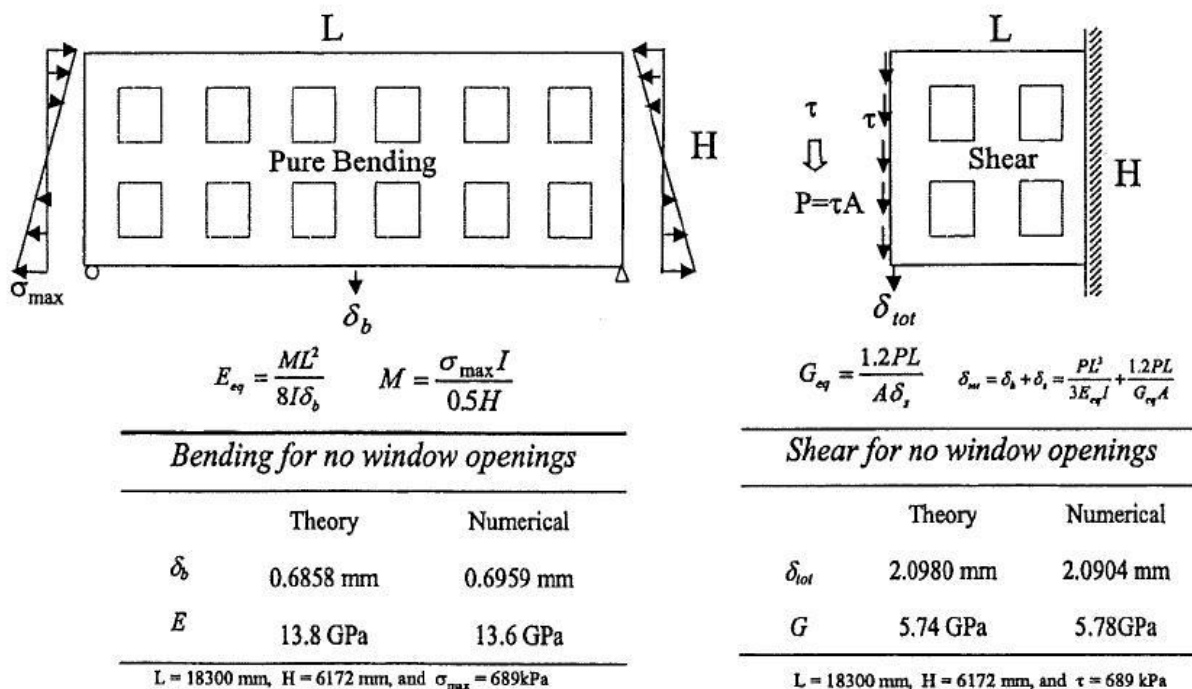
5. Μια σχέση αναπτύχθηκε για να εξετάσει το αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη μείωση του λόγου της γωνιακής παραμόρφωσης της κατασκευής προς τη μεταβολή της εδαφικής κλίσης που αφορά συνθήκες ελευθέρου πεδίου ($\beta/\Delta GS$). Η σχέση αυτή είναι συνάρτηση της σχετικής διατμητικής ακαμψίας εδάφους/κατασκευής ($E_{soil}L^2/G_{build}Hb$), της μεταβολής της εδαφικής κλίσης σε σχέση με την παραμόρφωση της κατασκευής λόγω ρωγμών ($\Delta GS/\epsilon_t$) και της προς τα κάτω μετατόπισης του κτιρίου λόγω εκσκαφής. Μάλιστα, προέκυψε σύμφωνα με τα αποτελέσματα από 4 μελέτες πεδίου, 3 δοκιμές φυσικών μοντέλων και 209 αριθμητικές δοκιμές (Son,2003), όπως παρουσιάζονται στο σχήμα 1.12, στο οποίο φαίνονται και τα αποτελέσματα από την ελαστική ανάλυση.

Η αύξηση της γωνιακής παραμόρφωσης, με αύξηση του λόγου της διατμητικής ακαμψίας εδάφους/κατασκευής (μείωση της διατμητικής ακαμψίας της κατασκευής) εξετάστηκε και για ελαστικούς και ρωγματωμένους τοίχους. Η αύξηση αυτή έχει ως αποτέλεσμα, η παραμόρφωση του κτιρίου να πλησιάζει το προφίλ της εδαφικής καθίζησης και ο λόγος $\beta/\Delta GS$ να τείνει στη μονάδα.

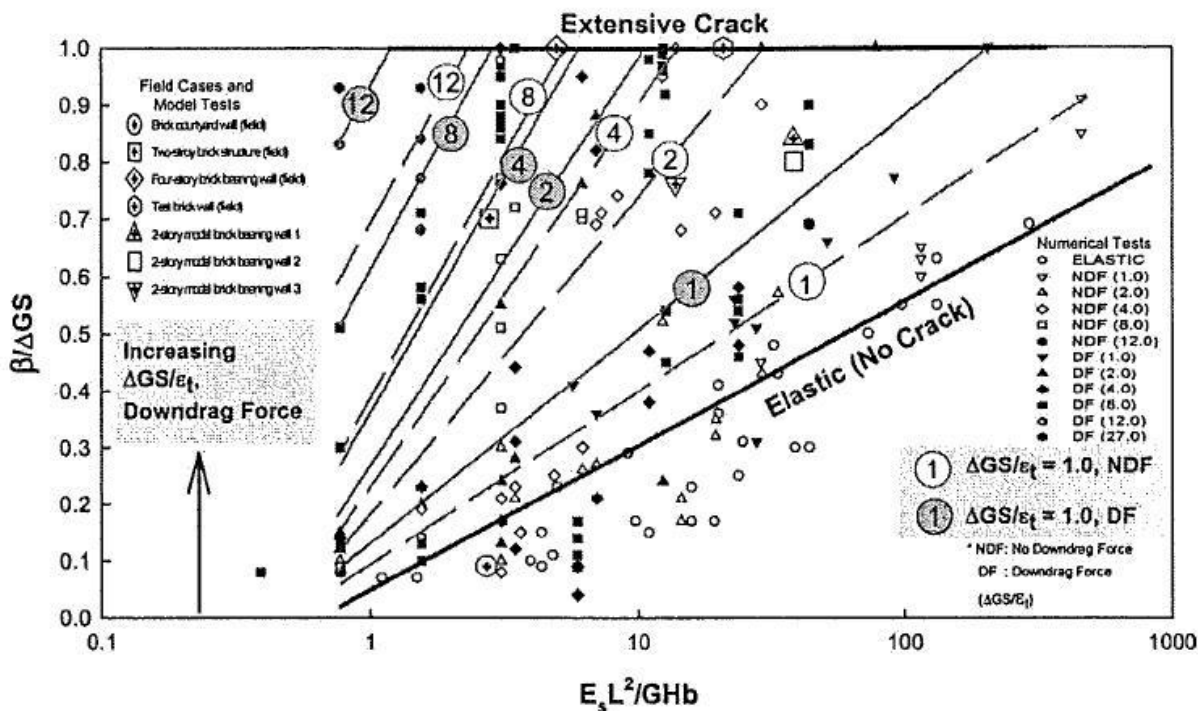
Το ίδιο αποτέλεσμα προκύπτει με το σχηματισμό και το άνοιγμα ρωγμών στο κονίαμα της τοιχοποιίας. Η ρωγμάτωση αποτελεί συνάρτηση του μεγέθους της παραμόρφωσης που επιβάλλεται στην κατασκευή και μειώνει σημαντικά την ενεργή ακαμψία του τοίχου, με αποτέλεσμα αυτός να συμμορφώνεται περισσότερο με το προφίλ της εδαφικής καθίζησης. Το γεγονός αυτό αυξάνει τη γωνιακή παραμόρφωση, η οποία πλησιάζει την παραμόρφωση (μεταβολή στην εδαφική κλίση) που θα συνέβαινε με απουσία της κατασκευής.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

Για κατασκευές με πολλά ανοίγματα, το μέτρο διατμητικής παραμόρφωσης G_{build} , μπορεί να υπολογιστεί από σχέσεις που προέκυψαν από αριθμητικές δοκιμές και παρουσιάζονται στο σχήμα 1.11.



Σχήμα 1.11: Εκτίμηση και αξιολόγηση ισοδύναμων ακαμψιών κτιρίων



Σχήμα 1.12: Σχέση μεταξύ σχετικής ακαμψίας εδάφους/κατασκευής, κανονικοποιημένης γωνιακής παραμόρφωσης, λόγου μεταβολής εδαφικής κλίσης προς παραμόρφωση της κατασκευής λόγω ρωγμών (Son, 2003)

Στο παραπάνω σχήμα είναι εμφανείς τέσσερις τάσεις:

α) Η τιμή $\beta/\Delta GS$ αυξάνει, όσο αυξάνει η σχετική διατμητική ακαμψία εδάφους/ κατασκευής (και μειώνεται η διατμητική ακαμψία της κατασκευής), αν δεν σχηματίζονται ρωγμές στην κατασκευή ή αν αυτές είναι μικρές. Η κατασκευή πλησιάζει περισσότερο την εδαφική μετακίνηση ελευθέρου πεδίου, όταν είναι εύκαμπτη και η τιμή G_{build}/H_b μικρή, με αποτέλεσμα ο λόγος $\beta/\Delta GS$ να πλησιάζει τη μονάδα.

β) Όταν μια κατασκευή χαρακτηρίζεται από έντονη ρωγμάτωση, αυτή ελέγχει σημαντικά την ενεργή της ακαμψία και γι' αυτό δεν περιγράφεται πλέον, μόνο, από την ελαστική ακαμψία και η τιμή του λόγου $\beta/\Delta GS$ πλησιάζει τη μονάδα. Για μέτρια ρωγμάτωση, οι τιμές του λόγου $\beta/\Delta GS$, κυμαίνονται μεταξύ αυτών που αντιστοιχούν σε μικρή ή καθόλου ρωγμάτωση και σε εκτεταμένη ρωγμάτωση.

γ) Η τιμή του λόγου $\beta/\Delta GS$ αυξάνει, όσο αυξάνει ο λόγος μεταξύ μεταβολής εδαφικής κλίσης (ΔGS) προς την παραμόρφωση της κατασκευής λόγω ρωγμών (ϵ_t), $\Delta GS/\epsilon_t$, για την ίδια σχετική ακαμψία. Με άλλα λόγια, όσο μεγαλύτερη είναι η μεταβολή στην κλίση του εδάφους και μικρότερη η αντοχή της κατασκευής, τόσο μεγαλύτερη είναι η τιμή του λόγου $\beta/\Delta GS$.

δ) Μια κατασκευή που υπόκειται σε μετατόπιση προς τα κάτω (downdrag force), λόγω γειτονικής εκσκαφής, παρουσιάζει μεγαλύτερη τιμή του λόγου $\beta/\Delta GS$, για την ίδια σχετική ακαμψία.

Χαμηλότερες τιμές του λόγου $\beta/\Delta GS$ προέκυψαν από διάφορους συνδυασμούς πολυώροφων κτιρίων, μεγαλύτερης εφελκυστικής αντοχής, με λιγότερα ανοίγματα παραθύρων, μικρότερη μεταβολή στην εδαφική κλίση, μικρότερη μετατόπιση προς τα κάτω λόγω εκσκαφής (downdrag force) και πιο άκαμπτες κατασκευές σε σχέση με το έδαφος.

Συγκρίνοντας τις παρατηρήσεις από το ελεύθερο πεδίο και από τις δοκιμές φυσικών μοντέλων, με τα αποτελέσματα που βασίστηκαν σε αριθμητικές παραμετρικές μελέτες, προέκυψε καλή συμφωνία της παραπάνω σχέσης με έναν βαθμό συντηρητισμού.

6. Από τα αποτελέσματα της έρευνας αναπτύχθηκε μια διαδικασία εκτίμησης των βλαβών στα κτίρια, εξαιτίας της εδαφικής μετακίνησης λόγω εκσκαφής, για πρακτική χρήση στο σχεδιασμό του έργου και στα στάδια του σχεδιασμού. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τις εξής φάσεις:

Πρώτη φάση εκτίμησης

- i. Εκτιμάται η εδαφική μετακίνηση ελευθέρου πεδίου, οι κατακόρυφες και οι οριζόντιες μετακινήσεις, από εμπειρικές και ημιεμπειρικές σχέσεις, δοκιμές φυσικών μοντέλων ή αριθμητικές δοκιμές, για μια δεδομένη εκσκαφή.
- ii. Ελέγχεται, αν η κατασκευή βρίσκεται μέσα στη ζώνη επιρροής του προφίλ της εδαφικής μετακίνησης.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων

- iii. Αν βρίσκεται μέσα στη ζώνη επιρροής, προσδιορίζεται η μέγιστη καθίζηση και η μέγιστη στροφή που αναμένονται κατά μήκος της κατασκευής (Πίνακας 1.4). Για παράδειγμα, ο Rankin (1988) σημειώνει ότι αναμένεται αμελητέα βλάβη, για στροφές μικρότερες από 1/500 και καθιζήσεις μικρότερες από 10mm.
- iv. Για τις περισσότερες κατασκευές, αν η μέγιστη καθίζηση ή στροφή βρίσκονται κάτω από τα όρια, η έρευνα τελειώνει σε αυτό το βήμα, αν και είναι συνετό, να αποκτηθεί πρόσθετη γνώση για το μέγεθος των πραγματικών παραμορφώσεων, που θα μπορούσαν να αναπτυχθούν, προχωρώντας στο επόμενο βήμα. Αν η μέγιστη καθίζηση ή στροφή είναι πάνω από τα όρια, ακολουθείται η δεύτερη φάση εκτίμησης.

Πίνακας 1.4: Τυπικές τιμές μέγιστης στροφής και καθίζησης κτιρίου για την εκτίμηση του κινδύνου βλαβών [Rankin (1988)]

Κατηγορία κινδύνου	Μέγιστη στροφή κτιρίου	Μέγιστη καθίζηση κτιρίου (mm)	Περιγραφή κινδύνου
1	Μικρότερη από 1/500	Μικρότερη από 10	Αμελητέος: επιφανειακές βλάβες απίθανο
2	1/500 - 1/200	10 - 50	Μικρός: πιθανή επιφανειακή βλάβη που είναι απίθανο να έχει κατασκευαστική σημασία
3	1/200 - 1/50	50 - 75	Μέτριος: αναμένεται επιφανειακή βλάβη και πιθανή κατασκευαστική βλάβη των κτιρίων, πιθανή βλάβη σε σχετικά άκαμπτους αγωγούς
4	Μεγαλύτερη από 1/50	Μεγαλύτερη από 75	Υψηλός: αναμένεται κατασκευαστική βλάβη στα κτίρια, βλάβη στους άκαμπτους αγωγούς και πιθανή βλάβη στους υπόλοιπους αγωγούς

Δεύτερη φάση εκτίμησης

- i. Χρησιμοποιείται η εδαφική μετακίνηση ελευθέρου πεδίου και θεωρείται ότι η κατασκευή συμμορφώνεται με την μετακίνηση αυτή.
- ii. Προσδιορίζεται η μεταβολή στην κλίση του εδάφους, μεταξύ γειτονικών τμημάτων, θεωρώντας ότι η μεταβολή αυτή ισούται με τη σχετική στροφή.
- iii. Προσδιορίζεται η οριζόντια (πλευρική) παραμόρφωση της εδαφικής μετακίνησης ελευθέρου πεδίου, μεταξύ γειτονικών τμημάτων.
- iv. Αν οι υπολογισμένες διατμητικές παραμορφώσεις είναι υψηλές καθ'όλο το ύψος της κατασκευής ή αν υπάρχουν μεγάλες προϋπάρχουσες κατακόρυφες αρθρώσεις, προσδιορίζεται η καμπτική παραμόρφωση στην κορυφή μιας κτιριακής μονάδας, χρησιμοποιώντας το ύψος της κτιριακής μονάδας και την ακτίνα μιας καμπυλότητας της εδαφικής μετακίνησης.

- v. Χρησιμοποιώντας τη γωνιακή παραμόρφωση και τις πλευρικές παραμορφώσεις, προσδιορίζεται η κατηγορία βλαβών, από το γενικευμένο κριτήριο παραμορφωσιακής κατάστασης (Σχήμα 1.9).
- vi. Αν η κατηγορία βλαβών που προκύπτει από το κριτήριο παραμορφωσιακής κατάστασης είναι αποδεκτή, η ανάλυση σταματάει σε αυτό το βήμα. Αν δεν είναι αποδεκτή, ακολουθείται η τελική φάση εκτίμησης.

Τελική φάση εκτίμησης

- i. Χρησιμοποιείται η μεταβολή της εδαφικής κλίσης από την καθίζηση ελευθέρου πεδίου, που προσδιορίστηκε στο βήμα (ii) της ‘Δεύτερης φάσης εκτίμησης’.
- ii. Προσδιορίζεται η σχετική ακαμψία μεταξύ εδάφους και κατασκευής, λαμβάνοντας υπόψη τα ανοίγματα του κτιρίου (Σχήμα 1.11).
- iii. Εκτιμάται η κανονικοποιημένη γωνιακή παραμόρφωση, από τη σχέση μεταξύ κανονικοποιημένης γωνιακής παραμόρφωσης, σχετικής ακαμψίας και λόγου μεταβολής της εδαφικής κλίσης προς την παραμόρφωση της κατασκευής λόγω ρωγμών. Έπειτα, καθορίζεται η γωνιακή παραμόρφωση (Σχήμα 1.12).
- iv. Από τις πλευρικές παραμορφώσεις, που προσδιορίστηκαν στο βήμα (iii) της ‘Δεύτερης φάσης εκτίμησης’ προσδιορίζεται η πλευρική παραμόρφωση, λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες, όπως η διεπιφάνεια μεταξύ εδάφους - κατασκευής, διατμητικές ρωγμές που εκτείνονται σε ανώτερα επίπεδα ορόφων, προϋπάρχουσες ρωγμές στην κορυφή του κτιρίου, επίπεδα αδυναμίας και περιορισμούς που προέρχονται από δοκάρια, συνδέσεις ή την οροφή.
- v. Προσδιορίζεται μια κατηγορία βλαβών, από το γενικευμένο κριτήριο παραμορφωσιακής κατάστασης, χρησιμοποιώντας τη γωνιακή παραμόρφωση και την πλευρική παραμόρφωση (Σχήμα 1.9).
- vi. Αν το επίπεδο βλαβών, από το βήμα (v) της ‘Τελικής φάσης εκτίμησης’ είναι αποδεκτό, η ανάλυση σταματάει σε αυτό το βήμα. Αν δεν είναι αποδεκτό, προσδιορίζονται κατάλληλα μέτρα προστασίας ή μέσα μετρίασης των εκτιμώμενων αποτελεσμάτων, όπως περιγράφονται στην ‘Φάση προστασίας’.

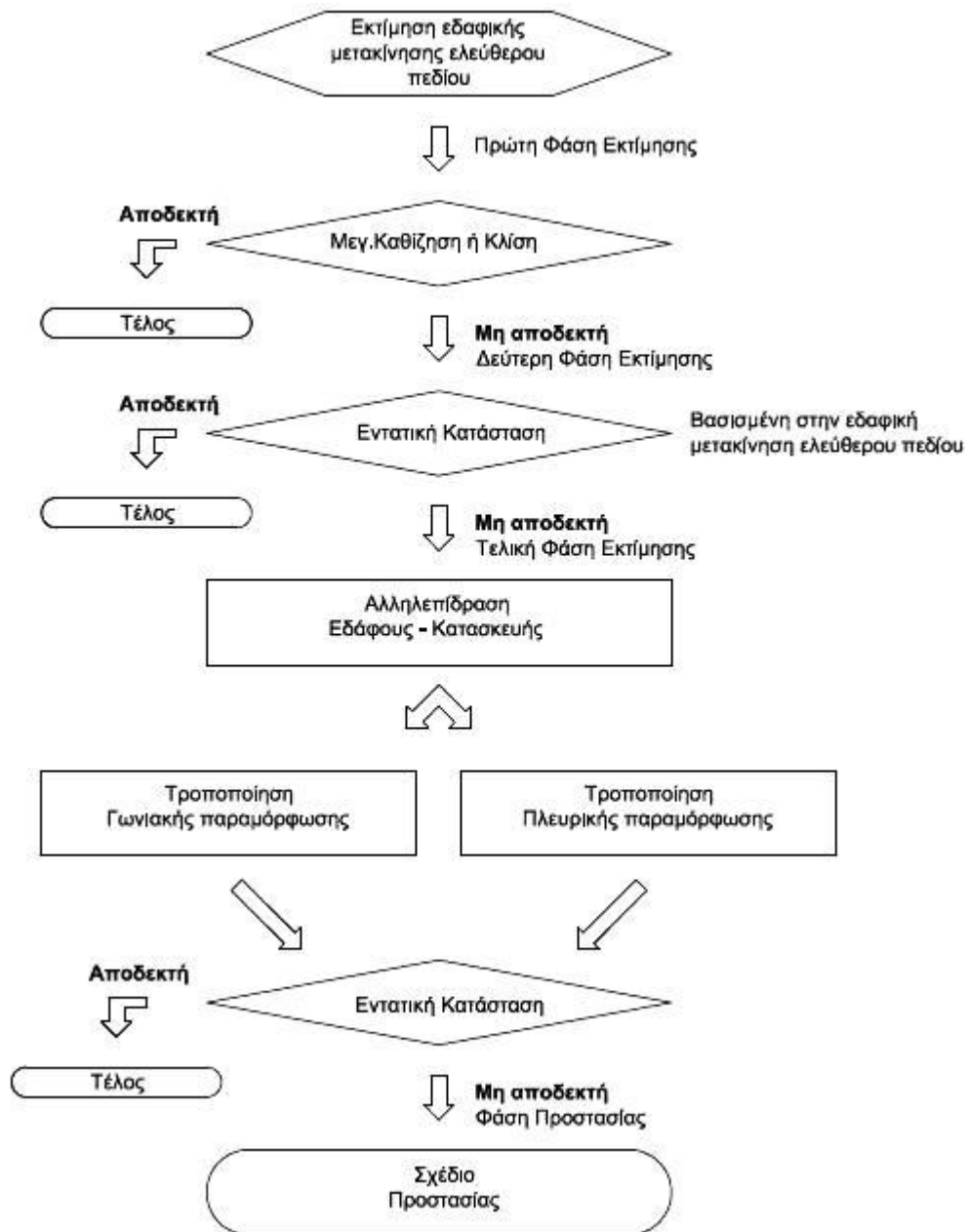
Φάση προστασίας

Εντοπίζεται ένα σχέδιο προστασίας, για την αποφυγή των βλαβών ή τον περιορισμό των βλαβών σε αποδεκτά επίπεδα, που αφορά:

- την πηγή των εδαφικών μετακινήσεων (σήραγγα ή εκσκαφή),
- την τροποποίηση/αντικατάσταση του εδάφους και
- την ενίσχυση του κτιρίου.

Η διαδικασία εκτίμησης των βλαβών μιας κατασκευής, σύμφωνα με τις παραπάνω φάσεις, παρουσιάζεται στο σχήμα 1.13.

Θεωρητικές προσεγγίσεις επιρροής βαθέων εκσκαφών στην επιφάνεια του εδάφους και στην απόκριση των κτιρίων



Σχήμα 1.13: Διαδικασία εκτίμησης βλαβών μιας κατασκευής από την εδαφική μετακίνηση λόγω εκσκαφής (M.Son and E.J.Cording, 2005)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

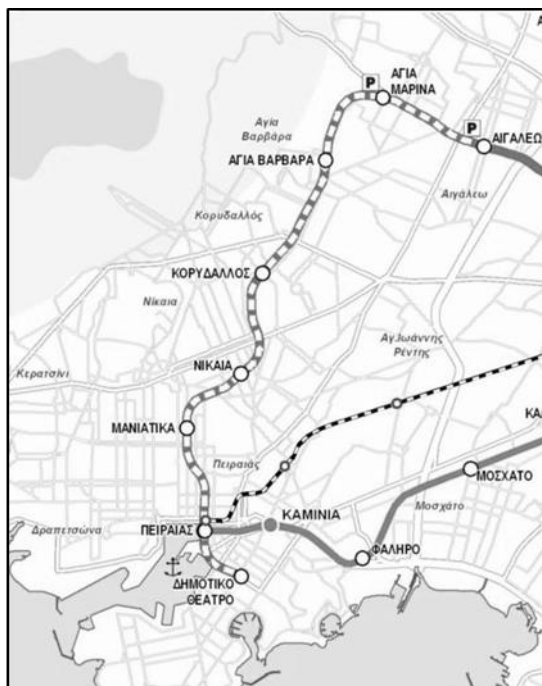
ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ:

ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΤΗΣ ΓΡΑΜΜΗΣ 3 ΤΟΥ ΜΕΤΡΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ ΣΤΟ ΤΜΗΜΑ «ΧΑΪΔΑΡΙ – ΠΕΙΡΑΙΑΣ»

2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Η Αθήνα το 2000 απέκτησε δίκτυο υπόγειου Μετρό, με τη γραμμή 2 και 3 της Αττικό Μετρό. Στις 21 Νοεμβρίου 2008 η Αττικό Μετρό Α.Ε. δημοπράτησε το διαγωνισμό για την επέκταση της Γραμμής 3, προς τα Δυτικά Προάστια, με κατάληξη τον Πειραιά (υπόγεια σήραγγα μήκους 7,6χλμ και 6 σύγχρονοι σταθμοί: Αγία Βαρβάρα, Κορυδαλλός, Νίκαια, Μανιάτικα, Πειραιάς, Δημοτικό Θέατρο), όπως φαίνεται στην εικόνα 2.1

Την 1η Μαρτίου 2012 υπεγράφη σύμβαση μεταξύ της Αττικό Μετρό Α.Ε. και της κοινοπραξίας J&P-ΑΒΑΞ ΑΕ – GHELLA SPA – ALSTOM TRANSPORT SA, η οποία ανέλαβε την κατασκευή του έργου.



Σχήμα 2.1

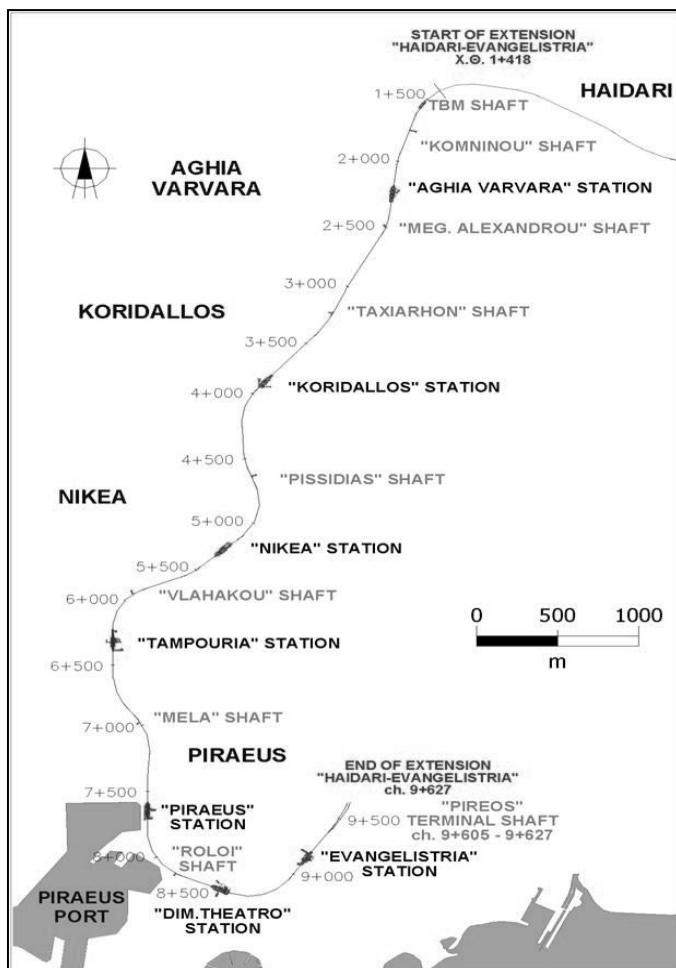
Επέκταση της γραμμής 3 'Χαϊδάρη – Πειραιάς'

Η νέα δυτική επέκταση της Γραμμής 3, από το Χαϊδάρη έως το Δημοτικό Θέατρο, πρόκειται να αποτελέσει συνδετήριο συγκοινωνιακό άξονα του κέντρου της πρωτεύουσας με το κεντρικό λιμάνι του Λεκανοπεδίου, μέσω των δυτικών προαστίων. Σήμερα, η Γραμμή 3 λειτουργεί από το αεροδρόμιο Ελευθέριος Βενιζέλος μέχρι το Σταθμό Δουκίσσης Πλακεντίας και στη συνέχεια μέχρι το Σταθμό Αιγάλεω. Η κατασκευή του τμήματος Αιγάλεω-Χαϊδάρη (σταθμός 'Αγ. Μαρίνα') έχει ολοκληρωθεί και αναμένεται να λειτουργήσει μέσα στο 2013.

Πρόκειται για μια επένδυση ύψους 660.000.000 ευρώ σε περιοχές του Δήμου Πειραιά και των Δήμων της ευρύτερης περιοχής (Νίκαια, Κορυδαλλός, Αγ.Βαρβάρα) που σήμερα έχουν έντονα προβλήματα κυκλοφορίας και χαμηλό επίπεδο εξυπηρέτησης από ΜΜΜ.

Η επέκταση Χαϊδάρη (Σταθμός 'Αγ. Μαρίνα') – Πειραιάς (Σταθμός 'Δημοτικό Θέατρο'), αποτελεί το τελευταίο τμήμα της επέκτασης της γραμμής 3, η οποία θα εκτείνεται νότια του σταθμού Χαϊδάρη έως το λιμάνι του Πειραιά και περαιτέρω ανατολικά έως το σταθμό 'Δημοτικό Θέατρο', με τη γραμμή να καταλήγει σε επίσταθμο μετά το πέρας του σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο' (Σχήμα 2.1).

Ιδιαίτερα δε, στο Σταθμό Πειραιά προβλέπεται να δημιουργηθεί ένα ιδιαίτερα σημαντικό συγκοινωνιακό κέντρο, συνενώνοντας λειτουργικά δύο γραμμές μετρό (Γραμμή 1 και Γραμμή 3), το λιμάνι, τον προασιακό σιδηρόδρομο και το τραμ, το οποίο προβλέπεται επίσης να διέλθει από την περιοχή αυτή, διευκολύνοντας έτσι τις μετεπιβιβάσεις μεταξύ όλων των μέσων μεταφοράς.



Σχήμα 2.2

Κάτοψη της χάραξης της σήραγγας στην επέκταση της γραμμής 3
(Χιλιομετρικές Θέσεις)

- Τα επί μέρους έργα της παρούσας επέκτασης αποτελούνται από :
 - Το Σταθμό Αγ. Βαρβάρα, κατασκευαζόμενο με τη μέθοδο ανοικτού ορύγματος.
 - Το Σταθμό Κορυδαλλός, κατασκευαζόμενο με τη μέθοδο ανοικτού ορύγματος.
 - Το Σταθμό Νίκαια, κατασκευαζόμενο εν μέρει με τη μέθοδο ανοικτού ορύγματος και εν μέρει με υπόγεια εκσκαφή.
 - Το Σταθμό Μανιάτικα κατασκευαζόμενο με τη μέθοδο υπόγειας εκσκαφής.
 - Το Σταθμό Πειραιά κατασκευαζόμενο με τη μέθοδο καλυμμένης εκσκαφής με τη χρήση διαφραγματικών τοίχων.

Η αρχή της χάραξης τοποθετείται στη Χ.Θ. 1+418,552 και το πέρας στη Χ.Θ. 8+968,954, όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 2.2. Ο τερματικός σταθμός 'Ευαγγελίστρια' που είχε αρχικά προγραμματιστεί, δε θα κατασκευαστεί.

Συνολικά 6,5 χλμ. σήραγγας της επέκτασης θα κατασκευασθούν με Μηχάνημα Διάνοιξης Σηράγγων («μετροπόντικας»-TBM), ενώ το υπόλοιπο τμήμα στην αρχή και στο τέλος του έργου θα υλοποιηθεί με υπόγεια εκσκαφή.

- Το Σταθμό Δημοτικό Θέατρο κατασκευαζόμενο εν μέρει με τη μέθοδο ανοικτού ορύγματος και εν μέρει με υπόγεια εκσκαφή.

- Σήραγγα διπλής τροχιάς μήκους 127μ που κατασκευάζεται με υπόγεια διάνοιξη και συνδέει το φρέαρ εισόδου TBM με το τέλος της κατασκευασμένης σήραγγας του επιστάθμου του σταθμού Χαϊδαρίου.

- Σήραγγα μήκους 6.505,522μ. διπλής τροχιάς που κατασκευάζεται με τη χρήση TBM από το φρέαρ TBM στη Χ.Θ. 1+582,74 έως τη Χ.Θ. 8+ 748,262.

- Σήραγγα μήκους 220,70μ. τριπλής τροχιάς που κατασκευάζεται με υπόγεια διάνοιξη από τη Χ.Θ. 8+ 748,262 έως την Χ.Θ. 8+968,954.

• Ακόμη, θα απαιτηθεί η κατασκευή των κατωτέρω φρεάτων, όλα με τη μέθοδο ανοικτού ορύγματος:

- Φρέαρ Εισόδου TBM : Φρέαρ εκκίνησης του TBM, το οποίο θα κλείσει μετά το πέρας του Έργου.

- Φρέαρ Κομνηνού : Φρέαρ αερισμού μεταξύ του φρέατος εισόδου TBM και σταθμού Αγ. Βαρβάρας.

- Φρέαρ Μεγάλου Αλεξάνδρου : Φρέαρ αερισμού μεταξύ των σταθμών Αγ. Βαρβάρας – Κορυδαλλού.

- Φρέαρ Ταξιαρχών : Δεύτερο φρέαρ αερισμού και ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού μεταξύ των σταθμών Αγ. Βαρβάρας – Κορυδαλλού.

- Φρέαρ Πισιδίας : Φρέαρ αερισμού μεταξύ των σταθμών Κορυδαλλού – Νίκαιας.

- Φρέαρ Βλαχάκου : Φρέαρ αερισμού μεταξύ των σταθμών Νίκαιας – Μανιάτικα.

- Φρέαρ Μελά : Φρέαρ αερισμού του τμήματος Μανιάτικα-Πειραιά.

- Φρέαρ Ρολόι : Φρέαρ αερισμού μεταξύ των σταθμών Πειραιά και Δημοτικού Θεάτρου.

- Φρέαρ Δεληγιάννη : Φρέαρ στην πλατεία Δεληγιάννη, το οποίο θα χρησιμεύσει για πρόσβαση για την κατασκευή της τριπλής σήραγγας NATM του επιστάθμου και για την ανάσχυση του TBM.

- Φρέαρ Πανεπιστημίου : Τερματικό φρέαρ αερισμού στη Χ.Θ. 8+932,70, στο γωνιακό άκρο του προαυλίου χώρου του Πανεπιστημίου Πειραιά.

Με εξαίρεση το φρέαρ εισόδου TBM και το φρέαρ Δεληγιάννη όλα τα φρέατα έχουν και εξόδους έκτακτης ανάγκης.

- Φρέατα Εκτόνωσης / Αερισμού στους σταθμούς. Αυτά τοποθετούνται στην περιοχή εκατέρωθεν κάθε σταθμού, και είναι είτε ενσωματωμένα στο Σταθμό είτε ξεχωριστές κατασκευές στην γειτονία αυτού.


Οι οριστικές μελέτες θα έχουν ολοκληρωθεί μέχρι το Φεβρουάριο του 2013, οπότε αναμένεται να έρθει και το μηχάνημα διάνοιξης σηράγγων (μετροπόντικας) από το εξωτερικό.

Ο μετροπόντικας αναμένεται να διανύσει τα πρώτα 171 μέτρα, από το σημείο εισόδου μέχρι το φρέαρ Κομνηνού τον Ιούνιο του 2013. Κατόπιν, θα διανύσει την απόσταση μέχρι τον σταθμό Αγία Βαρβάρα (434 μέτρα) έως τα τέλη Σεπτεμβρίου 2013. Έως τον σταθμό Κορυδαλλού (1.628 μέτρα) μέχρι τον Μάιο του 2014, έως τον σταθμό Νίκαιας (1.284 μέτρα) μέχρι τον Οκτώβριο του 2014 και έως τον σταθμό Μανιάτικων (842 μέτρα) μέχρι τον Φεβρουάριο του 2015. Στη συνέχεια, θα συνεχίσει μέχρι τον σταθμό Πειραιά (ανάμεσα στους σταθμούς του ΗΣΑΠ και του Προαστιακού, 1.211 μέτρα) έως τα τέλη Ιουλίου του 2015, μέχρι τον σταθμό στο Δημοτικό Θέατρο (712 μέτρα) έως τον Οκτώβριο του 2015 και θα ολοκληρώσει τα τελικά 460 μέτρα μέχρι τον Ιανουάριο του 2016.

Ταυτόχρονα, θα βρίσκονται σε εξέλιξη οι εργασίες για την κατασκευή των σταθμών και μετά την εγκατάσταση τους συστήματος σηματοδότησης και τις απαραίτητες δοκιμές, η επέκταση αναμένεται να παραδοθεί μέσα στο 2017. Αυτό, φυσικά, αν δεν υπάρξουν χρονοβόρες καθυστερήσεις, λόγω των αρχαιολογικών ευρημάτων, που σίγουρα θα βρεθούν, ή λόγω άλλων προβλημάτων.

Με την κατασκευή της επέκτασης του μετρό προς τον Πειραιά θα εξυπηρετούνται καθημερινά 132.000 επιβάτες, ενώ ο συνολικός χρόνος από το λιμάνι έως το αεροδρόμιο Ελ. Βενιζέλος θα διανύεται με το μετρό μόλις σε 45 λεπτά. Επιπρόσθετα, με τη λειτουργία του έργου θα κυκλοφορούν καθημερινά περίπου 23.000 ΙΧ οχήματα λιγότερα, επιφέροντας αντίστοιχα μείωση των ρύπων CO₂ κατά 119 τόνους ημερησίως.

Πίνακας 2.1: Στοιχεία Προόδου του Έργου

	<p style="text-align: center;">Αύγουστος 2012</p> <p>Ολοκληρώθηκε η αρχαιολογική ανασκαφή στο φρέαρ εκκίνησης του Μετροπόντικα στην περιοχή της Αγ. Βαρβάρας</p> <p>Σε προχωρημένο στάδιο βρίσκονται οι εργασίες αποξηλώσεων, μεταφυτεύσεων και διευρευνητικών στοών για δίκτυα κοινής ωφέλειας στους σταθμούς ΑΓ. ΒΑΡΒΑΡΑ, ΝΙΚΑΙΑ και ΚΟΡΥΔΑΛΛΟΣ</p> <p>Σε εξέλιξη βρίσκεται η εργοταξιακή κατάληψη του αναδόχου στο Σταθμό ΔΗΜΟΤΙΚΟ ΘΕΑΤΡΟ</p>
	<p style="text-align: center;">Ιούλιος 2012</p> <p>Σε εξέλιξη βρίσκεται η αρχαιολογική έρευνα στο φρέατο εκκίνησης του Μηχανήματος Διάνοιξης Σηράγγων (Μετροπόντικα) στην περιοχή της Αγ. Βαρβάρας</p> <p>Σε εξέλιξη βρίσκεται η εργοταξιακή κατάληψη στους σταθμούς ΚΟΡΥΔΑΛΛΟ και ΝΙΚΑΙΑ</p> <p>Ολοκληρώθηκε το πρόγραμμα συμπληρωματικών γεωτρήσεων κατά μήκος της επέκτασης προς Πειραιά</p>
	<p style="text-align: center;">Ιούνιος 2012</p> <p>Ξεκίνησε η εργοταξιακή κατάληψη στην περιοχή της Αγ. Βαρβάρας όπου θα αποτελέσει σημείο εκκίνησης του μηχανήματος διάνοιξης σήραγγας με κατεύθυνση προς τον Πειραιά</p> <p>Σε στάδιο ολοκλήρωσης βρίσκεται το πρόγραμμα γεωτρήσεων κατά μήκος της επέκτασης προς Πειραιά</p>
	<p style="text-align: center;">Μάιος 2012</p> <p>Σε εξέλιξη βρίσκεται το πρόγραμμα συμπληρωματικών γεωτρήσεων κατά μήκος της επέκτασης του μετρό προς Πειραιά.</p>
	<p style="text-align: center;">Απρίλιος 2012</p> <p>Η ΑΤΤΙΚΟ ΜΕΤΡΟ Α.Ε. σε συνεργασία με την κοινοπραξία J&P Αβαξ S.A. – Ghella SpA – Alstom Transport S.A υλοποιεί όλες τις απαραίτητες τοπογραφικές εργασίες για την κατασκευή της επέκτασης του Μετρό προς τον Πειραιά.</p>

2.2 ΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΚΑΙ ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

2.2.1 Γενική γεωλογία της ευρύτερης περιοχής του έργου

Το βόρειο τμήμα της χάραξης (Χαϊδάρι έως σταθμό 'Ταμπούρια') χωροθετείται σε λοφώδη έκταση και το νότιο τμήμα (σταθμός 'Ταμπούρια' έως Πειραιά) σε παράκτια πεδινή έκταση (Σχήμα 2.2).

Οι γεωλογικές ενότητες της περιοχής κατατάσσονται σε δύο κατηγορίες:

- Αλπικοί σχηματισμοί, οι οποίοι περιλαμβάνουν (από κάτω προς τα πάνω) τους ασβεστόλιθους της περιοχής Καραβά, υπερβασικά μαγματικά πετρώματα (οφιόλιθοι) και το τεκτονικό κάλυμμα του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου».

Το αλπικό υπόβαθρο, της στενής περιοχής διέλευσης της χάραξης, ανήκει στην πολύπλοκη αλλόθρονη ενότητα του λεκανοπεδίου της Αθήνας.

- Νεογενείς και τεταρτογενείς σχηματισμοί (Μετα-αλπικοί), αποτελούμενοι από μάργες, μαργαϊκούς ασβεστόλιθους, κροκαλοπαγή και πρόσφατα εδαφικά ιζήματα ποικίλης κοκκομετρίας. Τα πρόσφατα ιζήματα περιλαμβάνουν λιμναίες μάργες, θαλάσσιες μάργες, κορήματα, αλλουβιακές αποθέσεις, παράκτιες αποθέσεις, λιμνοθαλάσσιες - ελώδεις αποθέσεις και τέλος τεχνητές, ανθρωπογενείς αποθέσεις (αρχαιολογικό στρώμα).

Η γεωλογική εικόνα που αποκτήθηκε στην ευρύτερη περιοχή μελέτης, βασίσθηκε, κυρίως, σε βιβλιογραφικές αναφορές, στο βαθμό που η άμεση γεωλογική παρατήρηση είναι ιδιαίτερα δύσκολη έως αδύνατη. Γεωλογικές επί τόπου παρατηρήσεις έγιναν σε φυσικά και τεχνητά πρανή, καθώς και σε εκσκαφές.

Το σύνολο των γεωλογικών στοιχείων προέκυψαν, κυρίως, από γεωλογικούς χάρτες του λεκανοπεδίου των Αθηνών, κατά R.Lepsius (1891) – κλίμακα 1:25.000, κατά ΙΓΜΕ (1982) – κλίμακα 1:50.000 και κατά Ν. Σ. Σαμπατάκη (1991) – κλίμακα 1:20.000.

Συναξιολογήθηκαν με τα στοιχεία υφιστάμενων γεωτεχνικών ερευνών και γεωμορφολογικών παραγόντων.

2.2.2 Στρωματογραφία και τεκτονική της ευρύτερης περιοχής του έργου.

➤ *Ενότητες Αλπικών σχηματισμών*

- Ασβεστόλιθοι «Καραβά»

Πρόκειται για ασβεστόλιθους παχυστρωματώδεις έως άστρωτους και τοπικά λεπτοστρωματώδεις έως μεσοστρωματώδεις, τοπικά λατυποπαγείς, λευκού έως γκρίζου χρώματος και τοπικά ροδόχρωμους. Σε περιορισμένες θέσεις παρατηρούνται ενδιστρώσεις σχιστοποιημένων αργιολίθων και ψαμμιτών. Οι ασβεστόλιθοι παρουσιάζουν τοπικά μέτρια καρστικοποίηση, κατά θέσεις με περιορισμένα καρστικά έγκοιλα, τα οποία είτε εμφανίζονται κενά είτε πληρωμένα με ασβεσίτη ή / και ερυθρές αργίλους. Η στρώση της ενότητας αυτής

παρουσιάζει μέτριες έως μεγάλες κλίσεις (έως και 70°). Ο ασβεστόλιθος εμφανίζει γενικά αραιές διακλάσεις με τραχείες επιφάνειες και ασβεστιτικά επιφλοιώσεις ενώ μόνο τοπικά και κατά ζώνες εμφανίζεται κερματισμένος, είναι δε πτυχωμένος και εμφανίζει ανοικτά σύγκλινα και αντίκλινα. Το πάχος της ενότητας εκτιμάται πάνω από 100 μέτρα.

- Υπερβασικά μαγματικά πετρώματα (οφιόλιθοι)

Επί των ασβεστόλιθων Καραβά, εντοπίζονται υπερβασικά μαγματικά πετρώματα (σερπεντινίτες, σχιστοποιημένοι σερπεντινίτες, σπιλίτες κλπ). Το χρώμα τους είναι συνήθως πράσινο σκούρο, ελαιοπράσινο. Κατά θέσεις στη βάση της ενότητας αυτής, οι σερπεντινίτες εναλλάσσονται με πτυχωμένους, ισχυρά εξαλλοιωμένους σχιστόλιθους πιθανά ηφαιστειοϊζηματογενούς προέλευσης ή/και ερυθρούς, ιώδεις πηλίτες και ασβεστόλιθους. Επιφανειακά εμφανίζει συστηματικά μικρού πάχους μανδύα αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης. Στο σύνολό της η ενότητα παρουσιάζει έντονο κερματισμό που συχνά συνοδεύεται από ανάπτυξη λεπτών φλεβιδίων, ενώ σε περιοχές ισχυρότερης παραμόρφωσης εμφανίζεται σχιστοποιημένη και διατμημένη. Το πάχος της ενότητας στην στενή περιοχή της χάραξης είναι σχετικά μικρό και κυμαίνεται από μερικά μέτρα έως μερικές δεκάδες μέτρα.

- Αθηναϊκός σχιστόλιθος (άνω κρητιδικό)

Η ενότητα αυτή διαιρείται σε δύο υπο-ενότητες: την ανώτερη και την κατώτερη ενότητα. Η ανώτερη ενότητα συνίσταται κυρίως από εναλλαγές μετα-ψαμμιτών, μετα-λυόλιθων, ασβεστιτικών μετα-ψαμμιτών και ψαμμιτικών, ασβεστιτικών σχιστόλιθων. Συναντώνται επίσης, επιδοιτικοί, χλωριτικοί σχιστόλιθοι και σερικιτικοί, χλωριτικοί, ταλκικοί σχιστόλιθοι. Κατά θέσεις συναντώνται ενστρώσεις ή φακοί γκρίζων κρυσταλλικών ασβεστόλιθων και υπόλευκων χαλαζιτών. Η κατώτερη ενότητα συνίσταται κυρίως από τεφρούς αργλικούς σχιστόλιθους (σχίστες), μετα-λυόλιθους, ασβεστιτικούς μετα-λυόλιθους με τοπικές, ακανόνιστες ενδιαστρώσεις μετα-ψαμμιτών. Στο σύνολό τους οι ενότητες αυτές παρουσιάζουν έντονο κερματισμό ακόμα και τα σχετικά υγιή τμήματά τους. Στη μάζα τους εμφανίζονται συχνά ζώνες διάτμησης στις οποίες το υλικό κατά θέσεις έχει μετατραπεί σε άργιλο. Γενικά εμφανίζεται έντονη πτύχωση. Το πάχος του μανδύα αποσάθρωσης της ενότητας είναι της τάξης των 3 μέτρων.

➤ *Ενότητες μετα-αλπικών σχηματισμών*

- Λιμναίες μαργαϊκές αποθέσεις (πλειόκαινο)

Οι αποθέσεις αυτές αποτελούν την νότια απόληξη της λιγνιτοφόρου λεκάνης του Περιστερίου. Από λιθολογικής άποψης, η γεωλογική αυτή ενότητα αποτελείται κυρίως από μαργαϊκούς ασβεστόλιθους, μάργες (ασβεστιτικούς αργιλόλιθους / λυόλιθους) και κροκαλοπαγή και βαθύτερα από γκρίζους λυόλιθους. Οι ασβεστόλιθοι και μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι εμφανίζονται υπόλευκοι, γενικά βραχώδεις, παχυστρωματώδεις έως άστρωτοι. Οι μάργες εμφανίζονται γενικά φαιές, κιτρινότεφρες και είναι γενικά ημιβραχώδεις. Τα κροκαλοπαγή εμφανίζονται γενικά βραχώδη έως ημιβραχώδη, ανάλογα με το βαθμό

συγκόλλησής τους. Οι εμφανίσεις τους αναφέρονται γενικά φακοειδείς. Τοπικά οι παραπάνω λιθολογίες εμφανίζονται οξειδωμένες με διαποτισμούς οξειδίων και υδροξειδίων. Η τεκτονική της ενότητας χαρακτηρίζεται από τη ύπαρξη κανονικών κυρίως ρηγμάτων που έχουν κατατμήσει τον σχηματισμό, ο οποίος κατά θέσεις εμφανίζεται με πυκνές διακλάσεις έως κερματισμένος, ενώ άλλοτε εμφανίζεται με αραιές, διάσπαρτες διακλάσεις. Τα στρώματα της ενότητας εμφανίζουν γενικά ήπιες κλίσεις με ενδεχόμενη εξαίρεση στις παρυφές της λεκάνης.

- Θαλάσσιες μαργαϊκές αποθέσεις – μάργα Πειραιά (πλειόκαινο)

Η γεωλογική αυτή ενότητα εμφανίζει μεγάλη ποικιλία λιθολογιών και αποτελείται από εναλλαγές κυρίως μαργαϊκών ασβεστόλιθων, μαργών (ασβεστιτικών αργιλόλιθων / ιλυόλιθων), αργιλόλιθων, ιλυόλιθων, ψαμμιτών και κροκαλοπαγών, ενώ δεν λείπουν και τοπικές ενστρώσεις εδαφικών σχηματισμών (άργιλοι, ιλύες, ασβεστιτικοί άμμοι κλπ). Οι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι εμφανίζονται υπόλευκοι, γενικά βραχώδεις, παχυστρωματώδεις έως άστρωτοι. Οι μάργες εμφανίζονται γενικά τεφρές, πρασινότεφρες, κιτρινότεφρες, γενικά ημιβραχώδεις, λεπτοστρωματώδεις έως μεσοστρωματώδεις, πολλές φορές σε πυκνές εναλλαγές με μαργαϊκούς ασβεστόλιθους. Οι αργιλόλιθοι και ιλυόλιθοι εμφανίζονται γενικά ημιβραχώδεις, λεπτοστρωματώδεις έως μεσοστρωματώδεις. Τα κροκαλοπαγή εμφανίζονται γενικά βραχώδη έως ημιβραχώδη, ανάλογα με το βαθμό συγκόλλησής τους, είναι δε άλλοτε ασβεστολιθικά και άλλοτε μαργαϊκά ανάλογα με το συνδετικό τους υλικό, εναλλάσσονται με λατυποπαγή, ψηφιδοπαγή, ψαμμίτες και μάργες. Οι εμφανίσεις τους αναφέρονται γενικά φακοειδείς. Η τεκτονική της ενότητας αυτής χαρακτηρίζεται από την ύπαρξη διάσπαρτων, μεσοσκοπικής κλίμακας, κανονικών και οριζοντίων ρηγμάτων. Γενικά οι διακλάσεις εμφανίζονται αραιές και διάσπαρτες, και τοπικά εμφανίζονται πυκνές ενώ δεν λείπουν ζώνες κατακερματισμού. Τα στρώματα της ενότητας εμφανίζουν γενικά ήπιες κλίσεις. Το πάχος της ενότητας αυτής εκτιμάται στα 60-80 μέτρα.

- Πλευρικά κορήματα και κώνοι κορημάτων (πλειστόκαινο)

Πρόκειται για χαλαρής κυρίως δομής και τοπικά συνεκτικά έως συγκολλημένα προϊόντα διάβρωσης των ορεινών όγκων που γειτνιάζουν με τη χάραξη. Παρουσιάζουν κυρίως αργιλοαμμώδη έως αργιλοχαλικώδη σύσταση, με λατύπες, κροκάλες και λίθους κυρίως ασβεστόλιθων και σχιστόλιθων. Το χρώμα του σχηματισμού είναι συνήθως καστανοκόκκινο έως καστανό.

- Αλλουβιακές, ποταμοχειμάρρειες αποθέσεις (πλειστόκαινο – ολόκαινο)

Αποτελούν χαλαρής κυρίως δομής πρόσφατες και παλαιότερες αποθέσεις καστανού έως καστανότεφρου χρώματος. Πρόκειται για εδαφικά υλικά ποικίλης κοκκομετρίας και σύστασης (άργιλοι, αργιλώδεις άμμοι, αργιλοϊλυώδεις χάλικες, πολύμικτα λατυποπαγή κλπ). Το μέγιστο πάχος του σχηματισμού αγγίζει τα 7 μέτρα.

- Παράκτιες αποθέσεις (πλειστόκαινο)

Εντοπίζονται στην ευρύτερη περιοχή του λιμένα Πειραιά. Από λιθολογικής άποψης, η ενότητα αυτή αποτελείται από πυκνή ιλυώδη άμμο, στιφρή αμμώδη ιλύ έως ασθενείς ψαμμίτες και μετρίως ασθενείς ιλυόλιθους (αναλόγως της διαγένεσης) με ορίζοντες πλούσιους σε θαλάσσια απολιθώματα. Κατά θέσεις ο ανώτερος ορίζοντας της ενότητας αυτής αποτελείται από θαλάσσιο ψηφιδωπαγές (beach rock), μέτρια έως ισχυρά συγκολλημένο. Το χρώμα του σχηματισμού αυτού είναι γενικά φαιοκίτρινο.

- Λιμνοθαλάσσιες ελώδεις αποθέσεις, «Αλίπεδον» (ολόκαινο)

Εμφανίζονται επάνω από τις παράκτιες αποθέσεις στην περιοχή της λιμνοθαλάσσιας λωρίδας Πειραιά – Φαλήρου η οποία χώριζε μέχρι και τους ιστορικούς χρόνους την Πειραιϊκή χερσόνησο από την Αττική και ήταν γνωστή στην αρχαιότητα ως «Αλίπεδον». Από λιθολογικής άποψης, η ενότητα αυτή αποτελείται από μαλακές ιλύες έως αργίλους με παρουσία χαλικιών, θραυσμάτων, κεραμικών, κελυφών κλπ. Λόγω της ετερογένειάς τους είναι δύσκολο να διαχωριστούν από τις ισόχρονες τεχνητές – ανθρωπογενείς αποθέσεις. Το πάχος του σχηματισμού φθάνει τα 4 μέτρα.

- Τεχνητές, ανθρωπογενείς αποθέσεις - αρχαιολογικό στρώμα

Πρόκειται για μικρού, συνήθως, πάχους ιστορικές και σύγχρονες επιχώσεις χαλαρών εδαφικών υλικών που φέρουν μεταξύ άλλων πιθανώς και αρχαιολογικά αντικείμενα, κατασκευές (π.χ. υπόγειοι αγωγοί-υδραγωγεία) κλπ.

2.2.3 Υδρογεωλογικές συνθήκες

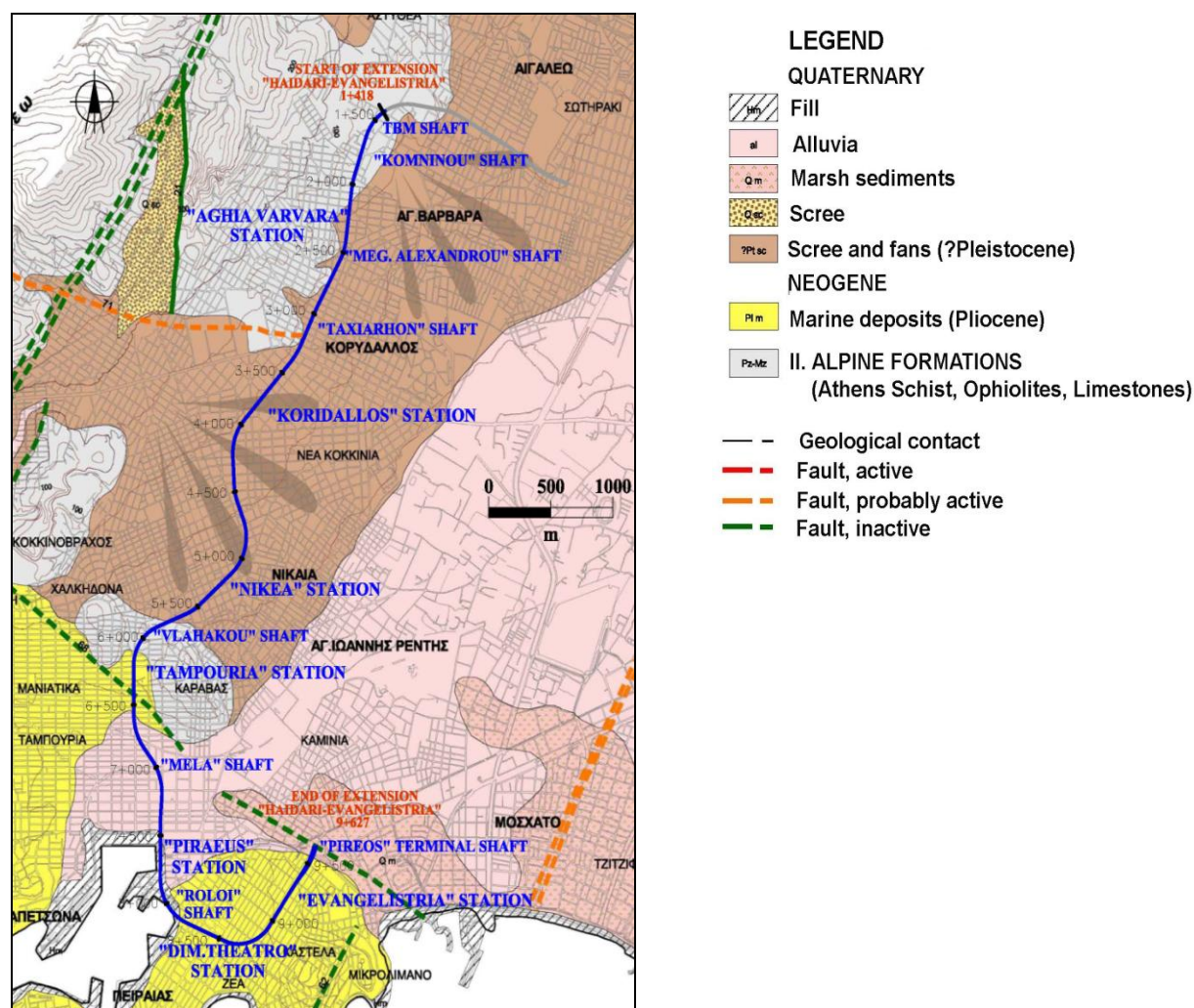
Από τις επιτόπου δοκιμές διαπερατότητας προκύπτει ότι στο σύνολό τους οι σχηματισμοί αναμένεται να εμφανίζουν χαμηλή ($10^{-5} \leq k \leq 10^{-3}$ cm/sec) έως μέτρια ($10^{-3} \leq k \leq 10^{-1}$ cm/sec) διαπερατότητα, σύμφωνα με την ταξινόμηση των Terzaghi & Peck (Soils Mechanics in Engineering Practice, 1967). Σε ορισμένες περιπτώσεις επιτόπου δοκιμών παρουσιάστηκαν ολικές απώλειες ύδατος, κυρίως σε ασβεστόλιθους με καρστικές δομές.

Στην περιοχή του έργου ενδέχεται να συναντηθούν τοπικά ζώνες αυξημένης διαπερατότητας, π.χ. $> 10^{-1}$ cm/sec, και άρα πιθανώς αυξημένων εισροών (π.χ. σε περιοχές ρεμάτων ή και παλαιοκοιτών, σε σχηματισμούς με μεγάλο δευτερογενές πορώδες). Σημειώνεται ότι, οι τιμές διαπερατότητας των γεωλογικών σχηματισμών στην περιοχή της χάραξης, που προκύπτουν από επιτόπου δοκιμές διαπερατότητας (πίπτοντος μεταβλητού φορτίου, δοκιμές εισπίεσεως) δηλαδή από σημειακές δοκιμές, είναι εξαρτώμενες από τους περιορισμούς της εκάστοτε δοκιμής μέτρησης και πρέπει να επαναξιολογούνται υπό το πρίσμα των γενικότερων υδρογεωλογικών συνθηκών και άλλων μετρήσεων και διαθέσιμων στοιχείων (π.χ. εποχιακή διακύμανση πιεζομετρίας, γεωλογικές συνθήκες, σημερινή και παρελθούσα πυκνότητα υδροληπτικών έργων και παροχές άντλησης τους).

Με βάση τα υπάρχοντα στοιχεία μέτρησης στάθμης ύδατος κατά μήκος του έργου, προκύπτει ότι η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα είναι πάνω από την οροφή της σήραγγας και σε βάθος 2 έως 8 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους, για το σύνολο σχεδόν του έργου. Εξαιρεση αποτελεί μικρό τμήμα του έργου που διέρχεται από τους ασβεστόλιθους «Καραβά», όπου η στάθμη του υδροφόρου διαμορφώνεται εντός ή λίγα μέτρα πάνω από τη σήραγγα και σε βάθος 15 έως 25 μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους.

2.2.4 Γενική γεωλογική περιγραφή κατά μήκος της χάραξης του έργου

Ο νεοτεκτονικός χάρτης του σχήματος 2.3 (Δ.Παπανικολάου και συνεργάτες, 2002), χαρακτηρίζει τα ρήγματα του λεκανοπεδίου της Αθήνας, από άποψη σεισμικής δραστηριότητας. Σύμφωνα με αυτό το χάρτη, δύο ρήγματα διακόπτονται κατά μήκος της χάραξης της σήραγγας στις χ.θ. ~ 3+250 και ~ 6+500.



Σχήμα 2.3: Νεοτεκτονικός χάρτης του λεκανοπεδίου Αθήνας (από Παπανικολάου Δ. και συνεργάτες, 2002)

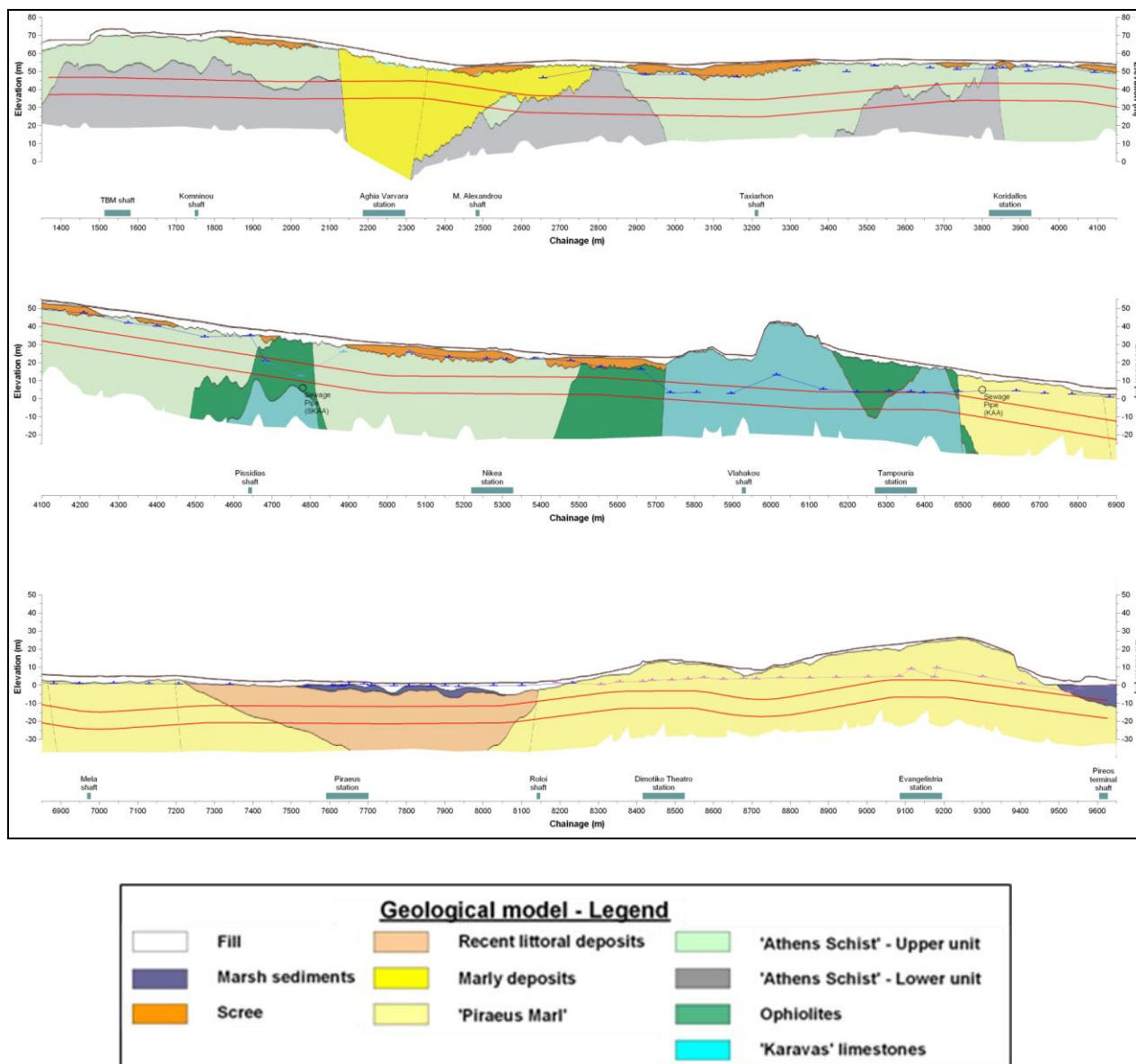
Το ρήγμα στη χ.θ. ~ 3+250 φαίνεται να τερματίζει στη θέση της χάραξης. Ωστόσο, η παρουσία ενός ρήγματος σε αυτή τη χ.θ. δε συμφωνεί με τα αποτελέσματα των διαθέσιμων γεωτρήσεων, διότι δεν παρατηρείται κάποια σημαντική διαφοροποίηση στη διάταξη των γεωλογικών σχηματισμών. Το ρήγμα αυτό αναφέρεται ως πιθανώς ενεργό.

Αντιθέτως, η παρουσία του ρήγματος, που σημειώνεται στη χ.θ. ~ 6+500, επιβεβαιώνεται από τα αποτελέσματα των γεωτρήσεων, από τα οποία προκύπτει πολύ φτωχή βραχώμαζα και συμπίπτει με το όριο της 'Μάργας του Πειραιά' στα βόρεια. Αυτό το ρήγμα αναφέρεται ως ανενεργό.

Σύμφωνα με τον ομότιμο καθηγητή κ.Π.Γ.Μαρίνο του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου και τους συνεργάτες του, όσον αφορά το πρώτο ρήγμα στη χ.θ. ~ 3+250, που χαρακτηρίζεται ως πιθανώς ενεργό, δε μπορεί να επιφέρει σημαντικές καταστροφικές επιπτώσεις σε περίπτωση που ενεργοποιηθεί. Αυτή η άποψη βασίζεται στο γεγονός ότι ένα τέτοιο ρήγμα δεν πρέπει να έχει μεγάλο μήκος και δε θεωρείται ως ένα από τα κύρια ρήγματα με οριακή συμπεριφορά. Επιπλέον, από το σεισμό της Πάρνηθας το 1999, παρατηρήθηκε ότι τα ρήγματα της ευρύτερης περιοχής των Αθηνών δεν εμφάνισαν επιφανειακή κίνηση, κατά συνέπεια, εκτιμάται ότι το συγκεκριμένο ρήγμα χαρακτηρίζεται από ένα πολύ χαμηλό επίπεδο κινδύνου το οποίο μπορεί να ληφθεί από το συγκεκριμένο έργο. Σε κάθε περίπτωση, πέρα από τη θεώρηση επανενεργοποίησης του ρήγματος, ο αντισεισμικός σχεδιασμός πρέπει να λάβει υπόψη, μια πιθανή ενεργοποίηση του ρήγματος στην περιοχή, δεδομένου ότι αυτό θα μπορούσε να ενισχύσει την επίδραση των σεισμικών κυμάτων.

Το σχήμα 2.4 δείχνει το απλοποιημένο γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της χάραξης, στην επέκταση προς Πειραιά, που παρεσχέθη από το Τμήμα Τεχνικής Γεωλογίας της Αττικό Μετρό Α.Ε. και εκπονήθηκε από τον κ. K.Boronkay. Το μοντέλο βασίστηκε στις γεωλογικές πληροφορίες που προήλθαν από επί τόπου έρευνες και επισκέψεις κατά μήκος του έργου και οι ακριβείς θέσεις των επαφών μεταξύ των γεωλογικών σχηματισμών εξαρτώνται από την πυκνότητα των γεωλογικών πληροφοριών.

Γενικά στοιχεία και στοιχεία γεωλογίας του έργου

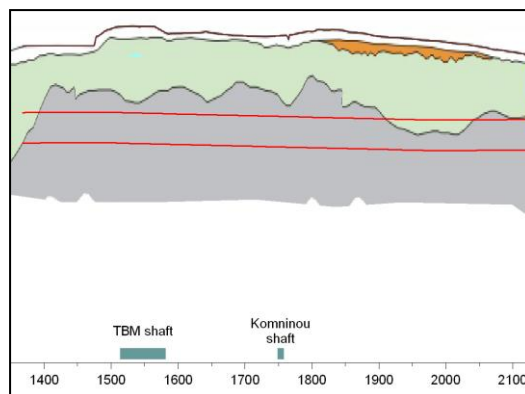


Σχήμα 2.4: Απλοποιημένο γεωλογικό μοντέλο κατά μήκος της χάραξης της σήραγγας στην επέκταση της γραμμής 3 «Χαϊδάρι – Πειραιάς» (Κ.Βορονγκας, Τμήμα Τεχνικής Γεωλογίας, Αττικό Μετρό Α.Ε.)

Σύμφωνα με τον ομότιμο καθηγητή κ.Π.Γ.Μαρίνο και τους συνεργάτες του η χάραξη της σήραγγας μπορεί να διακριθεί σε 13 επιμέρους περιοχές (ζώνες) σε σχέση με τις γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες που θα συναντηθούν κατά την κατασκευή. Μικτές συνθήκες εδάφους είναι πιθανόν να συναντηθούν στα όρια ορισμένων από τις περιοχές αυτές αλλά θεωρείται ότι η παρούσα ζωνοποίηση έχει μεγάλο βαθμό αξιοπιστίας. Οι ζώνες αυτές είναι οι εξής:

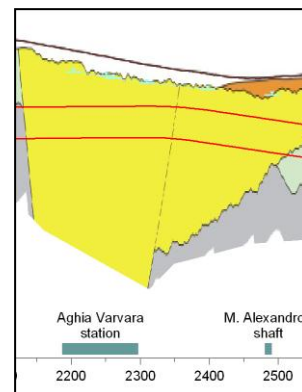
1. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 1+418 (επίσταθμος Χαϊδαρίου) και 2+150 (σταθμός «Αγία Βαρβάρα»)

Στη διατομή εκσκαφής της σήραγγας επικρατεί η κατώτερη ενότητα του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» ενώ στη ζώνη των υπερκειμένων επικρατούν οι σχηματισμοί της ανώτερης ενότητας. Σε ορισμένες περιοχές (π.χ. περί τη χ.θ. 1+950) είναι πιθανόν να συναντηθούν μικτές συνθήκες εδάφους στο μέτωπο της σήραγγας. Η παρουσία τεχνητών επιχώσεων και κορημάτων εντοπίζεται στην επιφάνεια και το αθροιστικό τους πάχος δεν ξεπερνά τα 5 μ. Η πλειοψηφία της βραχώμαζας στο τμήμα αυτό χαρακτηρίζεται ασθενής έως πολύ ασθενής με τιμές GSI μικρότερες από 35. Η ύπαρξη ζωνών με υψηλότερες τιμές GSI (χ.θ. ~1+800) αποδίδεται στην παρουσία «πακέτου» ικανών μεταψαμμιτών μέσα στον ασθενή «Αθηναϊκό Σχιστόλιθο».



2. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 2+150 (σταθμός «Αγία Βαρβάρα») και 2+500 (φρέαρ «Μεγάλου Αλεξάνδρου»)

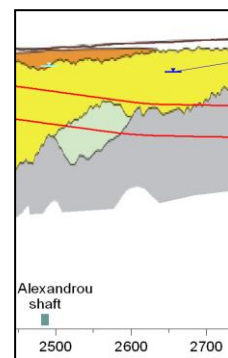
Το τμήμα αυτό της σήραγγας θα διανοιχθεί μέσα σε μαργαϊκές αποθέσεις. Η ζώνη των υπερκειμένων αποτελείται από μαργαϊκές αποθέσεις και κορήματα (τα οποία εντοπίζονται μεταξύ των χ.θ. 2+400 και 2+650). Το πάχος των τεχνητών επιχώσεων και των κορημάτων είναι μικρότερο από 5 μ. σε όλη τους την ανάπτυξη. Οι μαργαϊκές αποθέσεις εμφανίζονται ικανές αλλά υπάρχουν και ζώνες στις οποίες εμφανίζονται με εδαφικό χαρακτήρα. Αυτές οι λιγότερο ικανές ζώνες έχουν σημαντική κατακόρυφη ανάπτυξη στην περιοχή περί τη χ.θ. ~2+480.



Συνολικά, το τμήμα αυτό εμφανίζεται καλύτερο από το προηγούμενο όσον αφορά στην ποιότητα των γεωυλικών.

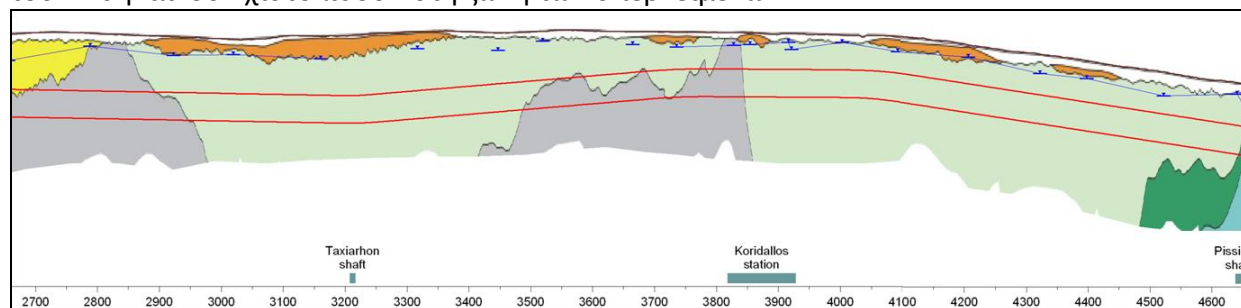
3. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 2+500 (φρέαρ «Μεγάλου Αλεξάνδρου») και 2+700 (μεταξύ των φρεάτων «Μεγάλου Αλεξάνδρου» και «Ταξιαρχών»)

Το τμήμα αυτό χαρακτηρίζεται από μικτές εδαφικές συνθήκες στο μέτωπο, με την παρουσία του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» και των υπερκειμένων μαργαϊκών αποθέσεων. Γενικώς, οι σχηματισμοί εμφανίζονται με ποικίλη τεχνικογεωλογική συμπεριφορά, καθώς η βραχώμαζα χαρακτηρίζεται αλλού ασθενής έως πολύ ασθενής και αλλού ισχυρή. Επίσης, οι μαργαϊκές αποθέσεις εμφανίζονται και με βραχύδη και με εδαφικό χαρακτήρα.



4. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 2+700 (μεταξύ των φρεάτων «Μεγάλου Αλεξάνδρου» και «Ταξιαρχών») και 4+650 (φρέαρ «Πεισιδίας»)

Οι εδαφικές συνθήκες αναμένεται να είναι πολύ πτωχές στο αρχικό διάστημα του τμήματος αυτού (μέχρι περίπου τη χ.θ. 2+950) λόγω της παρουσίας ασθενών έως πολύ ασθενών σχηματισμών της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» στο προφίλ εκσκαφής της σήραγγας και ασθενών έως πολύ ασθενών σχηματισμών και των δύο ενοτήτων του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» στη ζώνη των υπερκειμένων.



Αντίστοιχες συνθήκες επικρατούν και στο τμήμα μέχρι περίπου τη χ.θ. 3+050, αλλά τόσο το προφίλ της εκσκαφής όσο και η ζώνη των υπερκειμένων αποτελούνται από σχηματισμούς της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου».

Από τη χ.θ. ~3+050 έως ~3+450 το προφίλ της εκσκαφής αποτελείται από ικανά μέλη της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου», με εξαίρεση το τελευταίο διάστημα όπου σχετικά χαμηλότερες τιμές GSI έχουν καταγραφεί. Η ζώνη των υπερκειμένων αποτελείται από ισχυρή βραχώμαζα της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» και ισχυρά συγκολλημένα κορήματα (μέγιστο παρατηρηθέν πάχος κορημάτων περίπου 7 μ.).

Στο τμήμα της σήραγγας μεταξύ των χ.θ. ~3+450 και ~3+850, αναμένονται μικτές εδαφικές συνθήκες με εναλλαγές της κατώτερης και της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου». Γενικά, η περιοχή αποτελείται από ασθενείς έως πολύ ασθενείς βραχώμαζες με σποραδικές εμφανίσεις πιο ικανών σχηματισμών (π.χ. περί τη χ.θ. 3+520)

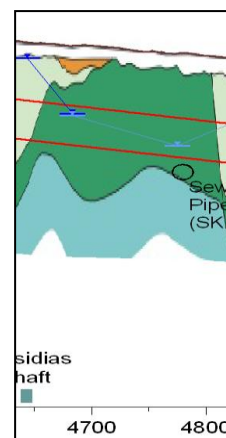
Από τη χ.θ. ~3+850 και μέχρι το τέλος του συγκεκριμένου τμήματος, σχηματισμοί της ανώτερης ενότητας του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» επικρατούν όχι μόνο στο προφίλ της εκσκαφής της σήραγγας αλλά και στη ζώνη των υπερκειμένων. Γενικώς υπερिσχύουν ασθενείς έως πολύ ασθενείς βραχώμαζες με τιμές GSI μικρότερες του 35.

Συνολικά, το τμήμα αυτό χαρακτηρίζεται από την παρουσία ασθενούς έως πολύ ασθενούς βραχώμαζας τόσο στη διατομή της εκσκαφής της σήραγγας όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων με εξαίρεση την περιοχή περί του φρέατος «Ταξιαρχών» όπου, σύμφωνα με γεωτρητικά δεδομένα, αναπτύσσεται καλής ποιότητας «Αθηναϊκός Σχιστολίθος».

5. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 4+650 (φρέαρ «Πεισιδίας») και 4+800 (μεταξύ του φρέατος «Πεισιδίας» και του σταθμού «Νίκαια»)

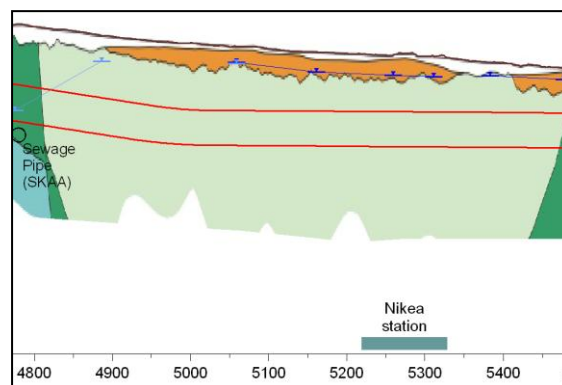
Οι οφιόλιθοι επικρατούν τόσο στο προφίλ της εκσκαφής της σήραγγας όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων του τμήματος αυτού, ενώ ασβεστόλιθοι εμφανίζονται κάτω από το δάπεδο της σήραγγας.

Οι σχηματισμοί έχουν γενικώς υψηλές τιμές GSI και ασθενείς έως πολύ ασθενείς βραχώμαζες αναπτύσσονται μόνο σε λίγες μεμονωμένες περιοχές. Η γενική κατάσταση της βραχώμαζας είναι αρκετά καλή. Ο συμπληρωματικός κεντρικός αποχετευτικός αγωγός (ΣΚΑΑ) βρίσκεται κοντά στο δάπεδο της σήραγγας και πιθανώς να απαιτηθεί τοπική βελτίωση.



6. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 4+800 (μεταξύ του φρέατος «Πεισιδίας» και του σταθμού «Νίκαια») και 5+450 (σταθμός «Νίκαια»)

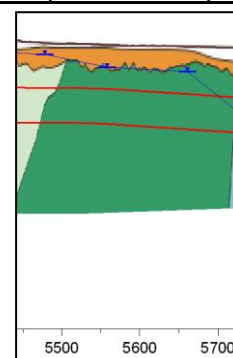
Η ανώτερη ενότητα του «Αθηναϊκού Σχιστολίθου» επικρατεί τόσο στο προφίλ της εκσκαφής όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων. Κορήματα, των οποίων το πάχος φθάνει τα 5 μ. σε ορισμένες περιοχές, αναπτύσσονται στην επιφάνεια σε ένα μεγάλο διάστημα του τμήματος αυτού. Συνολικά, η βραχώμαζα παρουσιάζεται ασθενής έως πολύ ασθενής με σποραδικές εμφανίσεις ικανότερων μελών. Το τμήμα αυτό



χαρακτηρίζεται από την παρουσία ασθενούς έως πολύ ασθενούς βραχώμαζας τόσο στο προφίλ της εκσκαφής όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων με την εξαίρεση ορισμένων περιοχών περί τις χ.θ. 4+950 και 5+150 όπου, σύμφωνα με γεωτρητικά δεδομένα, εμφανίζεται καλής ποιότητας «Αθηναϊκός Σχιστόλιθος». Δεδομένης της τυχαίας εμφάνισης ζωνών διάτμησης και μέσα στον καλής ποιότητας «Αθηναϊκό Σχιστόλιθο», θεωρούμε το όλο τμήμα ως ένα διάστημα στο οποίο απαιτείται κατάλληλη υποστήριξη του μετώπου.

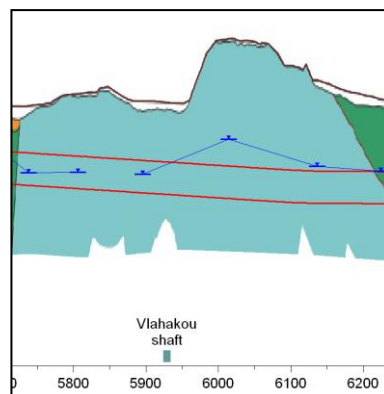
7. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 5+450 (σταθμός «Νίκαια») και 5+725 (μεταξύ του σταθμού «Νίκαια» και του φρέατος «Βλαχάκου»)

Η σήραγγα στο τμήμα αυτό θα διανοιχθεί μέσα σε οφιόλιθους. Τα στοιχεία των γεωτρήσεων δείχνουν ασθενή έως πολύ ασθενή βραχώμαζα στο αρχικό διάστημα αυτού του τμήματος και ικανή βραχώμαζα στο τελικό διάστημα. Η ζώνη των υπερκειμένων είναι της ίδιας λογικής με το προφίλ της εκσκαφής με την εμφάνιση χαλαρών έως ασθενώς συγκολλημένων κορημάτων στα ανώτερα 5 μ.



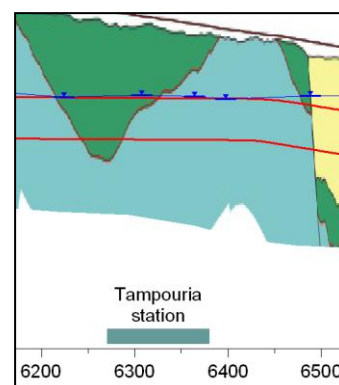
8. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 5+725 (μεταξύ του σταθμού «Νίκη» και του φρέατος «Βλαχάκου») και 6+200 (σταθμός «Ταμπούρια»)

Σε όλο το εδαφικό προφίλ αυτού του τμήματος (σήραγγα και υπερκείμενα) κυριαρχούν ισχυροί ασβεστόλιθοι με τιμές GSI σημαντικά υψηλότερες του 35. Το πάχος των υπερκειμένων είναι το μεγαλύτερο όλης της χάραξης και φθάνει τα 37 μ. Τα όποια καρστικά κενά φαίνεται ότι θα είναι περιορισμένου μεγέθους. Το τμήμα αυτό αποτελείται από βραχώμαζα καλής ποιότητας.



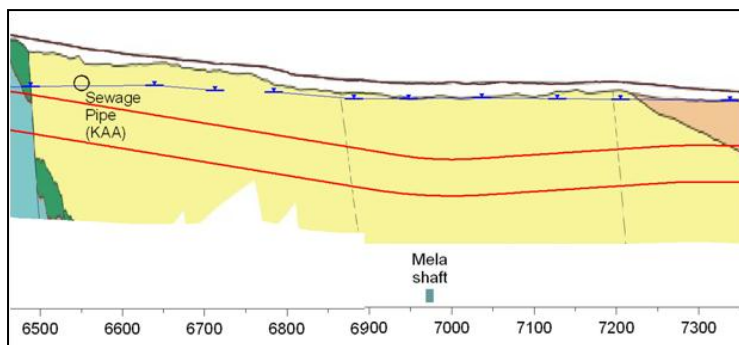
9. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 6+200 (σταθμός «Ταμπούρια») και 6+500 (μεταξύ του σταθμού «Ταμπούρια» και του φρέατος «Μελά»)

Σε αυτή την περιοχή αναμένονται μικτές εδαφικές συνθήκες. Το προφίλ εκσκαφής της σήραγγας αλλάζει από ασβεστόλιθο (κατώτερο τμήμα) - οφιόλιθο (ανώτερο τμήμα) σε μόνο οφιόλιθο, πάλι σε ασβεστόλιθο-οφιόλιθο και τελικώς σε μόνο ασβεστόλιθο. Οι ίδιες εναλλαγές αφορούν και στη ζώνη των υπερκειμένων με μόνη διαφοροποίηση την εμφάνιση οφιολίθων στο τελικό διάστημα αυτού του τμήματος. Γενικώς, η βραχώμαζα είναι καλή με μόνο κάποιους κακής ποιότητας οφιόλιθους στα ανώτερα 5-8 μ. της ζώνης των υπερκειμένων. Πτωχές τεχνικογεωλογικές συνθήκες αναμένονται στο τελικό διάστημα του τμήματος αυτού λόγω της εμφάνισης μίας παρακατακόρυφης ζώνης ρήγματος η οποία οριοθετεί τους αλπικούς σχηματισμούς και τους διαχωρίζει από τη «μάργα του Πειραιά». Με την εξαίρεση αυτού του τελευταίου διαστήματος το οποίο είναι διαταραγμένο λόγω του ρήγματος, συνολικά η ποιότητα των σχηματισμών του τμήματος αυτού είναι καλή παρά το ότι εμφανίζονται μικτές συνθήκες εδάφους.



10. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 6+500 (μεταξύ του σταθμού «Ταμπούρια» και του φρέατος «Μελά») και 7+350 (μεταξύ του φρέατος «Μελά» και του σταθμού «Πειραιάς»)

Στο μεγαλύτερο μέρος της ζώνης των υπερκειμένων και του προφίλ εκσκαφής της σήραγγας του τμήματος αυτού κυριαρχούν οι σχηματισμοί της «μάργας του Πειραιά». Οι σχηματισμοί εμφανίζονται διαταραγμένοι και συχνά εδαφικού χαρακτήρα στο

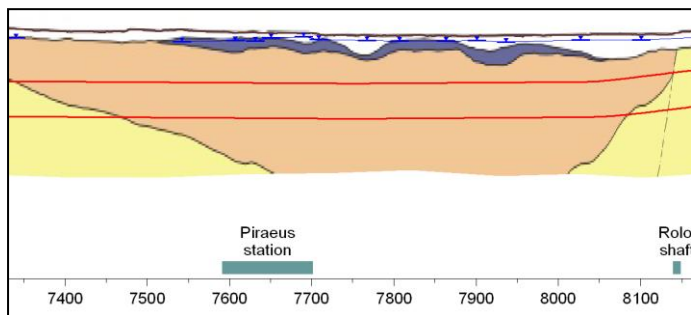


αρχικό διάστημα του τμήματος αυτού πιθανώς λόγω της προαναφερθείσας ζώνης του ρήγματος. Στη συνέχεια η «μάργα του Πειραιά» εμφανίζεται με βραχώδη χαρακτήρα. Στο τελικό διάστημα του τμήματος αυτού, μετά τη χ.θ. ~7+200, οι μικτές εδαφικές συνθήκες που εμφανίζονται λόγω της παρουσίας λιγότερο ικανών παράκτιων αποθέσεων στη ζώνη των υπερκειμένων πρέπει να ληφθούν υπ' όψιν.

Στο τμήμα αυτό η «μάργα του Πειραιά» είναι διαταραγμένη και παρουσιάζει μία περατότητα η οποία πρέπει να ελεγχθεί σε σχέση με τις εισροές.

11. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 7+350 (μεταξύ του φρέατος «Μελά» και του σταθμού «Πειραιάς») και 8+150 (φρέαρ «Ρολόι»)

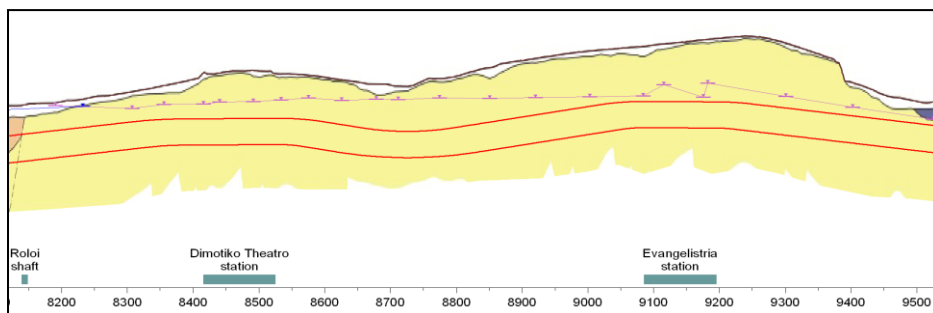
Το τμήμα αυτό περιέχει εδάφη διαφόρων βαθμών διαγένεσης τόσο στο προφίλ της εκσκαφής όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων. Πρόκειται για πρόσφατες παράκτιες αποθέσεις οι οποίες κυρίως εμφανίζονται ως λεπτομερή εδάφη με χαμηλές τιμές



αντοχών. Ζώνες βραχώδους χαρακτήρα παράκτιων αποθέσεων υπάρχουν αλλά πρέπει να σημειωθεί ότι τόσο η οριζόντια όσο και η κατακόρυφη εξάπλωση των πιο ικανών αυτών ζωνών τους είναι αβέβαια. Οι σχηματισμοί βρίσκονται κοντά και σε επικοινωνία με τη θάλασσα. Επιπροσθέτως, ελώδεις αποθέσεις πολύ κακής ποιότητας και πάχους που φθάνει τα 4 μ. αναπτύσσονται στα ανώτερα τμήματα της ζώνης των υπερκειμένων. Ορισμένα βραχώδη «περάσματα» μέσα στους εδαφικούς σχηματισμούς αγνοούνται λόγω της μη συστηματικής ανάπτυξής τους.

12. Περιοχή μεταξύ των χ.θ. 8+150 (φρέαρ «Ρολόι») και 9+500 (πριν το τερματικό φρέαρ «Πειραιώς»)

Η «μάργα του Πειραιά» κυριαρχεί τόσο στο προφίλ της εκσκαφής όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων στο τμήμα αυτό της



χάραξης. Οι σχηματισμοί είναι γενικώς ικανοί σε όλη τους την ανάπτυξη με σποραδικές, απομονωμένες και μικρού πάχους ζώνες υλικών εδαφικού χαρακτήρα.

Η «μάργα του Πειραιά» εμφανίζει συνολικά καλής ποιότητας βραχώμαζα τόσο στο προφίλ της εκσκαφής όσο και στη ζώνη των υπερκειμένων. Κατ'αρχήν, δεν αναμένεται να παρουσιαστούν προβλήματα ευστάθειας μετώπου και ο έλεγχος των υπόγειων υδάτων είναι δυνατόν να γίνει με παραδοσιακές μεθόδους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΜΕΘΟΔΟΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΩΡΙΝΗΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΤΑΘΜΩΝ ΜΕΤΡΟ

3.1 Μέθοδοι κατασκευής

Το έργο του Μετρό της Αθήνας είναι εξ' ολοκλήρου υπόγειο. Με αυτό τον τρόπο εξυπηρετείται ο στόχος του, ο οποίος είναι η γρήγορη μετακίνηση των πολιτών στην ευρύτερη περιοχή της Πρωτεύουσας. Για την κατασκευή των υπόγειων Σταθμών του Μετρό, χρησιμοποιήθηκαν σύγχρονες μέθοδοι που εξασφάλισαν ασφαλή, έντεχνη και ταχεία αποπεράτωση του έργου. Οι μέθοδοι κατασκευής των Σταθμών του έργου χρησιμοποιήθηκαν μεμονωμένα ή σε συνδυασμό, όπου κρίθηκαν εφαρμόσιμες, πάντα σε συσχετισμό με το γεωλογικό παράγοντα και τις επί τόπου συνθήκες του περιβάλλοντος χώρου.

Οι μέθοδοι αυτές, οι οποίες αναλύονται στη συνέχεια, είναι οι εξής :

1. Συμβατική μέθοδος εκσκαφής σηράγγων (NATM)
2. Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (Cut & Cover)
3. Μέθοδος επικάλυψης-εκσκαφής (Cover & Cut)

3.1.1 Υπόγεια μέθοδος εκσκαφής (NATM)

Η μέθοδος υπόγειας διάνοιξης σηράγγων με συμβατικά μηχανικά μέσα (έχει επικρατήσει να ονομάζεται μέθοδος NATM ή Νέα Αυστριακή Μέθοδος Σηράγγων) είναι η δεύτερη κατασκευαστική διαδικασία που εφαρμόζεται διεθνώς για την κατασκευή σηράγγων με υπόγεια μέθοδο διάνοιξης, μετά από αυτήν με μηχανήματα διάνοιξης σηράγγων (TBM).

Στις αστικές περιοχές, όπου κατασκευάζονται Μητροπολιτικοί Σιδηρόδρομοι (Μετρό), ενδιαφέρει πρωτίστως να μη διαταραχθούν οι λειτουργίες της πόλης, έστω και αν αυτό συνεπάγεται αύξηση του κόστους των έργων. Με τις υπόγειες μεθόδους κατασκευής σταθμών και σηράγγων ελαχιστοποιείται η κατάληψη χώρων στην επιφάνεια (πλατειών, οδών, ιδιωτικών οικοπέδων, κλπ), οι μετατοπίσεις αγωγών κοινής ωφελείας (νερού, ηλεκτρισμού, τηλεφώνου, κλπ), οι παρακάμψεις της οδικής κυκλοφορίας και οι αρχαιολογικές ανασκαφές.

Στο Μετρό της Αθήνας η μέθοδος NATM χρησιμοποιήθηκε ευρέως, τόσο για την κατασκευή τμημάτων σηράγγων, όσο και ορισμένων από τους Σταθμούς στο κέντρο της Αθήνας. Συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκε στους Σταθμούς Πανεπιστήμιο, Ακρόπολη, Αμπελόκηποι, Μοναστηράκι, Ομόνοια, Σύνταγμα, καθώς και σε μεγάλα τμήματα των επεκτάσεων του δικτύου προς Δουκ. Πλακεντίας, προς Αγ. Δημήτριο, προς Αγ. Αντώνιο, προς Αιγάλεω και Αγ. Μαρίνα (Δήμος Αγίας Βαρβάρας).



Εικόνα 3.1: Σταθμός Μοναστηράκι



Εικόνα 3.2: Σταθμός Σύνταγμα

3.1.2 Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (Cut & Cover)

Οι υπόγειες μέθοδοι διάνοιξης σηράγγων, είτε με το μηχάνημα TBM είτε με συμβατικά μηχανικά μέσα (NATM), επιλέγονται ιδιαίτερα στις κεντρικές περιοχές των πόλεων, ενώ σε πιο απομακρυσμένες περιοχές προτιμάται η μέθοδος ανοικτής εκσκαφής για την κατασκευή τόσο σηράγγων όσο και σταθμών Μετρό. Χρήση αυτής της μεθόδου γίνεται και σε περιπτώσεις όπου, ακόμα και αν βρισκόμαστε στο κέντρο της πόλης, υπάρχει διαθέσιμος χώρος. Αυτό συμβαίνει διότι η μέθοδος ανοικτής εκσκαφής είναι περισσότερο απλή, ασφαλής και κυρίως ελεγχόμενη στην υλοποίηση της.

Τα μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι για την εφαρμογή της πρέπει: α) να απομακρυνθούν όλοι οι αγωγοί κοινής ωφελείας που ευρίσκονται στην περιοχή όπου θα γίνουν οι εκσκαφές, β) να προηγηθεί αρχαιολογική έρευνα για εντοπισμό τυχόν αρχαιοτήτων, και γ) να γίνουν οι απαιτούμενες παρακάμψεις της κυκλοφορίας. Οι επεμβάσεις αυτές είναι χρονοβόρες, αυξάνουν το κόστος, ενώ συγχρόνως οι αρχαιολογικές έρευνες εμπεριέχουν μεγάλη αβεβαιότητα όσον αφορά τη διάρκεια και το τελικό κόστος τους.

Παρότι η μέθοδος ονομάζεται απλά «ανοικτή εκσκαφή», στην πραγματικότητα πρόκειται για μέθοδο «εκσκαφής και επανεπίχωσης» «cut and cover», καθόσον οι κατασκευές αφού ολοκληρωθούν επιχώνονται και τελικώς καθίστανται και αυτές υπόγειες όπως ακριβώς και στις περιπτώσεις όπου η κατασκευή έγινε με υπόγεια διάνοιξη.

Η μεθοδολογία της ανοικτής εκσκαφής είναι απλή ως σύλληψη. Αρχικά σκάβεται το όρυγμα και αντιστηρίζονται τα πρανή του καταλλήλως - στα έργα του Μετρό τα πρανή προβλέπονται πάντοτε κατακόρυφα. Ακολούθως «κτίζεται» ο μόνιμος φορέας του σταθμού ή της σήραγγας ξεκινώντας από τη θεμελίωση προς τα επάνω δηλαδή ως μια συνήθης οικοδομή. Τέλος, γίνεται επικάλυψη της κατασκευής με επίχωση ως την επιφάνεια του εδάφους και αποκαθίσταται η περιοχή. Αναλυτικότερα τα στάδια έχουν ως εξής:

- Εκτελείται γεωτεχνική/γεωλογική έρευνα και δοκιμές (επί τόπου και εργαστηριακές) για τον προσδιορισμό των χαρακτηριστικών του εδάφους στην περιοχή όπου έχει σχεδιασθεί να γίνει η κατασκευή μας.
- Γίνεται η μελέτη (υπολογισμοί και σχέδια) εκσκαφής και προσωρινής αντιστήριξης, με βάσει τα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του εδάφους που προέκυψαν στο προηγούμενο στάδιο. Επίσης, εκτελείται και η μελέτη του μόνιμου φορέα της κατασκευής.
- Πριν την έναρξη των κυρίως εργασιών εκτελούνται οι απαιτούμενες αρχαιολογικές έρευνες στη περιοχή όπου θα εκτελεσθούν οι εκσκαφές, απομακρύνονται όλοι οι αγωγοί κοινής ωφελείας (ύδρευσης, ηλεκτρισμού, τηλεφώνου, κλπ) και πραγματοποιούνται οι ενδεχόμενες κυκλοφοριακές παρακάμψεις.
- Η προσωρινή αντιστήριξη της εκσκαφής αποτελείται συνήθως από πασσάλους σκυροδέματος, κυκλικής διατομής με διάμετρο της τάξεως 0.80-1.00μ, που τοποθετούνται ανά αποστάσεις μεταξύ τους 1.50-2.50μ περιμετρικά της προβλεπόμενης εκσκαφής προτού αυτή αρχίσει. Η πασσαλοστοιχία συνδέεται στην κορυφή της με ισχυρή δοκό σκυροδέματος. Η εκσκαφή πραγματοποιείται με συμβατικά μηχανικά μέσα (εκσκαφείς, σφύρες, κλπ) έως ένα καθορισμένο βάθος, π.χ. 3.5μ, και στη συνέχεια τοποθετούνται αγκύρια σε οπές που διανοίγονται στο έδαφος μέσω των πασσάλων. Τα αγκύρια αυτά έχουν μεγάλο μήκος (της τάξεως 15-25μ) και προεντείνονται με την προβλεπόμενη από τη μελέτη δύναμη. Κατόπιν εφαρμόζεται δομικό πλέγμα σε όλη την περιμετρική επιφάνεια του σκάμματος και τοποθετείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Μετά από αυτά, συνεχίζεται η εκσκαφή ως την επόμενη στάθμη και τοποθετείται και προεντείνεται άλλη μια σειρά αγκυρίων. Ο κύκλος αυτός συνεχίζεται έως την τελική στάθμη εκσκαφής όπου θα θεμελιωθεί η κατασκευή. Εάν υπάρχει παρουσία υπογείων υδάτων στις επιφάνειες του σκάμματος, αυτά εκτονώνονται με συστηματικά διατρήματα/σωληνώσεις βάθους συνήθως 3-4μ επί της αντιστήριξης/εκσκαφής και απομακρύνονται με κατάλληλο σύστημα αποστράγγισης.
- Το σύστημα υδατοστεγάνωσης της κατασκευής, όπως συμβαίνει πλέον σε όλο το νέο δίκτυο του Μετρό, τοποθετείται στον πυθμένα και στις περιμετρικές επιφάνειες του σκάμματος και αποτελείται συνήθως από γεωυφάσματα, μεμβράνη υδατοστεγάνωσης και υδατοφραγμούς.
- Η κατασκευή του φέροντος οργανισμού γίνεται κατά φάσεις αρχίζοντας από την θεμελίωση, ακολουθούν τα τοιχεία και κατόπιν η πλάκα οροφής εάν πρόκειται για την περίπτωση σήραγγας, ενώ για τους σταθμούς γίνεται, επιπλέον, και η κατασκευή ενδιάμεσων επιπέδων πλακών και τοιχείων. Η κατασκευή αρχίζει με την τοποθέτηση των σιδηρών οπλισμών της πλάκας θεμελίωσης (ή γενικής κοιτόστρωσης) όπως προβλέπονται από τη μελέτη. Κατόπιν γίνεται η έγχυση του σκυροδέματος, κατηγορίας αντοχής C25/30,

κατά φάσεις κατά το μήκος της κατασκευής με πρόβλεψη καταλλήλων αρμών. Παρομοίως γίνεται και η κατασκευή των υπολοίπων στοιχείων της μόνιμης κατασκευής.

Η συγκεκριμένη μέθοδος χρησιμοποιήθηκε κατεξοχήν για την εκσκαφή των σταθμών του Έργου, καθώς και σε ελάχιστες περιπτώσεις, για την εκσκαφή σηράγγων σε σημεία που παρουσιάστηκαν προβλήματα λόγω των πτωχών μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους. Πολλά τμήματα του δικτύου του Μετρό της Αθήνας κατασκευάστηκαν με τη μέθοδο αυτή, όπως οι Σταθμοί: Σεπόλια, Αττική, Λάρισα, Μεταξουργείο, Συγγρού - Φιξ, Ν.Κόσμος, Αγ.Ιωάννης, Δάφνη της Γραμμής 2 καθώς και Εθνική Άμυνα, Κατεχάκη, Πανόρμου, Μέγαρο Μουσικής, Ευαγγελισμός, Σύνταγμα (ο σταθμός της Γραμμής 2 που είναι σε μικρότερο βάθος), καθώς και τα τμήματα σηράγγων μεταξύ των σταθμών ΑΤΤΙΚΗ-ΛΑΡΙΣΣΑ και ΚΑΤΕΧΑΚΗ-ΕΘΝΙΚΗ ΑΜΥΝΑ . Επίσης, στις επεκτάσεις του δικτύου χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος αυτή, όπως στους σταθμούς Άγιος Αντώνιος, Ανθούπολη, Περιστερί, Άγιος Δημήτριος, Άλιμος (γραμμή 2), Αγία Μαρίνα (Δήμος Αγίας Βαρβάρας), Χολαργός, Αγ. Παρασκευή, Χαλάνδρι και Δ. Πλακεντίας, καθώς και σε τμήμα της σήραγγας Δάφνη - Αγ. Δημήτριος.



Εικόνα 3.3: Σταθμός Άγιος Αντώνιος



Εικόνα 3.4: Σταθμός Ευαγγελισμός



Εικόνα 3.5: Σταθμός Άλιμος



Εικόνα 3.6: Σταθμός Χολαργός



Εικόνα 3.7: Σταθμός Αγία Παρασκευή



Εικόνα 3.8: Σταθμός Αγία Μαρίνα

3.1.3 Μέθοδος επικάλυψης – εκσκαφής (Cover & Cut)

Παραλλαγή της μεθόδου ανοικτής εκσκαφής αποτελεί και η μέθοδος επικάλυψης και εκσκαφής (στα Αγγλικά cover & cut ή αλλιώς top-down), όπου κατασκευάζεται η πλάκα οροφής του Σταθμού και οι εργασίες εκσκαφής πραγματοποιούνται υπογείως.

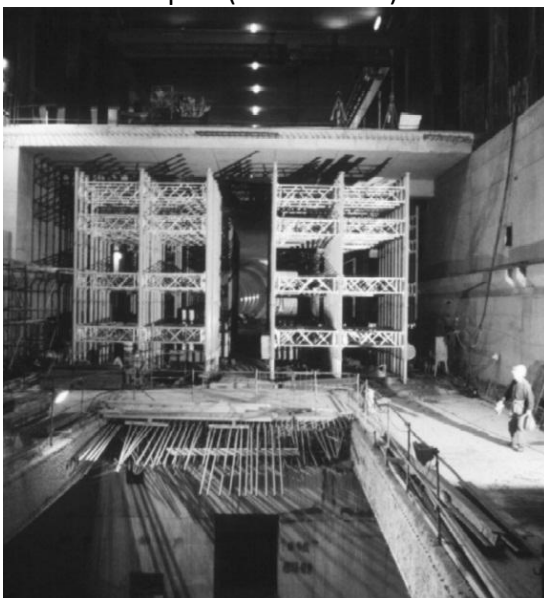
Τα στάδια αυτής της κατασκευής είναι τα ακόλουθα:

- κατασκευάζονται από την επιφάνεια τα κατακόρυφα πετάσματα αντιστήριξης (πάσσαλοι, διαφραγματικοί τοίχοι, κλπ) περιμετρικά της εκσκαφής που θα ακολουθήσει,
- γίνεται μια πρώτη εκσκαφή ως τη στάθμη της πλάκας οροφής της κατασκευής. Αναλόγως του βάθους της εκσκαφής αυτής μπορεί να χρειασθεί μια μικρή αντιστήριξη των παρειών,
- σκυροδετείται η πλάκα οροφής επί του πυθμένος της εκσκαφής. Η πλάκα συνδέεται με την περιμετρική αντιστήριξη και στηρίζεται επ' αυτής,
- γίνεται επίχωση πάνω από την πλάκα και αποκαθίσταται η επιφάνεια του εδάφους,
- ξεκινά η εκσκαφή για το σταθμό ή τη σήραγγα κάτω από τη πλάκα οροφής μέσω ράμπας που έχει αφεθεί σε κάποιο σημείο. Η εκσκαφή γίνεται κατά στάδια ενώ τοποθετούνται διαδοχικά τα απαιτούμενα στοιχεία αντιστήριξης (πχ αγκύρια, αντηρίδες).
- Αφού τελειώσει η εκσκαφή ολόκληρου του ορύγματος ξεκινά η κατασκευή των στοιχείων του μόνιμου φορέα. Τα στοιχεία αυτά είναι συνήθως η πλάκα δαπέδου (θεμελίωσης) και τα πλευρικά τοίχια, ενώ εάν πρόκειται για σταθμό είναι και η κατασκευή των ενδιάμεσων πλακών των ορόφων. Εάν γίνει χρήση διαφραγματικών τοίχων ως πλευρική αντιστήριξη, δεν κατασκευάζονται άλλοι μόνιμοι τοίχοι, καθόσον οι ίδιοι διαφραγματικοί τοίχοι παίζουν το ρόλο και της τελικής περιμετρικής κατασκευής.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ο μειωμένος χρόνος εκτεταμένων εργοταξιακών καταλήψεων και η ταχύτητα αποκατάστασης και απόδοσης σε χρήση της περιοχής (οδική κυκλοφορία, πλατείες, κλπ), και τελικώς η αποφυγή μακρόχρονης όχλησης

των λειτουργιών της πόλης. Τα μειονεκτήματα της είναι, κυρίως, το αυξημένο κόστος και η πολυπλοκότερη κατασκευαστική διαδικασία.

Στο Μετρό της Αθήνας η μέθοδος χρησιμοποιήθηκε μόνο στον Σταθμό του Συντάγματος (της Γραμμής 2) λόγω της ιδιαιτερότητας της περιοχής. Η μελέτη προέβλεπε την κατασκευή περιμετρικά του Σταθμού μεταλλικών πασσάλων και τη σκυροδέτηση της πλάκας οροφής στη Λεωφόρο Αμαλίας σε δύο φάσεις, μισή-μισή κατά την έννοια του πλάτους του οδοστρώματος, και κατόπιν την κατασκευή του σταθμού κατά φάσεις όπως περιγράφηκε ανωτέρω. Κατά την κατασκευή του μόνιμου φορέα του σταθμού από κάτω προς τα πάνω, κατασκευάστηκαν τα εξωτερικά τοιχία μέσα στα οποία ενσωματώθηκαν οι μεταλλικοί πάσσαλοι αποτελώντας έτσι μέρος των μονίμων τοιχωμάτων του Σταθμού (Εικόνα 3.11)



Εικόνα 3.9: Σταθμός Συντάγματος

3.2 Μέθοδοι αντιστήριξης

3.2.1 Υπόγεια μέθοδος εκσκαφής (NATM)

Σκοπός της εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης, γενικά κατά τη διάνοιξη σηράγγων είναι η επίτευξη προσωρινής ευστάθειας της διατομής και ο περιορισμός των παραμορφώσεων (δηλαδή της σύγκλισης του τοιχώματος). Τα διάφορα μέτρα υποστήριξης ανάλογα με το μηχανισμό της λειτουργίας τους διακρίνονται σε μέτρα ενεργητικής αντιμετώπισης (βαριά/ άκαμπτη υποστήριξη) και σε μέτρα παθητικής αντιμετώπισης (εύκαμπτη υποστήριξη).

Στην περίπτωση επιλογής της ενεργητικής αντιμετώπισης ή διαφορετικά χρήσης βαριάς/ άκαμπτης υποστήριξης, επιδιώκεται η παρεμπόδιση της παραμόρφωσης της βραχώμαζας μέσω μιας επαρκούς, ισχυρής επένδυσης. Αυτή η παρεμποδιζόμενη παραμόρφωση, εκδηλώνεται με τη μορφή πίεσης πάνω στα μέτρα υποστήριξης με ορατό πολλές φορές τον

κίνδυνο αστοχίας των στοιχείων της υποστήριξης. Μία εναλλακτική λύση αυτής της μεθόδου είναι η συστηματική προενίσχυση του εδάφους μπροστά από το μέτωπο προκειμένου να περιοριστεί η ανάπτυξη μεγάλων παραμορφώσεων που θα αναπτύσσονταν πίσω από το μέτωπο σε άλλη περίπτωση.

Με την επιλογή της παθητικής αντιμετώπισης σε συνθλίβουσες βραχώμαζες ή διαφορετικά της «ελαφράς» ή «εύκαμπτης» υποστήριξης, μπορούν να εφαρμοστούν διάφορες εναλλακτικές που έχουν ως σκοπό τη διευκόλυνση της ανάπτυξης μεγάλων παραμορφώσεων. Η υποστήριξη αφήνεται να παραμορφωθεί με ελεγχόμενο όμως τρόπο και η δυνατότητα ανάληψης φορτίων από την υποστήριξη ενεργοποιείται εφόσον έχει πραγματοποιηθεί το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων.

Ένα σύστημα άκαμπτης υποστήριξης σηράγγων μπορεί να περιλαμβάνει τα εξής:

α) δοκούς προπορείας (forepolling): διατρύονται οπές στο περίγραμμα του θόλου και τοποθετούνται διάτρητοι σωλήνες εντός των οποίων εισπίζεται ένεμα. Πρόκειται για ιδιαίτερα διαδεδομένη μέθοδο, η οποία χρησιμοποιείται κυρίως σε βραχώμαζες χαμηλής ποιότητας για την εξασφάλιση ευστάθειας μετώπου.

β) βαριά μεταλλικά πλαίσια (steel sets): βαριά πλαίσια με δύσκαμπτες συνδέσεις που αντέχουν ένα μεγάλο φορτίο και περιορίζουν τις παραμορφώσεις και μπορεί να είναι:

- Πλατύπελμες δοκοί διατομής HEB, HEA
- Ελαφρές δοκοί Lattice Girder

γ) εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

δ) αγκύρια βράχου, τα οποία διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- Παθητικά αγκύρια των οποίων η λειτουργία βασίζεται στη φόρτιση τους μέσω παραμόρφωσης της βραχώμαζας
- Προεντεταμένα αγκύρια, τα οποία αποτελούνται από χαλύβδινους τένοντες και βασίζονται στην ενεργητική φόρτιση της βραχώμαζας λόγω προέντασης
- Αγκύρια Fiberglass, τα οποία χρησιμοποιούνται για αντιμετώπιση προβλημάτων αστάθειας στο μέτωπο



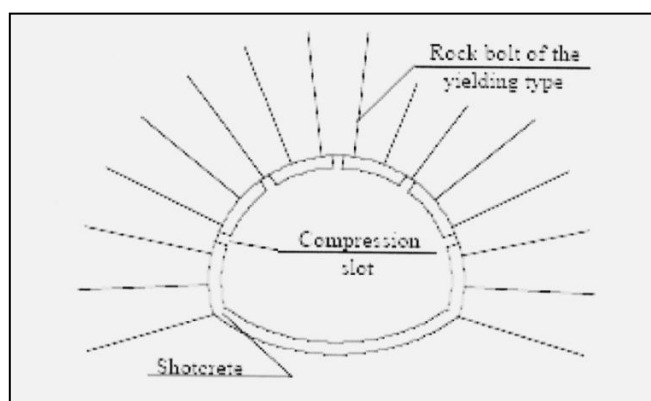
Εικόνα 3.10: Εφαρμογή της μεθόδου NATM στη διάνοιξη του σταθμού 'Σύνταγμα'

Ένα σύστημα εύκαμπτης υποστήριξης σήραγγων μπορεί να περιλαμβάνει τα εξής:

α) υπερεκσκαφή: υπερεκσκάπτεται η διατομή της σήραγγας προκειμένου μετά την εκδήλωση των συγκλίσεων να επιτευχθεί η επιθυμητή διατομή

β) ελαφρά-μεταλλικά ολισθαίνοντα πλαίσια: έχουν περιορισμένη φέρουσα ικανότητα και είναι ιδιαίτερα παραμορφώσιμα. Η παραμορφωσιμότητα τους εξαρτάται από τον τρόπο που συνδέονται τα στοιχεία του πλαισίου, ο οποίος επιτρέπει την ελεγχόμενη ολίσθηση των μεταλλικών στοιχείων μεταξύ τους.

γ) σχισμές σύνθλιψης στην προσωρινή επένδυση: η προσωρινή επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα διαιρείται σε τμήματα, όπως φαίνεται και στο σχήμα που ακολουθεί, προκειμένου να παρεμποδιστεί η αύξηση του φορτίου που καταπονεί την επένδυση και που μπορεί να οδηγήσει σε μη ελεγχόμενη αστοχία.



Εικόνα 3.11: Εφαρμογή σχισμών σύνθλιψης σε περιβάλλον σύνθλιψης (Schubert, 1993)

3.2.2 Μέθοδος ανοιχτού ορύγματος (Cut & Cover) και Μέθοδος επικάλυψης – εκσκαφής (cover & cut)

Η κατασκευή υπογείων έργων πολλές φορές πραγματοποιείται με τη βοήθεια ορυγμάτων ανοιχτού τύπου, τα οποία εν συνεχεία καλύπτονται. Τα ορύγματα αυτά αρκετού βάθους, απαιτείται να εξασφαλίζονται κατά τη διάρκεια της κατασκευής, αλλά και της λειτουργίας τους, τόσο για την αποφυγή δημιουργίας ενός μηχανισμού θραύσεως – καταρρεύσεως, όσο και για να μην προκαλούν, λόγω της αποτονώσεως από την εκσκαφή, καθιζήσεις, οι οποίες μπορεί να βλάψουν γειτονικές ή και όμορες κατασκευές.

Έτσι είναι απαραίτητη η πλευρική υποστήριξη των κατακόρυφων πρανών των ορυγμάτων με διάφορους τρόπους. Οι πιο διαδεδομένοι τρόποι υποστηρίξεως είναι οι ακόλουθοι:

α) Πλευρικοί τοίχοι – πετάσματα (και πασσαλοσανίδες)



Εικόνα 3.12: Πασσαλοσανίδες



Εικόνα 3.13: Πασσαλότοιχος

β) Πασσαλότοιχοι (πάσσαλοι μεταλλικοί, πάσσαλοι Ο.Σ. μεγάλης διαμέτρου, μικροπάσσαλοι Ο.Σ.) - Τοίχοι τύπου «Βερολίνου».

Διευκρινίζεται δε, ότι ο τρόπος αντιστήριξης των εκσκαφών στο Μετρό της Αθήνας πραγματοποιήθηκε σχεδόν αποκλειστικά με πασσάλους διάτρησης από οπλισμένο σκυρόδεμα (φρεατοπασσάλους) και προεντεταμμένα αγκύρια. Στα πρώτα τμήματα χρησιμοποιήθηκε και η λεγόμενη «μέθοδος Βερολίνου» στην οποία μέχρι ένα βάθος τοποθετούνται μεταλλικοί πάσσαλοι αντιστηριζόμενοι αντικριστά με σιδηρές αντηρίδες, ενώ στα βαθύτερα στρώματα του υπεδάφους χρησιμοποιείται ελαφρότερη αντιστήριξη με οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και παθητικά βλήτρα (“καρφιά”) εδάφους. Αυτή η μεθοδολογία χρησιμοποιήθηκε στο Σταθμό Λαρίσης και σε μεγάλο τμήμα της σήραγγας Αττική-Σταθμός Λαρίσης.



Εικόνα 3.14: Σταθμός Λαρίσης



Εικόνα 3.15: Σταθμός Λαρίσης

Τοίχοι τύπου «Βερολίνου»

Εφαρμόζονται κυρίως σε συνεκτικά εδάφη, βραχώδη ή ημιβραχώδη, (όπως ο Αθηναϊκός Σχιστόλιθος) ή γενικά σε σταθερά εδάφη που δεν υπάρχει σημαντική υδροφορία.

Το σύστημα αντιστήριξης αποτελείται από:

- Τα κατακόρυφα στοιχεία (μεταλλικοί πάσσαλοι ή πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα), που τοποθετούνται σε απόσταση περίπου 1,5 έως 2,5 μέτρων μεταξύ τους
- Το σύστημα ανάληψης των οριζόντιων φορτίων αποτελούμενο από προεντεταμένες αγκυρώσεις ή οριζόντιες αντηρίδες.

Το σανίδωμα («πέτσωμα») μεταξύ των κατακόρυφων πασσάλων που κατασκευάζεται σε φάσεις κατά τη πορεία των εκσκαφών και αποτελείται κυρίως από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (gunite) ή μερικές φορές από ξύλινες δοκούς.

γ) Διαφραγματικοί τοίχοι

Η τεχνική των διαφραγματικών τοίχων έχει τις ρίζες στις αρχές του 20ου 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 20ου 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:

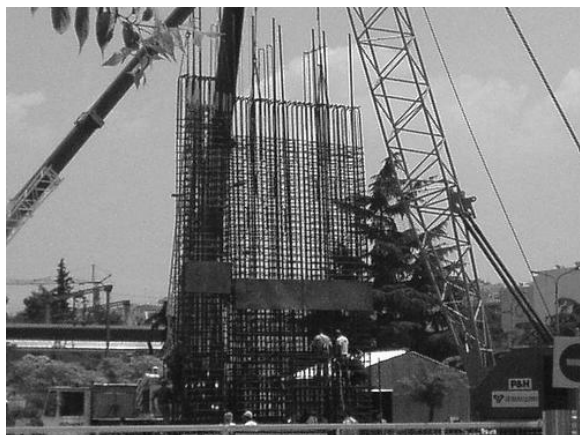
- ως περιμετρικά τοιχώματα ορυγμάτων με υψηλές απαιτήσεις ακαμψίας

- ως τοίχοι αντιστήριξης στην περίπτωση κατακρημνίσεων της εδαφικής επιφάνειας, στην κατασκευή λιμανιών, κατασκευή φρεάτων κλπ.
- ως εξωτερική (μόνιμη) επένδυση ορυγμάτων για την περίπτωση κατασκευής μονού τοίχου
- ως μεμονωμένο στοιχείο ποικίλου σχεδιασμού 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 την συνεχή υποστήριξη ενός θιξοτροπικού υγρού.

Η μέθοδος αυτή αντιστήριξης εφαρμόζεται κυρίως στις περιπτώσεις που ο υδροφόρος ορίζοντας είναι πάνω από την τελική στάθμη εκσκαφής και ιδιαίτερα:

- σε αμμώδεις – αμμοχαλικώδεις, υψηλής υδατοπερατότητας εδαφικούς σχηματισμούς
- σε μαλακούς αργιλικούς - ιλυώδεις εδαφικούς σχηματισμούς
- αλλά ακόμη και σε ημιβραχώδεις σχηματισμούς, έντονα κερματισμένους, με υψηλή διαπερατότητα όπως π.χ. είναι η μάργα του Πειραιά.



Εικόνα 3.16
Διαφραγματικοί Τοίχοι
Μετρό Θεσσαλονίκης



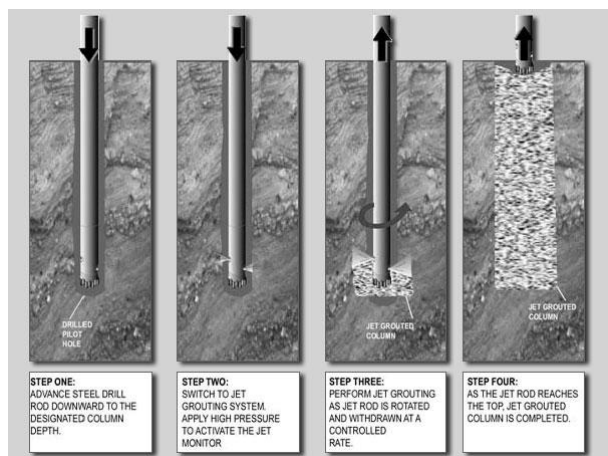
Εικόνα 3.17
Διαφραγματικοί Τοίχοι
Μετρό Θεσσαλονίκης

δ) Πετάσματα με τεχνολογία ενέσεως ή και Jet Grouting

Είναι μία μέθοδος διοχέτευσης ενέματος στο έδαφος, με σύστημα ακροφυσίων υψηλής πίεσης (500 bars), η οποία δημιουργεί, με ταυτόχρονη ανάμειξη, στήλες τσιμέντου – εδάφους, με βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά.

Ανάλογα με την περίπτωση, εφαρμόζονται κυρίως οι εξής τεχνικές:

- Απλό σύστημα (μόνο ένεμα – ανάμειξη)
- Διπλό σύστημα (νερό & ένεμα – ανάμειξη κι αντικατάσταση)
- Τριπλό σύστημα (νερό, αέρας & ένεμα – ανάμειξη κι αντικατάσταση)



Εικόνα 3.18: Μέθοδος Jet grouting



Εικόνα 3.19: Μέθοδος Jet grouting στην κατασκευή μετρό του Dubai

Οι ανωτέρω κατασκευές αντιστήριξης από απόψεως στατικής λειτουργίας μπορεί να καταταγούν στις ακόλουθες κατηγορίες:

i. Πετάσματα πρόβολοι – ελεύθερα πακτωμένοι

Τα πετάσματα – πρόβολοι βασίζουν τη στατική λειτουργία τους στην αντοχή τους (και ακαμψία τους) καθώς και στην έμπηξή τους στο έδαφος. Χρησιμοποιούνται, κυρίως, σε εκσκαφές μικρού βάθους και προσωρινές αντιστήριξεις, λόγω των υπερβολικά μεγάλων πλευρικών παραμορφώσεων που επιτρέπουν.

ii. Αγκυρούμενες αντιστήριξεις

Τα αγκυρωμένα πετάσματα είναι οικονομικότερα (για το αυτό βάθος) από τα πετάσματα – πρόβλους και επιτρέπουν την κατασκευή βαθύτερων εκσκαφών. Βασική, όμως, προϋπόθεση για να είναι δυνατή η κατασκευή των αγκυρώσεων, είναι όχι μόνο η κατάλληλη φύση του υπεδάφους, αλλά και η αποφυγή δημιουργίας προβλημάτων στις όμορες ιδιοκτησίες ή κατασκευές.

Πεδία εφαρμογής:

- Παραλαβή εφελκυστικών δυνάμεων.

Πυλώνες, υδατόπυργοι, γέφυρες, στέγαστρα, δοκιμαστικές φορτίσεις πασσάλων.

- Παραλαβή πιέσεων γεωμάζας.

Αύξηση ευστάθειας τοίχων αντιστήριξης, κατακόρυφα πρηνή εκσκαφών, λιμενικά έργα.

- Παραλαβή δυνάμεων ανώσεως.

Κοιτοστρώσεις, πέδιλα.

- Σταθεροποίηση με εισαγωγή θλιπτικών δυνάμεων.

Μέσω επενδύσεων σε πρηνή, σήραγγες.

- Ενεργοποίηση διατμητικής αντοχής.

Ευστάθεια πρηνών, τοιχώματα σηράγγων.



**Εικόνα 3.20: Σταθμός Μέγαρο Μουσικής
Χαλύβδινα προφίλ με αγκύρια**



**Εικόνα 3.21: Σταθμός Άγιος Ιωάννης
Πάσσαλοι Ο.Σ. με αγκύρια**

iii. Αντηριδωτές αντιστηρίξεις

Οι αντηριδωτές αντιστηρίξεις δεν παρουσιάζουν μεν προβλήματα με τις όμορες ιδιοκτησίες, αλλά η εφαρμογή τους εξαρτάται κατά ένα μεγάλο μέρος από τη γεωμετρία του ορύγματος, τη φύση του υπεδάφους και την ύπαρξη υπογείων υδάτων.

Εφαρμόζονται κυρίως στις εξής περιπτώσεις :

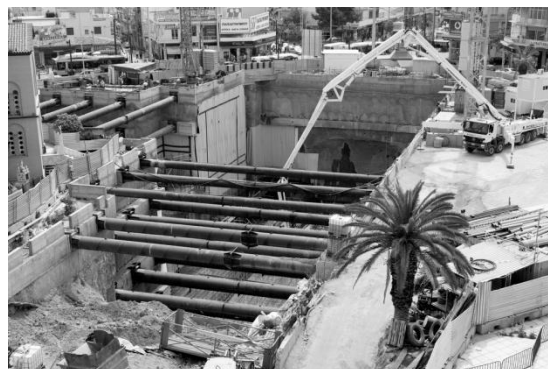
- Όπου είναι αδύνατη η κατασκευή αγκυρώσεων λόγω ύπαρξης δικτύων ΟΚΩ.
- Όταν τα όμορα κτήρια δημιουργούν εσοχή μέσα στο σκάμμα και τα αγκύρια «διασταυρώνονται».
- Όταν οι αγκυρώσεις πρέπει να γίνουν κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα και με σημαντική παροχή νερού.
- Σε ορθογωνικά οικόπεδα όπου η μικρή διάσταση αυτών επιτρέπει την χρήση αντηρίδων με μικρό κόστος.

Μειονεκτήματα :

- Δυσκολίες εκσκαφής κάτω από αυτές.
- Δυσκολίες τοποθέτησης στεγανωτικής μεμβράνης και δυσκολίες στη μόνιμη κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα σε ορισμένες περιπτώσεις.



Εικόνα 3.22: Σταθμός Μετρό Ανθούπολης



Εικόνα 3.23: Σταθμός Μετρό Περιστερίου

Ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής μιας αντιστηρίξεως, της μεθοδολογίας που ακολουθεί η πραγματοποίησή της, τον τύπο του εδάφους, τη δυνατότητα αναπτύξεως μετακινήσεων κ.λ.π αναπτύσσονται οι διάφορες ωθήσεις γαιών επ' αυτής. Έτσι το πρόβλημα εκτιμήσεως των διαφόρων ωθήσεων είναι αρκετά πολύπλοκο, βασίζεται σε πολλές παραδοχές για τις πιθανές μετακινήσεις των πετασμάτων και εξαρτάται από τη στατική λειτουργία τους, την ακαμψία τους, καθώς και τον τύπο του εδάφους. Σε ορισμένες περιπτώσεις (αντιρηδωτές αντιστηρίξεις ή πολλαπλές αγκυρώσεις) οι εκτιμήσεις γίνονται εμπειρικά από μετρήσεις δυνάμεων που αναπτύχθηκαν σε πραγματικά έργα.

3.3 Υπόγειες μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών στην επέκταση της γραμμής 3 «Χαϊδάρη – Πειραιάς»


3.3.1 Σταθμός Αγία Βαρβάρα

3.3.1.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο σταθμός Αγ. Βαρβάρα είναι χωροθετημένος κάτω από τη λεωφόρο Ελ. Βενιζέλου και κάτω από την πλατεία του ιερού Ναού της Αγ. Ελεούσας (Εικόνα 3.24). Έχει μήκος αποβαθρών 110μ. (Χ.Θ. 2+187,074 έως Χ.Θ. 2+297,074), στο σταθμό ενσωματώνονται δυο φρέατα εκτόνωσης αερισμού και είναι ο σταθμός που εξετάζεται στην παρούσα εργασία.

Η λεωφόρος, τα πεζοδρόμια και η πλατεία θα αναδιαμορφωθούν σύμφωνα με την Οριστική Μελέτη και τη Μελέτη Εφαρμογής (Σχήμα 3.1). Για την κατασκευή του σταθμού απαιτείται ο τμηματικός αποκλεισμός της κυκλοφορίας της οδού Ελ. Βενιζέλου του Δήμου Αγίας Βαρβάρας. Πρόκειται για σημαντική οδό που εξυπηρετεί τόσο την κυκλοφορία της περιοχής όσο και διαμπερείς κινήσεις, ενώ διέρχονται από αυτή και δύο λεωφορειακές γραμμές. Η οδός αυτή έχει μία λωρίδα κυκλοφορίας ανά κατεύθυνση.



 Είσοδος-Έξοδος
Σταθμού Μετρό

Εικόνα 3.24: Χωροθέτηση Σταθμού 'Αγία Βαρβάρα'



**Σχήμα 3.1: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα'**

Η κατασκευή του Σταθμού στην πλατεία της Αγίας Ελεούσας επηρεάζει τη χάραξη της οδού Ελ.Βενιζέλου. Η λεωφόρος θα μετακινηθεί ανατολικά εις βάρος της πλατείας κατά 2.20 περίπου μέτρα, έτσι ώστε να γίνει εφικτή η τοποθέτηση των εισόδων του σταθμού επί του δυτικού πεζοδρομίου και να εξασφαλιστεί η ελάχιστη απόσταση ασφαλείας από τα κτίρια (2μ), κατά την κατασκευή του σταθμού. Η μετατόπιση αυτή επηρεάζει το τμήμα της οδού Ελ. Βενιζέλου, από τη διασταύρωσή της με την οδό Μεγάλου Αλεξάνδρου μέχρι την οδό Λυκούργου.

Ο κοινόχρηστος χώρος μπροστά από την εκκλησία θα διατηρηθεί, αλλά θα αναδιαμορφωθεί πλήρως. Επί της πλατείας θα κατασκευαστεί η στεγασμένη είσοδος του σταθμού καθώς και ακάλυπτο άνοιγμα σε βάθος 16.50 μέτρων, που θα επιτρέπει τον φυσικό φωτισμό του σταθμού στο επίπεδο της έκδοσης των εισιτηρίων. Η είσοδος επί της πλατείας θα εξυπηρετείται από δύο κυλιόμενες κλίμακες και μία σταθερή. Δύο ακόμη εισοδοί του σταθμού, θα κατασκευαστούν στο διευρυμένο πεζοδρόμιο επί της λεωφόρου Ελ. Βενιζέλου απέναντι από την πλατεία. Η μία είσοδος που θα εξυπηρετείται από μια κυλιόμενη κλίμακα, θα βρίσκεται στην νοτιοδυτική άκρη του σταθμού, προς την πλευρά του Πειραιά, ενώ η δεύτερη είσοδος που θα εξυπηρετείται από μια κυλιόμενη και μια σταθερή κλίμακα, θα βρίσκεται στη βορειοδυτική πλευρά του σταθμού προς την πλευρά της Αθήνας.

Τέλος, αποκαθίστανται και οι θέσεις στάσης των οχημάτων, στις θέσεις που υπάρχουν και σήμερα, εκτός από τη θέση μεταξύ των οδών Κωνσταντινουπόλεως και Κωστή Παλαμά (κατεύθυνση προς Χαϊδάρη).

Το τμήμα της ιδιοκτησίας που βρίσκεται στη συμβολή της λεωφόρου Ελ. Βενιζέλου με την πλευρική οδό Κ. Παλαμά, όπου υπάρχει κτίριο που στεγάζεται ένα ισόγειο κατάστημα υγρών

καυσίμων, καθώς και τμήμα της ιδιοκτησίας με δώροφο κτίσμα στη συμβολή της λεωφόρου Ελ. Βενιζέλου με την πλατεία Αγ. Ελεούσας (Εικόνα 3.24), θα απαλλοτριωθούν.

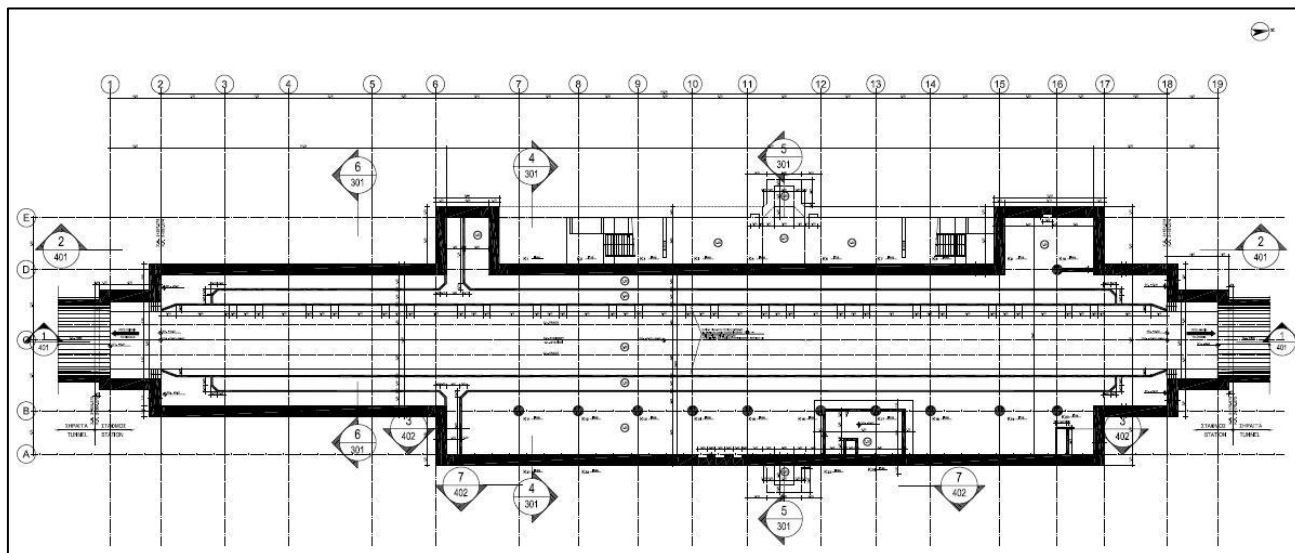
Ο Σταθμός ευρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευαστεί με τη μέθοδο του ανοικτού ορύγματος στη λεωφόρο Ελ. Βενιζέλου και σε μεγάλο τμήμα του κοινόχρηστου χώρου της πλατείας που βρίσκεται η εκκλησία της Αγ. Ελεούσας.

Το κυρίως υπόγειο κτίριο του σταθμού αποτελείται από τρία επίπεδα με ίδιο περίπου περίγραμμα, και από το τέταρτο επίπεδο όπου βρίσκονται οι χώροι αερισμού και διέλευσης καλωδίων κάτω από τη στάθμη των αποβαθρών. Αρχή μέτρησης των υψών αποτελεί η στάθμη $0,00 = +62,12$.

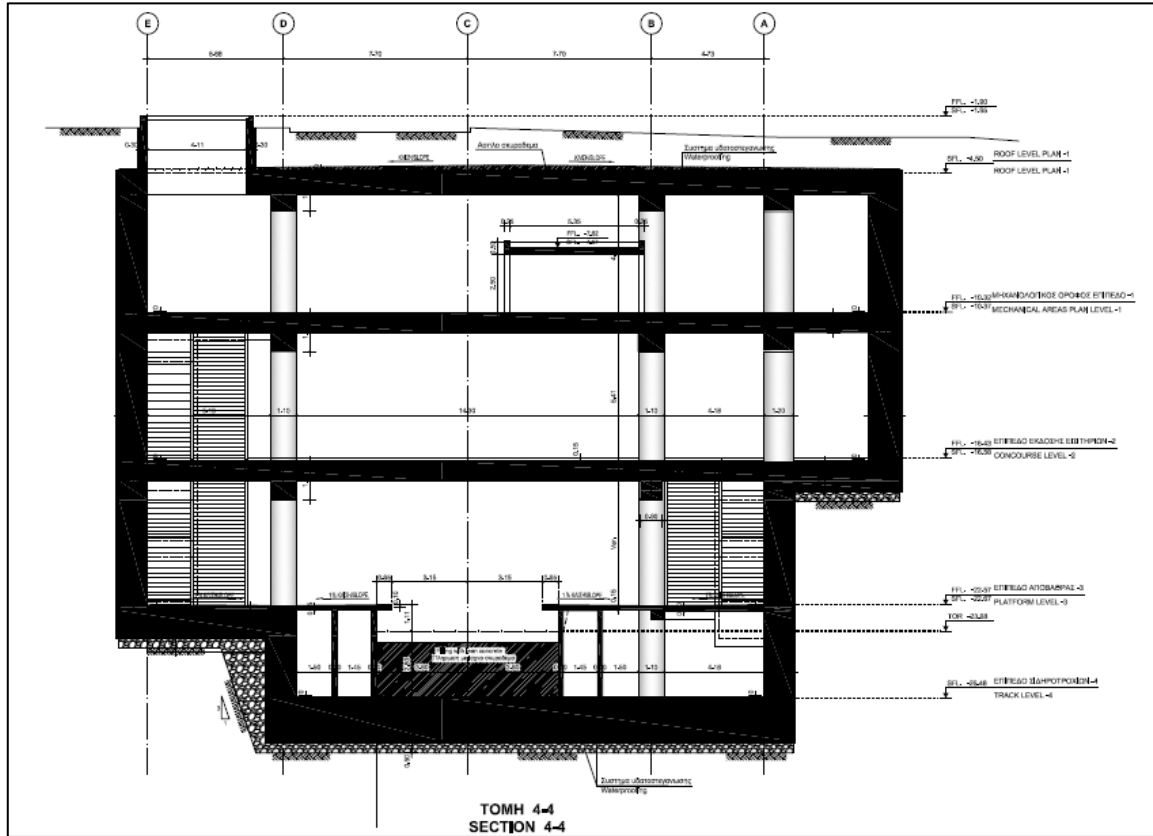
Το κυρίως υπόγειο κτίριο του σταθμού αποτελείται από:

- Το επίπεδο των σιδηροτροχιών (-4).
- Το επίπεδο των αποβαθρών (-3).
- Το επίπεδο των εκδόσεων εισιτηρίων (-2).
- Το επίπεδο των ηλεκτρομηχανολογικών χώρων (-1).
- Το επίπεδο οδού – πλατείας (0), όπου τοποθετούνται οι είσοδοι – έξοδοι κλπ.

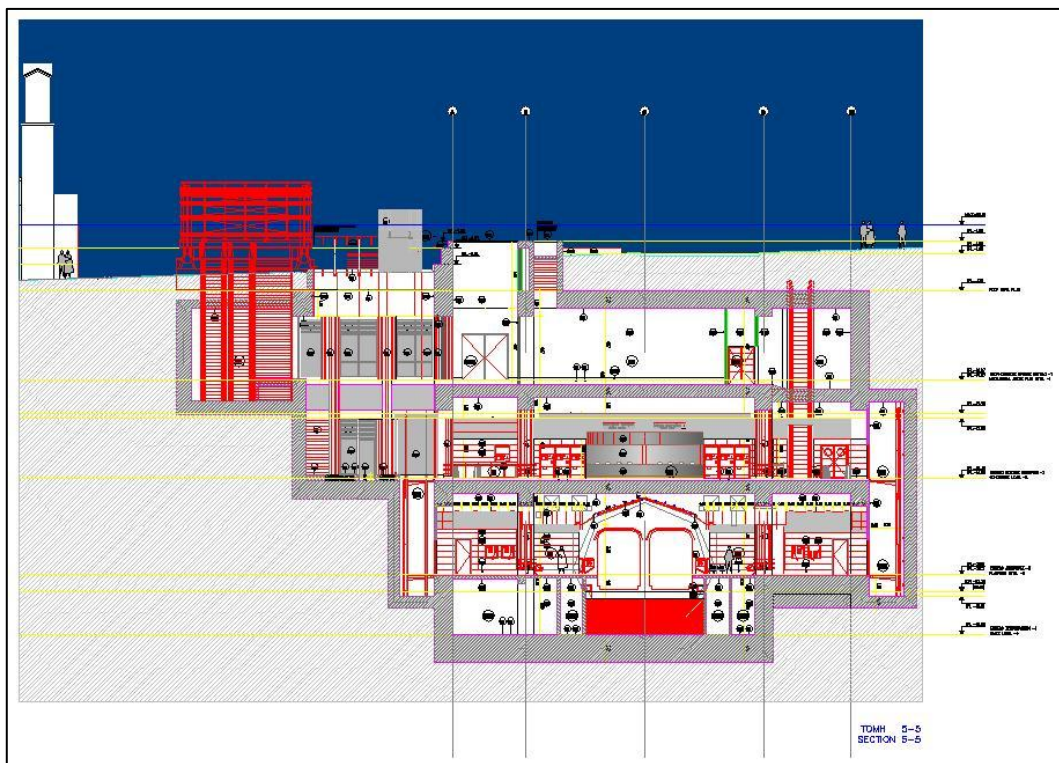
Τα παραπάνω επίπεδα εμφανίζονται στην τομή 4-4 (Σχήμα 3.3) και στην τομή 5-5 (Σχήμα 3.4), οι οποίες προκύπτουν από την κάτοψη της θεμελίωσης – ξυλοτύπου (Σχήμα 3.2).



Σχήμα 3.2: Κάτοψη θεμελίωσης – ξυλοτύπος του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα'



Σχήμα 3.3: Επίπεδα του κυρίως υπόγειου κτιρίου του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα' - Τομή 4-4



Σχήμα 3.4: Επίπεδα του κυρίως υπόγειου κτιρίου του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα' - Τομή 5-5

Στο επίπεδο (-1), τοποθετούνται σχεδόν όλοι οι κύριοι ηλεκτρομηχανολογικοί χώροι, οι οποίοι συνδέονται, με το επίπεδο (-2) και (-3) καθώς και με το επίπεδο οδού, μέσω δύο βοηθητικών κλιμακοστασίων και με το πλατύσκαλο του κεντρικού κλιμακοστασίου εισόδου – εξόδου προς το πεζοδρόμιο της λεωφόρου Ελ. Βενιζέλου. Οι χώροι αυτοί έχουν απ' ευθείας πρόσβαση προς τους κυρίως χώρους του κοινού και επικοινωνούν επίσης με τον εξωτερικό χώρο μέσω των φρεάτων εξαερισμού. Στα φρέατα αυτά θα τοποθετηθούν εσωτερικά από μία μεταλλική ανεμόσκαλα με κλωβό και αφαιρούμενα πυράντοχα πετάσματα ή αεροστεγείς πυράντοχες θύρες για την πρόσβαση μηχανημάτων στους χώρους του δωματίου αερισμού. Μεταλλικές σχάρες τοποθετούνται στην εξωτερική επιφάνεια των φρεάτων αερισμού στο επίπεδο της οδού.

Τα δύο φρέατα εκτόνωσης / αερισμού με τον εξοπλισμό αερισμού των σιηράγγων στο επίπεδο (-2), έχουν περιληφθεί στα 110μ. του κυρίως κτιρίου του σταθμού, με απευθείας συνδέσεις προς τις σιηραγγες, οι οποίες εκτείνονται εκατέρωθεν της κατασκευής του σταθμού.

Στο επίπεδο (-2) βρίσκεται ο χώρος υποδοχής του κοινού, όπου απολήγουν οι τρεις κεντρικές εισοδοί – έξοδοι.

Στο επίπεδο (-3) τοποθετούνται οι αποβάθρες και τα κλιμακοστάσια ανόδου και καθόδου προς τη στάση των εισιτηρίων, καθώς και δύο βοηθητικά κλιμακοστάσια που συνδέουν τα επίπεδα (-3), (-2) και (-1) με τον εξωτερικό χώρο.

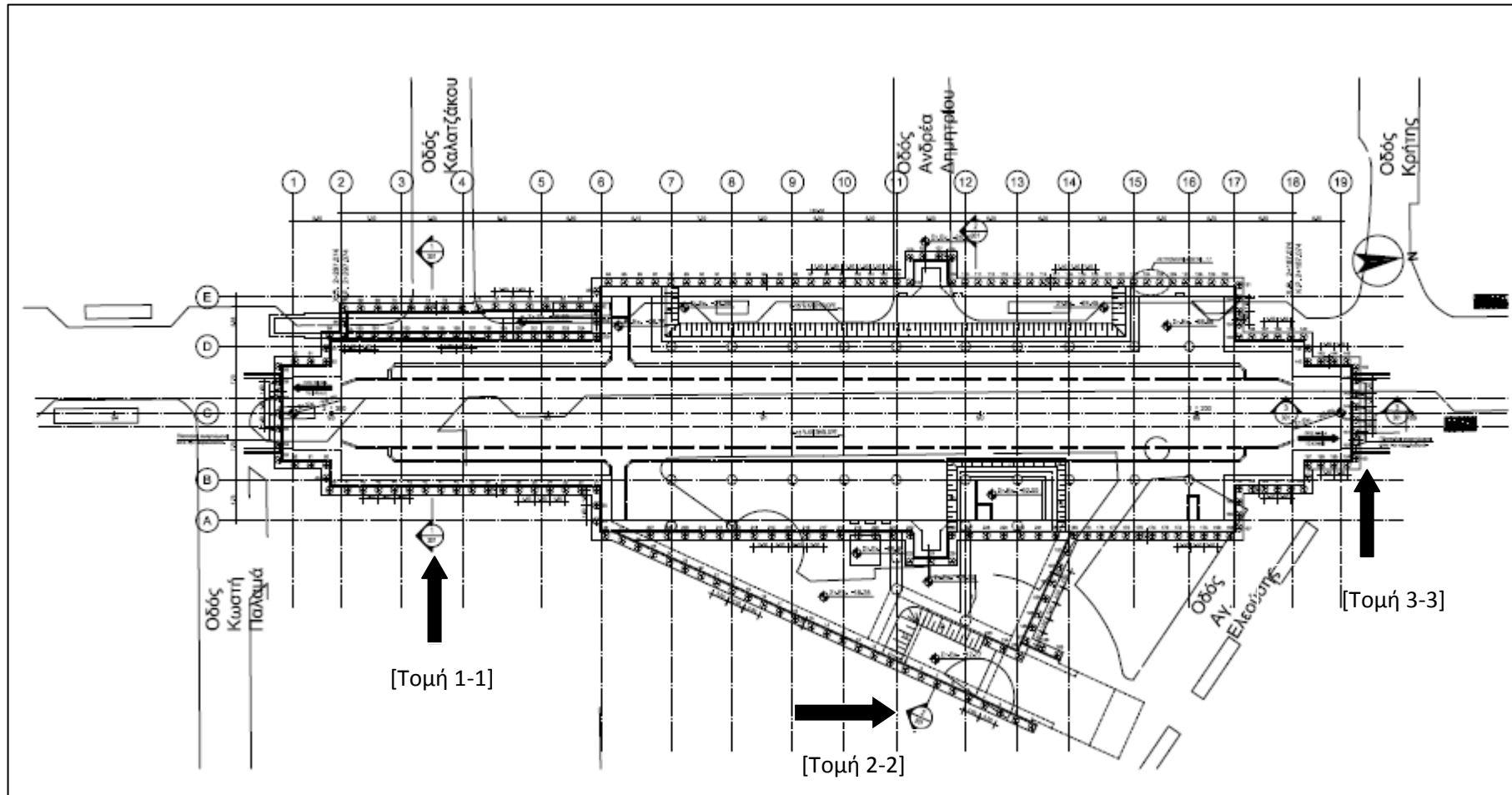
3.3.1.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

Ο Σταθμός Αγία Βαρβάρα θα κατασκευασθεί με τη μέθοδο του ανοικτού ορύγματος (cut & cover) ή αλλιώς μέθοδο εκσκαφής και επανεπίχωσης. Αυτό ισχύει τόσο για το κυρίως υπόγειο κτίριο «κουτί» του Σταθμού, όσο και για τις εισόδους – εξόδους που βρίσκονται επί του πεζοδρομίου της Ελ. Βενιζέλου και επί της πλατείας του Ι. Ν. της Αγίας Ελεούσας.

Το μέγιστο βάθος εκσκαφής του Σταθμού είναι περίπου 28,9μ. κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ υπάρχουν ορισμένα τμήματα στα οποία απαιτούνται εκσκαφές για μικρότερα ή μεγαλύτερα βάθη, τοπικά. Για τις προσβάσεις, που βρίσκονται εκτός του περιγράμματος του κυρίως σταθμού, απαιτείται σημαντικά μικρότερο βάθος εκσκαφής. Τα παραπάνω βάθη των εκσκαφών εκτιμώνται προσεγγιστικά από το επίπεδο του εδάφους της βόρειας πλευράς του σταθμού και μεταβάλλονται μειούμενα προς τη νότια πλευρά, λόγω κλίσης του φυσικού εδάφους. Για την εκσκαφή του ορύγματος του σταθμού και των προσβάσεων ακολουθείται η ίδια διαδικασία.

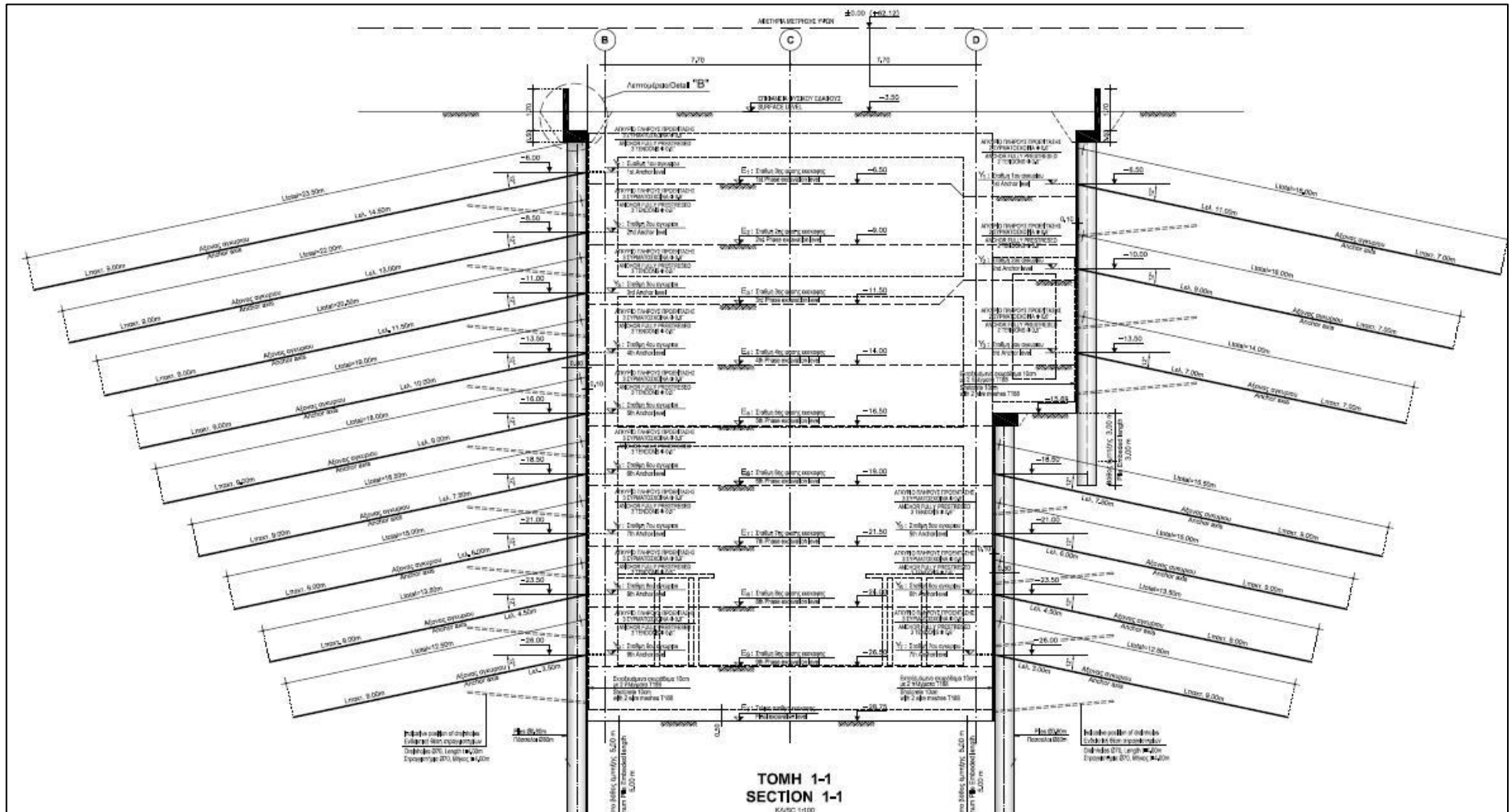
Το σύστημα αντιστήριξης θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος με κεφαλόδεσμο, εφαρμογή προεντεταμένων αγκυρώσεων καθ' ύψος και από πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, κατάλληλου πάχους και κατάλληλα οπλισμένου με δομικά πλέγματα. Το προβλεπόμενο σύστημα προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής του εν λόγω σταθμού παρουσιάζεται αναλυτικά στα επόμενα σχέδια.

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



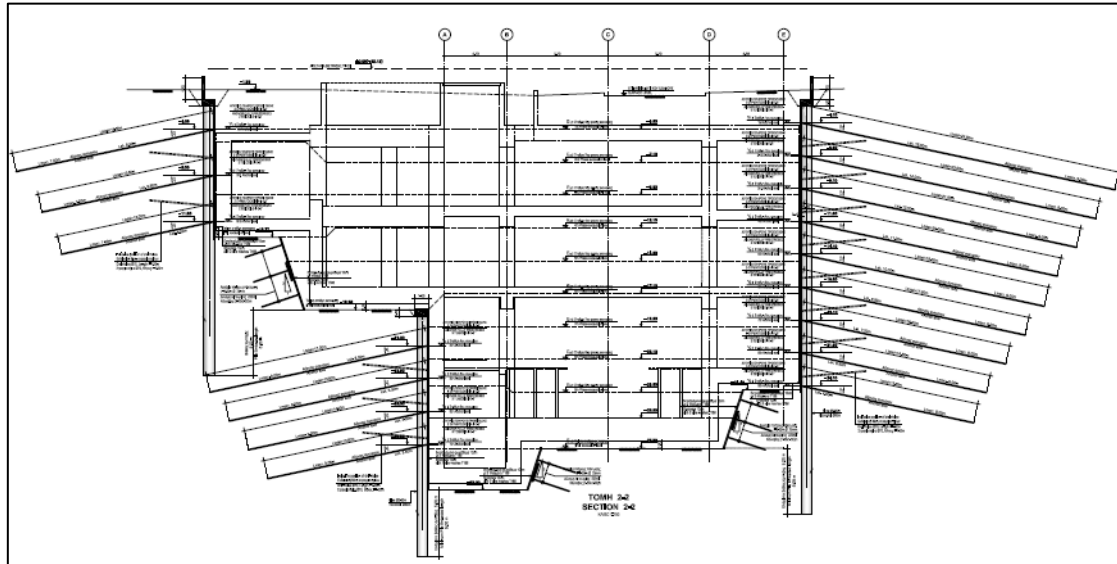
Σχήμα 3.5: Κάτοψη προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα'

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό

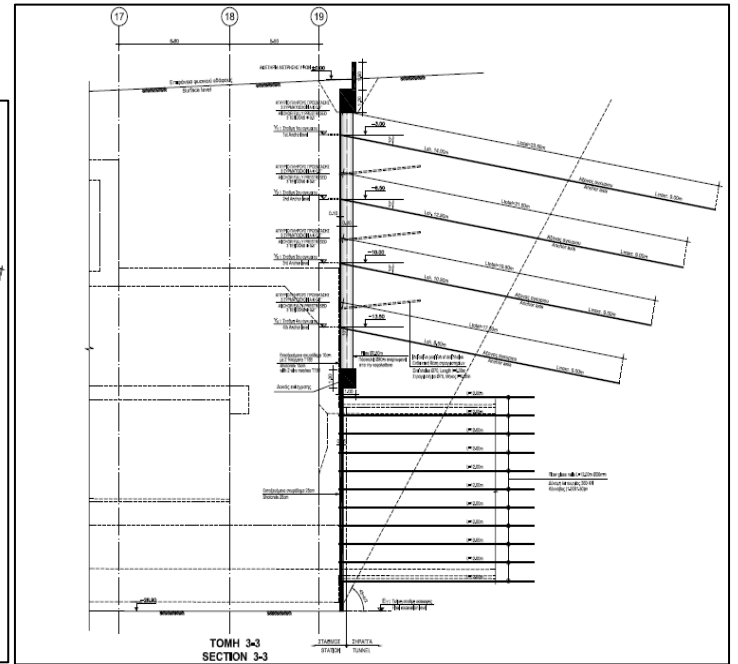


Σχήμα 3.6: Τομή 1-1 της κάτοψης της προσωρινής αντιστήριξης του σταθμού 'Αγία Βαρβάρα'

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



Σχήμα 3.7: Τομή 2-2 της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα'



Σχήμα 3.8: Τομή 3-3 της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Αγ.Βαρβάρα'

Στις περιοχές που διαμορφώνεται πρανές στο εσωτερικό του ορύγματος, λόγω αλλαγής του βάθους εκσκαφής, προβλέπεται η επένδυση του πρανούς με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένου με δομικά πλέγματα, καθώς και η τοποθέτηση ηλώσεων πλήρους πάκτωσης (Σχήμα 3.7). Οι πάσσαλοι των δύο μετώπων του σταθμού, που βρίσκονται πάνω από τη σήραγγα TBM, θεωρούνται ανηρητημένοι από τον κεφαλόδεσμο και διακόπτονται στη στάθμη του θόλου της σήραγγας. Στις αιχμές των πασσάλων αυτών προβλέπεται η κατασκευή δοκού οπλισμένου σκυροδέματος. Στις περιοχές των μετώπων, που αντιστοιχούν στη σήραγγα του TBM η προσωρινή αντιστήριξη υλοποιείται από οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ηλώσεις υαλοϊνών (fiberglass), ώστε να εξασφαλίζεται η ανεμπόδιση διέλευση του TBM σε οποιαδήποτε φάση της κατασκευής (Σχ.3.8).

Επειδή στο σύνολο της εξωτερικής επιφάνειας του σταθμού απαιτείται η εγκατάσταση συστήματος υδατοστεγάνωσης, επιβάλλεται η επιμελημένη διαμόρφωση της τελικής επιφάνειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, ώστε αυτή να καλύπτει όλες τις απαιτήσεις για την ασφαλή τοποθέτηση και λειτουργία της υδατοστεγάνωσης.


Μετά την ολοκλήρωση της μόνιμης επένδυσης του σταθμού, θα γίνει καθαίρεση των πασσάλων της αντιστήριξης σε βάθος 5m και ελεγχόμενη επίχωση της εκσκαφής μέχρι την επιφάνεια, στην περιοχή του κάτω πλατύσκαλου της κύριας εισόδου (κάνναβοι 6 – Α,Β στο Σχ.3.5) σε επαφή με την ιδιοκτησία επί της Ελ. Βενιζέλου αρ. 57, και συγκεκριμένα στο τμήμα της που δεν προβλέπεται να απαλλοτριωθεί.

3.3.2 Σταθμός Κορυδαλλός

3.3.2.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο σταθμός Κορυδαλλός είναι χωροθετημένος κάτω από την πλατεία Ελευθερίας (Εικόνα 3.25). Η πλατεία καθώς και τμήμα του πεζόδρομου Αγ. Γεωργίου θα αναδιαμορφωθούν από την Αττικό Μετρό με την κατασκευή του σταθμού (Σχήμα 3.9). Επί της πλατείας θα κατασκευαστεί η πρόσβαση 1 του σταθμού καθώς και δύο φωτιστικοί θόλοι, που θα επιτρέπουν τον φυσικό φωτισμό του σταθμού στο επίπεδο της έκδοσης των εισιτηρίων. Η πρόσβαση 2 του σταθμού, θα κατασκευαστεί στον πεζόδρομο επί της οδού Αγ. Γεωργίου. Κάθε είσοδος θα εξυπηρετείται από δύο κυλιόμενες κλίμακες και μία σταθερή.



 Είσοδος-Έξοδος
Σταθμού Μετρό

Εικόνα 3.25: Χωροθέτηση Σταθμού 'Κορυδαλλός'



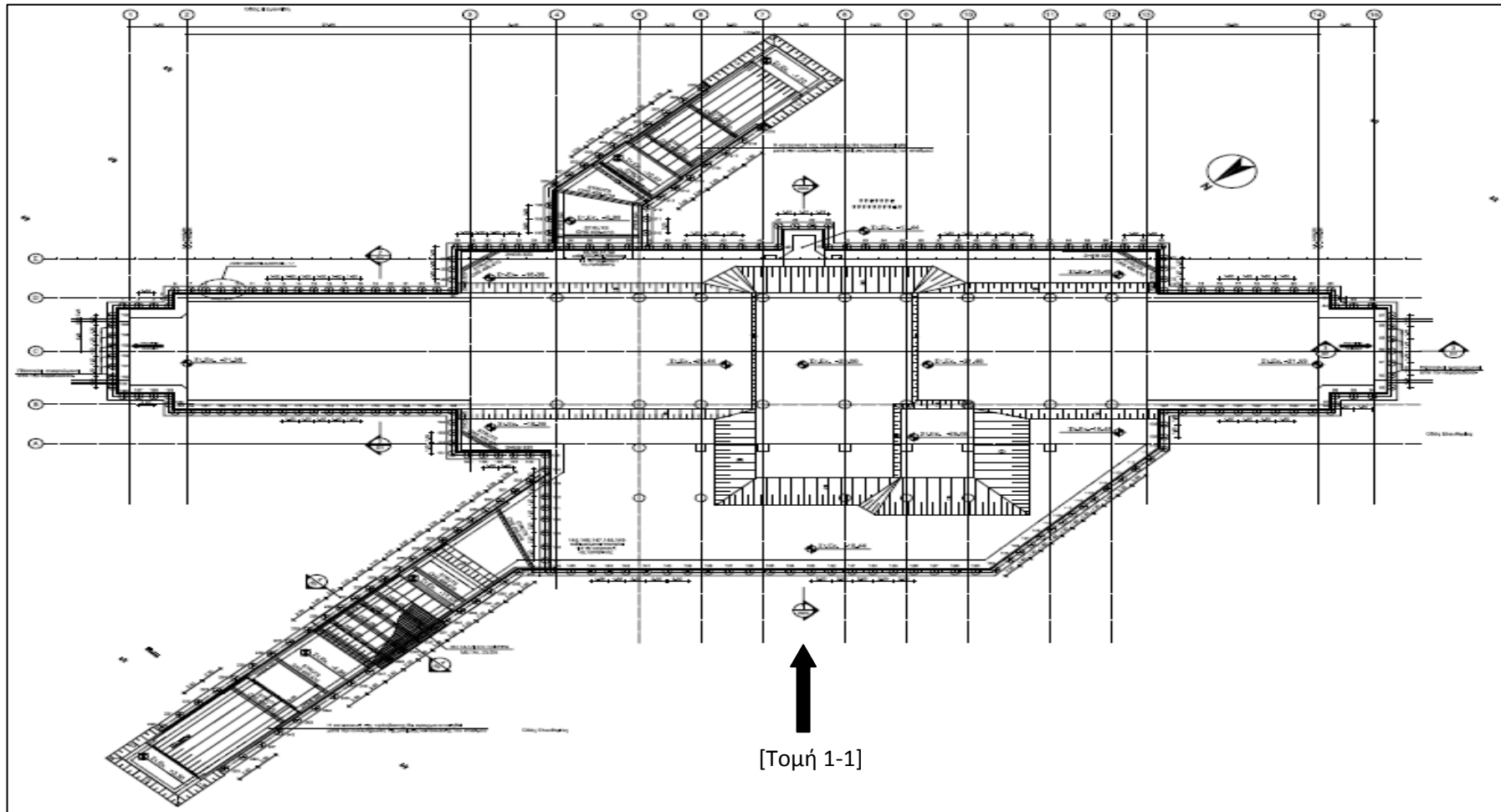
**Σχήμα 3.9: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Κορυδαλλός'**

Ο Σταθμός ευρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευαστεί με τη μέθοδο της ανοικτής εκσκαφής (cut & cover) ή αλλιώς μέθοδο ανοικτού ορύγματος, λύση που ευνοείται από την χωροθέτηση του σταθμού στη συγκεκριμένη πλατεία. Με την ίδια μέθοδο κατασκευάζονται και οι δύο εισοδοί - έξοδοι που βρίσκονται επί της πλατείας Ελευθερίας και επί του πεζόδρομου Αγ. Γεωργίου .

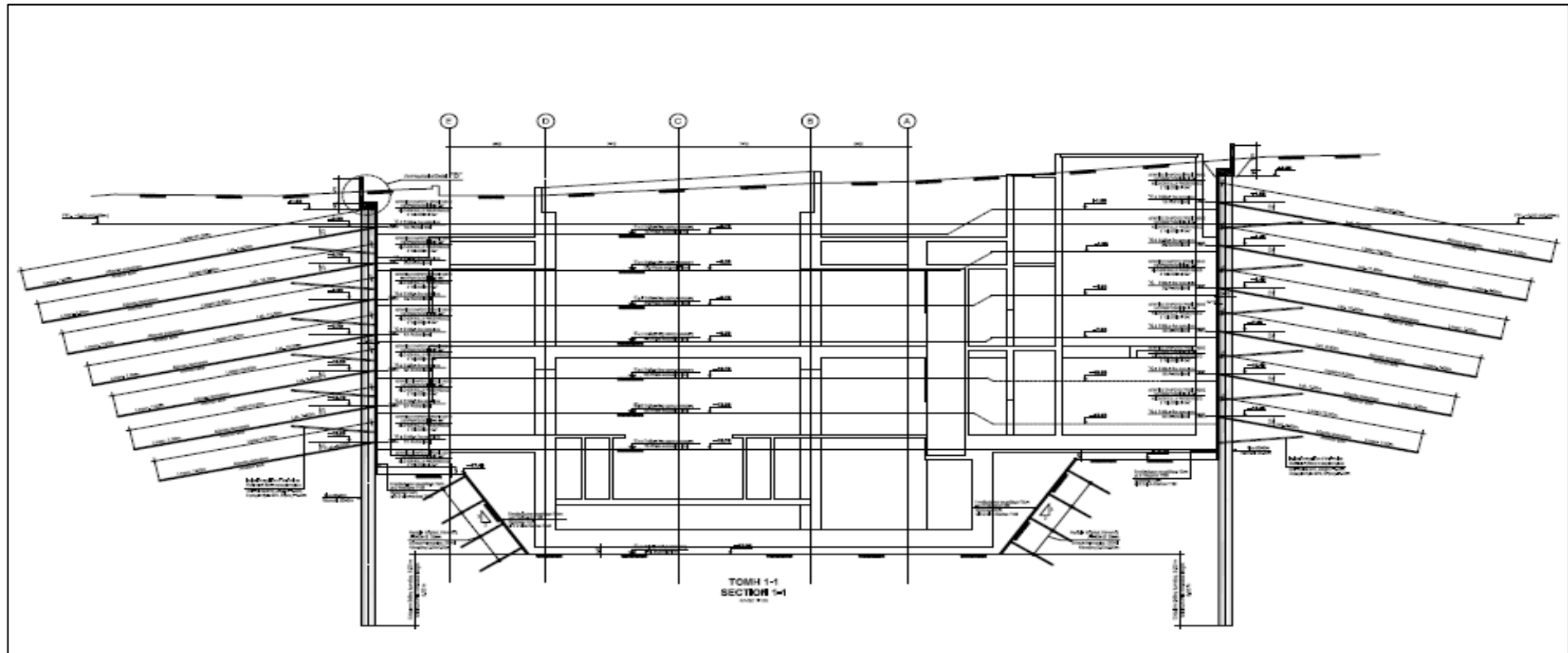
Το μέγιστο βάθος εκσκαφής του Σταθμού είναι περίπου 26,4μ. κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ υπάρχουν ορισμένα τμήματα στα οποία απαιτούνται εκσκαφές για μικρότερα βάθη. Τα παραπάνω βάθη των εκσκαφών εκτιμώνται προσεγγιστικά από το επίπεδο του εδάφους της βόρειας πλευράς του σταθμού και μεταβάλλονται μειούμενα προς τη νότια πλευρά λόγω κλίσης του φυσικού εδάφους. Για την εκσκαφή του ορύγματος του σταθμού και των προσβάσεων ακολουθείται η ίδια διαδικασία.

3.3.2.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

Το σύστημα αντιστήριξης θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος με κεφαλόδεσμο, εφαρμογή προεντεταμένων αγκυρώσεων, καθ' ύψος και από πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατάλληλου πάχους και κατάλληλα οπλισμένου με δομικά πλέγματα. Το προτεινόμενο σύστημα προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής του εν λόγω Σταθμού παρουσιάζεται στην κάτοψη του σχήματος 3.10 και στην τομή 1-1 του σχήματος 3.11.



Σχήμα 3.10: Κάτοψη προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Κορυδαλλός'



Σχήμα 3.11: Τομή 1-1 της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης
Του Σταθμού 'Κορυδαλλός'

Στις περιοχές που διαμορφώνεται πρανές στο εσωτερικό του ορύγματος, λόγω αλλαγής του βάθους εκσκαφής, προβλέπεται η επένδυση του πρανούς με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένου με δομικά πλέγματα, καθώς και η τοποθέτηση ηλώσεων πλήρους πάκτωσης (Σχήμα 3.11).

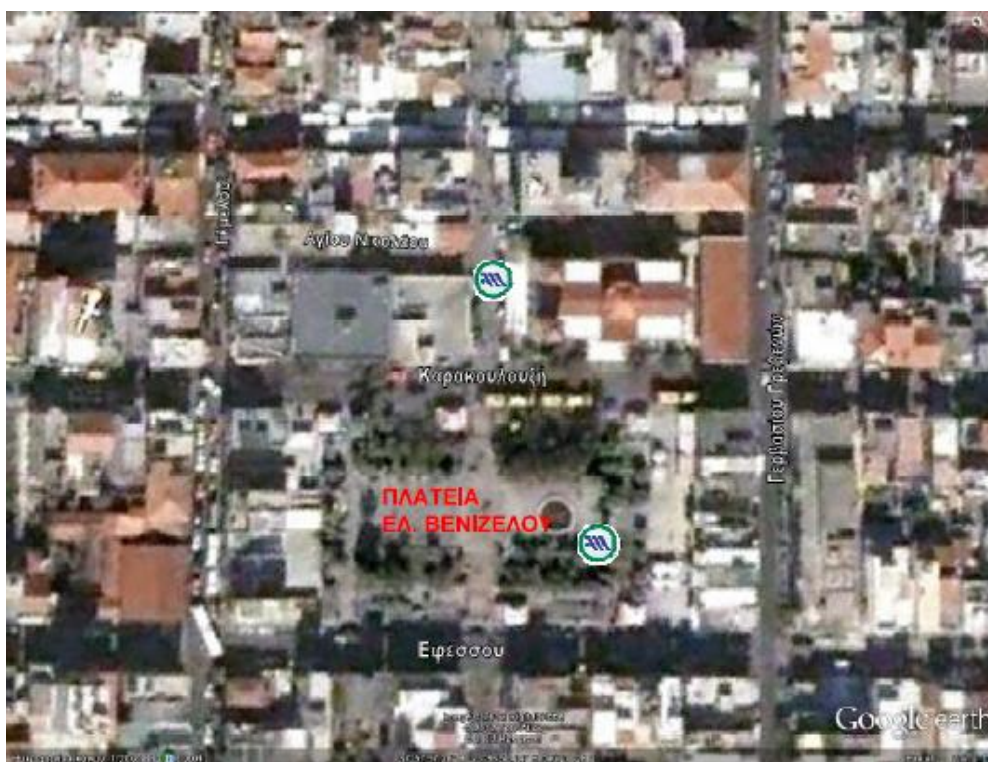
Η εκσκαφή των προσβάσεων επιβάλλεται να πραγματοποιηθεί μετά την ολοκλήρωση της μόνιμης κατασκευής του Σταθμού. Στο Σταθμό του Κορυδαλλού, προβλέπεται να γίνει μετεγκατάσταση της λειτουργίας και υποστήριξης του μηχανήματος εκσκαφής των σηράγγων (TBM), το οποίο θα ξεκινήσει την διάνοιξη από το Φρέαρ εκκίνησης. Η μετεγκατάσταση αυτή θεωρείται επιβεβλημένη ώστε να μειωθεί ο χρόνος και το κόστος που θα απαιτηθούν για την ολοκλήρωση της διάνοιξης.


Κατά τον σχεδιασμό της αντιστήριξης, θα ληφθεί υπόψη η απαιτούμενη τεχνική διάρκεια ζωής της προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού η οποία εξαρτάται από το χρονοδιάγραμμα εργασιών διάνοιξης του TBM, κυρίως λόγω της μετεγκατάστασης, ώστε σε περίπτωση παραμονής της προσωρινής αντιστήριξης άνω των δυο ετών, να ληφθούν μέτρα αντιδιαβρωτικής προστασίας των προεντεταμένων αγκυρώσεων, σύμφωνα με τον ΕΛΟΤ EN1537.

3.3.3 Σταθμός Νίκαια

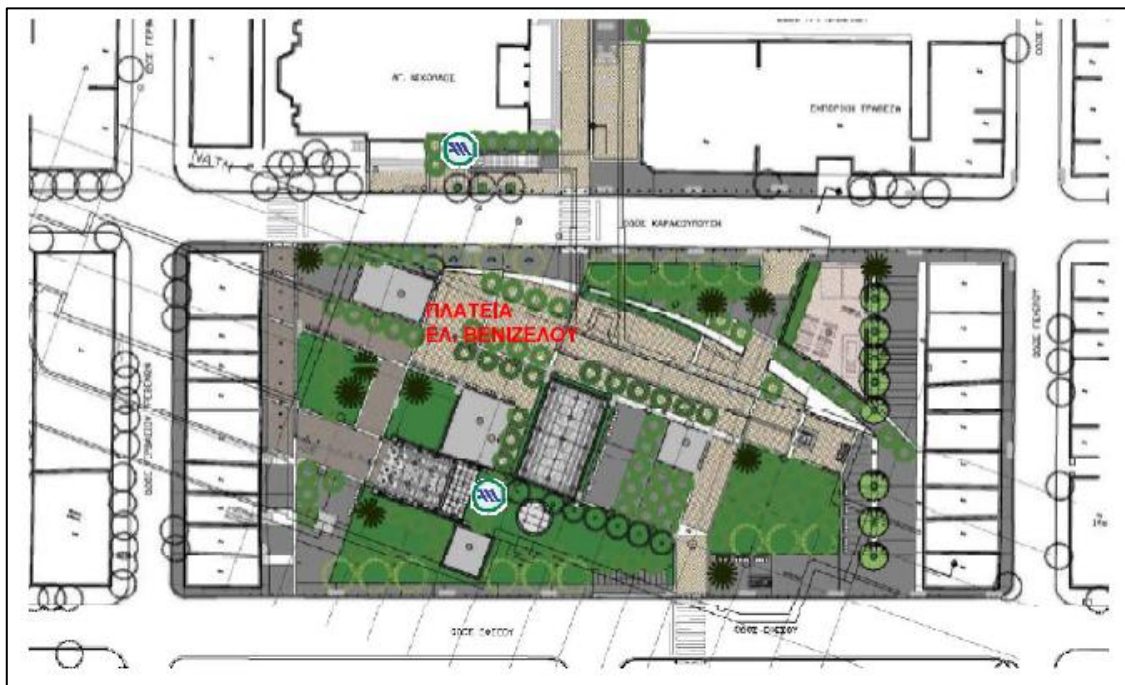
3.3.3.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο σταθμός Νίκαια είναι χωροθετημένος κάτω από την πλατεία του Ιερού Ναού του Αγίου Νικολάου μεταξύ των οδών Καρακουλουξή και Εφέσου (Εικόνα 3.26). Η πλατεία, τα πεζοδρόμια καθώς και τμήμα του πεζοδρόμου του Ιερού Ναού Αγίου Νικολάου θα αναδιαμορφωθούν από την Αττικό Μετρό μετά την κατασκευή του σταθμού (Σχήμα 3.12). Ο πεζόδρομος μπροστά από την εκκλησία θα διατηρηθεί, αλλά θα αναδιαμορφωθεί πλήρως με την κατασκευή δύο προσβάσεων του σταθμού (πρόσβαση 2 και 3). Επί της πλατείας θα κατασκευαστεί η πρόσβαση 1 του σταθμού καθώς και τα δύο καλυμμένα ανοίγματα που θα επιτρέπουν την ύπαρξη φυσικού φωτισμού στο σταθμό στο επίπεδο της έκδοσης των εισιτηρίων.



 Είσοδος-Έξοδος
Σταθμού Μετρό

Εικόνα 3.26: Χωροθέτηση Σταθμού 'Νίκαια'



**Σχήμα 3.12: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Νίκαια'**

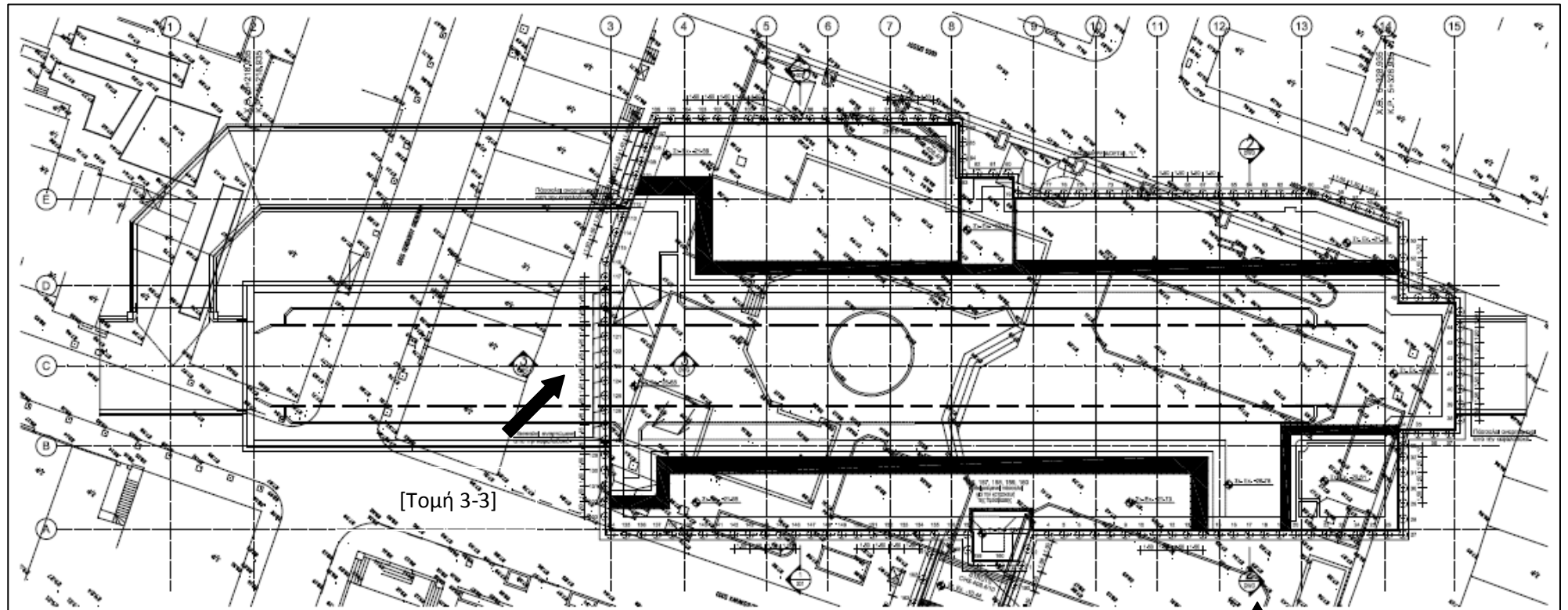
Ο Σταθμός ευρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευαστεί α) το δυτικό τμήμα με τη μέθοδο του ανοικτού ορύγματος, και β) το ανατολικό τμήμα του επιπέδου των αποβαθρών του σταθμού με σήραγγα με υπόγεια διάνοιξη, με τη χρήση συμβατικών μέσων, κάτω από τα κτίρια που βρίσκονται επί της πλατείας, λόγω του περιορισμένου ελεύθερου χώρου.

3.3.3.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

α) Μέθοδος ανοικτού ορύγματος δυτικού τμήματος.

Το τμήμα αυτό περιλαμβάνει τη στάθμη αποβαθρών (στάθμη -3), τη στάθμη έκδοσης εισιτηρίων (επίπεδο -2) και τη στάθμη Η/Μ εγκαταστάσεων (επίπεδο -1). Το μέγιστο βάθος εκσκαφής στο μεγαλύτερο τμήμα του Σταθμού είναι περίπου 28 μ. κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Το σύστημα αντιστήριξης θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος με κεφαλόδεσμο, εφαρμογή προεντεταμένων αγκυρώσεων, καθ' ύψος και από πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατάλληλου πάχους και κατάλληλα οπλισμένου με δομικά πλέγματα. Στις περιοχές που διαμορφώνεται πρανάς στο εσωτερικό του ορύγματος, λόγω αλλαγής του βάθους εκσκαφής, προβλέπεται η επένδυση του πρானούς με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένου με δομικά πλέγματα, καθώς και η τοποθέτηση ηλώσεων πλήρους πάκτωσης. Το προτεινόμενο σύστημα προσωρινής αντιστήριξης της εκσκαφής του εν λόγω Σταθμού παρουσιάζεται αναλυτικά στα σχήματα 3.13, 3.14 και 3.15.

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό

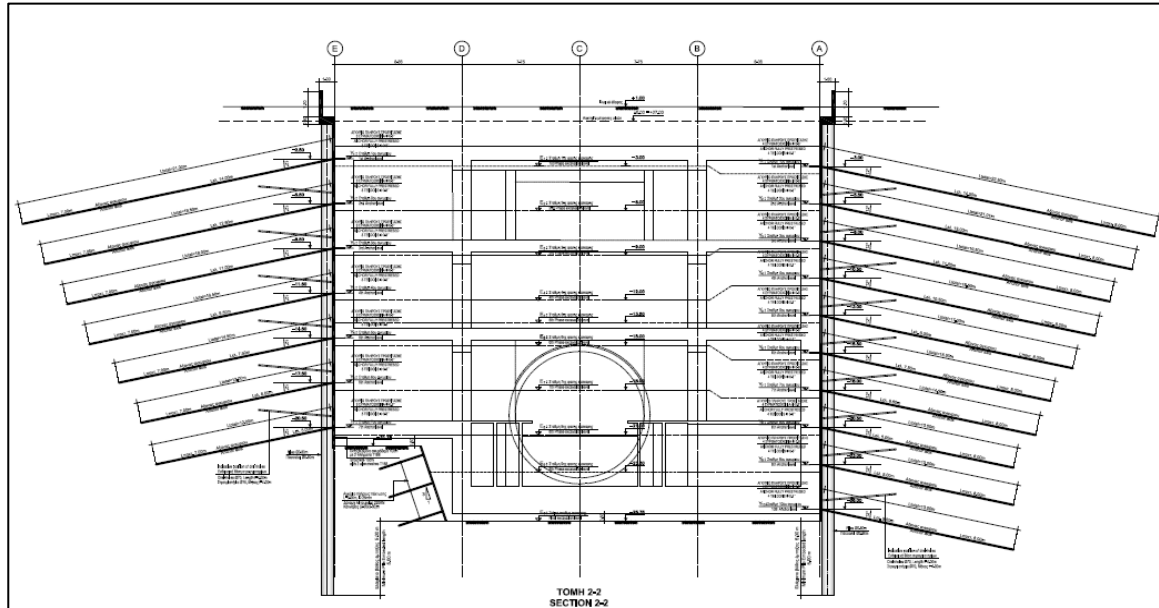


Σχήμα 3.13: Κάτοψη προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Νίκαια'

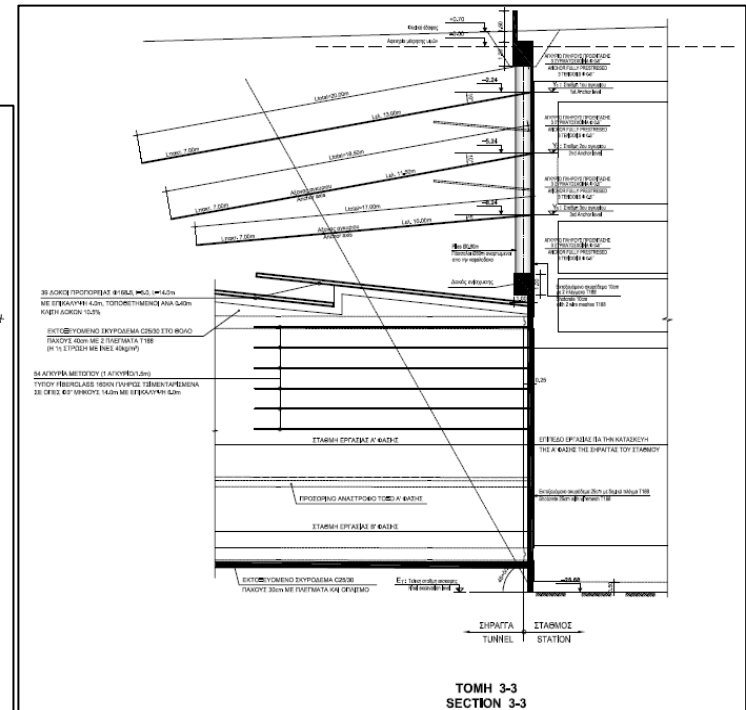


[Τομή 2-2]

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



Σχήμα 3.14: Τομή 2-2 της προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Νίκαια'



Σχήμα 3.15: Τομή 3-3 της προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Νίκαια'

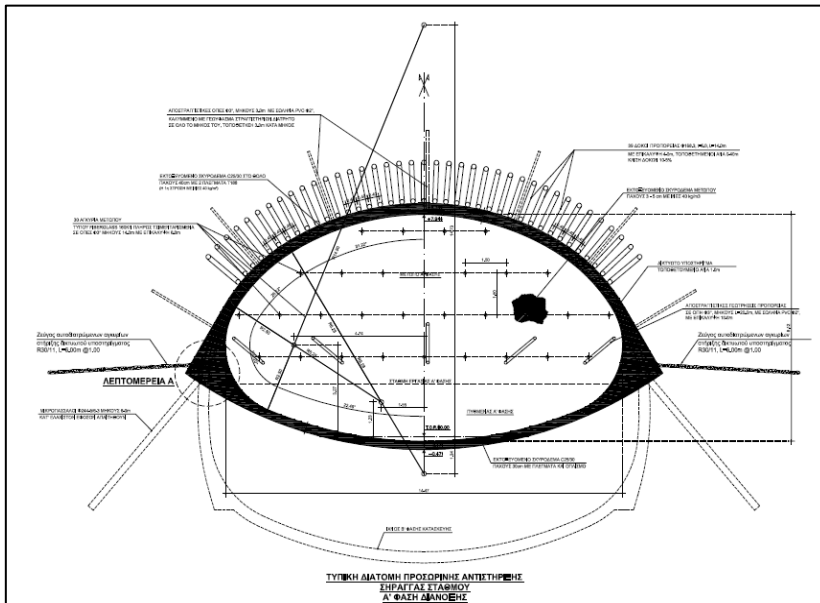
β) Υπόγεια εκσκαφή με τη χρήση συμβατικών μέσων διάνοιξης, μήκους περίπου 35μ.

Η εκσκαφή της σήραγγας θα γίνει με μηχανικά μέσα, χωρίς χρήση εκρηκτικών. Η έναρξη της διάνοιξης του υπόγειου τμήματος του Σταθμού (προσβολή σήραγγας), θα γίνει από το ανοικτό όρυγμα του τμήματος του Σταθμού που προβλέπεται να κατασκευαστεί με τη μέθοδο της 'εκσκαφής και επανεπίχωσης'. Η διάνοιξη θα ολοκληρωθεί πριν τη διέλευση του TBM. Λόγω του μεγάλου εύρους της διατομής του σταθμού, καθώς και επειδή η εκσκαφή γίνεται κάτω από υφιστάμενα κτήρια, η διάνοιξη γίνεται σε δύο φάσεις με τη μέθοδο Μετώπου-Βαθμίδας (Top Heading and Bench). Η τυπική διατομή αντιστήριξης της σήραγγας αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 και έχει κλειστό πυθμένα. Η διάνοιξη προβλέπεται να γίνει σε δυο φάσεις.

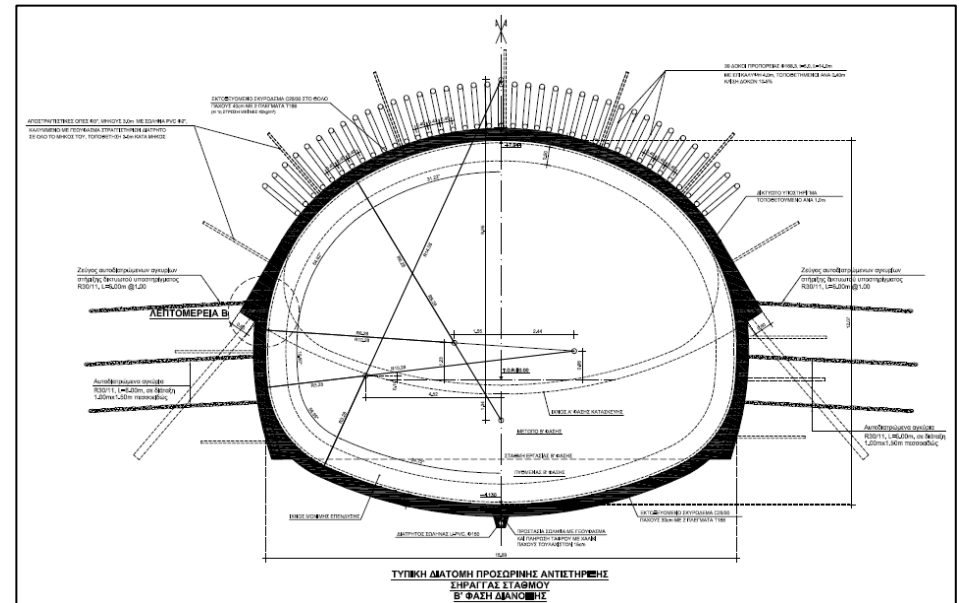
Η προσωρινή υποστήριξη θα αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με δομικά πλέγματα και χαλύβδινα υποστηρίγματα. Επιπλέον, θα χρησιμοποιηθούν ηλώσεις βράχου, περιμετρικά για την ενίσχυση της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Επίσης θα εφαρμοσθούν μικροπάσσαλοι εφόσον απαιτηθεί. Στο θόλο της σήραγγας προβλέπεται η εφαρμογή δοκών προπορείας. Εάν απαιτείται, θα τοποθετούνται μικροπάσσαλοι στον διευρυμένο πόδα (elephant foot) της Α' φάσης.

Οι φάσεις εκσκαφής, καθώς και τα προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης περιγράφονται λεπτομερώς στα σχετικά σχήματα 3.16 και 3.17.

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



Σχήμα 3.16: Τυπική διατομή προσωρινής αντιστήριξης σήραγγας Σταθμού 'Νίκαια' - Α' φάση διάνοιξης

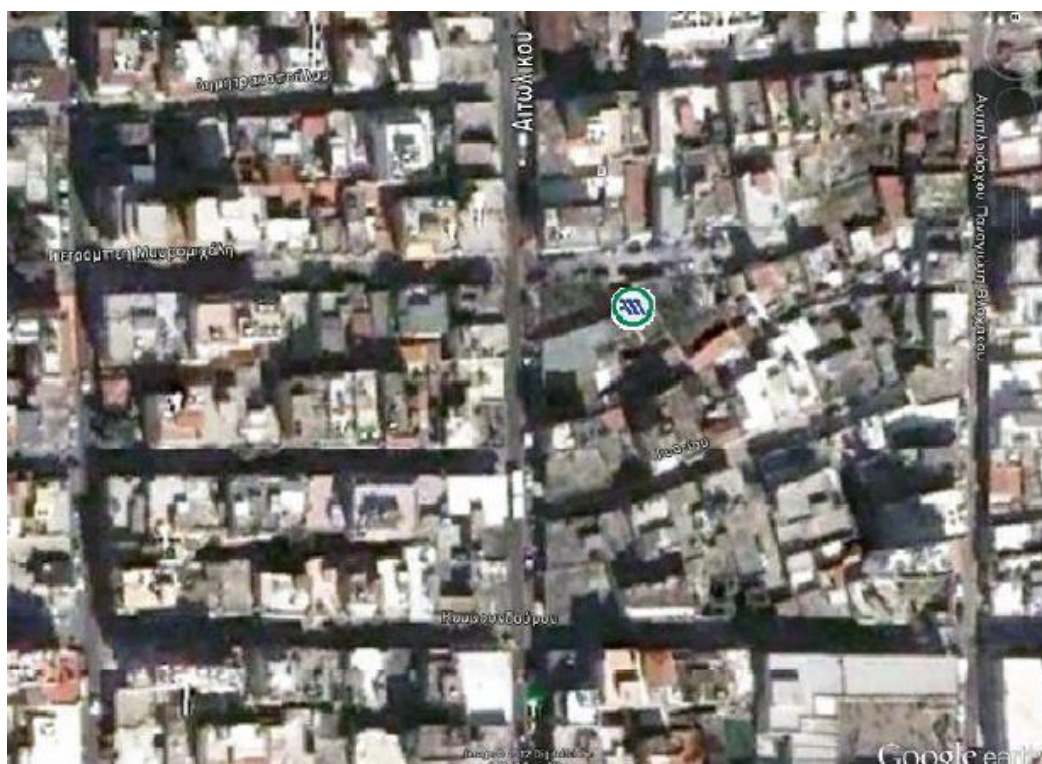



Σχήμα 3.17: Τυπική διατομή προσωρινής αντιστήριξης σήραγγας Σταθμού 'Νίκαια' - Β' φάση διάνοιξης

3.3.4 Σταθμός Μανιάτικα

3.3.4.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο Σταθμός Μανιάτικα είναι χωροθετημένος κάτω από την οδό Αιτωλικού, μεταξύ των οδών Π. Μαυρομιχάλη και Γυθείου (Εικόνα 3.27). Η οδός Π. Μαυρομιχάλη καθώς και τμήμα του οικοδομικού τετραγώνου νότια αυτής, θα αποτελέσουν την επιφάνεια όπου θα διαταχθεί το κυρίως κτίριο του σταθμού, παράπλευρα της σήραγγας κατά μήκος της οδού Αιτωλικού. Για την κατασκευή του σταθμού θα απαλλοτριωθεί τμήμα του προαναφερόμενου οικοδομικού τετραγώνου με τα κτίρια που περιλαμβάνονται σε αυτό. Επίσης, για την κατασκευή των φρεάτων αερισμού του Σταθμού θα απαλλοτριωθούν τμήμα ιδιοκτησιών στη συμβολή των οδών Αιτωλικού και Δημητρακοπούλου καθώς και τμήμα ιδιοκτησίας επί της οδού Κουμουνδούρου. Το τμήμα αυτό του οικοδομικού τετραγώνου καθώς και τμήμα της οδού Π. Μαυρομιχάλη θα αναδιαμορφωθούν πλήρως με την κατασκευή μίας πρόσβασης του σταθμού, καθώς και των στομιών αερισμού του σταθμού, με τις ανάλογες διαμορφώσεις πρασίνου και διελεύσεων (Σχήμα 3.18).



 Είσοδος-Έξοδος
Σταθμού Μετρό

Εικόνα 3.27: Χωροθέτηση Σταθμού 'Μανιάτικα'



**Σχήμα 3.18: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Μανιάτικα'**

Έτσι θα διαμορφωθεί μία νέα πλατεία για την περιοχή. Επί της πλατείας θα κατασκευαστεί η στεγασμένη είσοδος του σταθμού. Η είσοδος θα εξυπηρετείται από δύο κυλιόμενες κλίμακες και μία σταθερή. Μία ακόμη έξοδος κινδύνου του σταθμού θα κατασκευαστεί στον μελλοντικό πεζόδρομο της οδού Γυθείου δυτικά του σταθμού. Η έξοδος κινδύνου θα εξυπηρετείται από μία σταθερή κλίμακα. Δύο ακόμη φρέατα εξαερισμού της γραμμής, όπως και δύο έξοδοι κινδύνου σε σχέση μ' αυτά θα διαμορφωθούν σε δύο άκρα των εκατέρωθεν του σταθμού οικοδομικών τετραγώνων, όπου υπάρχουν ιδιοκτησίες που θα απαλλοτριωθούν. Το ένα βόρεια του σταθμού στη γωνία των οδών Δημητρακοπούλου και Αιτωλικού και το άλλο στη γωνία Κουμουندούρου και της μη διανοιχθείσης μέχρι σήμερα οδού ανατολικά του σταθμού. Η σύνδεσή τους με τη σήραγγα της γραμμής θα γίνει με σήραγγες με υπόγεια διάνοιξη αντίστοιχα.

Ο Σταθμός ευρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευαστεί μερικώς με τη μέθοδο του ανοικτού ορύγματος, ενώ το επίπεδο των αποβαθρών θα κατασκευασθεί με σήραγγα με υπόγεια διάνοιξη κάτω από την οδό Αιτωλικού και κατά μήκος αυτής.

3.3.4.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

α) Κατασκευές ανοικτού ορύγματος.

Οι χώροι διακίνησης επιβατών, οι χώροι των Η/Μ εγκαταστάσεων, καθώς και μία κύρια πρόσβαση του σταθμού κατασκευάζονται με την μέθοδο του ανοικτού ορύγματος (cut & cover), σε παρακείμενο στο Σταθμό χώρο ο οποίος έχει κάτοψη τετραπλεύρου (Σχήμα 3.19). Με την ίδια μέθοδο θα κατασκευαστούν και τα δύο φρέατα αερισμού (βόρειο και νότιο).

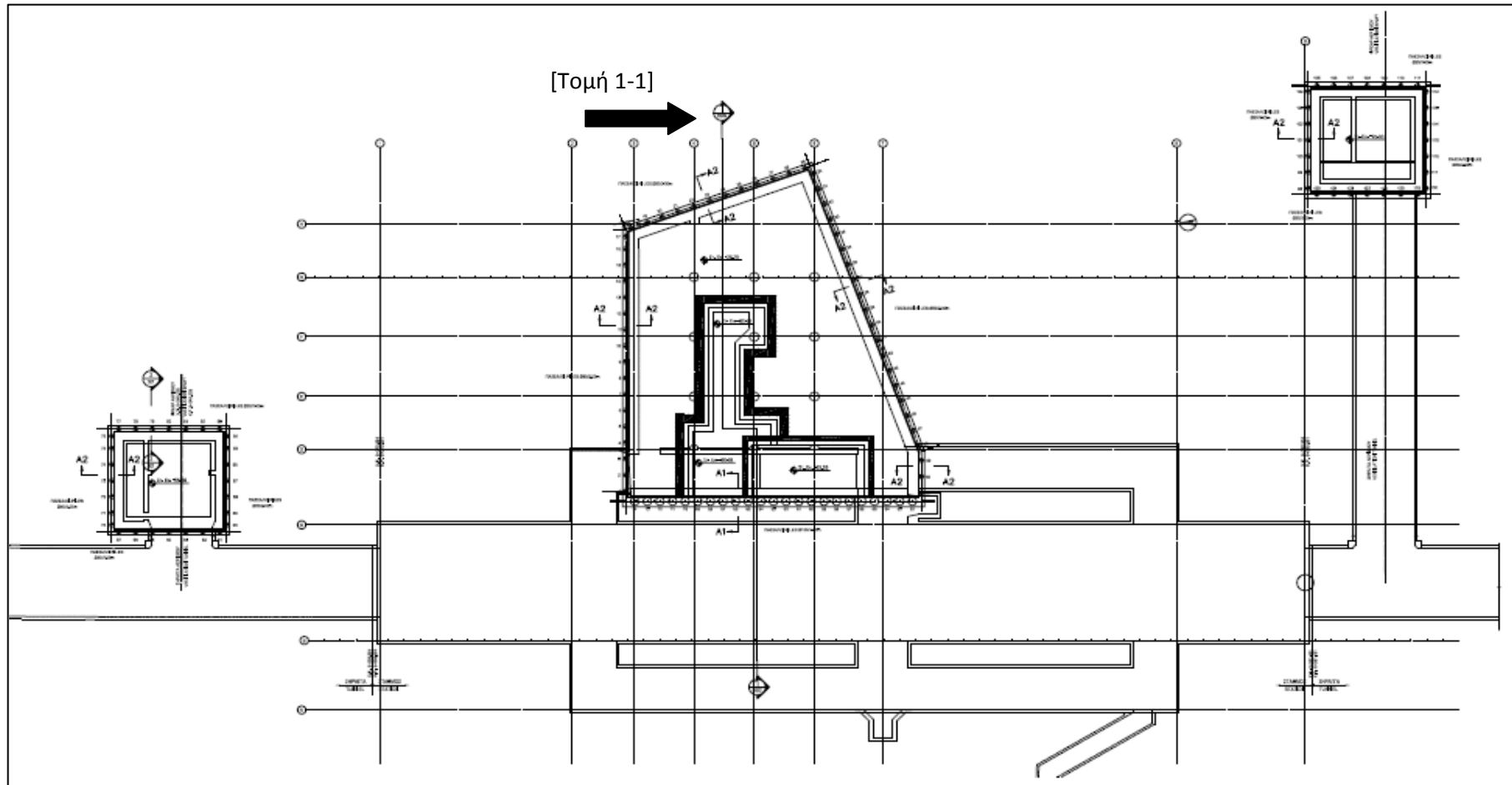
Το μέγιστο βάθος της γενικής εκσκαφής για το ορύγμα του Σταθμού είναι περίπου 27μ. από την επιφάνεια. Τοπικά, το βάθος εκσκαφής φτάνει τα 31μ για την κατασκευή του αγωγού διέλευσης καλωδίων, ενώ στην περιοχή που προβλέπεται η κατασκευή της δεξαμενής η εκσκαφή θα φθάνει σε βάθος τα 34μ περίπου. Το βάθος εκσκαφής που απαιτείται και για την κατασκευή των δύο φρεάτων αερισμού είναι περίπου 26μ.

- Αντιστήριξη ορύγματος στην περιοχή διάνοιξης της σήραγγας:

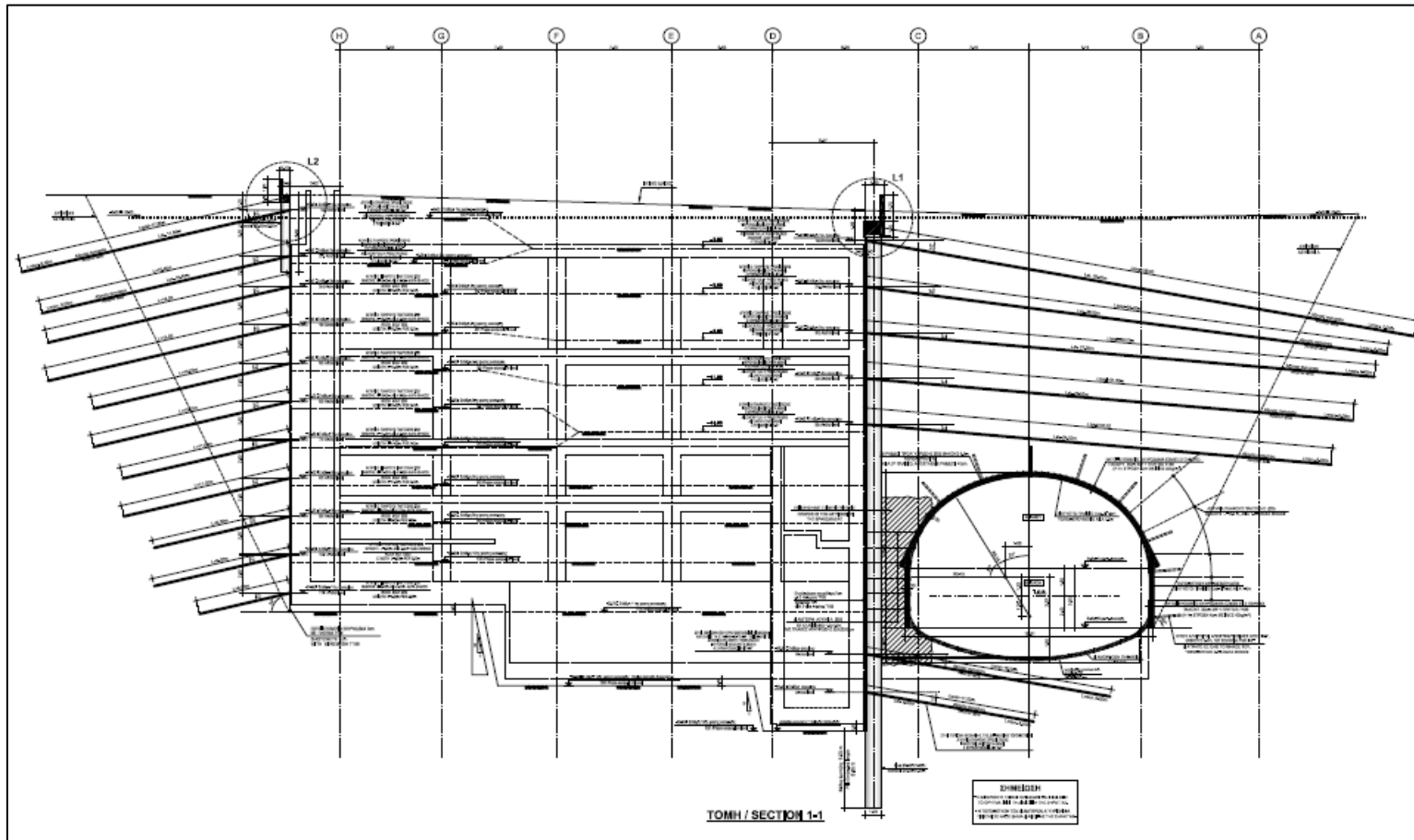
Στην περιοχή του ορύγματος που βρίσκεται προς την πλευρά της κύριας σήραγγας του Σταθμού, υιοθετήθηκε ένα σύστημα αντιστήριξης με πασσάλους και προεντεταμένα αγκύρια ώστε κατά τη διάνοιξη της σήραγγας να διασφαλίζεται τόσο το ορύγμα όσο και η σήραγγα. Το σύστημα αντιστήριξης αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος. Οι πάσσαλοι αυτοί στηρίζονται με προεντεταμένα αγκύρια. Το τμήμα των πασσάλων που αντιστοιχεί στο ύψος της σήραγγας του Σταθμού είναι ελεύθερο και εξασφαλίζεται με έμπηξη 5.0μ στο υποκείμενο ασβεστολιθικό πέτρωμα. Ολόκληρη η επιφάνεια της πλευράς αυτής του ορύγματος (προς τη σήραγγα του Σταθμού) θα επενδυθεί με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το οποίο θα οπλίζεται με δομικά πλέγματα (Σχήμα 3.20).

- Αντιστήριξη ορύγματος σταθμού (υπόλοιπες πλευρές) και φρεάτων αερισμού:

Για την προσωρινή αντιστήριξη των ανώτερων επιφανειακών σχηματισμών στις υπόλοιπες (τρεις) πλευρές του ορύγματος του Σταθμού, καθώς και σε όλες τις πλευρές των ορυγμάτων των φρεάτων αερισμού, επειδή δεν είναι εφικτή η δημιουργία πρανούς λόγω έλλειψης χώρου, τοποθετούνται πάσσαλοι διαμέτρου 50εκ μήκους 5μ και δύο σειρές προεντεταμένων αγκυρίων ανά πάσσαλο. Στο κάτωθεν των πασσάλων τμήμα του ορύγματος (δηλ. μετά τα 5μ), εφαρμόζονται ηλώσεις πλήρους πάκτωσης. Το σύνολο της εσωτερικής επιφάνειας των ορυγμάτων, επενδύεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, το οποίο οπλίζεται με δομικό πλέγμα (Σχήμα 3.20).



Σχήμα 3.19: Κάτοψη προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Μανιάτικα'



Σχήμα 3.20: Τομή 1-1 της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Μανιάτικα'

β) Σήραγγα αποβαθρών.

Η σήραγγα αποβαθρών του Σταθμού 'Μανιάτικα' θα κατασκευαστεί υπογείως με συμβατικό τρόπο διάνοιξης. Η διάνοιξη θα πραγματοποιηθεί κάτω από την οδό Αιτωλικού το πλάτος της οποίας μαζί με τα πεζοδρόμια είναι περίπου 12μ.. Το εμβαδόν της διανοιγόμενης διατομής είναι 160m², ενώ το μήκος της σήραγγας είναι 110μ.

Για την διάνοιξη της σήραγγας διακρίνονται δυο περιοχές με διαφορετικές συνθήκες: η περιοχή Α όπου η σήραγγα είναι σχεδόν σε επαφή με το ανοικτό όρυγμα του Σταθμού και η περιοχή Β όπου η σήραγγα διανοίγεται μακριά από το όρυγμα. Η σήραγγα στην περιοχή Α', αποτελεί διάνοιξη με μειωμένη πλευρική έδραση επειδή κατά τη διάνοιξη στην περιοχή μεταξύ σήραγγας και ορύγματος δημιουργείται εδαφο-κολώνα (pillar) πάχους 1.5μ.

Η εκσκαφή του υπόγειου τμήματος του Σταθμού θα γίνει από το φρέαρ του Σταθμού που θα κατασκευαστεί με εκσκαφή και επανεπίχωση με δύο μέτωπα διάνοιξης, ένα προς Βορρά και ένα προς Νότο. Θάλαμο πρόσβασης στα μέτωπα διάνοιξης της σήραγγας του Σταθμού θα αποτελέσει η προβλεπόμενη σήραγγα πρόσβασης από τις αποβάθρες προς τον ανελκυστήρα του κυρίως κτηρίου του Σταθμού.

Λόγω του μεγάλου εύρους της διατομής του σταθμού η διάνοιξη θα γίνει σε φάσεις με τη μέθοδο Μετώπου – Βαθμίδας – Πυθμένα (Top Heading - Bench and Invert).

Στην Α' φάση (Top Heading) η διάνοιξη γίνεται σε βήματα του 1.0 – 1.5 μ και θα εφαρμόζονται τα αναγκαία μέτρα υποστήριξης. Μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης της Α' φάσης ακολουθεί η διάνοιξη της Β' φάσης (Bench) σε βήματα 2.0 – 3.0 μ και εφαρμογή των προβλεπόμενων μέτρων υποστήριξης. Η Γ' φάση διάνοιξης που αφορά την τελική διαμόρφωση του πυθμένα μπορεί να γίνει στο τελικό στάδιο πριν την εφαρμογή της τελικής επένδυσης. Η τυπική διατομή αντιστήριξης αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30.

- *Προσωρινή υποστήριξη*

Για την περιοχή Α (σήραγγα δίπλα στο ανοικτό όρυγμα), προβλέπεται στο θόλο της σήραγγας η τοποθέτηση ράβδων προαγκύρωσης. Ο θόλος και οι παρειές της προσωρινής υποστήριξης διαμορφώνεται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με χαλύβδινα υποστηρίγματα, δομικά πλέγματα και αγκύρια ηλώσεις πλήρους πάκτωσης.

Στην περιοχή Α' επίσης, όπου η διάνοιξη θα πραγματοποιείται δίπλα στο όρυγμα του σταθμού προβλέπεται να εφαρμοστούν στην εδαφοκολώνα (pillar) τα εξής μέτρα: α) τσιμεντενέσεις πλήρωσης των ασυνεχειών της βραχώμαζας και β) διαμπερή αγκύρια, με πλάκες αγκύρωσης. Οι τσιμεντενέσεις θα εφαρμοστούν από την πλευρά του ορύγματος πριν τη διάνοιξη της σήραγγας, ενώ τα διαμπερή αγκύρια με τις πλάκες αγκύρωσης θα εφαρμόζονται σε κάθε βήμα διάνοιξης της σήραγγας. Στην περιοχή αυτή για την αντιστήριξη

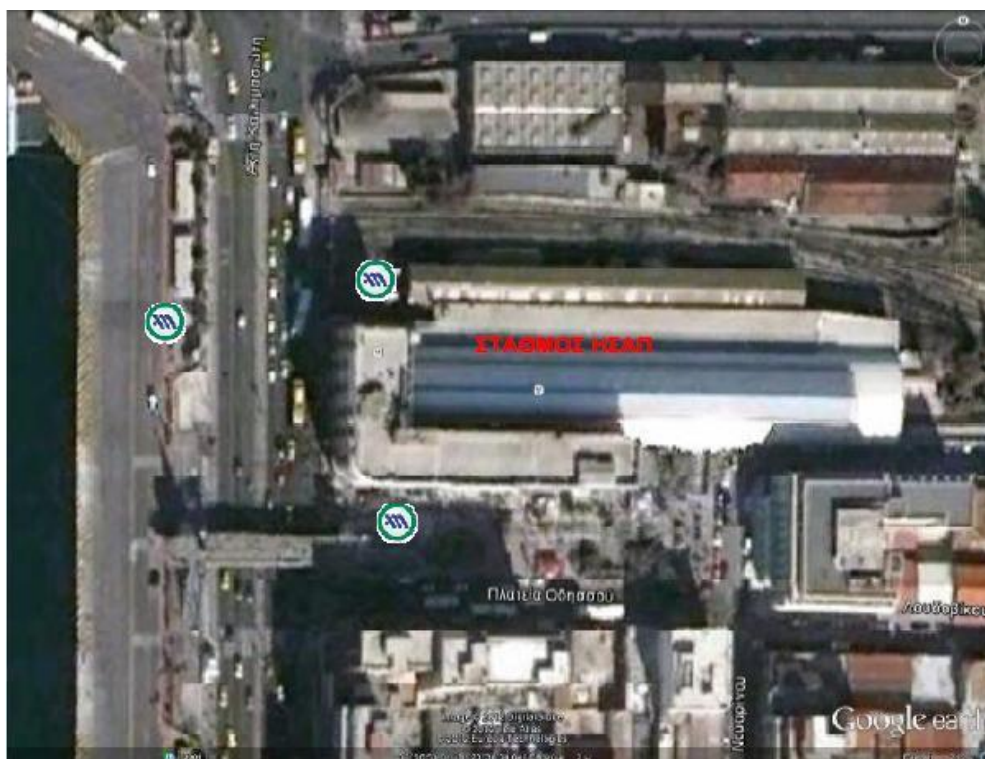
3.3.5 Σταθμός Πειραιά


3.3.5.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο σταθμός Πειραιάς είναι υπόγειος, χωροθετημένος κάτω από τη λεωφόρο της Ακτής Καλλιμασιώτη και δυτικά του τερματικού Σταθμού της γραμμής 1 (Εικόνα 3.28). Ο Σταθμός έχει τρεις στεγασμένες προσβάσεις.

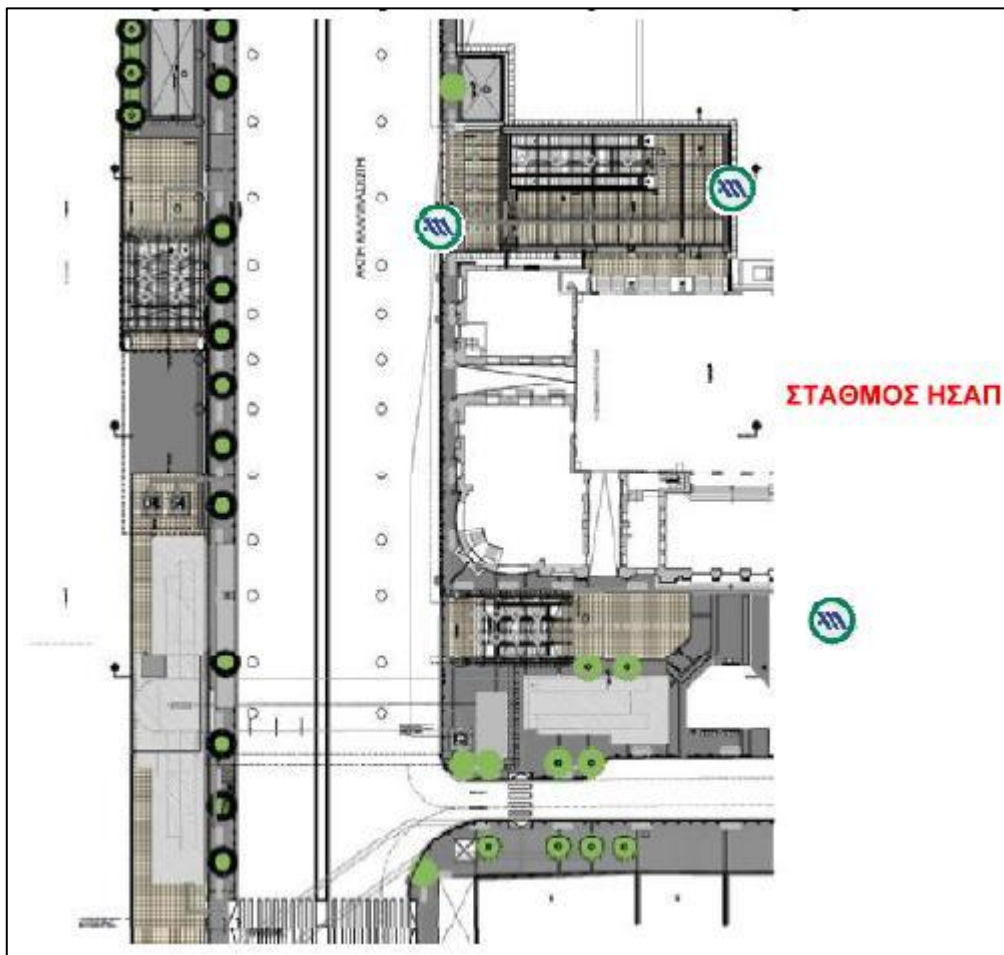
- Την πρόσβαση 1 που χωροθετείται στην πλατεία Οδησσού,
- Την πρόσβαση 2 που χωροθετείται στην πλευρά του λιμένα και εντός της περίφραξης του χώρου του Οργανισμού Λιμένος Πειραιά (ΟΛΠ) και
- Την πρόσβαση 3 που χωροθετείται σε τμήμα οικοπέδου που ανήκει στον ΗΣΑΠ και ευρίσκεται σε άμεση γειννίαση με το υφιστάμενο κτίριο του τερματικού σταθμού του ΗΣΑΠ.

Στο επίπεδο οδού που χωροθετείται ο Σταθμός Πειραιάς υφίσταται η πεζογέφυρα του ΟΛΠ που συνδέει το χώρο του ΟΛΠ με την πλατεία Οδησσού πλησίον του κτιρίου του ΗΣΑΠ, η οποία θα παραμείνει στη θέση της και κατά την διάρκεια κατασκευής του Σταθμού.



 Είσοδος-Έξοδος
Σταθμού Μετρό

Εικόνα 3.28: Χωροθέτηση Σταθμού 'Πειραιάς'



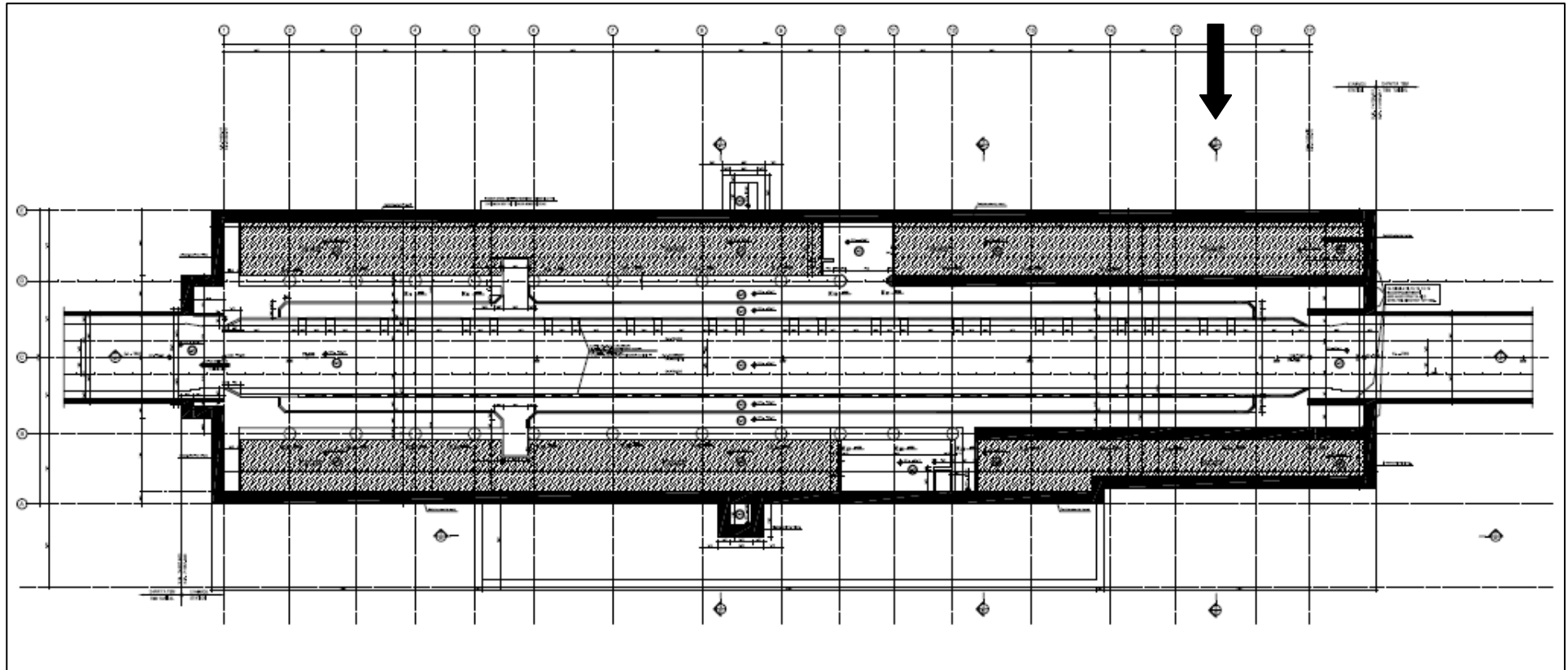
**Σχήμα 3.22: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Πειραιάς'**

Στο επίπεδο οδού χωροθετούνται επίσης τρεις ανελκυστήρες για ΑμΕΑ, δύο προς την πλευρά του ΟΛΠ και εκτός της περιφράξεώς του και ένας τρίτος ανελκυστήρας επί της πλατείας Οδησού.

Το κυρίως υπόγειο κτίριο του σταθμού αποτελείται από τρία επίπεδα με ίδιο περίπου περίγραμμα, και από το τέταρτο επίπεδο όπου βρίσκονται οι χώροι αερισμού και διέλευσης καλωδίων κάτω από τη στάθμη των αποβαθρών, όπως παρουσιάζονται στην τομή 5-5 του σχήματος 3.24, η οποία προκύπτει από την κάτοψη του ξυλοτύπου της θεμελίωσης του Σταθμού (Σχήμα 3.23).

Ο Σταθμός βρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευαστεί με τη μέθοδο «κάλυψης και εκσκαφής εκ των άνω προς τα κάτω» (cover and cut – top to down) με διαφραγματικούς τοίχους.

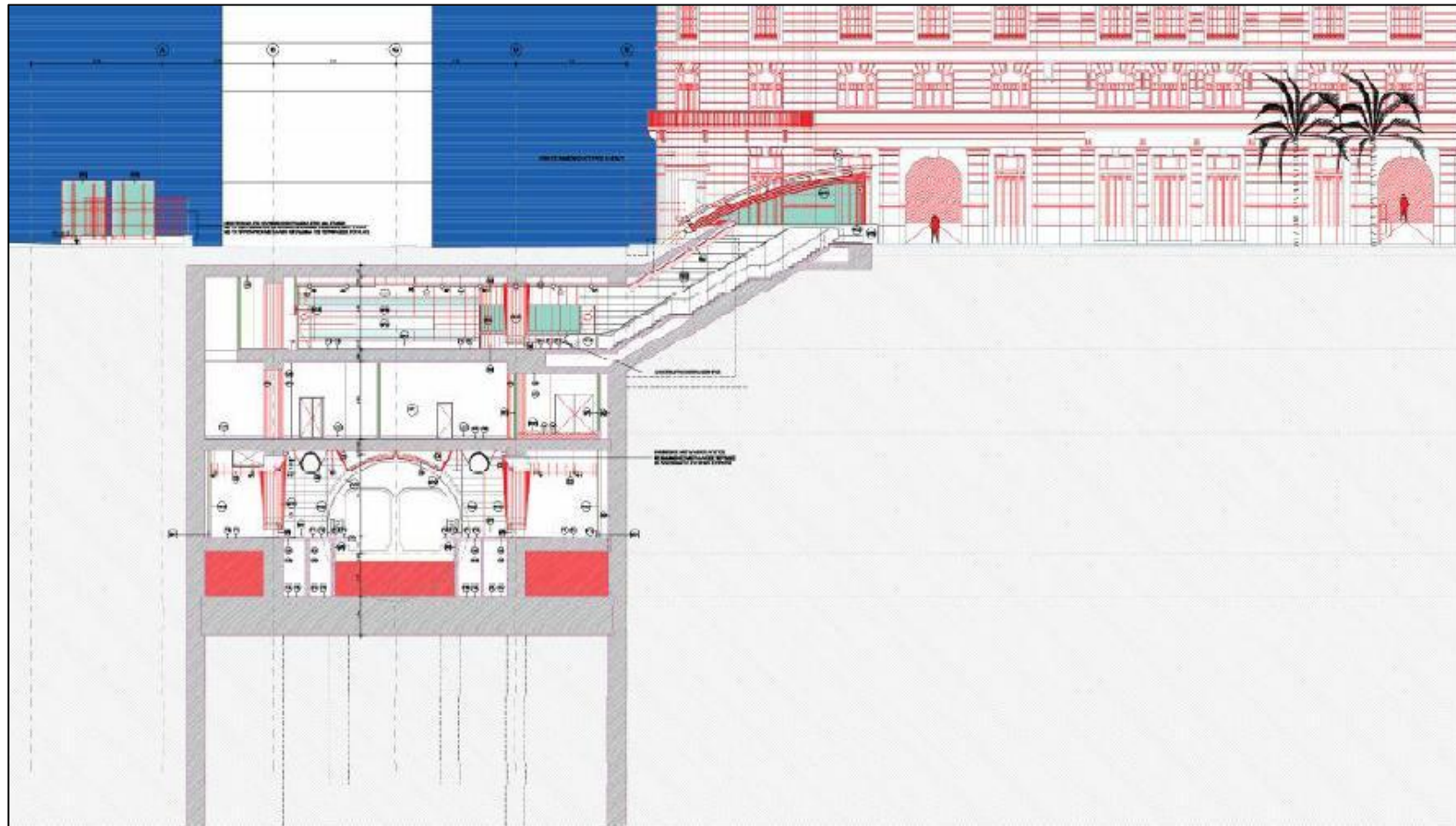
[Τομή 5-5]



Σχήμα 3.23: Κάτοψη θεμελίωσης – ξυλότυπος του Σταθμού 'Πειραιάς'



Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



Σχήμα 3.24: Τομή 5-5 της κάτοψης θεμελίωσης του Σταθμού 'Πειραιάς'

3.3.5.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

Ο Σταθμός του Πειραιά θα κατασκευαστεί κάτω από τη Λεωφόρο της ακτής Καλλιμασιώτη. Στην ανατολική πλευρά του νέου Σταθμού και σε απόσταση περίπου 2.0μ, βρίσκεται ο Σταθμός του ΗΣΑΠ, ενώ στην δυτική πλευρά βρίσκεται η προβλήτα του λιμανιού. Στην κατασκευή του σταθμού ενσωματώνονται και τα φρέατα αερισμού. Η συνολική έκταση που καταλαμβάνει ο σταθμός χωρίς τις προσβάσεις είναι 121x29.70μ περίπου ενώ το βάθος της απαιτούμενης εκσκαφής είναι της τάξεως των 27μ από την επιφάνεια του εδάφους.

Η δυτική πρόσβαση προς την πλευρά της προβλήτας μαζί με τους ανελκυστήρες και τους Η/Μ χώρους καταλαμβάνει έκταση 63.8x10μ περίπου, με μέγιστο βάθος εκσκαφής περί τα 15μ από την επιφάνεια. Η πρόσβαση της απέναντι πλευράς επί της πλατείας Οδησσού καταλαμβάνει έκταση 8.10x158μ περίπου, ενώ η πρόσβαση μέσω της οποίας γίνεται η σύνδεση με τον σταθμό του ΗΣΑΠ καταλαμβάνει έκταση περίπου 12.10x24.50μ και το βάθος του αντίστοιχου ορύγματος είναι περί τα 8.5μ.

Η θέση στην οποία θα κατασκευαστεί ο Σταθμός, λόγω της γειννιάσής του με το λιμάνι, το Σταθμό του ΗΣΑΠ και το εμπορικό κέντρο του Πειραιά, είναι περιοχή με σημαντικό κυκλοφοριακό φόρτο. Η επιλογή της μεθόδου κατασκευής με Διαφραγματικούς Τοίχους (Δ.Τ.), του συγκεκριμένου Σταθμού έγινε με τα παρακάτω βασικά κριτήρια:

i). Ελαχιστοποίηση της όχλησης στην επιφάνεια και διασφάλιση της δυνατότητας εξυπηρέτησης της κίνησης των οχημάτων με κατάλληλες παρακάμψεις καθ' όλη τη διάρκεια κατασκευής του Έργου.

ii). Ελαχιστοποίηση των καθιζήσεων προς την πλευρά του κτηρίου του Σταθμού ΗΣΑΠ, για να αποτραπούν βλάβες στο παρακείμενο υφιστάμενο παλαιό κτήριο.

iii). Αντιμετώπιση του προβλήματος που δημιουργείται από την υψηλή στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και την αδυναμία άντλησης των υδάτων του ορύγματος, λόγω της μικρής απόστασης του Έργου από τη θάλασσα.

iv). Προσαρμογή της θέσης και της γεωμετρίας του περιγράμματος του Σταθμού στις ιδιαιτερότητες της περιοχής, δεδομένου ότι ο μόνος διαθέσιμος χώρος είναι εκείνος που αντιστοιχεί στη Λεωφόρο της Ακτής Καλλιμασιώτη και σε τμήμα της προβλήτας του λιμανιού. Ο διαθέσιμος χώρος οριοθετείται προς βοράν από υφιστάμενο υπόγειο αποχετευτικό αγωγό μεγάλης διατομής, ανατολικά από τον Σταθμό του ΗΣΑΠ, προς δυσμάς από το λιμάνι και προς νότο από τις υπόγειες κατασκευές της θεμελίωσης της υφιστάμενης πεζογέφυρας του ΟΛΠ.

Λόγω των παραπάνω συνθηκών και απαιτήσεων, κρίθηκε ως πλέον κατάλληλη μέθοδος για την κατασκευή του Σταθμού η μέθοδος «κάλυψης και εκσκαφής εκ των άνω προς τα κάτω», (cover & cut - top to down) μετά την κατασκευή στην περίμετρο Διαφραγματικών Τοίχων (Δ.Τ.). Η μέθοδος αυτή, εξασφαλίζει τις απαιτήσεις για ελαχιστοποίηση των οριζόντιων και κατακόρυφων μετακινήσεων στην επιφάνεια, ενώ με κατάλληλες κυκλοφοριακές

ρυθμίσεις εξασφαλίζεται η κίνηση των οχημάτων καθ' όλη τη διάρκεια που θα εκτελείται το Έργο.

Πεζογέφυρα ΟΛΠ

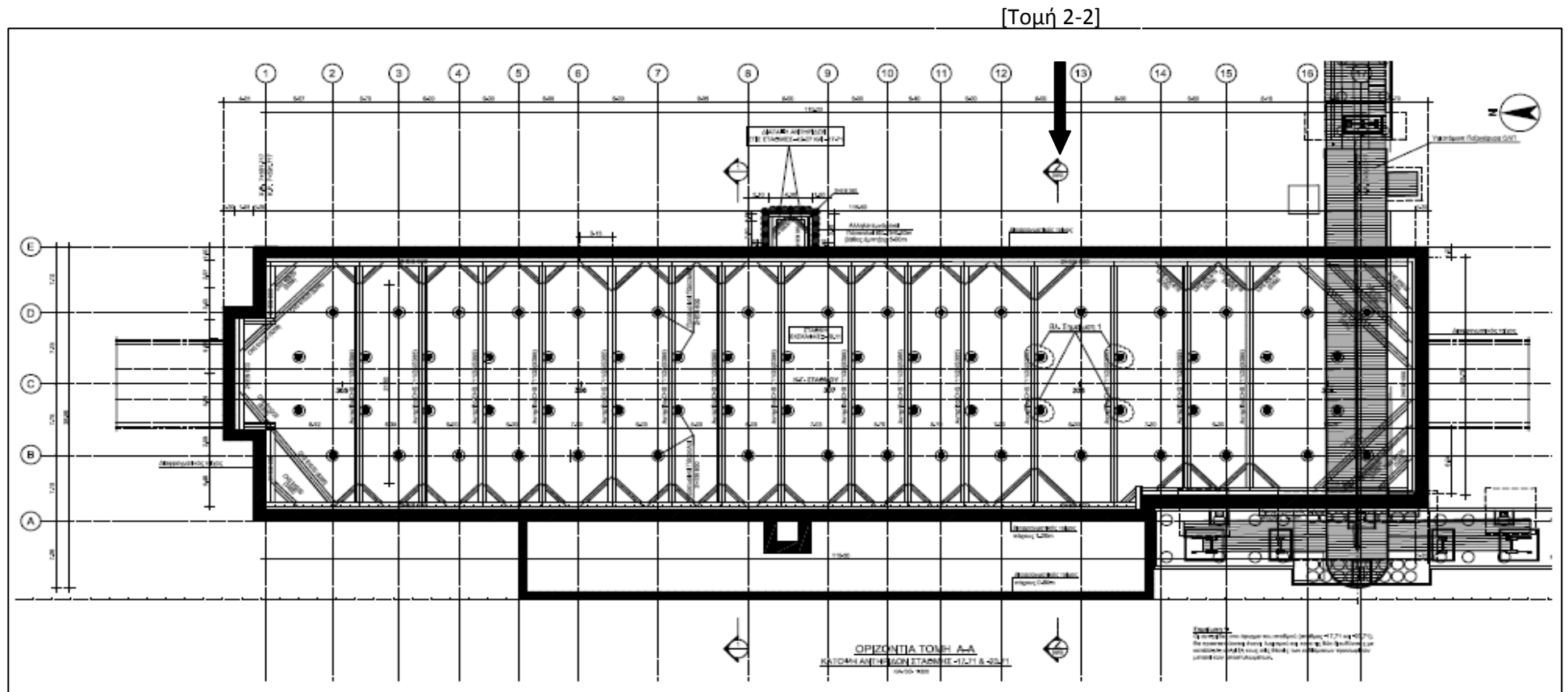
Σημαντικό ρόλο στον καθορισμό του τελικού περιγράμματος του νότιου άκρου του Σταθμού έπαιξε, εκτός των άλλων, η υπάρχουσα στην περιοχή πεζογέφυρα του ΟΛΠ. Τα δύο βάθρα της πεζογέφυρας αυτής ευρίσκονται εκατέρωθεν της Λεωφόρου της Ακτής Καλλιμασιώτη και στηρίζονται σε δύο συστήματα (ομάδες) κατακόρυφων πασσάλων, διατεταγμένων σε παράλληλες σειρές. Οι κεφαλές των πασσάλων της κάθε πλευράς συνδέονται, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.25, στο επίπεδο της επιφάνειας με ενιαίες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος σημαντικής έκτασης και μεγάλου πάχους (κεφαλόδεσμοι). Επί των κεφαλόδεσμων αυτών στηρίζονται εκτός από τα δύο βάθρα όλες οι κλίμακες και οι ανελκυστήρες που εξυπηρετούν τη γέφυρα. Επί της δυτικής τέλος πλάκας - κεφαλόδεσμου, η οποία βρίσκεται μέσα στο χώρο της προβλήτας του λιμένα αγκυρώνονται και όλα τα καλώδια που αντιστηρίζουν τον πυλώνα της πεζογέφυρας.

Προκείμενου να βελτιωθεί η λειτουργικότητα λόγω της συνύπαρξης και των δύο έργων (Σταθμού και πεζογέφυρας), προβλέπονται, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.25, ορισμένες επί μέρους προσαρμογές, κυρίως σε ό,τι αφορά στις θέσεις των ανελκυστήρων που εξυπηρετούν την πεζογέφυρα. Η σημαντική έκταση που καταλαμβάνουν οι δύο πλάκες (κεφαλόδεσμοι) της πεζογέφυρας, σε συνδυασμό με το γεγονός ότι αυτές βρίσκονται ακριβώς στην ίδια περιοχή με το νέο Σταθμό, οδήγησε στην ανάγκη προσαρμογής του σχεδιασμού του Έργου στις τοπικές συνθήκες, λαμβάνοντας υπ' όψη όλα τα διαθέσιμα στοιχεία σε ό,τι αφορά κυρίως στα υπόγεια τμήματα των κατασκευών της πεζογέφυρας. Πρέπει να επισημανθεί ιδιαίτερα ότι η σημαντική στενότητα διαθέσιμων χώρων στην περιοχή, επέβαλλε το Έργο του Μετρό να βρίσκεται σε μικρή απόσταση από το περίγραμμα των κεφαλόδεσμων της γέφυρας.

Πρέπει τέλος να ληφθούν κατά την εκτέλεση των εργασιών κατασκευής του Σταθμού κατάλληλα μέτρα, προσαρμοσμένα στις πραγματικές συνθήκες, ώστε να διασφαλίζεται πλήρως η ποιότητα και η ασφάλεια των έργων του Μετρό. Οι επικρατούσες συνθήκες στην περιοχή του Έργου (ειδικά η γειτνίαση με τη θάλασσα), καθώς και η απαίτηση για την διατήρηση της κυκλοφορίας οχημάτων στη Λεωφόρο της ακτής Καλλιμασιώτη, μέσω τριών λωρίδων ανά κατεύθυνση και καθ' όλη τη διάρκεια κατασκευής του Σταθμού, οδήγησαν, όπως έχει ήδη αναφερθεί, στην υιοθέτηση της μεθόδου κατασκευής με κάλυψη και εκσκαφή (cover and cut), από πάνω προς τα κάτω (top to down). Τα περιμετρικά τοιχώματα του κυρίως Σταθμού και της πρόσβασης που τοποθετείται προς την πλευρά του λιμανιού θα είναι διαφραγματικοί τοίχοι (Δ.Τ.), οι οποίοι αφού ενσωματωθούν στο μόνιμο Έργο θα αποτελέσουν και τα περιμετρικά τοιχώματα της μόνιμης κατασκευής. Οι διαφραγματικοί τοίχοι του κυρίως Σταθμού έχουν πάχους 1.20μ, ενώ εκείνοι της δυτικής πρόσβασης στην

πλευρά του λιμανιού έχουν πάχος 0.80μ. Επισημαίνεται ότι κατ' απαίτηση του ΟΛΠ, η γέφυρα θα πρέπει να παραμείνει στη θέση της καθ' όλη την διάρκεια του Έργου, με ό,τι αυτό σημαίνει για τις κατασκευαστικές δραστηριότητες, αλλά η απόλυτα απαραίτητη λειτουργία της για τους πολίτες περιορίζεται στους μήνες Ιουλίου και Αυγούστου κάθε καλοκαίρι.

Συνεπώς για την υπόλοιπη περίοδο του χρόνου η γέφυρα θα δύναται να είναι κλειστή (δηλαδή να μην λειτουργεί) αν και η αύξηση του χρόνου λειτουργίας της πέραν των δύο καλοκαιρινών μηνών είναι επιθυμητή εάν δε δημιουργούνται θέματα εξασφάλισης της ασφάλειας. Για τους δύο καλοκαιρινούς μήνες που κατ' ελάχιστον θα λειτουργεί, ο Ανάδοχος θα πρέπει να οργανώσει και να περιορίσει σχετικά, εφόσον απαιτείται, τις κατασκευαστικές δραστηριότητες, ώστε να εξασφαλίσει πλήρως την ασφάλεια των διερχόμενων πολιτών.



Σχήμα 3.25: Κάτοψη προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Πειραιάς'

Διαφραγματικοί τοίχοι (Δ.Τ.) , πλάκα θεμελίωσης, πλάκα οροφής και λουπές μόνιμες κατασκευές

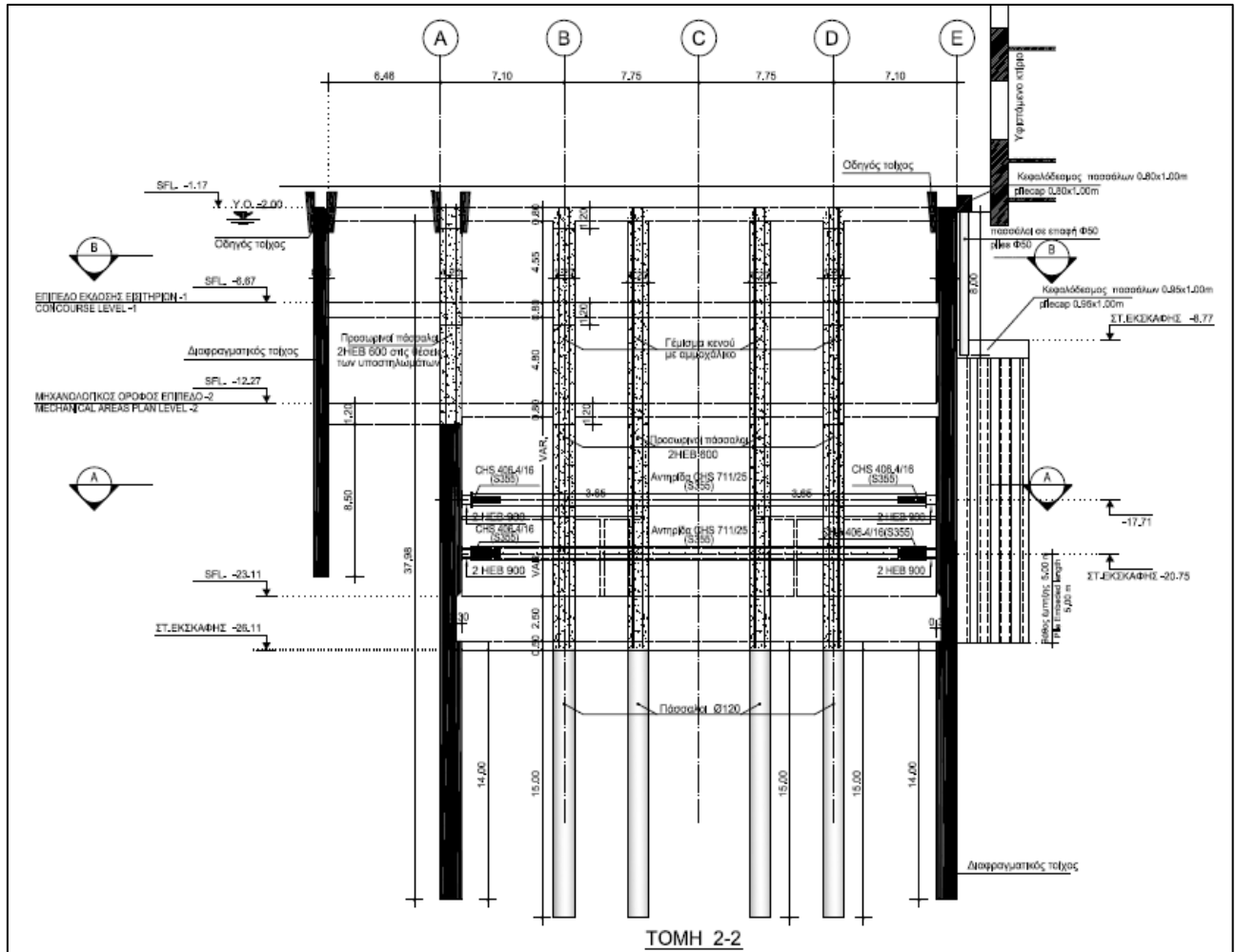
Στο σχεδιασμό των διαφραγματικών τοίχων (Δ.Τ.) θεωρείται ιδιαίτερα σημαντικός, ο επιτυχής προσδιορισμός του απαιτούμενου μήκους έμπηξης (μήκος κάτω από την πλάκα θεμελίωσης), ώστε αφ' ενός να εξασφαλίζεται η ελεγχόμενη εισροή ύδατος στο όρυγμα σε όλες τις φάσεις της κατασκευής και αφετέρου να αποτρέπεται σε κάθε περίπτωση ο κίνδυνος υδραυλικής υποσκαφής του πυθμένα των Διαφραγματικών Τοίχων η οποία πιθανώς δημιουργήσει προβλήματα ασφάλειας και ευστάθειας στο Έργο.

Το βάθος έμπηξης των διαφραγμάτων πάχους $d=1.20m$ που αντιστοιχούν στην περίμετρο του κυρίως Σταθμού, είναι 14μ (κάτω από την πλάκα θεμελίωσης) και προκύπτει από την ανάγκη εξασφάλισης ευστάθειας, για την αποτροπή του κινδύνου υποσκαφής και τη μείωση του ρυθμού εισροής ύδατος κατά το τελικό στάδιο της εκσκαφής. Το βάθος έμπηξης των διαφραγμάτων πάχους 0.80μ της πρόσβασης, προς την πλευρά της προβλήτας είναι 8.0μ (Σχήμα 3.26).

Τα εξωτερικά τοιχώματα του Σταθμού, όπως ήδη αναφέρθηκε, κατασκευάζονται από διαφράγματα (Δ.Τ.) πάχους 1.20μ. Τα ενδιάμεσα υποστυλώματα έχουν διατομή $\Phi 1200$. Όλες οι οριζόντιες πλάκες είναι συμπαγείς πάχους 0.80μ με κατάλληλα ανοίγματα για τις ηλεκτρομηχανολογικές απαιτήσεις και για την κατασκευή των κλιμακοστασίων. Η πλάκα θεμελίωσης είναι συμπαγής με πάχος 2.50μ και σκυροδετείται επί της υποκείμενης αποστραγγιστικής στρώσης πάχους περίπου 50 εκατοστών. Η πλάκα οροφής και οι δύο ενδιάμεσες πλάκες εδράζονται εσωτερικά του Σταθμού σε δύο διαμήκεις δοκούς και περιμετρικά στους Δ.Τ (Σχήμα 3.26). Η σύνδεση των δύο ενδιάμεσων πλακών και της πλάκας του πυθμένα με τους Δ.Τ. επιτυγχάνεται με την πρόβλεψη κατάλληλων συνδέσμων για τους οπλισμούς (couplers), οι οποίοι τοποθετούνται σε ειδικά διαμορφωμένες εσοχές των Δ.Τ. και μέσω των οποίων επιτυγχάνεται η σύνδεση των οπλισμών των πλακών με τους Δ.Τ. Η πλάκα της οροφής σκυροδετείται επί των Δ.Τ. και μέσω κατάλληλων αναμονών, που πρέπει να έχουν τοποθετηθεί σε αυτούς, διαμορφώνεται περιμετρικά του Σταθμού συμπαγής κόμβος.

Η πλάκα οροφής και οι ενδιάμεσες πλάκες συμβάλλουν ουσιαστικά στην ευστάθεια του συστήματος, καθώς και στον περιορισμό των οριζόντιων και κατακόρυφων παραμορφώσεων, επίσης επιτυγχάνεται και σημαντική μείωση των εντατικών μεγεθών στους διαφραγματικούς τοίχους. Στο τελευταίο επίπεδο του Σταθμού το ύψος μεταξύ της πλάκας οροφής της αποβάθρας και της τελικής στάθμης εκσκαφής είναι περίπου 12.5μ. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την ενδοσιμότητα του εδάφους από την πλευρά των παθητικών ωθήσεων και τη σημαντική υδροστατική πίεση, επιβάλλει την τοποθέτηση δυο σειρών προσωρινών αντηρίδων περί το μέσο του ύψους και στις τέσσερις πλευρές της περιμέτρου για την μείωση των εντατικών μεγεθών που θα αναπτυχθούν στους Δ.Τ. κατά τη φάση

ολοκλήρωσης της εκσκαφής και μέχρι την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης της πλάκας θεμελίωσης (Σχήματα 3.25&3.26).



Σχήμα 3.26: Τομή 2-2 της προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Πειραιάς'

Πλάκα θεμελίωσης – πάσσαλοι θεμελίωσης - άνωση

Η υψηλή στάθμη του Υ.Ο. λόγω της θάλασσας, σε συνδυασμό με το μεγάλο βάθος στο οποίο βρίσκεται η πλάκα θεμελίωσης του Σταθμού, οδηγούν στην ανάγκη εφαρμογής ιδιαίτερων μέτρων για την προστασία του Έργου έναντι της άνωσης, για όλες τις φάσεις κατασκευής και καθ' όλη τη διάρκεια της ζωής του. Για την εξασφάλιση του Έργου από την άνωση προβλέπεται, εκτός των άλλων, η κατασκευή πλάκας θεμελίωσης μεγάλου πάχους και η 'αγκύρωσή της' στο έδαφος μέσω πασσάλων οι οποίοι κατασκευάζονται με κατάλληλο μήκος κάτω από τα μόνιμα και τα προσωρινά υποστυλώματα, ώστε να αντιστέκονται στην άνωση μέσω τριβής. Οι παραπάνω πάσσαλοι πρέπει να μελετηθούν λαμβάνοντας υπ' όψη τις δυσμενείς συνθήκες έντασής τους και να κατασκευαστούν με τρόπο που θα διασφαλίζει την αποτελεσματική λειτουργία τους για όλη τη διάρκεια ζωής του Έργου. Κατά τις ενδιάμεσες φάσεις κατασκευής (σκυροδετήσεις των ενδιάμεσων πλακών), πρέπει να λαμβάνονται μέτρα εκτόνωσης της υδροστατικής πίεσης μέσω ανοιγμάτων στις πλάκες για την αποτροπή των δυσμενών συνεπειών από την άνωση.

Η σκυροδέτηση όλων των πλακών του κυρίως Σταθμού θα γίνεται επί του εδάφους, μετά την απαιτούμενη εκσκαφή και τη διαμόρφωση επαρκούς αποστραγγιστικής στρώσης. Σε όλη τη διάρκεια των σκυροδετήσεων και μέχρι την απόκτηση πλήρους αντοχής από την πλάκα θεμελίωσης, θα γίνεται ασφαλής άντληση των υδάτων από το σύνολο του εκάστοτε πυθμένα του ορύγματος, με τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η μηδενική υδραυλική πίεση στις πλάκες. Η αποτελεσματική άντληση των εισερχόμενων στο όρυγμα υδάτων θα διασφαλίζεται με κατάλληλο σχεδιασμό της αποστραγγιστικής στρώσης κάθε επίπέδου, λαμβάνοντας υπ' όψη τις φάσεις σκυροδέτησης της κάθε πλάκας, τα υπάρχοντα στις ενδιάμεσες πλάκες ανοίγματα κλπ. Θα απαιτηθεί ιδιαίτερη μελέτη για το σύστημα της προσωρινής αποστράγγισης και άντλησης των υδάτων κατά τη φάση σκυροδέτησης και μέχρι την πλήρη ωρίμανση του σκυροδέματος της πλάκας θεμελίωσης. Κατά τη μελέτη του συστήματος αποστράγγισης της τελικής αυτής φάσης πρέπει να ληφθούν υπ' όψη και τα ακόλουθα:

- ✓ Το σημαντικό πάχος της πλάκας θεμελίωσης.
- ✓ Η αυξημένη διαφορά δυναμικού, η οποία θα υπάρχει στη φάση αυτή, με αποτέλεσμα την πιθανή αύξηση του ρυθμού εισροών. Υπενθυμίζεται βέβαια ότι, σε κάθε περίπτωση η ταχύτητα εισροής, πρέπει να είναι ελεγχόμενη και να παραμένει εντός των επιτρεπόμενων ορίων που θα έχουν εκτιμηθεί από τη μελέτη, ώστε να μη δημιουργείται κίνδυνος στους ΔΤ, απαίτηση που, όπως ήδη έχει αναφερθεί, αποτελεί βασικό κριτήριο σχεδιασμού των ΔΤ.

- ✓ Η πλήρης απουσία ανοιγμάτων στην πλάκα θεμελίωσης, μέσω των οποίων θα ήταν δυνατή η εκτόνωση των υδροστατικών πιέσεων (όπως συμβαίνει με τις υπόλοιπες πλάκες).
- ✓ Η παρουσία σε όλη την έκταση του πυθμένα συστήματος υδατοστεγάνωσης (μεμβράνη, δύο στρώσεις προστατευτικού γεωυφάσματος, σκυρόδεμα καθαριότητας κλπ). Για την αποφυγή της δημιουργίας βλαβών και ευπαθών περιοχών στο σύστημα της υδατοστεγάνωσης, πρέπει να καταβληθεί προσπάθεια μέσω κατάλληλου σχεδιασμού του συστήματος της προσωρινής αποστράγγισης του πυθμένα, ώστε να μειωθεί στο ελάχιστο δυνατό ο αριθμός των απαιτούμενων αγωγών άντλησης που θα διαπερνούν την υδατοστεγάνωση και το σκυρόδεμα της πλάκας θεμελίωσης. Για τον τρόπο υδατοστεγάνωσης στα σημεία των αγωγών άντλησης θα προταθεί ειδική λεπτομέρεια, όπως και για τα υπόλοιπα ειδικά σημεία της υδατοστεγάνωσης (π.χ. την περίμετρο των πασσάλων, τους κατασκευαστικούς αρμούς της πλάκας θεμελίωσης, και τα σημεία συμβολής πλάκας θεμελίωσης - Διαφραγματικών Τοίχων).

Συνοπτικά η αλληλουχία των κύριων εργασιών κατασκευής του Έργου προβλέπεται να είναι η εξής:

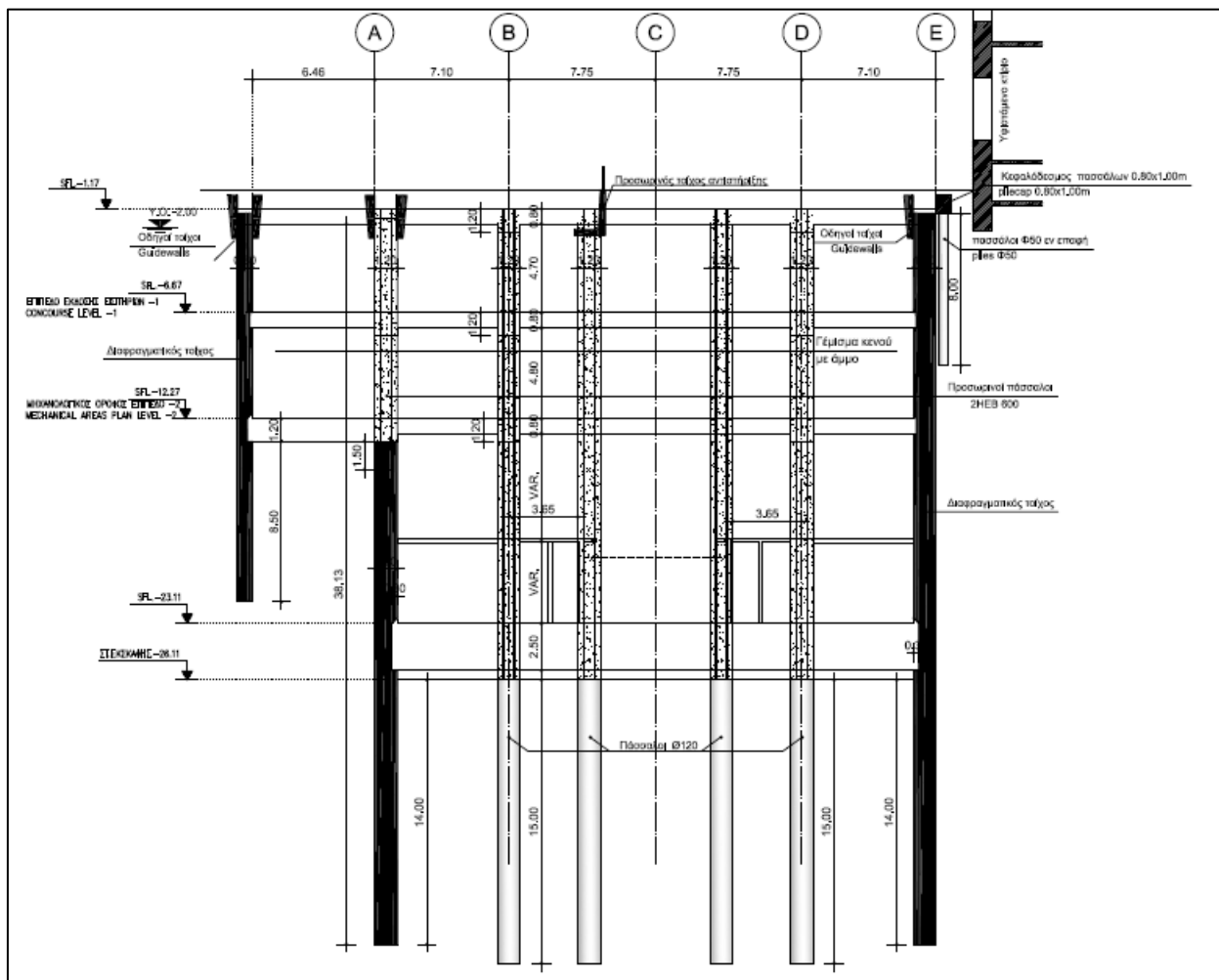
Παράλληλα με την κατασκευή των διαφραγματικών τοίχων διανοίγονται οπές διαμέτρου Φ1200, στο οδόστρωμα της Λεωφόρου στις θέσεις των μόνιμων και προσωρινών υποστυλωμάτων του Σταθμού. Εντός των οπών εισάγονται δύο αλληλοτεμνόμενες μεταλλικές διατομές ΗΕΒ600 (σε μορφή “σταυρού”) με μήκος όσο και το μήκος της οπής. Στη συνέχεια το τμήμα της οπής από την κατώτατη στάθμη μέχρι τη στάθμη τελικής εκσκαφής του Σταθμού (περίπου στο -26μ) μετά την τοποθέτηση των προβλεπόμενων από τη μελέτη οπλισμών, πληρώνεται με σκυρόδεμα, ενώ στο υπόλοιπο μήκος τους έως την επιφάνεια τοποθετείται άμμος. Τα κύρια υποστυλώματα του Σταθμού, τα οποία στην αρχική φάση αποτελούνται από τα διπλά ΗΕΒ600, κατά τη φάση κατασκευής του Σταθμού, μετά την τοποθέτηση του απαιτούμενου οπλισμού θα σκυροδετούνται σταδιακά από πάνω προς τα κάτω. Επειδή κατά τη φάση κατασκευής τα κύρια υποστυλώματα αποτελούνται μόνο από τη διατομή του διπλού ΗΕΒ, δεν επαρκούν για την ασφαλή ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων (υπάρχει κίνδυνος λυγισμού), για το λόγο αυτό προβλέπεται η κατασκευή δύο επί πλέον ενδιάμεσων σειρών βοηθητικών (προσωρινών) υποστυλωμάτων με τρόπο ανάλογο με εκείνο των κύριων υποστυλωμάτων. Τα άνωθεν της πλάκας θεμελίωσης τμήματα των βοηθητικών υποστυλωμάτων, τα οποία διαμορφώνονται επίσης από διπλά ΗΕΒ600 και θα παραμείνουν μέχρι και την σκυροδέτηση της πλάκας θεμελίωσης οπότε και θα αποκοπούν και στη συνέχεια θα αποκατασταθούν (σκυροδετηθούν) και οι οπές των ενδιάμεσων πλακών. Το βάθος έμπηξης τόσο των κύριων πασσάλων όσο και των βοηθητικών προέκυψε από την ανάγκη

ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων στη φάση κατασκευής του έργου αλλά και από τις ανάγκες αντιμετώπισης της άνωσης.

Για την κατά φάσεις κατασκευή όλων των διαφραγμάτων και των πασσάλων θα γίνονται κατάλληλες κυκλοφοριακές ρυθμίσεις, ώστε αυτά να κατασκευάζονται τμηματικά χωρίς διακοπή της κυκλοφορίας.

Πιο συγκεκριμένα οι φάσεις κατασκευής των διαφραγμάτων και των πασσάλων είναι οι εξής:

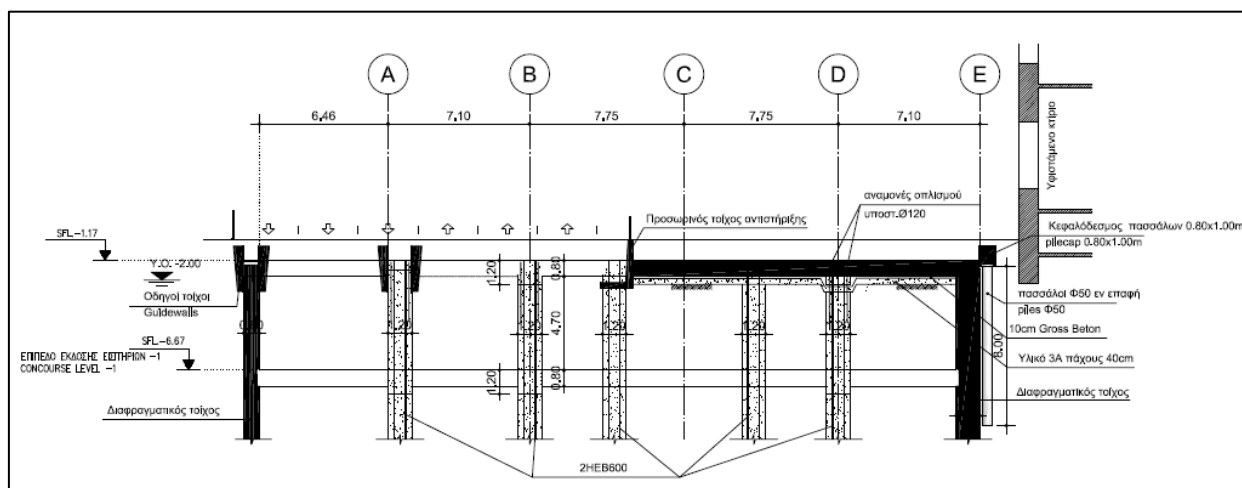
Φάση 1



- Παράκαμψη δικτύων κοινής ωφέλειας και κυκλοφοριακές ρυθμίσεις
- Εκσκαφή τάφρου για την κατασκευή οδηγών τοιχωμάτων
- Κατασκευή προστατευτικών πασσάλων Φ50, L=8 σε επαφή και κεφαλόδεσμου-οδηγού τοίχου κατά μήκος του κτηρίου ΗΣΑΠ στον άξονα E
- Κατασκευή οδηγών τοίχων με κατάλληλη διεύθυνση της κυκλοφορίας

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό

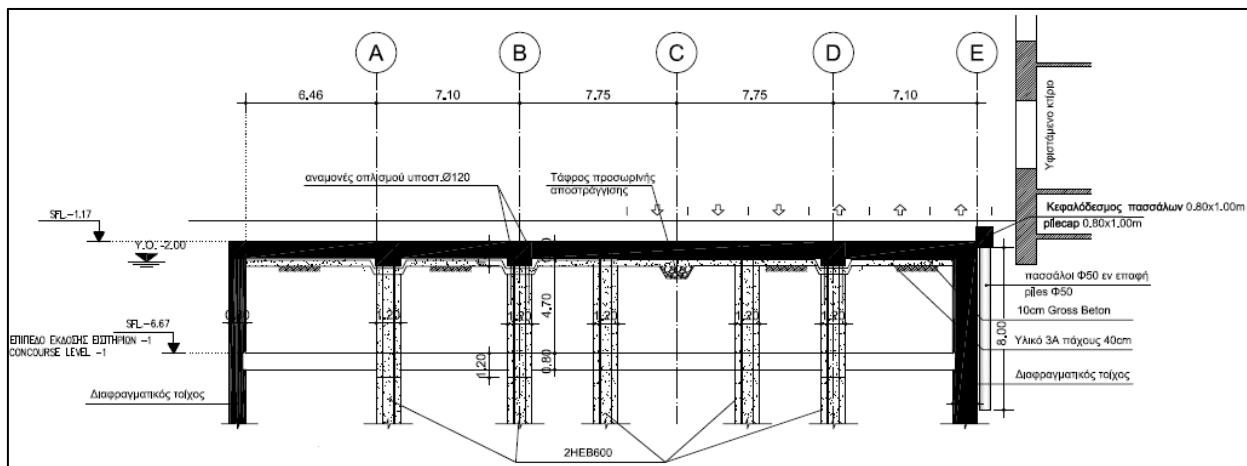
- Εκσκαφή για την εναλλάξ κατασκευή πετασμάτων διαφραγματικών τοίχων με κατάλληλη διευθέτηση της κυκλοφορίας
- Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων άξονα Ε από τη στάθμη έδρασης της πλάκας οροφής με βάθος έμπηξης 14.00μ. κάτω από τη στάθμη τελικής εκσκαφής.
- Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων προσβάσεων προς τη θάλασσα από τη στάθμη έδρασης της πλάκας οροφής με βάθος έμπηξης 8.50μ. από τη στάθμη -13.47μ.
- Κατασκευή διαφραγματικών τοίχων άξονα Α από τη στάθμη -13.47μ. με βάθος έμπηξης 14.00μ. κάτω από τη στάθμη τελικής εκσκαφής, τοποθέτηση 2HEB 600 στις θέσεις των υποστυλωμάτων με πάκτωση στο διάφραγμα και πλήρωση του ανώτερου στρώματος με άμμο.
- Διάτρηση οπής Φ120 στους άξονες Β και D στις θέσεις των υποστυλωμάτων διατομής Φ120 και μεταξύ των αξόνων Β και D και τοποθέτηση μεταλλικών πασσάλων 2HEB 600.
- Σκυροδέτηση των κατώτερων 15 μέτρων και των τεσσάρων σειρών πασσάλων (μέχρι τη στάθμη της τελικής εκσκαφής του σταθμού) και πλήρωση του υπόλοιπου τμήματος των πασσάλων με άμμο
- Σκυροδέτηση προσωρινού τοίχου αντιστήριξης για την τμηματική σκυροδέτηση της πλάκας οροφής.

Φάση 2

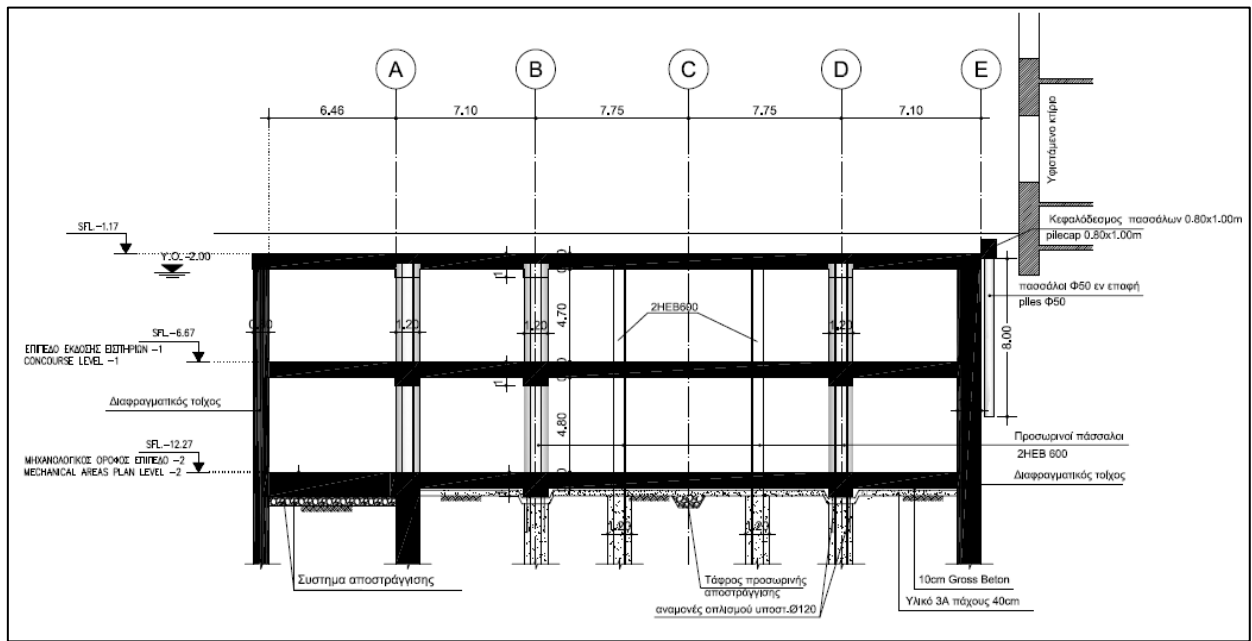
- Διαμόρφωση της επιφάνειας έδρασης με θραυστό υλικό 3^A πάχους 40cm(προσωρινή αποστράγγιση)
- Διάστρωση άοπλου σκυροδέματος πάχους 10cm
- Επάλειψη σκυροδέματος με αντικολλητικό υγρό

- Τοποθέτηση οπλισμού με συνδέσμους επιμήκυνσης πλάκας οροφής, τοποθέτηση αναμονών οπλισμού υποστυλωμάτων και σκυροδέτηση πλάκας και δοκών
- Τοποθέτηση συστήματος υδατοστεγάνωσης οροφής και διάστρωση προστατευτικού σκυροδέματος πάχους 7cm.
- Επανεπίχωση και αποκατάσταση δικτύων κοινής ωφέλειας και οδοστρώματος

Φάση 3

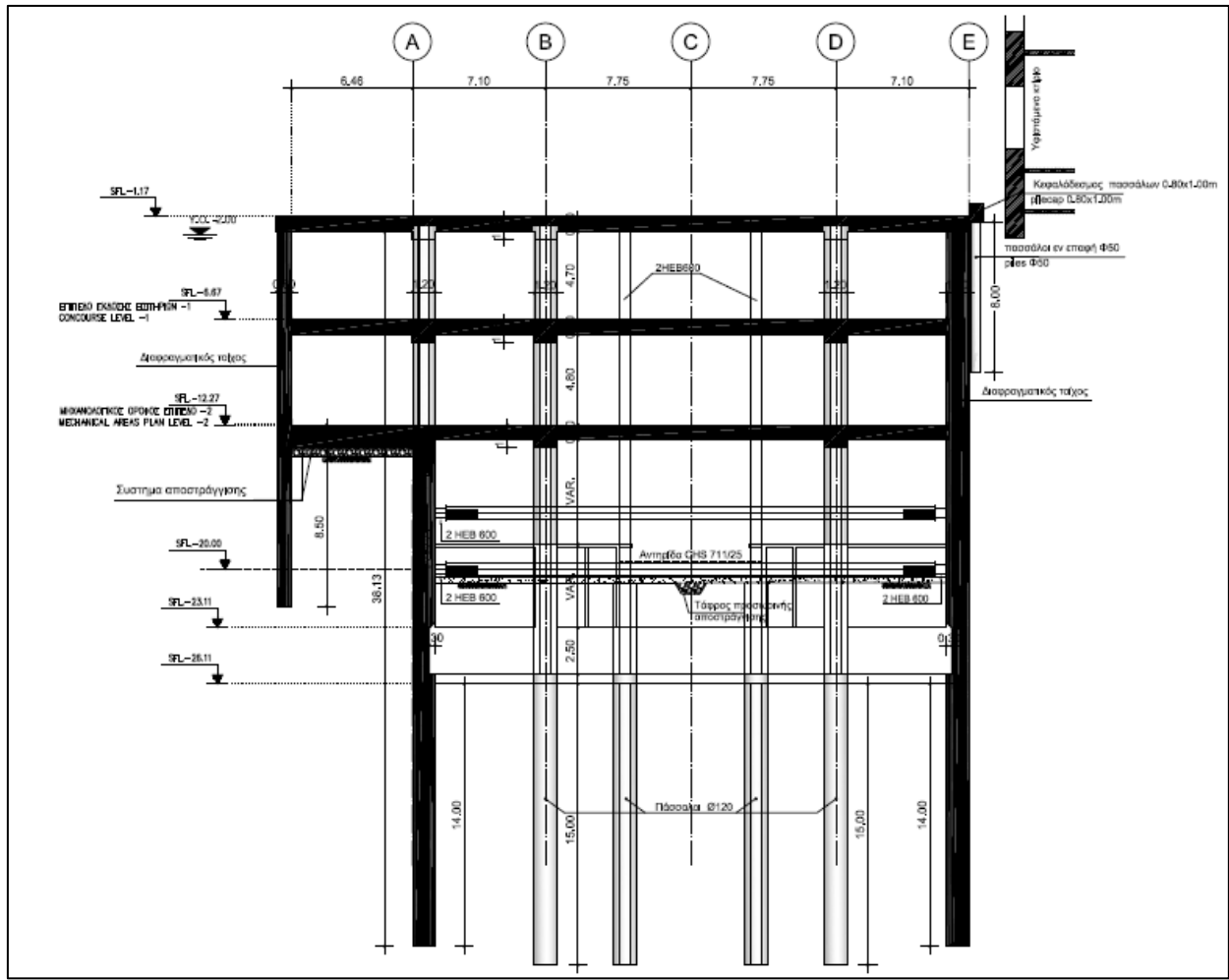


- Εκτροπή κυκλοφορίας
- Παράκαμψη δικτύων κοινής ωφέλειας
- Διαμόρφωση της επιφάνειας έδρασης με θραυστό υλικό 3^A πάχους 40cm
- Διάστρωση άοπλου σκυροδέματος πάχους 10cm
- Επάλειψη σκυροδέματος με αντικολλητικό υγρό
- Τοποθέτηση οπλισμού, σύνδεση του με συνδέσμους επιμήκυνσης, τοποθέτηση αναμονών οπλισμού υποστυλωμάτων, σκυροδέτηση πλάκας και δοκών
- Τοποθέτηση συστήματος υδατοστεγάνωσης οροφής και διάστρωση προστατευτικού σκυροδέματος πάχους 7cm
- Επανεπίχωση και αποκατάσταση δικτύων κοινής ωφέλειας και οδοστρώματος
- Διευθέτηση κυκλοφορίας

Φάση 5

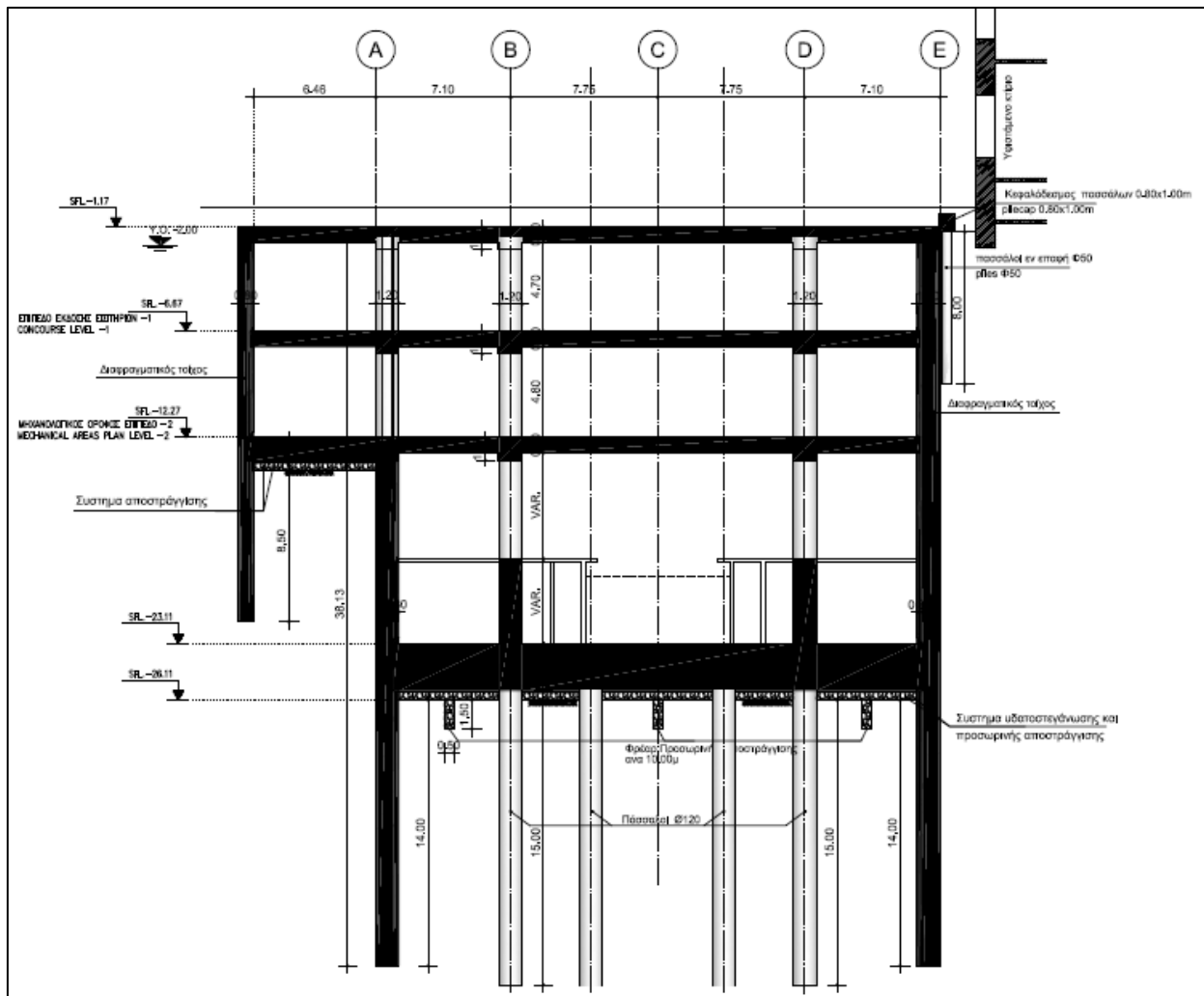
- Εκσκαφή ως τη στάθμη -13.97μ.
- Κατασκευή τάφρου προσωρινής αποστράγγισης για την εξασφάλιση εργασιών εν ξηρώ
- Επίχωση με θραυστό υλικό 3^A πάχους 40cm για τη διαμόρφωση επιφάνειας έδρασης
- Διάστρωση άοπλου σκυροδέματος πάχους 10cm
- Επάλειψη σκυροδέματος με αντικολλητικό υγρό
- Τοποθέτηση οπλισμού υποστυλωμάτων Φ120
- Τοποθέτηση οπλισμού πλάκας και δοκών και σύνδεση με τους συνδέσμους επιμήκυνσης των διαφραγματικών τοίχων
- Τοποθέτηση αναμονών οπλισμού υποστυλωμάτων Φ120 και σκυροδέτηση πλάκας, δοκών και υποστυλωμάτων

Φάση 6



- Εκσκαφή ως τη στάθμη -20.50μ.
- Κατασκευή τάφρου προσωρινής αποστράγγισης για την εξασφάλιση εργασιών εν ξηρώ
- Προσωρινή αντιστήριξη με δύο σειρές αντηρίδων με στήριξη στα προσωρινά υποστυλώματα

Φάση 7

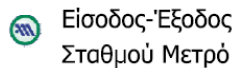


- Εκσκαφή μέχρι τη στάθμη -26.11μ.
- Κατασκευή τάφρου προσωρινής αποστράγγισης για την εξασφάλιση εργασιών εν ξηρώ
- Επίχωση με θραυστό υλικό 3^A πάχους 40cm για τη διαμόρφωση επιφάνειας έδρασης
- Διάστρωση άοπλου σκυροδέματος πάχους 10cm
- Κατασκευή συστήματος υδατοστεγάνωσης
- Τοποθέτηση οπλισμού υποστυλωμάτων Φ120 και τοιχωμάτων αξόνων Β και C
- Τοποθέτηση οπλισμού πλάκας και σύνδεση με τους συνδέσμους επιμήκυνσης των διαφραγματικών τοίχων
- Σκυροδέτηση πλάκας θεμελίωσης
- Αποκοπή προσωρινών μεταλλικών πασσάλων και αποκατάσταση των οπών των ενδιάμεσων πλακών

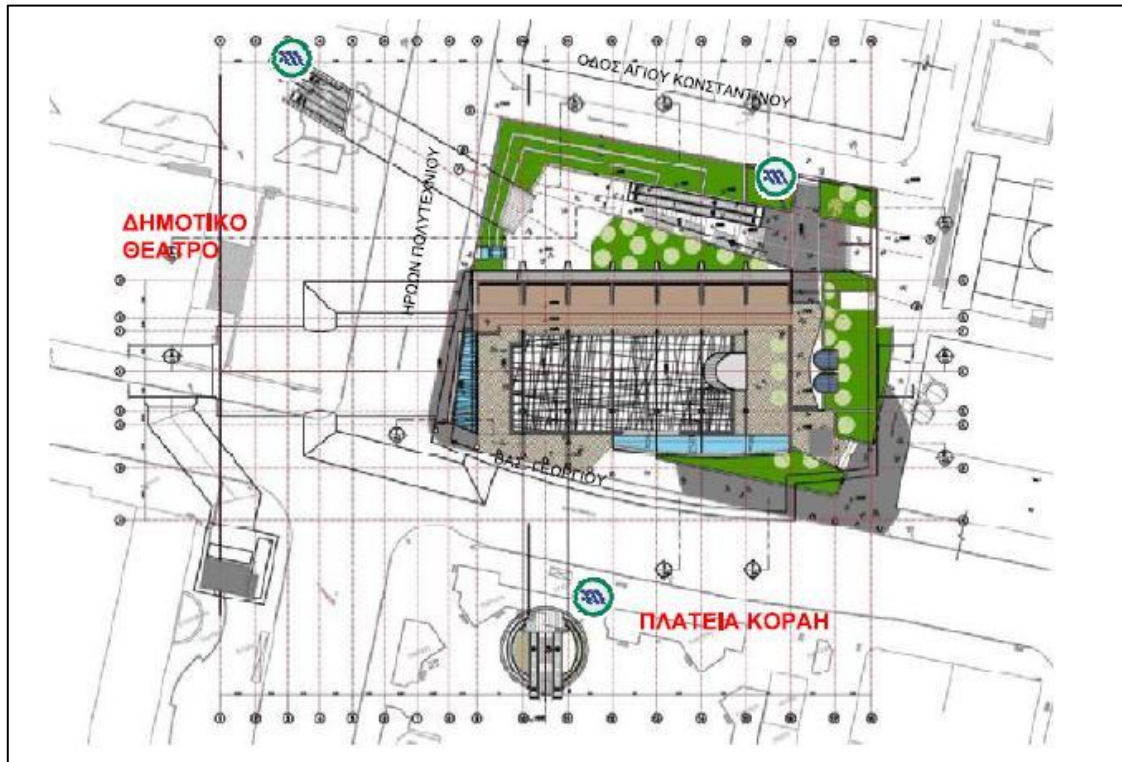
3.3.6 Σταθμός Δημοτικό Θέατρο

3.3.6.1 Χωροθέτηση και μέθοδος κατασκευής

Ο σταθμός Δημοτικό Θέατρο αποτελεί τερματικό σταθμό της δυτικής επέκτασης της γραμμής 3, μετά το σταθμό Πειραιά. Κατασκευάζεται σε περίοπτη θέση, έμπροσθεν του Δημοτικού Θεάτρου στον Πειραιά, στην ιστορική πλατεία «Δ.Θεάτρου» που οριοθετείται από τις οδούς Αγ.Κωνσταντίνου βόρεια, Καραΐσκου ανατολικά, Ηρώων Πολυτεχνείου δυτικά και από τη λεωφόρο Βασ. Γεωργίου Α' και την πλατεία Κοραή νότια (Εικόνα 3.29).



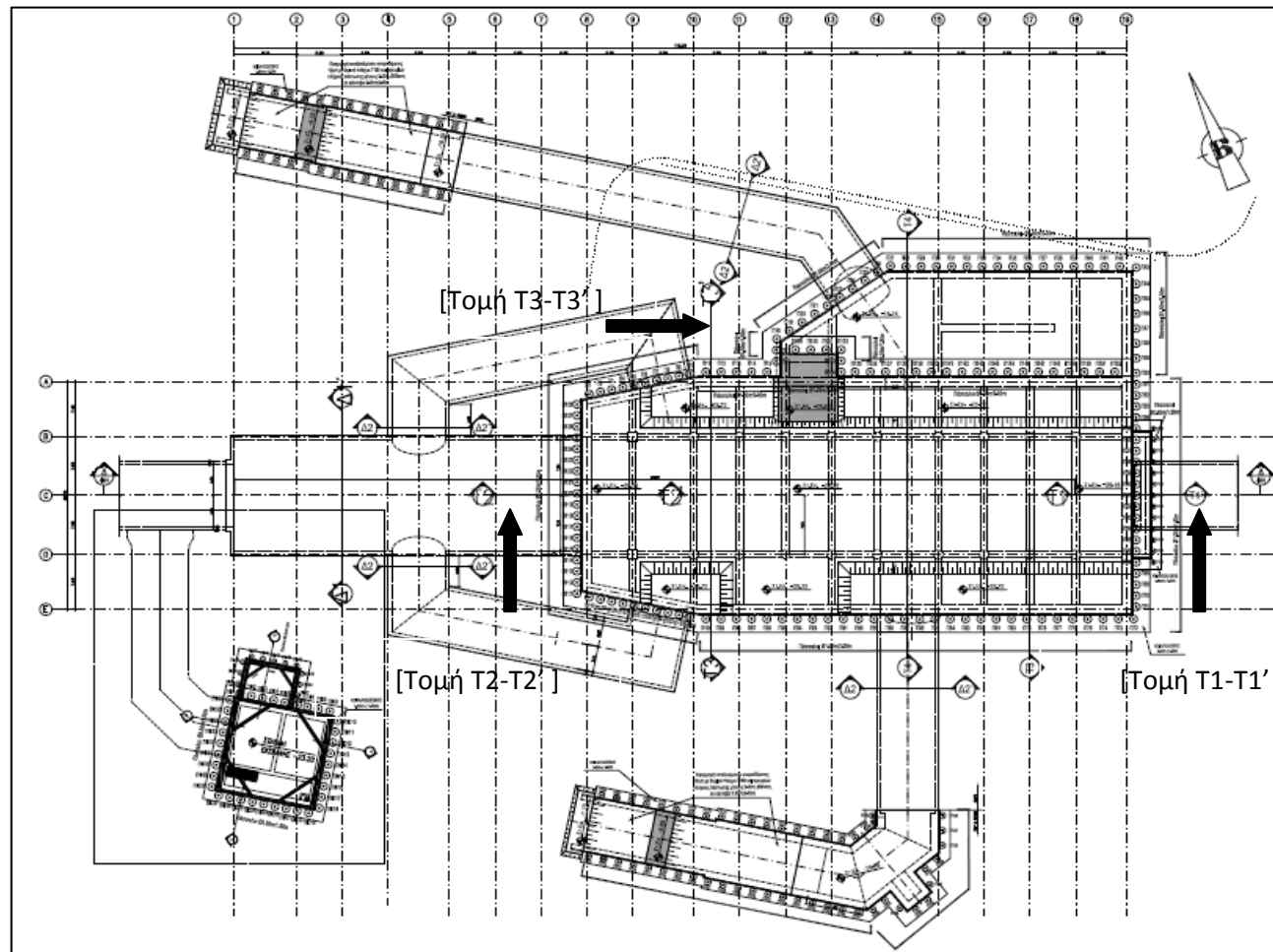
Εικόνα 3.29: Χωροθέτηση Σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο'



**Σχήμα 3.27: Αποκατάσταση επιφάνειας
Σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο'**

Ο σταθμός ευρίσκεται σε ευθύγραμμο τμήμα της χάραξης και θα κατασκευασθεί εν μέρει με τη μέθοδο του ανοικτού ορύγματος και εν μέρει με σήραγγα με υπόγεια διάνοιξη. Έτσι αποτελείται από δύο τμήματα: α) Το τμήμα ανοικτού ορύγματος (cut and cover) μήκους περίπου 75.30 μ. μεταξύ των αξόνων 8 και 19 (Σχήμα 3.28) και β) Το τμήμα υπόγειας διάνοιξης με τη χρήση συμβατικών μέσων, το οποίο βρίσκεται κάτω από την Λεωφ. Ηρώων Πολυτεχνείου, μήκους περίπου 42.60μ. μεταξύ των αξόνων 1 και 8 του ίδιου σχήματος.

Ο σταθμός διαθέτει τρεις ανεξάρτητες εισόδους, και δύο φρεάτια εκτόνωσης/αερισμού από τα οποία το ένα είναι ενσωματωμένο στο σταθμό μεταξύ των αξόνων 17, 18 (μετά τα 110μ του σταθμού) και το άλλο ανεξάρτητο και χωροθετείται νοτιοδυτικά, κοντά στην συμβολή των οδών Ηρώων Πολυτεχνείου και Βασιλ. Γεωργίου Α' (επί του αντίστοιχου πεζοδρομίου).



Σχήμα 3.28: Γενική οριζοντιογραφία έργων αντιστήριξης και υπόγειων έργων Σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο'

3.3.6.2 Μέθοδος προσωρινής αντιστήριξης

α) Τμήμα Σταθμού σε Ανοικτό Όρυγμα

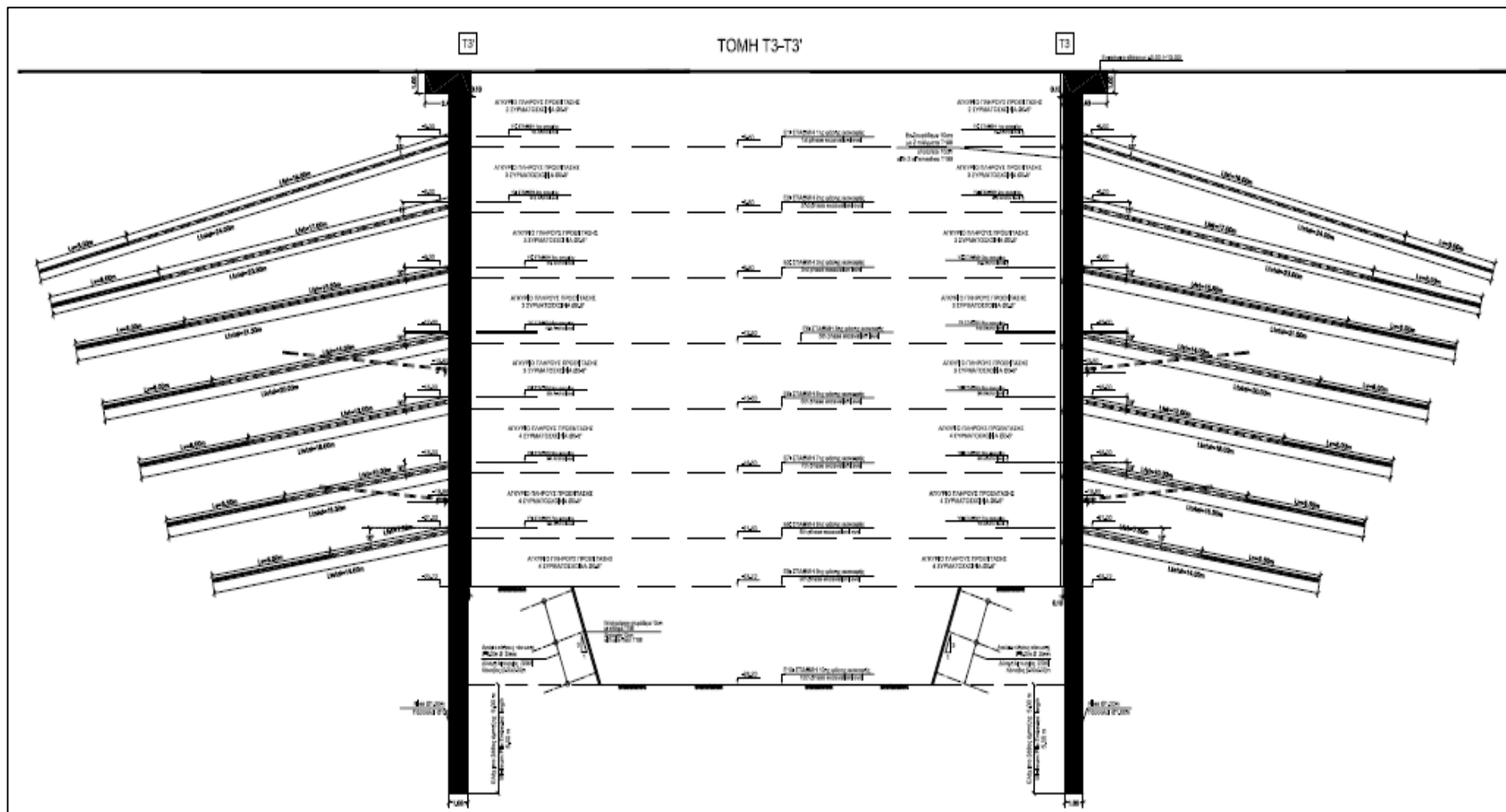
Το μέγιστο βάθος εκσκαφής στο μεγαλύτερο τμήμα του Σταθμού είναι περίπου 28μ κάτω από την επιφάνεια του εδάφους, ενώ σε τμήμα του Σταθμού η εκσκαφή έχει βάθος περίπου 15μ.

Το σύστημα αντιστήριξης αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος. Οι πάσσαλοι αυτοί θα στηρίζονται με προεντεταμένα αγκύρια. Μεταξύ των πασσάλων προβλέπεται η εφαρμογή πετάσματος εκτοξευόμενου σκυροδέματος, οπλισμένου με δομικά πλέγματα, όπως φαίνεται στην τομή T3-T3' της γενικής οριζοντιογραφίας (Σχήμα 3.29).

Στις περιοχές που διαμορφώνεται πρανές στο εσωτερικό του ορύγματος, λόγω αλλαγής του βάθους εκσκαφής, προβλέπεται η επένδυση του πρανούς με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένου με δομικά πλέγματα, καθώς και η τοποθέτηση ηλώσεων πλήρους πάκτωσης (Σχήμα 3.29).

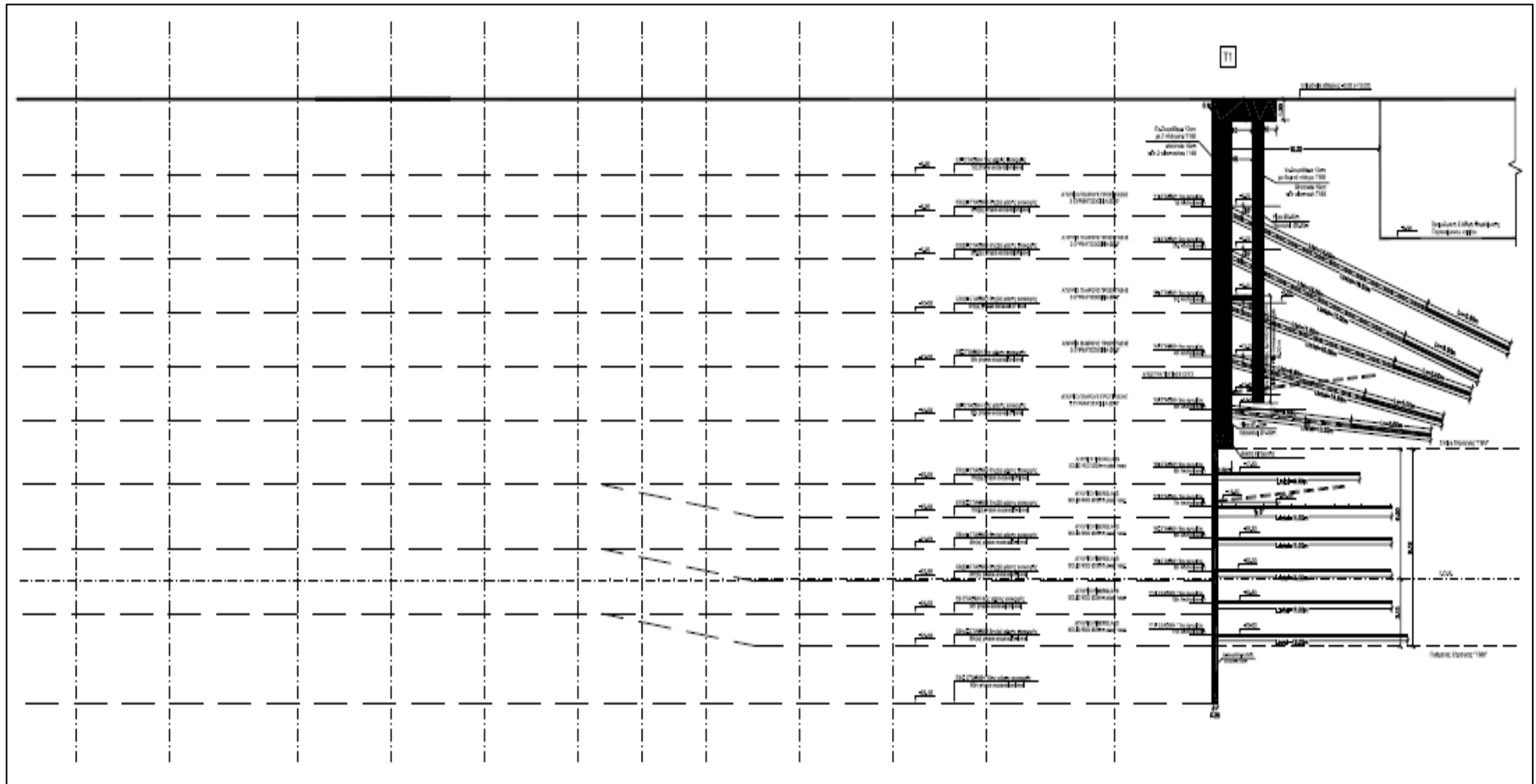
Στις περιοχές συναρμογής του Σταθμού με την κυρίως σήραγγα, όπως φαίνεται στην τομή T2-T2' (Σχήμα 3.30) και με τη σήραγγα TBM, όπως φαίνεται στην τομή T1-T1' της οριζοντιογραφίας του σταθμού (Σχήμα 3.31), στο κατώτερο τμήμα της παρειάς που αντιστοιχεί στο περιτύπωμα των σηράγγων προβλέπεται η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος, οπλισμένου με δομικό πλέγμα (εκτός από την παρειά συναρμογής με τη σήραγγα TBM όπου δεν θα εφαρμοσθεί δομικό πλέγμα) και παθητικά αγκύρια υαλοϊνών (fiberglass).

Στις περιοχές διάνοιξης των σηράγγων πρόσβασης από τις εισόδους, προβλέπεται στην αντιστήριξη στο περιτύπωμα των σηράγγων εφαρμογή παθητικών αγκυρίων υαλοϊνών (fiberglass), ενώ οι πάσσαλοι στο τμήμα αυτό, θα καθαιρούνται.



Σχήμα 3.29: Τομή T3-T3' της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο'

Μέθοδοι κατασκευής και προσωρινής αντιστήριξης σταθμών Μετρό



Σχήμα 3.31: Τομή T1-T1' της κάτοψης προσωρινής αντιστήριξης του Σταθμού 'Δημοτικό Θέατρο'

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

4.1 ΣΚΟΠΟΣ ΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

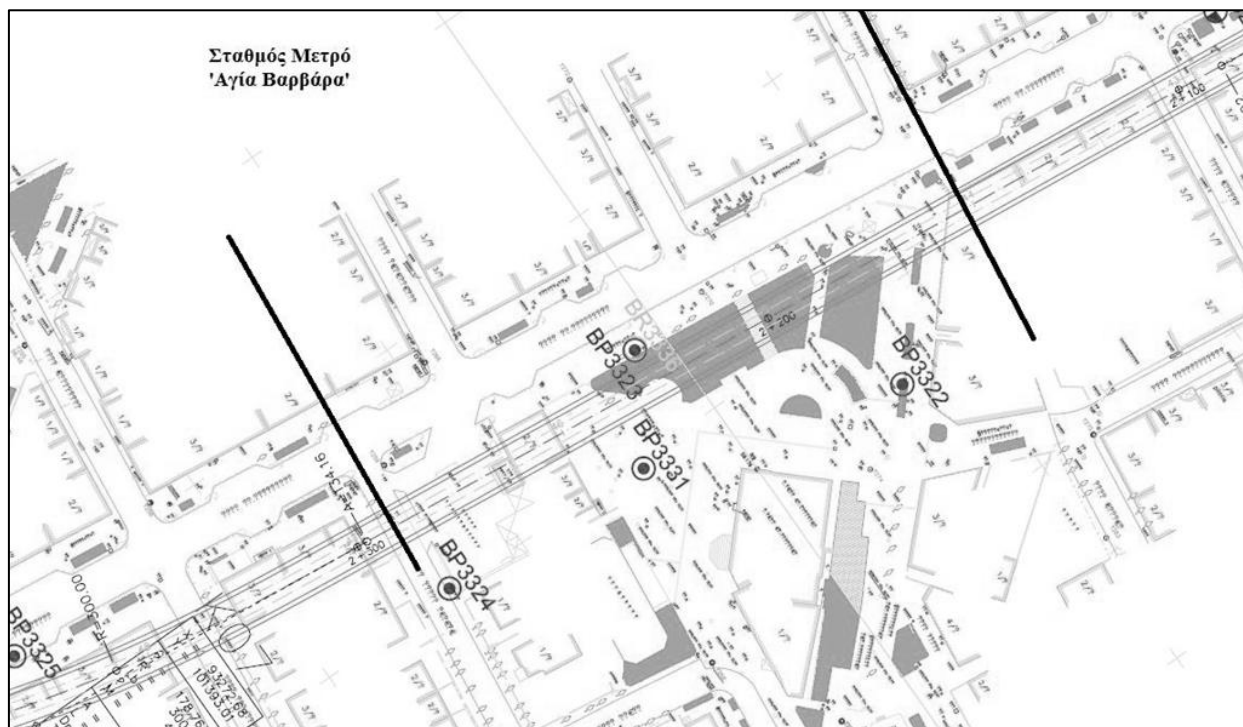
Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας διερευνάται η συμπεριφορά του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης, που προβλέπεται να εφαρμοστεί στο σταθμό 'Αγία Βαρβάρα' της επέκτασης της γραμμής 3 του Μετρό στο τμήμα «Χαϊδάρη-Πειραιάς», σύμφωνα με την προμελέτη της Αττικό Μετρό Α.Ε..

Το σύστημα αντιστήριξης του συγκεκριμένου σταθμού θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος με κεφαλόδεσμο, προεντεταμένες αγκυρώσεις καθ' ύψος και από πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, κατάλληλου πάχους και κατάλληλα οπλισμένου με δομικά πλέγματα, όπως προαναφέρθηκε στο υποκεφάλαιο 3.3.1.2 (Σχήματα 3.5&3.6). Η συμπεριφορά ενός τέτοιου συστήματος αντιστήριξης εξαρτάται από ένα πλήθος παραγόντων, όπως τα γεωμετρικά στοιχεία, τις ιδιότητες του υπεδάφους, τη διάταξη των αγκυρώσεων, την αντοχή των αγκυρίων, τις δυνάμεις προεντάσεως κλπ. Όλοι οι προαναφερθέντες παράγοντες που σχετίζονται με τις ιδιότητες του υπεδάφους, στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, ελήφθησαν σύμφωνα με τα αποτελέσματα της διερεύνησης του υπεδάφους, μέσω επιτόπου και εργαστηριακών δοκιμών. Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιήθηκαν από την εταιρία Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε. στη φάση της προμελέτης και παρατίθενται αναλυτικά ακολούθως. Αντίστοιχα, οι μηχανικές ιδιότητες του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης που προσομοιώνεται στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, είναι όμοιες με του προτεινόμενου από την προμελέτη συστήματος.

4.2 ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ

4.2.1 Γεωλογικοί Σχηματισμοί

Οι γεωτρήσεις που βρίσκονται στην περιοχή του σταθμού της Αγ.Βαρβάρας, (Χ.Θ. 2+125 - 2+375) είναι οι εξής: BP3323 (πρεσσιομετρική γεώτρηση BR3336), BP3324, BP3331 και BP3322, όπως φαίνονται στην οριζοντιογραφία του σχήματος 4.1 και αναλυτικά στην τομή αυτών του σχήματος 4.2.



Σχήμα 4.1: Οριζοντιογραφία με θέση ερευνητικών γεωτρήσεων στο σταθμό 'Αγία Βαρβάρα'

Στην περιοχή αυτή παρατηρούνται κυρίως ασβεστιτικοί αργιλόλιθοι (Μάργα), μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι και ιλυόλιθοι, που εντάσσονται ως λιθολογίες στα Νεογενή ιζήματα της περιοχής.

Στη χ.θ. ~2+125 αναμένεται να συναντηθεί ρηξιγενής ζώνη (όριο της νεογενούς λεκάνης Αγ. Βαρβάρας) με απομειωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά των σχηματισμών σε αυτήν. Αντίστοιχη ρηξιγενής ζώνη αναμένεται και στη χ.θ. ~2+375. Οι ρηξιγενείς αυτές ζώνες συμπίπτουν με τις κύριες ρηξιγενείς δομές - διεύθυνσης ΒΒΑ-ΝΝΔ - που αναφέρονται βιβλιογραφικά στην περιοχή. Στις ζώνες αυτές παρατηρείται εντονότερος κερματισμός και τεκτονική καταπόνηση των σχηματισμών και κυρίως των Νεογενών ιζημάτων στα περιθώρια της λεκάνης.

Η διάνοιξη της σήραγγας και του σταθμού αναμένεται να πραγματοποιηθεί κυρίως στο σχηματισμό των ασβεστιτικών αργιλολίθων (Μάργα).

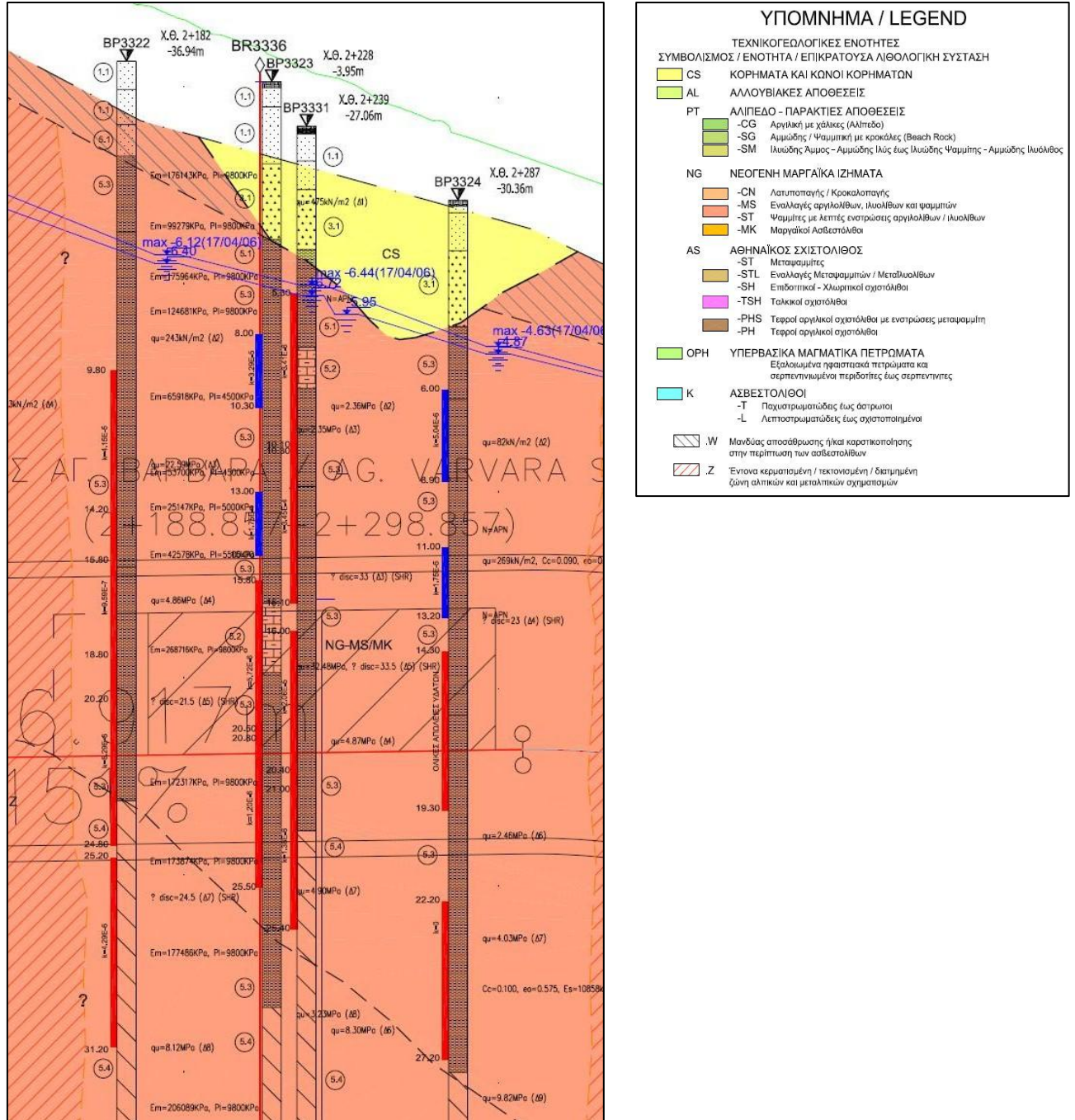
Στην περιοχή επιφανειακά συναντώνται τεχνητές επιχώσεις (Σχηματισμός 1.1 - Σχήμα 4.2), με μέγιστο αναμενόμενο πάχος της τάξης των 2.50-3.50m. Στην περιοχή του σταθμού επιφανειακά αναμένεται η παρουσία κορηματικών υλικών (Σχηματισμός 3.1) υπό μορφή κυρίως ιλυωδών/αργιλωδών χαλίκων, καστανού έως καστανοκόκκινου χρώματος, έως το μέγιστο βάθος των περίπου 7.00m.

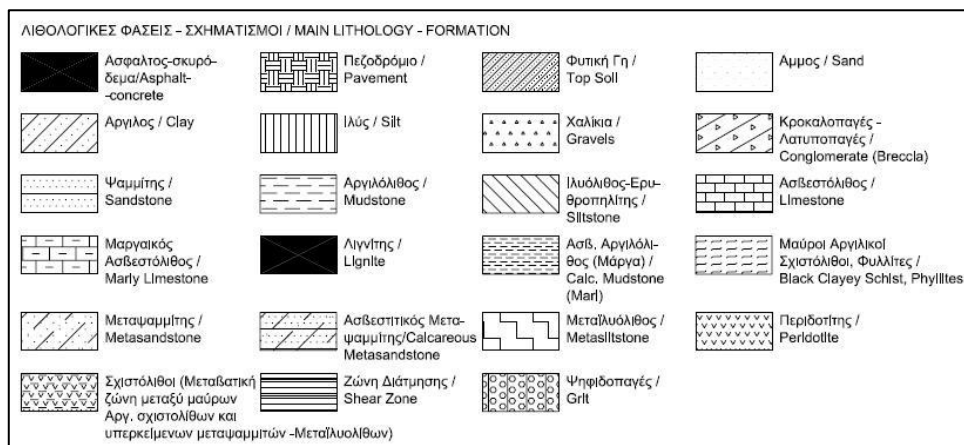
Ο μανδύας αποσάθρωσης των μαργών (Σχηματισμός 5.1) παρουσιάζεται κυρίως ως ιλυώδης/αργιλώδης άμμος με χαλίκια, κιτρινωπού έως μπεζ χρώματος.

Ο σχηματισμός του Μαργαϊκού Ασβεστόλιθου (Σχηματισμός 5.2) παρουσιάζεται κυρίως με γκριζο – γκριζόλευκο χρώμα και είναι τοπικά μικροκαρστικοποιημένος.

Ο σχηματισμός του Ασβεστιτικού Αργιλόλιθου (ΜΑΡΓΑ) (Σχηματισμός 5.3) παρουσιάζεται κυρίως με κιτρινωπό, γκριζοκίτρινο, φαικόκιτρινο χρώμα. Τοπικά παρατηρούνται επιφάνειες οξειδωμένες με καστανό-πορτοκαλί χρώμα. Τοπικά αποσυντίθεται σε αργιλώδεις/λυώδεις χάλικες με άμμο και σε ισχνή άργιλο.

Ο σχηματισμός του Ιλυολίθου (Σχηματισμός 5.4) παρουσιάζεται κυρίως με γκριζο – γκριζοπράσινο έως τοπικά τεφρό χρώμα.





Σχήμα 4.2: Γεωτεχνική Μηκοτομή (Χ.Θ.2+125 – Χ.Θ.2+375)

Όλες οι γεωτρήσεις ήταν περιστροφικές με συνεχή δειγματοληψία και καθημερινή μέτρηση πρωινής και βραδινής στάθμης του νερού κατά την εξέλιξη της διάτρησης.

Η μέθοδος προχώρησης και η αρχική διάμετρος της γεώτρησης επιλέγησαν με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η επιτυχής ολοκλήρωσή της στο συμβατικά προβλεπόμενο βάθος έρευνας, χωρίς τεχνικά προβλήματα.

Ο εξοπλισμός που χρησιμοποιήθηκε και η τεχνική διάτρησης ήταν προσαρμοσμένα στη φύση του υπεδάφους έτσι ώστε να επιτυγχάνεται το μέγιστο δυνατό ποσοστό δειγματοληψίας χωρίς απόπλυση και διατάραξη του δείγματος. Το διατρητικό υγρό που χρησιμοποιήθηκε ήταν πάντοτε καθαρό νερό και η τροφοδοσία του έγινε με εμβολοφόρα αντλία και με βυτιοφόρο όχημα μεταφοράς νερού.

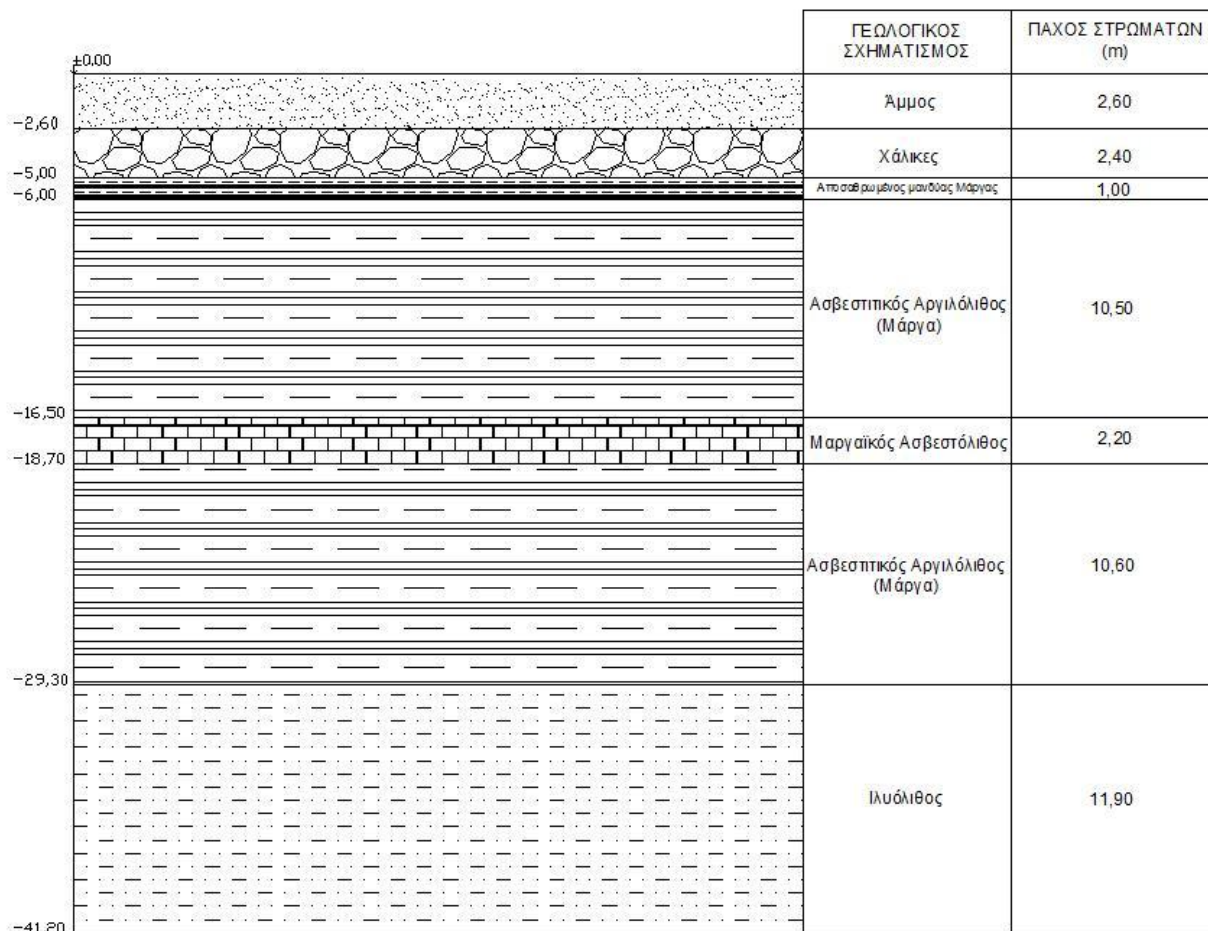
Στον πίνακα 4.1 που ακολουθεί δίνονται αναλυτικά για κάθε σημείο έρευνας με γεωτρήσεις στην εξεταζόμενη περιοχή, το σχετικό βάθος έρευνας, οι συντεταγμένες και το απόλυτο υψόμετρο του εδάφους, οι ημερομηνίες έναρξης-περάτωσης κάθε γεώτρησης, καθώς και η πιθανή τοποθέτηση γεωτεχνικού οργάνου.

Πίνακας 4.1: Στοιχεία ερευνητικών γεωτρήσεων

ΓΕΩΤΡΗΣΗ	ΒΑΘΟΣ ΕΡΕΥΝΑΣ	ΣΥΝΤΕΤΑΓΜΕΝΕΣ		ΥΨΟΜΕΤΡΟ ΕΔΑΦΟΥΣ	ΗΜΕΡΟΜΗΝΙΕΣ		ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΥ ΟΡΓΑΝΟΥ
		X	Y		ΕΝΑΡΞΗΣ	ΠΕΡΑΤΩΣΗΣ	
BP3322	40,70	93318,834	101585,588	60,30	19/1/2004	28/1/2004	ΠΙΕΖΟΜΕΤΡΟ
BP3323	41,20	93280,243	101543,137	59,66	9/2/2004	11/2/2004	ΠΙΕΖΟΜΕΤΡΟ
BP3324	40,20	93299,136	101481,772	55,90	5/2/2004	10/2/2004	ΠΙΕΖΟΜΕΤΡΟ
BP3331	40,20	93301,913	101530,24	58,25	16/2/2004	20/2/2004	ΠΙΕΖΟΜΕΤΡΟ
BP3336	39,10	93279,951	101543,474	59,66	18/3/2004	21/3/2004	ΔΟΚΙΜΕΣ ΠΡΕΣΣΙΟΜΕΤΡΟΥ

Η στρωματογραφία του εδάφους της περιοχής, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας, καθορίστηκε αξιοποιώντας τα ευρήματα της δειγματοληπτικής γεώτρησης BP3323, καθώς είναι η μόνη που βρίσκεται μέσα στο χώρο του σταθμού και παρουσιάζει κατά το δυνατόν

αντιπροσωπευτικότερα τη γεωλογία της περιοχής στην οποία εφαρμόζεται. Σύμφωνα με αυτά προσδιορίστηκε το είδος των γεωλογικών σχηματισμών και το πάχος των στρωμάτων που πρόκειται να συναντηθούν κατά την εκσκαφή του σταθμού. Το βάθος έρευνας της εν λόγω γεώτρησης είναι 41,20μ..Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.3: Γεωλογικοί Σχηματισμοί στην περιοχή του σταθμού 'Αγία Βαρβάρα' - Γεώτρηση BP3323

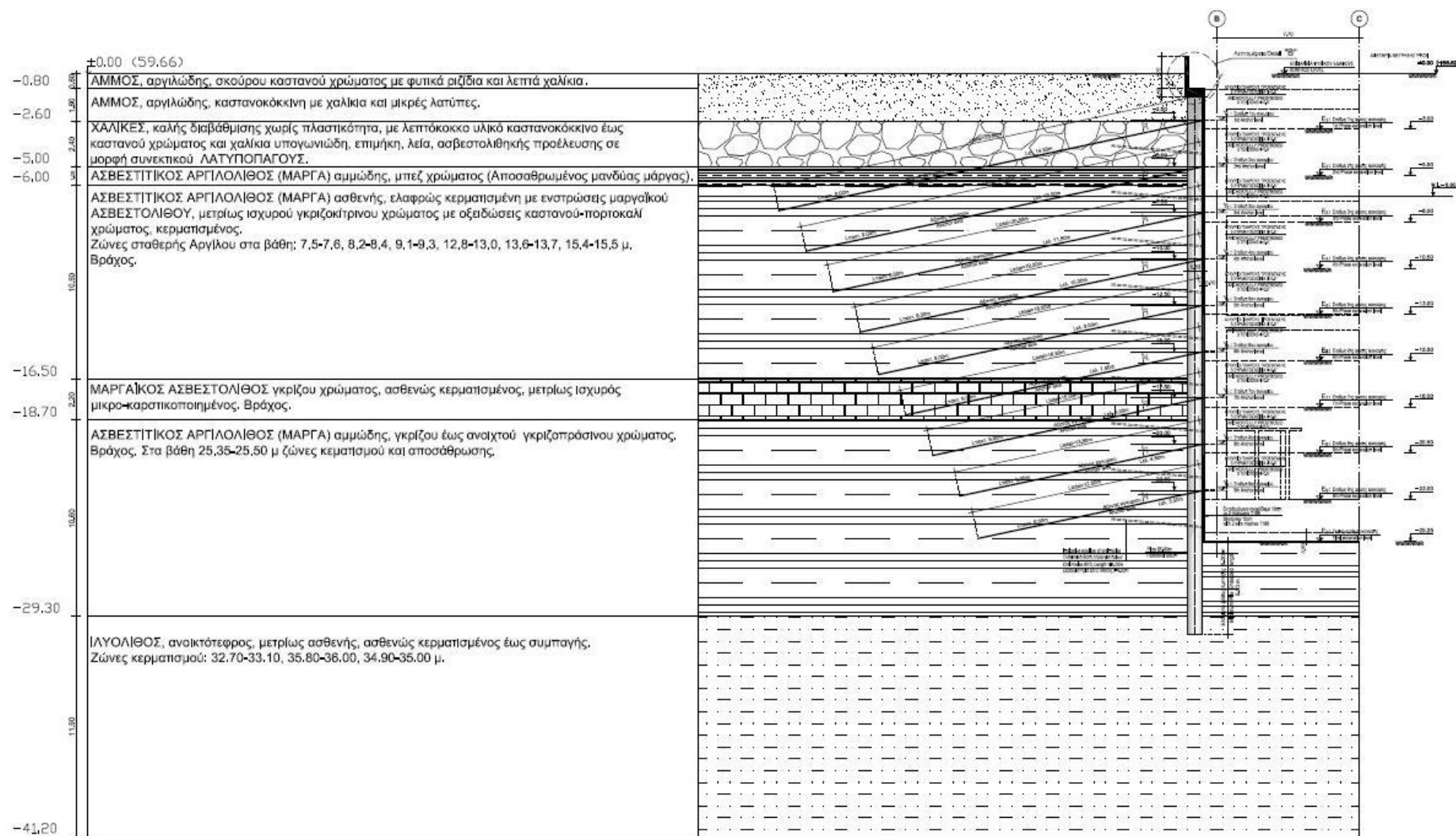
Για την προσομοίωση του μοντέλου αντιστήριξης στον επιλεγμένο σταθμό 'Αγία Βαρβάρα', αναπαρίσταται η εκσκαφή και το σύστημα αντιστήριξης που παρουσιάζεται στην τομή 1-1 του σχήματος 3.6 του κεφαλαίου 3 της παρούσας εργασίας, η οποία πραγματοποιείται στους γεωλογικούς σχηματισμούς που προκύπτουν από τη γεώτρηση BP3323, θεωρώντας συμμετρικό το αριστερό τμήμα της τομής, σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Προκύπτει, συνεπώς, το μοντέλο του σχήματος 4.4.

Σημειώνεται δε, ότι κατά την προσομοίωση του μοντέλου για λόγους απλούστευσης ο αποσθαιμένος μανδύας της μάργας πάχους 1m (σε βάθος 5-6m), αμελείται. Για το λόγο αυτό, δεν ασχολούμαστε ακολούθως και με τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εν λόγω σχηματισμού.

Η δειγματοληπτική γεώτρηση BP3323 παρατίθεται στο Παράρτημα Ι της εν λόγω εργασίας.

Κεφάλαιο 4ο

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες



Σχήμα 4.4: Γεωτεχνικό μοντέλο προσομοίωσης για το σταθμό 'Αγ. Βαρβάρα'

Κεφάλαιο 4ο

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

4.2.2 Μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά γεωλογικών σχηματισμών

Τα μηχανικά χαρακτηριστικά των γεωλογικών σχηματισμών παρατίθενται συγκεντρωτικά στον πίνακα 4.2. Στη συνέχεια, περιγράφεται αναλυτικά ο τρόπος υπολογισμού των διαφόρων γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού, σύμφωνα με τις επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν από την εταιρία Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε. Για τις παραμέτρους που δεν ήταν δυνατή η εκτίμησή τους μέσω των δοκιμών έγιναν εύλογες παραδοχές.

Πίνακας 4.2: Συγκεντρωτικός πίνακας γεωτεχνικών παραμέτρων σχεδιασμού

ΒΑΘΟΣ (m)	Γεωλογικός Σχηματισμός	Αντοχή Σχεδιασμού σ_{ci} (Μρα)	GSI	m_i	Συνοχή c (kPa)	Γωνία τριβής ϕ (°)	Μέση τιμή E_{cm} (Μρα)	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων (k_0)	Υγρό φαινόμενο βάρος γ_{sat} (kN/m ³)	Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_{unsat} (kN/m ³)	Συντελεστής διαπερατότητας k (m/d)
0 - 2,6	ΑΜΜΟΣ				1	30,00	40,00	0,50	20,0	18,0	1,157E-09
2,6 - 5,0	ΧΑΛΙΚΕΣ				10	35,00	180,00	0,81	20,0	20,0	1,157E-10
5,0 - 16,5	ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΑΡΓΙΛΟΛΙΘΟΣ (ΜΑΡΓΑ)	8,83	30	7	47	25,03	95,00	0,59	20,9	20,9	1,204E-11
16,5 - 18,7	ΜΑΡΓΑΪΚΟΣ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ	32,48	40	7	128	38,60	390,67	0,52	25,1	25,0	6,620E-13
18,7 - 29,3	ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΑΡΓΙΛΟΛΙΘΟΣ (ΜΑΡΓΑ)	6,57	30	7	53	20,45	206,06	0,37	21,7	21,6	1,389E-13
29,3 - 41,2	ΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	8,80	40	7	83	26,95	217,09	0,34	21,4	21,3	4,965E-13

Αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη άρρηκτου βράχου σ_{ci}

Η αντοχή σχεδιασμού σ_{ci} προέκυψε από δοκιμές σημειακής φόρτισης και από δοκιμές μονοαξονικής θλίψης σε δείγματα που προήλθαν από τη γεώτρηση ΒΡ3323. Τα αναλυτικά αποτελέσματα αυτών παρατίθενται στο Παράρτημα ΙΙ. Συγκρίνοντας τις τιμές που προκύπτουν από τις δύο προαναφερθείσες δοκιμές, λαμβάνονται τελικά υπόψη τα αποτελέσματα της σημειακής φόρτισης.

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης δοκιμής προέκυψαν οι τιμές της αντοχής σχεδιασμού σ_{ci} ως ακολούθως (Πίνακας 4.3):

Πίνακας 4.3: Αντοχή σχεδιασμού σ_{ci} (Σημειακή φόρτιση)

ΔΕΙΓΜΑ	ΒΑΘΟΣ (m)	ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΕΙΔΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ		I_{s-50} (Mpa)	$\sigma_{ci} = 10 * I_{s-50}$ (Mpa)	Αντοχή Σχεδιασμού σ_{ci} (Mpa)
Δ2	7,10 - 7,20	ΜΑΡΓΑ	a		1,73	17,30	8,83
			d	max	1,99	19,90	
Δ4	13,40 - 13,50	ΜΑΡΓΑ	a		0,48	4,80	
			d	min	0,33	3,30	
Δ6	22,20 - 22, 40	ΜΑΡΓΑ	a		1,09	10,90	6,57
			d	max	1,37	13,70	
Δ7	25,50 - 25,90	ΜΑΡΓΑ	i		0,52	5,20	
			d	min	0,30	3,00	
Δ9	32,30 - 32,50	ΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	a		0,60	6,00	8,80
			d	min	0,38	3,80	
Δ10	36,30 - 36,40	ΙΛΥΟΛΙΘΟΣ	a	max	1,88	18,80	
			d		1,25	12,50	

Συγκεκριμένα, η αντοχή σχεδιασμού σ_{ci} ανά γεωλογικό σχηματισμό, που τελικά λήφθηκε υπόψη κατά την προσομοίωση του μοντέλου, υπολογίστηκε ως εξής:

$$\sigma_{ci} = \sigma_{ci_{min}} + \frac{\sigma_{ci_{max}} - \sigma_{ci_{min}}}{3}$$

όπου $\sigma_{ci_{min}}$: η ελάχιστη τιμή της αντοχής σ_{ci} ανά γεωλογικό σχηματισμό

$\sigma_{ci_{max}}$: η μέγιστη τιμή της αντοχής σ_{ci} ανά γεωλογικό σχηματισμό

Σημειώνεται δε, ότι η θεωρητική τιμή αναλογίας 24, κατά τον προσδιορισμό της αντοχής σχεδιασμού, θεωρείται υψηλή και για το λόγο αυτό απομειώνεται κατ'έκτιμηση και λαμβάνεται η τιμή 10 (7^η στήλη του Πίνακα 4.3). Δεδομένου ότι δεν υπάρχει δοκιμή σημειακής φόρτισης για τον Μαργαϊκό Ασβεστόλιθο, η αντοχή σχεδιασμού του, λαμβάνεται από τη δοκιμή μονοαξονικής θλίψης που πραγματοποιήθηκε στο δοκίμιο Δ5 που προέρχεται από βάθος 18,50-18,70m, η οποία είναι ίση με 32,48MPa (βλ.Παράρτημα ΙΙΙ).

Συνοπτικά, η αντοχή σχεδιασμού ανά σχηματισμό ελήφθη ως ακολούθως:

Πίνακας 4.4: Αντοχή σχεδιασμού σ_{ci}

Γεωλογικός σχηματισμός	Αντοχή σχεδιασμού σ_{ci} (MPa)
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	8,83
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	32,48
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	6,57
Ιλυόλιθος	8,80

Δείκτης γεωλογικής αντοχής GSI και συντελεστής m_i

Το εύρος τιμών του δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI προέκυψε από εκτίμηση της ποιότητας των επιφανειών των ασυνεχειών, σύμφωνα με τους πυρήνες γεωτρήσεων (Σχήμα 4.5), καθώς και της δομής της βραχώμαζας, σύμφωνα με την περιγραφή των στρωμάτων από τη γεώτρηση ΒΡ3323 (βλ. Παράρτημα Ι). Ο συντελεστής m_i λαμβάνεται ίδιος για όλους τους σχηματισμούς και ίσος με 7. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο σχήμα 4.6.



Σχήμα 4.5: Πυρήνες γεωτρήσεων δειγματοληπτικής γεώτρησης BP3323

		Εύρος τιμών GSI	Μέση τιμή GSI
±0.00	ΑΜΜΟΣ, αργιλώδης, σκούρου καστανού χρώματος με φυτικά ερείδια και λεπτά χαλίκια.		
-0.80	ΑΜΜΟΣ, αργιλώδης, καστανοκόκκινη με χαλίκια και μικρές λατύπες.		
-2.60	ΧΑΛΙΚΕΣ, καλής διαβάθμισης χωρίς πλαστικότητα, με λεπτόκοκκο υλικό καστανοκόκκινο έως καστανού χρώματος και χαλίκια υπογωνιώδη, επιμήκη, λεία, ασβεστολιθικής προέλευσης σε μορφή συνεχούς ΛΑΤΥΠΟΠΑΓΟΥΣ.		
-5.00	ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΑΡΓΙΛΟΛΙΘΟΣ (ΜΑΡΓΑ) αμώδης, μπλε χρώματος (Αποσπασμένος μανδύας μάργα).		
-6.00	ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΑΡΓΙΛΟΛΙΘΟΣ (ΜΑΡΓΑ) ασθενής, ελαφρώς κερματισμένη με ενσπρώσεις μαργαϊκού ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΥ, μετρίως ισχυρού γκριζοκίτρινου χρώματος με οξειδώσεις καστανού-πορτοκαλί χρώματος, κερματισμένος. Ζώνες σταθερής Αργίλου στα βάθη: 7.5-7.6, 8.2-8.4, 9.1-9.3, 12.8-13.0, 13.6-13.7, 15.4-15.5 μ. Βράχος.	25-35	30
-16.50	ΜΑΡΓΑΪΚΟΣ ΑΣΒΕΣΤΟΛΙΘΟΣ γκριζού χρώματος, ασθενώς κερματισμένος, μετρίως ισχυρός μικρο-καρστικοποιημένος. Βράχος.	35-45	40
-18.70	ΑΣΒΕΣΤΙΤΙΚΟΣ ΑΡΓΙΛΟΛΙΘΟΣ (ΜΑΡΓΑ) αμώδης, γκριζού έως ανοιχτού γκριζοπράσινου χρώματος. Βράχος. Στα βάθη 25.35-25.50 μ ζώνες κερματισμού και αποσάθρωσης.	15-45	30
-29.30	ΙΛΥΟΛΙΘΟΣ, ανοικτότεφρος, μετρίως ασθενής, ασθενώς κερματισμένος έως συμπαγής. Ζώνες κερματισμού: 32.70-33.10, 35.80-36.00, 34.90-35.00 μ.	35-45	40
-41.20			

Σχήμα 4.6: Εύρη τιμών και μέση τιμή GSI

Συνοχή (c) και γωνία εσωτερικής τριβής (φ)

Οι τιμές για τη συνοχή (c) και τη γωνία εσωτερικής τριβής (φ) προέκυψαν από επιλύσεις με το πρόγραμμα Roclab, σύμφωνα με τις τιμές της αντοχής σχεδιασμού σ_{ci} και του δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI. Για τους σχηματισμούς που δεν έχουν προσδιοριστεί αυτές οι τιμές, έγιναν εύλογες παραδοχές.

Για όλους τους σχηματισμούς η τιμή του ειδικού βάρους (γ) θεωρήθηκε ίση με $27,4 \text{ kN/m}^3$. Επίσης, για όλους τους σχηματισμούς λαμβάνεται συντελεστής διατάραξης (D) ίσος με 0,7 και βάθος εκσκαφής (H) ίσο με 25,25μ.

Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για τον κάθε σχηματισμό και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στη συνέχεια:

➤ *Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα) [5,00m - 16,50m]*

$GSI = 30$ $\sigma_{ci} = 8,83 \text{ MPa}$ $m_i = 7$ $\gamma = 27,4 \text{ KN/m}^3$ $D = 0,7$ $MR = 200$ $E_i = MR * \sigma_{ci} = 1766 \text{ MPa}$ $H_{\text{πρανούς}} = 16,50 \text{ m}$	}	μέσω Roclab προκύπτουν: <u>$c = 55 \text{ KPa}$ και $\varphi = 22,27^\circ$</u>
---	---	---

➤ *Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος [16,50m - 18,70m]*

$$\left. \begin{array}{l} \text{GSI} = 40 \\ \sigma_{ci} = 32,48 \text{MPa} \\ m_i = 7 \\ \gamma = 27,4 \text{KN/m}^3 \\ D = 0,7 \\ \text{MR} = 200 \\ E_i = \text{MR} * \sigma_{ci} = 6496 \text{MPa} \\ H_{\text{πρανούς}} = 18,70 \text{m} \end{array} \right\} \text{ μέσω Roclab προκύπτουν: } \underline{c = 128 \text{KPa} \text{ και } \varphi = 38,60^\circ}$$

➤ *Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα) [18,70m - 29,30m]*

$$\left. \begin{array}{l} \text{GSI} = 30 \\ \sigma_{ci} = 6,57 \text{MPa} \\ m_i = 7 \\ \gamma = 27,4 \text{KN/m}^3 \\ D = 0,7 \\ \text{MR} = 200 \\ E_i = \text{MR} * \sigma_{ci} = 1314 \text{MPa} \\ H_{\text{πρανούς}} = H_{\text{εκσκαφής}} = 25,25 \text{m} \end{array} \right\} \text{ μέσω Roclab προκύπτουν: } \underline{c = 53 \text{KPa} \text{ και } \varphi = 20,45^\circ}$$

➤ *Ιλυόλιθος [29,30m - 41,20m]*

$$\left. \begin{array}{l} \text{GSI} = 40 \\ \sigma_{ci} = 8,80 \text{MPa} \\ m_i = 7 \\ \gamma = 27,4 \text{KN/m}^3 \\ D = 0,7 \\ \text{MR} = 200 \\ E_i = \text{MR} * \sigma_{ci} = 1760 \text{MPa} \\ H_{\text{πρανούς}} = H_{\text{εκσκαφής}} = 25,25 \text{m} \end{array} \right\} \text{ μέσω Roclab προκύπτουν: } \underline{c = 83 \text{KPa} \text{ και } \varphi = 26,95^\circ}$$

Συνοπτικά, οι συντελεστές διατμητικής αντοχής (c και φ) ελήφθησαν ως ακολούθως:

Πίνακας 4.5: Συντελεστές διατμητικής αντοχής c (kPa) και φ (°)

Γεωλογικός σχηματισμός	Συνοχή c (kPa)	Γωνία τριβής φ (°)
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	55	22,27
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	128	38,60
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	53	20,45
Ιλυόλιθος	83	26,95

Μέτρο Παραμόρφωσης E_m ανά γεωλογικό σχηματισμό

Το μέτρο παραμόρφωσης ανά γεωλογικό σχηματισμό που χρησιμοποιήθηκε κατά την προσομοίωση του μοντέλου επιλέχθηκε κατάλληλα, συναξιολογώντας τις τιμές του μέτρου παραμόρφωσης όπως προέκυψαν μέσω Roclab (τύπος Diederichs, 2005) και των αντίστοιχων που προέκυψαν από τις δοκιμές του πρεσσιομέτρου. Σημειώνεται ότι οι δοκιμές πρεσσιομέτρου εκτελέσθηκαν στην «τυφλή» γεώτρηση BR3336 με σωλήνωση διαμέτρου 117mm που διανοίχθηκε περιστροφικά με κοπτική κεφαλή διαμέτρου 101mm, έτσι ώστε να μην διαταράσσεται η φυσική δομή του σχηματισμού που επρόκειτο να ελεγχθεί. Η διαδικασία της δοκιμής πραγματοποιήθηκε σε διάφορα βάθη και σύμφωνα με τους γενικούς κανόνες και τις οδηγίες των σχετικών ελληνικών νόμων ΦΕΚ 366/24-6-83, οι οποίοι συμφωνούν γενικά με την αντίστοιχη γαλλική προδιαγραφή NFP94-110 και την αμερικάνικη ASTM D4719-87.

Τα διαγράμματα μεταβολής πίεσης - όγκου κάθε δοκιμής παρατίθενται και στο Παράρτημα IV της παρούσας εργασίας.

Πιο συγκεκριμένα, το μέτρο παραμόρφωσης κατά Diederichs (2005), προκύπτει ως εξής:

$$E_{cm} = E_i * \left(0,02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right)$$

Σύμφωνα με τον παραπάνω τύπο, το μέτρο παραμόρφωσης ανά γεωλογικό σχηματισμό κατά Diederichs προκύπτει ως ακολούθως:

Πίνακας 4.6: Μέτρο παραμόρφωσης E_{cm} (MPa) κατά Diederichs

Γεωλογικός σχηματισμός	σ_{ci} (MPa)	GSI	E_i (MPa)	E_{cm} (MPa)
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	8,83	30	1766	63,51
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	32,48	40	6496	378,26
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	6,57	30	1314	47,26
Ιλυόλιθος	8,80	40	1760	102,49

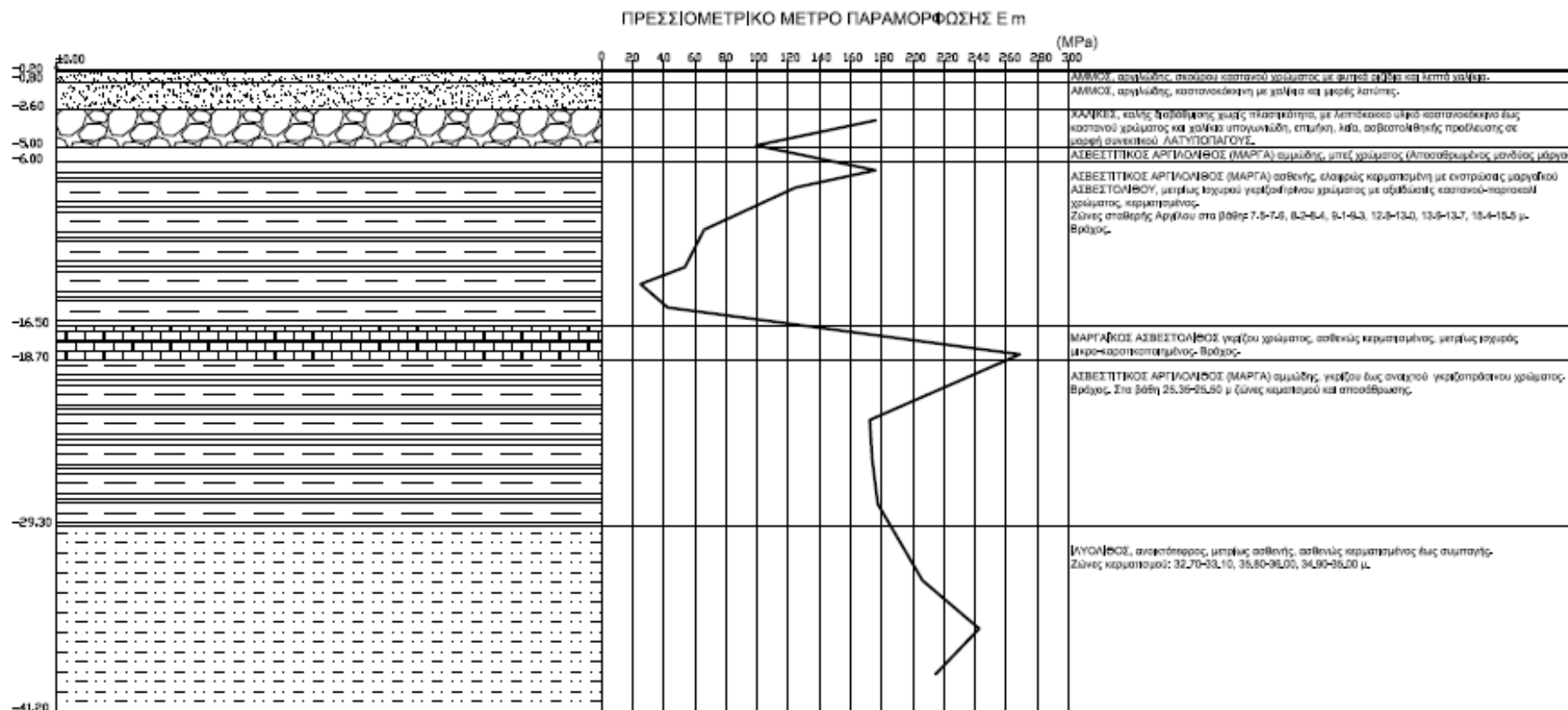
Αντίστοιχα, παρατίθενται στον πίνακα 4.7 οι τιμές του μέτρου παραμόρφωσης E_m (MPa) ανά γεωλογικό σχηματισμό, όπως προέκυψαν από τις δοκιμές πρεσσιομέτρου (στήλη 3 του πίνακα 4.7), η κατανομή των οποίων απεικονίζεται στο σχήμα 4.7. Θεωρείται μία προσαυξημένη τιμή του προκύπτοντος από τη δοκιμή του πρεσσιομέτρου μέτρου παραμορφωσιμότητας E_m , της τάξεως του $E_m' = 1,5 * E_m$ (στήλη 4 του πίνακα 4.7) και κατόπιν ως τελική τιμή του πρεσσιομετρικού μέτρου παραμόρφωσης E_m ανά γεωλογικό σχηματισμό, θεωρείται η μέση τιμή αυτών των προσαυξημένων τιμών (στήλη 5 του πίνακα 4.7).

Πίνακας 4.7: Πρεσσιομετρικό μέτρο παραμόρφωσης E_m (MPa)

Γεωλογικός - Γεωτεχνικός Σχηματισμός	Βάθος Δοκιμής (m)	Πρεσσιομετρικό Μέτρο E_m (MPa)	Προσαυξημένο Μέτρο $E_m' = 1,5 * E_m$ (MPa)	Μέση τιμή Προσαυξημένου Πρεσσιομετρικού Μέρου E_m' (MPa)
Άμμος				
Χάλικες	3,30	176,14	264,21	206,57
	4,90	99,28	148,92	
Ασβεστικός Αργιλόλιθος (Μάργα) [Αποσαθρωμένος Μανδύας Μάργας]	5,80	99,28	148,92	148,92
Ασβεστικός Αργιλόλιθος (Μάργα)	6,50	175,96	263,95	122
	7,60	124,68	187,02	
	10,30	65,92	98,88	
	12,70	53,70	80,55	
	13,80	25,15	37,72	
	15,30	42,58	63,87	
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	18,30	268,72	403,07	403,07
Ασβεστικός Αργιλόλιθος (Μάργα)	22,50	172,32	258,48	261,84
	25,00	173,87	260,81	
	27,90	177,49	266,23	
Ιλυόλιθος	32,80	206,09	309,13	331,69
	35,90	242,59	363,88	
	38,80	214,71	322,07	

Κεφάλαιο 4ο

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες



Σχήμα 4.7: Γραφική απεικόνιση μεταβολής μέτρου παραμόρφωσης E_m από δοκιμή πρεσσιόμετρου με το βάθος

Συμπερασματικά, το μέτρο παραμόρφωσης ανά γεωλογικό σχηματισμό με τις δύο μεθόδους έχει προκύψει ως εξής:

Πίνακας 4.8: E_{cm} (Diederichs) και πρεσσιομετρικό μέτρο παραμόρφωσης E_m (MPa)

Γεωλογικός σχηματισμός	E_{cm} (Diederichs) (MPa)	Πρεσσιομετρικό E_m (MPa)
Άμμος	-	-
Χάλικες	-	206,57
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	63,51	122
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	378,26	403,07
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	47,26	261,84
Ιλυόλιθος	102,49	331,69

Αξίζει να σημειωθεί ότι ενώ σε κάποιους γεωλογικούς σχηματισμούς προκύπτουν συγκρίσιμα αποτελέσματα με τις δύο μεθόδους, σε άλλους παρατηρείται πολύ σημαντική απόκλιση.

Κατά την προσομοίωση, για την πρώτη στρώση της μάργας (βάθος 5,00-16,50m), τον μαργαϊκό ασβεστόλιθο (16,50-18,70m) και τον ιλυόλιθο (29,30-41,20m), όπου οι δύο τιμές είναι συγκρίσιμες, θεωρήθηκε η τιμή του μέτρου παραμόρφωσης σχεδόν ίση με τη μέση τιμή των προαναφερθέντων τιμών. Για την άμμο (0-2,60m) έγινε μία εύλογη εκτίμηση, για τους χάλικες (2,60-5,00m) θεωρήθηκε μία ελαφρώς απομειωμένη τιμή του πρεσσιομετρικού μέτρου παραμόρφωσης E_m , ενώ για τη δεύτερη στρώση της μάργας (18,70-29,30m) όπου παρατηρείται πολύ σημαντική απόκλιση μεταξύ των δύο μεθόδων (μεγάλη υποεκτίμηση του E_{cm} βάσει Diederichs), θεωρήθηκε μια απομειωμένη τιμή του πρεσσιομετρικού E_m και σχεδόν αγνοήθηκε η τιμή μέσω Diederichs.

Τελικά, οι τιμές του μέτρου παραμόρφωσης E_m (MPa) που θεωρήθηκαν κατά την προσομοίωση του μοντέλου για τους διάφορους γεωλογικούς σχηματισμούς παρατίθενται ακολούθως:

Πίνακας 4.9: Μέτρο παραμόρφωσης E_m (MPa) ανά γεωλογικό σχηματισμό

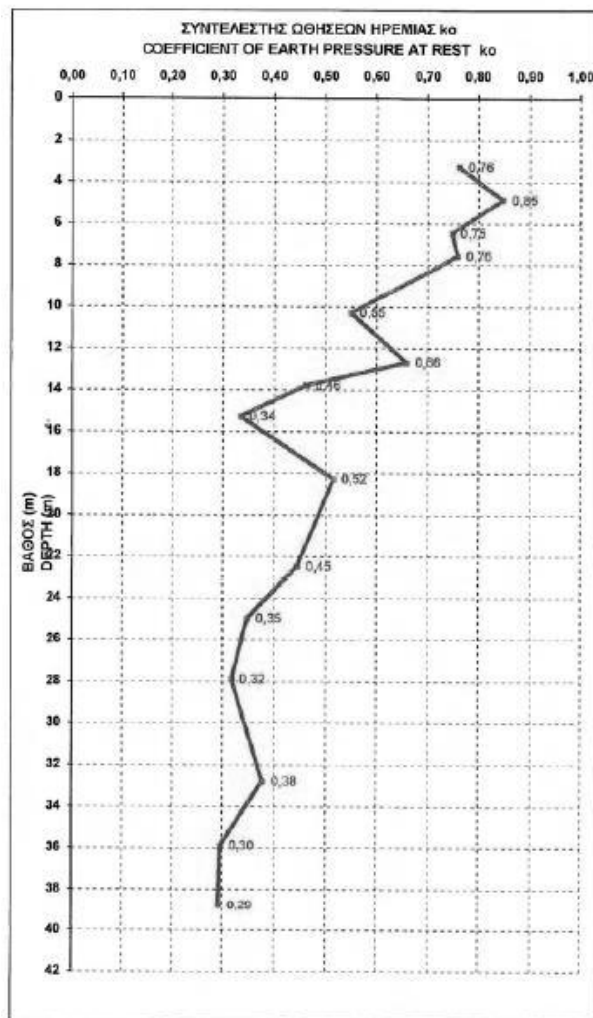
Γεωλογικός σχηματισμός	E_m (MPa)
Άμμος	40,00
Χάλικες	180,00
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	95,00
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	390,67
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	206,06
Ιλυόλιθος	217,09

Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων k_o

Οι τιμές του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων k_o , προκύπτουν από τις δοκιμές πρεσσιομέτρου, στην πρεσσιομετρική γεώτρηση BP3336 και συγκεκριμένα, ύστερα από υπολογισμό των κατακόρυφων (σ'_v) και οριζόντιων (σ'_h) ενεργών τάσεων, σύμφωνα με τον τύπο: $k_o = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$. Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρατίθενται στον πίνακα 4.10, καθώς και στο διάγραμμα 4.8 (βλ. Παράρτημα V)

Πίνακας 4.10: Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων k_o

ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΒΑΘΟΣ ΔΟΚΙΜΗΣ (m)	σ'_v (Kpa)	σ'_h (Kpa)	k_o	Μέση τιμή k_o
Χάλικες	0	0			0,81
	3,3	68,10	52,00	0,76	
	4,9	104,90	89,00	0,85	
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	6,5	140,20	105,00	0,75	0,59
	7,6	164,40	125,00	0,76	
	10,3	203,16	112,00	0,55	
	12,7	235,32	155,00	0,66	
	13,8	250,06	116,00	0,46	
	15,3	270,16	91,00	0,34	
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	18,3	315,94	163,00	0,52	0,52
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	22,5	374,79	167,00	0,45	0,37
	25,0	409,16	143,00	0,35	
	27,9	449,04	143,00	0,32	
Ιλυόλιθος	32,8	516,41	196,00	0,38	0,32
	35,9	559,04	166,00	0,30	
	38,8	598,91	176,00	0,29	

Σχήμα 4.8: Μεταβολή συντελεστή ωθήσεων ηρεμίας k_0 με το βάθοςΦαινόμενο βάρος γ

Οι τιμές για το υγρό φαινόμενο βάρος γ_{sat} και το ξηρό φαινόμενο βάρος γ_{unsat} προσδιορίστηκαν σύμφωνα με τις προδιαγραφές E 105-86 παρ.3 και AASHTO από 147 και παρατίθενται στον πίνακα 4.11. Επισημαίνεται ότι για την άμμο και τους χάλικες έγιναν εύλογες παραδοχές.

Πίνακας 4.11: Υγρό και ξηρό φαινόμενο βάρος

Γεωλογικός σχηματισμός	Υγρό φαινόμενο βάρος γ_{sat} (kN/m^3)	Ξηρό φαινόμενο βάρος γ_{unsat} (kN/m^3)
Άμμος	20,00	18,00
Χάλικες	20,00	20,00
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	20,90	20,90
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	25,10	25,00
Ασβεστιτικός αργιλόλιθος (Μάργα)	21,70	21,60
Ιλυόλιθος	21,40	21,30

Συντελεστής διαπερατότητας k

Για την εύρεση του συντελεστή διαπερατότητας (k) εκτελέστηκαν δοκιμές εισπίεσως τύπου Lugeon και Maag σε διαφορετικά βάθη στη γεώτρηση BP3323 και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 4.12. Για το σχηματισμό του ιλυολίθου δεν πραγματοποιήθηκε δοκιμή στην προαναφερθείσα γεώτρηση, οπότε ως τιμή διαπερατότητας για τον συγκεκριμένο σχηματισμό χρησιμοποιήθηκε η τιμή που προέκυψε από τη δοκιμή εισπίεσως τύπου Lugeon στη γειτονική γεώτρηση BP3322. Τα αποτελέσματα των δοκιμών εισπίεσως τύπου Lugeon παρουσιάζονται στο Παράρτημα V και τα αντίστοιχα τύπου Maag στο Παράρτημα VI.

Πίνακας 4.12: Συντελεστής διαπερατότητας k

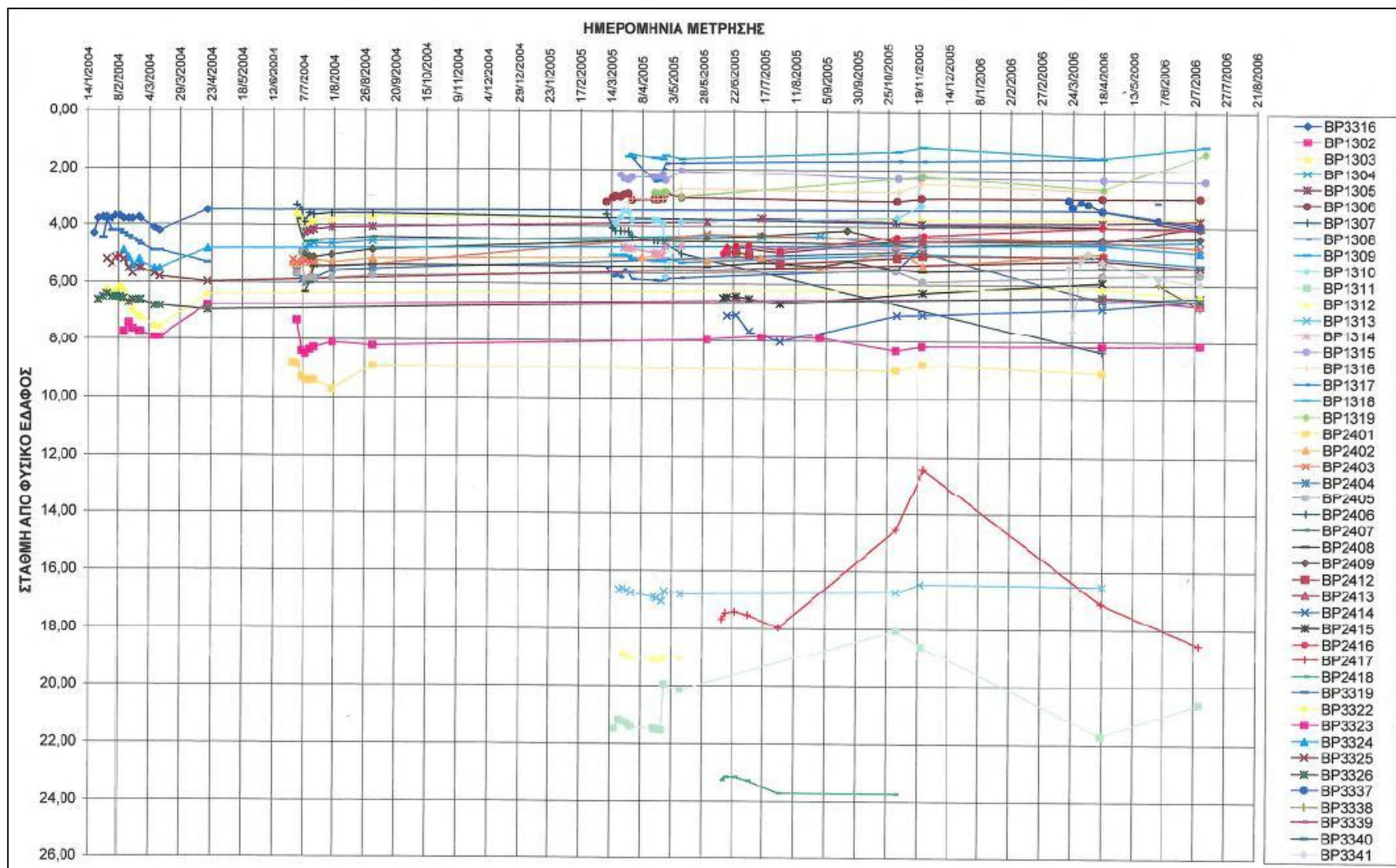
Γεωλογικός - Γεωτεχνικός Σχηματισμός	Γεώτρηση	Τύπος Δοκιμής Εισπίεσως	Βάθος Δοκιμής (m)	Συντελεστής διαπερατότητας k (cm/sec)	Μέση τιμή συντελεστή διαπερατότητας k (cm/sec)	Μέση τιμή συντελεστή διαπερατότητας k (m/d)
Άμμος						
Χάλικες						
Ασβεστιτικός Αργιλόλιθος (Μάργα)	BP3323	Maag	8,0 - 10,3	3,29E-05	1,04E-04	1,204E-11
		Maag	13,0 - 15,0	1,75E-04		
Μαργαϊκός Ασβεστόλιθος	BP3323	Lugeon	15,8 - 20,8	5,72E-06	5,72E-06	6,620E-13
Ασβεστιτικός Αργιλόλιθος (Μάργα)	BP3323	Lugeon	20,5 - 25,5	1,20E-06	1,20E-06	1,389E-13
Ιλυόλιθος	BP3322	Lugeon	25,2 - 31,2	4,29E-06	4,29E-06	4,965E-13

4.2.3 Υδροφόρος Ορίζοντας

Στο διάγραμμα του σχήματος 4.9 παρουσιάζεται αναλυτικά η διακύμανση της στάθμης των υπόγειων υδάτων με το χρόνο για διάφορες γεωτρήσεις. Σύμφωνα με την τελευταία μέτρηση της στάθμης ύδατος, που πραγματοποιήθηκε την 06-10/07/2006 και συγκεκριμένα για τη γεώτρηση BP3323 που μας ενδιαφέρει, θεωρούμε τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα ίση με: Σ.Υ.Ο = -6,60μ.

Κεφάλαιο 4ο

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες



Σχήμα 4.9: Χρονική μεταβολή στάθμης υπόγειου νερού (Χ.Θ. 1+418.50 – 4+805)

4.2.4 Πάσσαλος αντιστήριξης

Ο πάσσαλος που χρησιμοποιείται στην αντιστήριξη έχει διάμετρο $\Phi 0,8\text{m}$. Επειδή η αντιστήριξη που εφαρμόζεται είναι προσωρινή, χρησιμοποιείται κατηγορία σκυροδέματος C20/25, οπότε το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει $E_b = 29\text{Gpa}$. Η δυστένεια και η δυσκαμψία μεμονωμένου πασσάλου προκύπτει ως εξής:

$$\text{Δυστένεια: } E_b A_b (\text{KN}) = 29 \cdot 10^6 \text{KPa} \cdot \pi \cdot 0,4^2 = 14.500.383 \text{ KN}$$

Δυσκαμψία: $E_b I (\text{KNm}^2) = 29 \cdot 10^6 \text{KPa} \cdot \pi \cdot 0,4^4 / 4 = 580.015 \text{ KNm}^2$, όπου A_b είναι το εμβαδόν διατομής του φρεατοπασσάλου και I η ροπή αδράνειας. Κατά την εισαγωγή των δεδομένων οι τιμές δυστένειας και δυσκαμψίας ανάγονται ανά μέτρο μήκους, οπότε διαιρούνται με την αξονική απόσταση των πασσάλων (s), που είναι ίση με $1,80\text{m}$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον πίνακα 4.13.

Επίσης, το βάρος w του φρεατοπασσάλου ανά μέτρο μήκους πετάσματος προκύπτει ως εξής:

$w = \gamma \cdot A_b / s = 25 \text{KN/m}^3 \cdot \pi \cdot 0,4^2 / 1,80\text{m} = 6,981 \text{KN/m/m}$, όπου γ είναι το ειδικό του βάρος και τέλος ως λόγος poisson λαμβάνεται η τιμή $\nu = 0,15$.

Ο συντελεστής μείωσης διατμητικής αντοχής (R_{inter}) στη διεπιφάνεια του πασσάλου με τους διάφορους γεωλογικούς σχηματισμούς θεωρείται σταθερός και ίσος με τη μονάδα. Κατά τις επιλύσεις μεταβάλλεται όπου απαιτείται.

Πίνακας 4.13: Ιδιότητες πασσάλου

Φρεατοπάσσαλος ακτίνας $R=0,4\text{m}$ (Κατηγορία σκυροδέματος C20/25)					
Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} (Mpa)	Μέτρο Ελαστικότητας $E_b=9,5 \cdot (f_{ck}+8)^{1/3}$ (Gpa)	Εμβαδόν φρεατοπασσάλου $A_b=\pi \cdot R^2$ (m^2)	Ροπή αδρανείας κυκλικής διατομής $I=\pi \cdot R^4/4$ (m^4)	Αξονική απόσταση πασσάλων s (m)	
20	29	0,503	0,020	1,80	
Δυστένεια $E_b A_b$ (KN)	Δυστένεια ανά μέτρο μήκους $E_b A_b$ (KN/m)	Δυσκαμψία $E_b I$ (KN \cdot m 2)	Δυσκαμψία ανά μέτρο μήκους $E_b I$ (KN \cdot m 2 /m)	Βάρος w ανά μέτρο μήκους (KN/m/m)	Λόγος Poisson ν
14.500.383	8,056E+06	580.015	3,222E+05	6,981	0,15

4.2.5 Προεντεταμένα αγκύρια

Τα αγκύρια που χρησιμοποιούνται είναι πλήρους προέντασης με τρεις τένοντες διατομής $\Phi 0,6''$, επομένως συνολικής επιφάνειας διατομής $A_s = 3 \cdot 1,39 \text{cm}^2 = 4,17 \text{cm}^2$.

Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι $E=210 \text{GPa}$, οπότε προκύπτει δυστένεια αγκυρίου ίση με: $EA(\text{KN}) = 210 \cdot 10^6 \text{KPa} \cdot 4,17 \cdot 10^{-4} \text{m}^2 = 87.570 \text{KN}$

Ο χάλυβας των τενόντων είναι ποιότητας S1700/1900, οπότε το όριο διαρροής του χάλυβα (β_s) είναι: $\beta_s = 170 \text{KN/cm}^2$.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 (EC-7), πρέπει να ικανοποιείται η εξής οριακή συνθήκη:

$$\gamma_F P_d \leq R_{a,d} \quad [4.a]$$

όπου P_d είναι η τιμή σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης,

$R_{a,d}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης,

$\gamma_F = 1,35$ για μόνιμες φορτίσεις και $1,50$ για μεταβλητές φορτίσεις.

Επιλέγεται η τιμή $\gamma_F = 1,35$ επομένως προκύπτει:

$$1,35 P_d \leq R_{a,d} \quad [4.b]$$

Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης μιας αγκύρωσης ($R_{a,d}$) είναι η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης εξόλκευσης, δηλαδή της αντίστασης έναντι αστοχίας του αγκυρίου στη διεπιφάνεια ενέματος – εδάφους. Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a,d}$) προκύπτει από την χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης ($R_{a,k}$) με χρήση της εξίσωσης: $R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a$

Η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης εξόλκευσης, που είναι το οριακό φορτίο συνάφειας προκύπτει ως εξής: $R_{a,k} (\text{KN}) = \pi \cdot d \cdot \ell_v \cdot \tau_{ult}$, για αγκυρώσεις τύπου A, που κατασκευάζονται σε βράχους, ημιβράχους και σκληρές αργίλους και αντιστοιχεί στους γεωλογικούς σχηματισμούς που εμφανίζονται στην παρούσα εργασία,

όπου d (m) η διάμετρος της διάτρησης, $d=0,10 \text{m}$

ℓ_v (m) το πακτωμένο μήκος, $\ell_v=9 \text{m}$

τ_{ult} (KPa) η οριακή συνάφεια σχεδιασμού μεταξύ εδάφους – αγκυρίου, έστω $\tau_{ult}=250 \text{KPa}$

Συνεπώς, $R_{a,k} = \pi \cdot 0,10 \cdot 9 \cdot 250 \Rightarrow R_{a,k} = 707 \text{KN}$

Οι τιμές του επιμέρους συντελεστή (γ_a) ορίζονται στον Πίνακα A.12 του Παραρτήματος A του EN 1997-1. Ο συντελεστής αυτός σύμφωνα με την Εθνική επιλογή για τον υπολογισμό της αγκύρωσης ως στοιχείου της κατασκευής αντιστήριξης, προκύπτει ίσος με $\gamma_a = 1,10$.

Άρα, η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης προκύπτει:

$$R_{a,d} = R_{a,k} / \gamma_a = 707 \text{KN} / 1,10 \Rightarrow R_{a,d} = 643 \text{KN} \quad [4.c]$$

Η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης μιας αγκύρωσης ($R_{a,d}$) πρέπει, επίσης, να είναι μικρότερη από την τιμή σχεδιασμού της εφελκυστικής αντίστασης του υλικού του τένοντα ($R_{t,d}$), δηλαδή της αντοχής του τένοντα σε εφελκυσμό, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση :

$$R_{t,d} = R_{t,k} / \gamma_m = (A_s \cdot \beta_s) / \gamma_m = (4,17 \text{cm}^2 \cdot 170 \text{KN/cm}^2) / 1,15 = 709 \text{KN} / 1,15 \Rightarrow R_{t,d} = 617 \text{KN}$$

όπου A_s είναι το εμβαδόν της διατομής του τένοντα,

β_s είναι η χαρακτηριστική τιμή της τάσης διαρροής του τένοντα και

$\gamma_m = 1,15$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας υλικού του τένοντα (χάλυβα).

Συνεπώς πρέπει να ελέγχεται ότι : $R_{a,d} \leq R_{t,d} \Rightarrow R_{a,d} \leq 617\text{KN}$ [4.d]

Τελικά, από τις εξισώσεις [4.c] και [4.d] προκύπτει: $R_{a,d} = 617\text{KN}$ και η εξίσωση [4.b] γίνεται:

$$1,35P_d \leq 617\text{KN} \Rightarrow P_d = 457\text{KN}$$

Η μέγιστη αξονική εφελκυστική ($F_{\max,tens}$) και θλιπτική ($F_{\max,comp}$) δύναμη αγκυρίου, που εισάγονται στο πρόγραμμα είναι ίδιες και ίσες με την τιμή σχεδιασμού του φορτίου (δράσης) της αγκύρωσης P_d . Οπότε, $F_{\max,tens} = F_{\max,comp} = P_d = 457\text{KN}$

Ως δύναμη προέντασης εφαρμόζεται το 80% του φορτίου σχεδιασμού, οπότε:

Δύναμη προέντασης: $P = 0,80 \cdot P_d = 0,80 \cdot 457\text{KN} \Rightarrow P = 366\text{KN}$

Δύναμη προέντασης ανά μέτρο μήκους: $P = 0,80 \cdot P_d / s = 0,80 \cdot 457 / 1,80 \Rightarrow P \approx 200\text{KN/m}$

Κατά το μήκος πάκτωσης η τιμή της δυστένειας (EA') των αγκυρίων λαμβάνεται αυξημένη και συγκεκριμένα 1,5 φορά μεγαλύτερη σε σχέση με την τιμή που εφαρμόζεται για την περιοχή του ελεύθερου μήκους (EA) και ανάγεται ανά μέτρο μήκους, οπότε διαιρείται με την αξονική απόσταση των πασσάλων, $s = 1,80\text{m}$: $EA' = 1,5 \cdot EA / s = 1,5 \cdot 87.570\text{KN} / 1,80\text{m} = 72.975\text{KN}$. Επίσης, η μέγιστη εφελκυστική δύναμη (N_p) στην περιοχή αυτή ανάγεται ανά μέτρο μήκους και διαιρείται με την αξονική απόσταση των πασσάλων: $N_p = F_{\max} / s = 457\text{KN} / 1,80\text{m} = 254\text{KN}$.

Τα αποτελέσματα των παραπάνω υπολογισμών παρουσιάζονται στους πίνακες 4.14&4.15.

Πίνακας 4.14: Ιδιότητες αγκυρίων στο ελεύθερο μήκος

Ιδιότητες αγκυρίων στο ελεύθερο μήκος (Χάλυβας τενόντων S1700/1900)					
Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα E (Gpa)	Εμβαδόν τενόντων $3\varnothing 0,6''$ $A_s = 3 \cdot 1,39$ (cm ²)	Δυστένεια EA (KN)	Αξονική απόσταση πασσάλων s (m)	Εφελκυστική αντοχή F_{max,tens} (KN)	Θλιπτική αντοχή F_{max,comp} (KN)
210	4,17	87.570	1,80	457	457

Πίνακας 4.15: Ιδιότητες αγκυρίων κατά το μήκος πάκτωσης

Ιδιότητες αγκυρίων κατά το μήκος πάκτωσης (Χάλυβας τενόντων S1700/1900)						
Μέτρο Ελαστικότητας Χάλυβα E (Gpa)	Εμβαδόν τενόντων $3\varnothing 0,6''$ $A_s = 3 \cdot 1,39$ (cm ²)	Δυστένεια EA (KN)	Αξονική απόσταση πασσάλων s (m)	Εφελκυστική αντοχή F_{max} (KN)	Δυστένεια EA' = 1,5*EA/s (KN/m)	Εφελκυστική αντοχή ανά μέτρο μήκους N_p = F_{max}/s (KN/m)
210	4,17	131.355	1,80	457	72.975	254

4.3 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΙΔΙΑΣΤΑΤΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Για την προσομοίωση του μοντέλου αντιστήριξης στον επιλεγμένο σταθμό 'Αγία Βαρβάρα' και την πραγματοποίηση των επιλύσεων, χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V8. Στο μοντέλο αυτό, που παρουσιάστηκε στο σχήμα 4.4, αναπαρίσταται η εκσκαφή που προκύπτει από την τομή 1-1 του σχήματος 3.6, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της γεώτρησης BP3323, όπως προαναφέρθηκε, θεωρώντας συμμετρικό το αριστερό τμήμα της τομής με άξονα συμμετρίας τον άξονα C, σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.

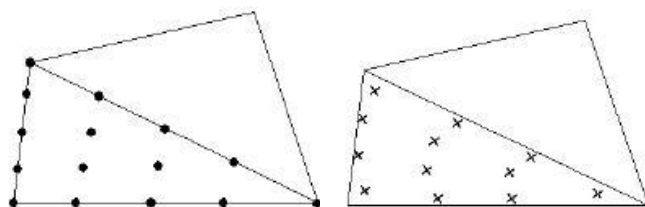
Για την κατανόηση της προσομοίωσης του μοντέλου και του τρόπου επίλυσης, αναλύονται τα εξής:

4.3.1 Γεωμετρικό μοντέλο προσομοίωσης

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, το σύστημα αντιστήριξης θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος με κεφαλόδεσμο, προεντεταμένες αγκυρώσεις καθ' ύψος και από πέτασμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, κατάλληλου πάχους και κατάλληλα οπλισμένου με δομικά πλέγματα. Για λόγους απλούστευσης, δεν προσομοιώνεται ο κεφαλόδεσμος και η επένδυση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

Για μεγαλύτερη ακρίβεια των αποτελεσμάτων επιλέχθηκε λεπτό πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων και προσομοιώθηκε η διεπιφάνεια μεταξύ εδάφους και πασσάλου. Μεγαλύτερη διακριτοποίηση, μάλιστα, πραγματοποιήθηκε στην περιοχή του πασσάλου αντιστήριξης και της επιφάνειας του εδάφους.

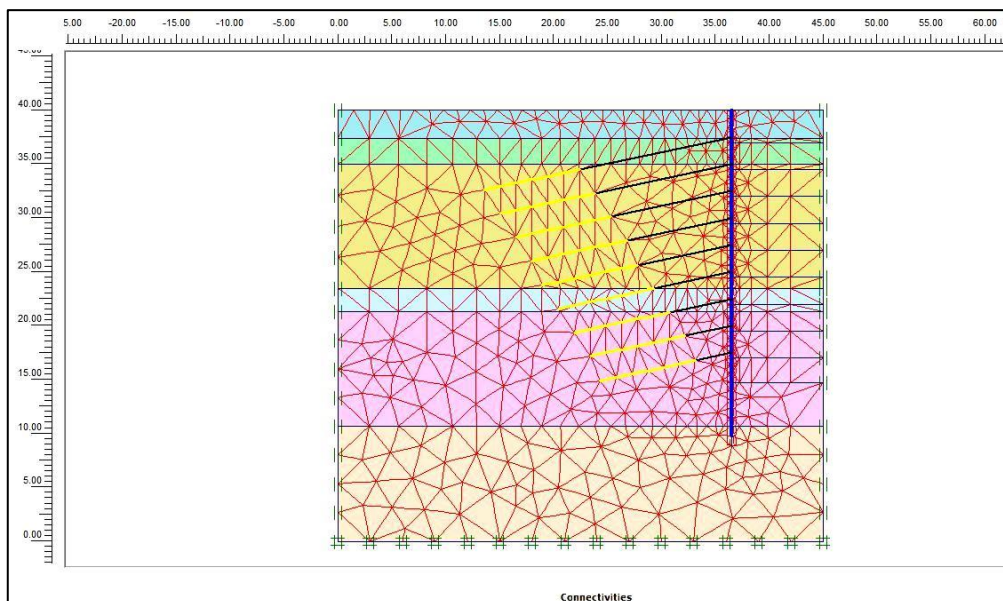
Το γεωμετρικό μοντέλο διαιρείται σε τριγωνικά στοιχεία αποτελούμενα από 15 κόμβους (Σχ.4.10), που παρέχουν μεγάλη ακρίβεια. Τα γειτονικά στοιχεία συνδέονται μέσω των κοινών τους κόμβων και κατά τη διάρκεια της επίλυσης οι μετατοπίσεις (u_x και u_y) υπολογίζονται στους κόμβους αυτούς. Τα τριγωνικά αυτά στοιχεία έχουν ενσωματωμένα 12 εντατικά σημεία για τον υπολογισμό των τάσεων (Σχ.4.10).



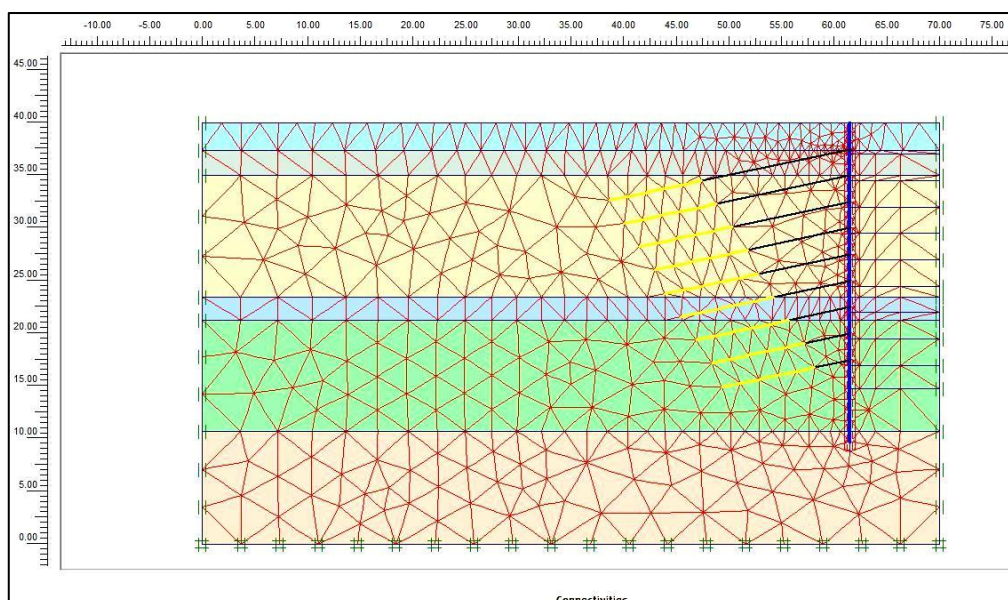
Σχήμα 4.10
Κόμβοι (•) και εντατικά σημεία (x)

Αρχικά, επιλέχθηκε κάναβος πεπερασμένων στοιχείων διαστάσεων XY-45x40, σύμφωνα με το σχήμα 4.11. Εξαιτίας, όμως της επιρροής των ορίων του προσομοιώματος στα αποτελέσματα των επιλύσεων, η τελική επιλογή των ορίων έγινε σύμφωνα με το σχήμα 4.12. Επιλέχθηκε, δηλαδή, πιο διευρυμένο προσομοίωμα (ώστε το αριστερό όριο του μοντέλου να

απομακρυνθεί από τη ζώνη επιρροής των αγκυρίων) διαστάσεων XY-70x40 και αρχή των αξόνων (0,0) το κάτω αριστερό όριο του μοντέλου.



Σχήμα 4.11: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (διαστάσεων XY-45x40)



Σχήμα 4.12: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (διαστάσεων XY-70x40)

Σύμφωνα με τις προδιαγραφές του προτεινόμενου συστήματος αντιστήριξης, καθορίστηκε η θέση του πασσάλου αντιστήριξης σε απόσταση 8,50m. από τον άξονα συμμετρίας C, οι θέσεις των αγκυρίων καθ' ύψος, τα οποία τοποθετούνται ανά 2,50m. βάθος, καθώς και των ενδιάμεσων σταθμών των εκσκαφών, κατά τις διάφορες φάσεις κατασκευής, σε απόσταση επίσης 2,50m. μεταξύ τους. Εξαιρέση αποτελούν η πρώτη και η τελευταία εκσκαφή. Πιο συγκεκριμένα, το βάθος της 1^{ης} εκσκαφής ορίστηκε στα 3m. από την επιφάνεια

του εδάφους, ώστε η στάθμη έδρασης κάθε βήματος εκσκαφής να είναι 0,50m. χαμηλότερα από τη στάθμη έμπηξης του αγκυρίου και να επιτυγχάνεται ανεμπόδιστα η εισαγωγή του ενώ το εύρος της τελευταίας εκσκαφής προέκυψε ίσο με 2,25m ώστε να φτάσουμε στο επιθυμητό βάθος εκσκαφής (H=25,25m.).

Στον κάρναβο με διαστάσεις XY-70x40 η εισαγωγή του πασσάλου αντιστήριξης έγινε στον κόμβο με συντεταγμένες $x=61,5m$ και $y=40m$. Το ύψος του πασσάλου, σύμφωνα με την τομή 1-1 της αντιστήριξης του συγκεκριμένου σταθμού στο σχήμα 3.6, είναι $L=30,25m$, οπότε ο κόμβος στο πέρας του πασσάλου έχει συντεταγμένες $x=61,5m$ και $y=9,75m$. Από το ίδιο σχήμα προκύπτει το βάθος έμπηξης του πασσάλου ίσο με $D=5m$, το βάθος εκσκαφής ίσο με $H=25,25m$, το πακτωμένο μήκος όλων των αγκυρίων $\Delta\ell=9m$, η γωνία έμπηξης των αγκυρίων $\theta=12^\circ$, όπως και τα ελεύθερα μήκη και η διάταξή τους.

Τα βάθη εκσκαφής από την επιφάνεια του εδάφους και οι συντεταγμένες των κόμβων αρχής και πέρατος κάθε βήματος εκσκαφής στο προσομοίωμα παρατίθενται στον πίνακα 4.16, ενώ τα ελεύθερα μήκη των αγκυρίων, καθώς και οι συντεταγμένες των κόμβων τους παρατίθενται στον πίνακα 4.17.

Πίνακας 4.16: Βάθη εκσκαφής και συντεταγμένες κόμβων εκσκαφής

Α/Α Εκσκαφής	Βάθος εκσκαφής (m)	Συντεταγμένες κόμβων εκσκαφής (m)		
			Αρχή εκσκαφής	Πέρασ εκσκαφής
1η	-3,00	x	61,50	70,00
		y	37,00	37,00
2η	-5,50	x	61,50	70,00
		y	34,50	34,50
3η	-8,00	x	61,50	70,00
		y	32,00	32,00
4η	-10,50	x	61,50	70,00
		y	29,50	29,50
5η	-13,00	x	61,50	70,00
		y	27,00	27,00
6η	-15,50	x	61,50	70,00
		y	24,50	24,50
7η	-18,00	x	61,50	70,00
		y	22,00	22,00
8η	-20,50	x	61,50	70,00
		y	19,50	19,50
9η	-23,00	x	61,50	70,00
		y	17,00	17,00
Τελική	-25,25	x	61,50	70,00
		y	14,75	14,75

Πίνακας 4.17: Βάθος έμπτυξης, ελεύθερα μήκη και συντεταγμένες κόμβων αγκυριών

Α/Α Σειράς αγκυρί- ων	Βάθος έμπτυξης αγκυριών (m)	Ελεύθερο μήκος αγκυριών (m)	Συντεταγμένες κόμβων αγκυριών (m)			
				Αρχή αγκυρίου	Σύνδεση ελεύθερου μήκους με πακτωμένο μήκος	Πέρασ πακτωμένου μήκους αγκυρίου
1 ^η	-2,50	14,50	x	61,50	$61,5-14,5*\cos 12^\circ = 47,32$	$47,32-9,0*\cos 12^\circ = 38,51$
			y	37,50	$37,5-14,5*\sin 12^\circ = 34,49$	$34,49-9,0*\sin 12^\circ = 32,61$
2 ^η	-5,00	13,00	x	61,50	$61,5-13,0*\cos 12^\circ = 48,78$	$48,78-9,0*\cos 12^\circ = 39,98$
			y	35,00	$35,0-13,0*\sin 12^\circ = 32,30$	$32,30-9,0*\sin 12^\circ = 30,43$
3 ^η	-7,50	11,50	x	61,50	$61,5-11,5*\cos 12^\circ = 50,25$	$50,25-9,0*\cos 12^\circ = 41,45$
			y	32,50	$32,5-11,5*\sin 12^\circ = 30,11$	$30,11-9,0*\sin 12^\circ = 28,24$
4 ^η	-10,00	10,00	x	61,50	$61,5-10,0*\cos 12^\circ = 51,72$	$51,72-9,0*\cos 12^\circ = 42,92$
			y	30,00	$30,0-10,0*\sin 12^\circ = 27,92$	$27,92-9,0*\sin 12^\circ = 26,05$
5 ^η	-12,50	9,00	x	61,50	$61,5-9,0*\cos 12^\circ = 52,70$	$52,70-9,0*\cos 12^\circ = 43,89$
			y	27,50	$27,5-9,0*\sin 12^\circ = 25,63$	$25,63-9,0*\sin 12^\circ = 23,76$
6 ^η	-15,00	7,50	x	61,50	$61,5-7,5*\cos 12^\circ = 54,16$	$54,16-9,0*\cos 12^\circ = 45,36$
			y	25,00	$25,0-7,5*\sin 12^\circ = 23,44$	$23,44-9,0*\sin 12^\circ = 21,57$
7 ^η	-17,50	6,00	x	61,50	$61,5-6,0*\cos 12^\circ = 55,63$	$55,63-9,0*\cos 12^\circ = 46,83$
			y	22,50	$22,5-6,0*\sin 12^\circ = 21,25$	$21,25-9,0*\sin 12^\circ = 19,38$
8 ^η	-20,00	4,50	x	61,50	$61,5-4,5*\cos 12^\circ = 57,10$	$57,10-9,0*\cos 12^\circ = 48,30$
			y	20,00	$20,0-4,5*\sin 12^\circ = 19,06$	$19,06-9,0*\sin 12^\circ = 17,19$
9 ^η	-22,50	3,50	x	61,50	$61,5-3,5*\cos 12^\circ = 58,08$	$58,08-9,0*\cos 12^\circ = 49,27$
			y	17,50	$17,5-3,5*\sin 12^\circ = 16,77$	$16,77-9,0*\sin 12^\circ = 14,90$

4.3.2 Εισαγωγή ιδιοτήτων γεωλογικών σχηματισμών

Οι διάφοροι τύποι γεωλογικών σχηματισμών που συναντήθηκαν κατά βάθος, σύμφωνα με τη γεώτρηση BP3323, είναι άμμος, χάλικες, ασβεστιτικός αργιλόλιθος (μάργα), μαργαϊκός ασβεστόλιθος, ασβεστιτικός αργιλόλιθος (μάργα) και ιλυόλιθος. Για όλους τους παραπάνω γεωλογικούς τύπους εφαρμόστηκε το απλό ελαστοπλαστικό προσομοίωμα του γραμμικώς ελαστικού, ιδεατώς πλαστικού εδάφους κατά Mohr-Coulomb.

Λήφθηκε, ακόμη, υπόψη η επιρροή των υδατικών πιέσεων των πόρων, δεδομένου ότι η στάθμη των υπογείων υδάτων βρίσκεται σε βάθος 6,60m από την επιφάνεια του εδάφους. Η αναπαραγωγή των πιέσεων των πόρων έγινε με υπολογισμό υπόγειας ροής, που είναι πιο ρεαλιστικός, σε σχέση με την εισαγωγή ενός γενικού φρεατικού επιπέδου (phreatic level). Η κατανομή των υδατικών πιέσεων, σε έναν υπολογισμό υπόγειας ροής, καθορίζεται από τις οριακές συνθήκες, τη γεωμετρία και τη διαπερατότητα των εδαφικών σχηματισμών. Αρχικά, επιλέγεται η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (6,60m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους) και ακολούθως, επιλέγονται ως κλειστά όρια ροής ο άξονας συμμετρίας και το πέρασ του τελευταίου εδαφικού σχηματισμού (ιλυόλιθου). Η διεπιφάνεια μεταξύ πασσάλου και περιβάλλοντος εδάφους, εκτός από την περιοχή κάτω από τον πάσσαλο, είναι ενεργή, κατά

τον υπολογισμό και θεωρείται αδιαπέρατη, εμποδίζοντας τη ροή διαμέσου του τοίχου, ο οποίος είναι διαπερατός.

4.3.3 Προσομοίωση τοιχίου αντιστήριξης και αγκυρίων

Το τοίχιο αντιστήριξης, όπως προαναφέρθηκε, θα αποτελείται από πασσάλους οπλισμένου σκυροδέματος, οι οποίοι στο πρόγραμμα προσομοιώνονται με στοιχεία δοκού. Καθώς στις διδιάστατες αναλύσεις το μέσο αντιστήριξης θεωρείται συνεχές, οι τιμές της δυστένειας EA και της ακαμψίας EJ, εισάγονται ανά τρέχον μέτρο. Ακόμη, δεδομένου ότι στις συνθήκες περιπτώσεις, τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη βρίσκονται μέσα στα όρια αντοχής των υλικών, είναι εύλογη η θεώρηση γραμμικής ελαστικής συμπεριφοράς των πασσάλων.

Το ελεύθερο μήκος των αγκυρίων προσομοιώνεται με στοιχεία αγκυρίου κόμβο σε κόμβο (node to node anchor), τα οποία αναλαμβάνουν μόνο αξονικές δυνάμεις και θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστικό – ιδεατά πλαστικό. Η αντοχή που εισάγεται σε εφελκυσμό και σε θλίψη είναι ίση με την αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένου αγκυρίου P_d .

Το πακτωμένο μήκος των αγκυρίων προσομοιώνεται με στοιχεία γεωπλέγματος (geogrid), τα οποία αναλαμβάνουν μόνο αξονικές εφελκυστικές δυνάμεις και θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστικό – ιδεατά πλαστικό. Η αντοχή που εισάγεται σε εφελκυσμό είναι ίση με την αντοχή σχεδιασμού μεμονωμένου αγκυρίου ανά μέτρο μήκους.

4.3.4 Οι τύποι των επιλύσεων

Με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D V8 πραγματοποιήθηκαν τέσσερις διδιάστατες επιλύσεις.

Στην πρώτη και στη δεύτερη επίλυση έγινε εισαγωγή των παραμέτρων όπως αυτές προέκυψαν από τις επιτόπου και τις εργαστηριακές δοκιμές, καθώς και από τις παραδοχές σύμφωνα με το υποκεφάλαιο 4.2. Η διαφορά μεταξύ τους έγκειται στις διαστάσεις του προσομοιώματος, λόγω της επιρροής των ορίων στα αποτελέσματα της πρώτης ανάλυσης, όπως προαναφέρθηκε.

Στην τρίτη επίλυση διερευνήθηκε η επιρροή του συντελεστή ουδέτερης ώθησης (k_0), με εισαγωγή ενιαίας τιμής $k_0 = 0,8$ για όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς, ως μια δυσμενής περίπτωση που θα μπορούσε να παρατηρηθεί.

Στην τέταρτη επίλυση, εξετάστηκε η επιρροή του συντελεστή διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας πασσάλου-εδάφους (R) και συγκεκριμένα της απομείωσης του εν λόγω συντελεστή στους γεωλογικούς σχηματισμούς που βρίσκονται στο επίπεδο της τελικής εκσκαφής και βαθύτερα.

Οι αναλυτικές μέθοδοι που θα χρησιμοποιηθούν στο γεωτεχνικό σχεδιασμό των σταθμών του έργου, σύμφωνα με τις προδιαγραφές των μελετών, περιλαμβάνουν αναλύσεις για:

- ευστάθεια εκσκαφών, συμπεριλαμβανομένου του σχεδιασμού του συστήματος αντιστήριξης, ολική ευστάθεια έναντι ολίσθησης και ευστάθεια του πυθμένα της εκσκαφής έναντι ανύψωσης ή ρευστοποίησης,
- ευστάθεια των πρανών για διάφορες συνθήκες φόρτισης,
- κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις και ανυψώσεις) και οριζόντιες μετακινήσεις αφενός του συστήματος αντιστήριξης των εκσκαφών και αφετέρου του εδάφους εντός της ζώνης επιρροής του έργου.
- κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις και ανυψώσεις), γωνιακές παραμορφώσεις και οριζόντιες μετακινήσεις των κτηρίων-κατασκευών εντός της ζώνης επιρροής του έργου (στα πλαίσια της Μελέτης Ειδικής Τρωτότητας και Σχετικής Διακινδύνευσης Κτηρίων και Κατασκευών)

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάζονται σε όλες τις επιλύσεις οι κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις και ανυψώσεις) στην επιφάνεια του εδάφους [U_y], οι οριζόντιες μετακινήσεις του συστήματος αντιστήριξης [U_x] και ο συντελεστής ασφάλειας [MSF] έναντι γενικής αστοχίας της αντιστήριξης.

4.3.5 Φάσεις κατασκευής

Στο τέλος της εισαγωγής δεδομένων και πριν την προσομοίωση των φάσεων σταδιακής εκσκαφής και ενεργοποίησης των μέτρων προσωρινής αντιστήριξης στο πρόγραμμα, προσδιορίζεται το αρχικό εντατικό πεδίο δηλαδή οι αρχικές πιέσεις πόρων και οι γεωστατικές τάσεις.

Η αλληλουχία των φάσεων σταδιακής εκσκαφής και ενεργοποίησης της προσωρινής αντιστήριξης, που ακολουθήθηκε για την προσομοίωση της κατασκευής, είναι ίδια για όλες τις επιλύσεις και παρουσιάζεται ακολούθως:

- **Φάση 1:** Κατασκευή του πασσάλου αντιστήριξης.
- **Φάση 2:** Πρώτη εκσκαφή σε βάθος 3m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της πρώτης σειράς αγκυρίων.
- **Φάση 3:** Ενεργοποίηση της πρώτης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 4:** Δεύτερη εκσκαφή σε βάθος 5,5m. από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της δεύτερης σειράς αγκυρίων.
- **Φάση 5:** Ενεργοποίηση της δεύτερης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 6:** Τρίτη εκσκαφή σε βάθος 8m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της τρίτης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -6,60m).

- **Φάση 7:** Ενεργοποίηση της τρίτης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 8:** Τέταρτη εκσκαφή σε βάθος 10,5m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της τέταρτης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -8m).
- **Φάση 9:** Ενεργοποίηση της τέταρτης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 10:** Πέμπτη εκσκαφή σε βάθος 13m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της πέμπτης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -10,5m).
- **Φάση 11:** Ενεργοποίηση της πέμπτης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 12:** Έκτη εκσκαφή σε βάθος 15,5m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της έκτης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -13m).
- **Φάση 13:** Ενεργοποίηση της έκτης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 14:** Έβδομη εκσκαφή σε βάθος 18m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της έβδομης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -15,5m).
- **Φάση 15:** Ενεργοποίηση της έβδομης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 16:** Όγδοη εκσκαφή σε βάθος 20,5m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της όγδοης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -18m).
- **Φάση 17:** Ενεργοποίηση της όγδοης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 18:** Ένατη εκσκαφή σε βάθος 23m από την επιφάνεια του εδάφους και 0,5m κάτω από τη στάθμη της ένατης σειράς αγκυρίων και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -20,5m).
- **Φάση 19:** Ενεργοποίηση της ένατης σειράς αγκυρίων και εισαγωγή δύναμης προέντασης ίσης με 200KN/m.
- **Φάση 20:** Τελική εκσκαφή σε βάθος 25,25μ. από την επιφάνεια του εδάφους και υπολογισμός των υδατικών πιέσεων για τη νέα στάθμη των υπογείων υδάτων (προηγούμενη στάθμη -23m).

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας έναντι αστοχίας (MSF), εισάγεται στο τέλος των φάσεων κατασκευής μια επιπλέον φάση (Φάση 21), με τη μέθοδο απομείωσης των όρων διατμητικής αντοχής $\tan\phi$ και c (ϕ - c reduction). Σύμφωνα με τη μέθοδο αυτή χρησιμοποιείται ένας συντελεστής απομείωσης ($\sum Msf$) των εν λόγω όρων, ίσος με:

$$\sum Msf = \frac{\tan\phi_{input}}{\tan\phi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}}$$

όπου οι όροι με την ένδειξη $input$ αντιστοιχούν στις τιμές των παραμέτρων που έχουμε εισάγει και οι όροι με την ένδειξη $reduced$ αντιστοιχούν στις απομειωμένες τιμές που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση.

Αρχικά, δίνεται μια υποθετική τιμή στο συντελεστή $\sum Msf$ ίση με τη μονάδα και με διαδοχικές δοκιμές και αυξανόμενες τιμές προκύπτει η τιμή εκείνη για την οποία επέρχεται αστοχία και είναι ίση με:

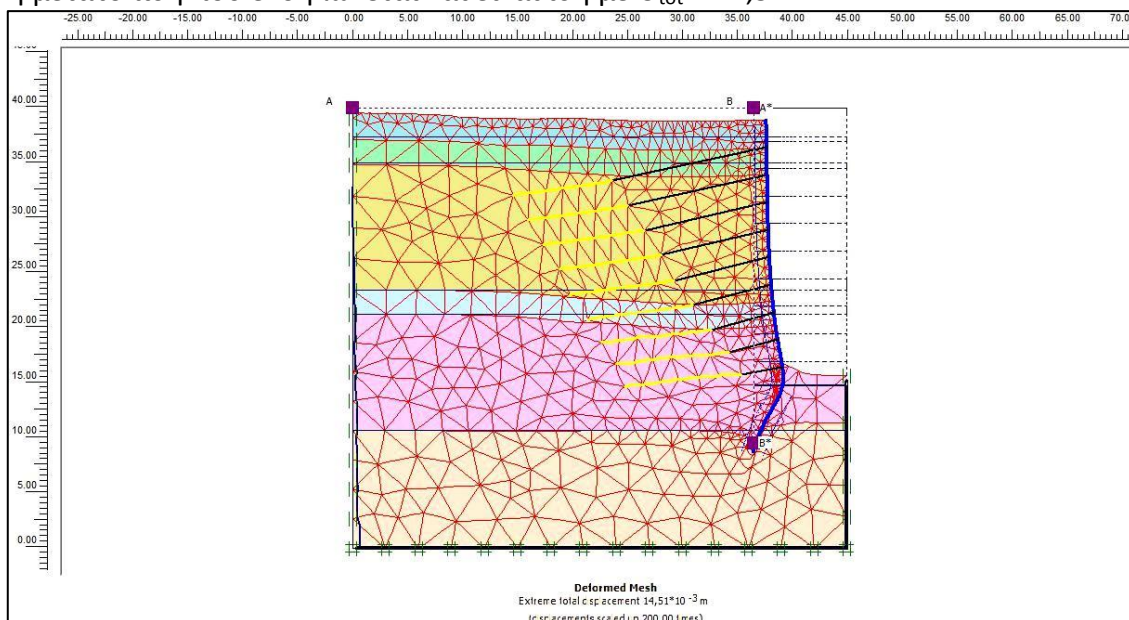
$$MSF = \frac{\text{αρχική αντοχή}}{\text{αντοχή στην αστοχία}} = \text{τιμή του } \sum Msf \text{ στην αστοχία}$$

4.4 ΕΠΙΛΥΣΕΙΣ

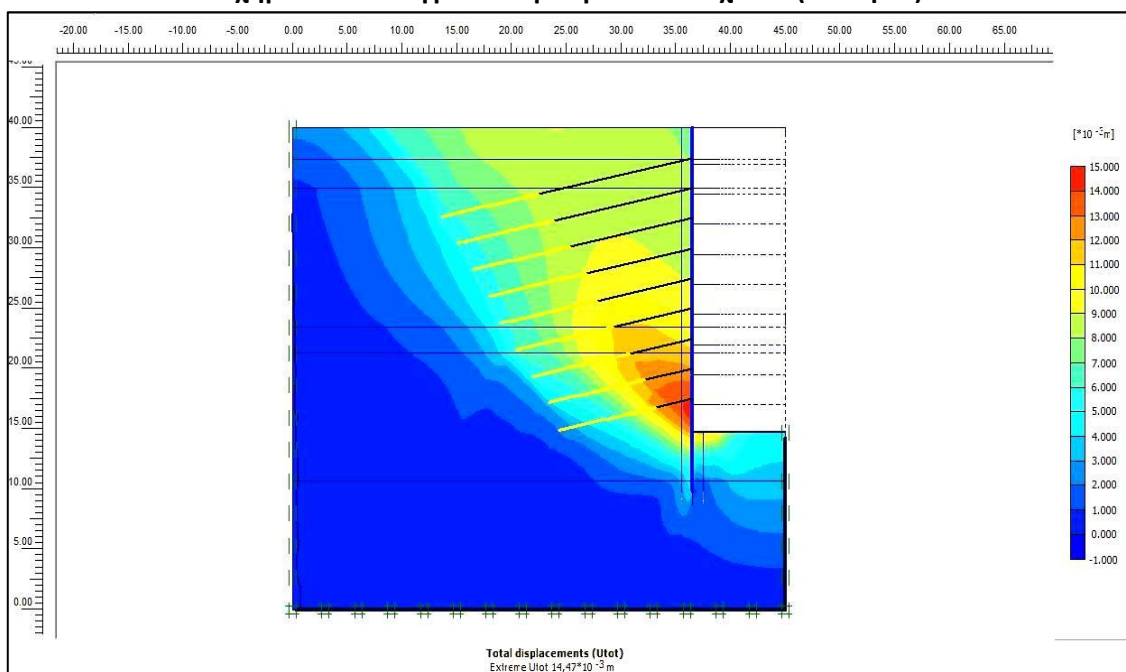
4.4.1 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Α

Το μοντέλο προσομοίωσης Π.Σ. Α, όπως προαναφέρθηκε, αφορά σε κάρναβο Π.Σ. διαστάσεων ΧΥ 45x40 και εισαγωγή δεδομένων για όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς ως προέκυψαν από τις επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές (υποκεφάλαιο 4.2).

Στα σχήματα που ακολουθούν (4.13&4.14) παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται μετά την ολοκλήρωση της τελικής εκσκαφής (Φάση 20), καθώς και η μέγιστη ολική μετατόπιση που εκδηλώνεται και είναι ίση με $U_{tot} = 14,51\text{mm}$.



Σχήμα 4.13: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (Φάση 20)



Σχήμα 4.14: Χρωματική απεικόνιση ολικών μετατοπίσεων (Φάση 20)

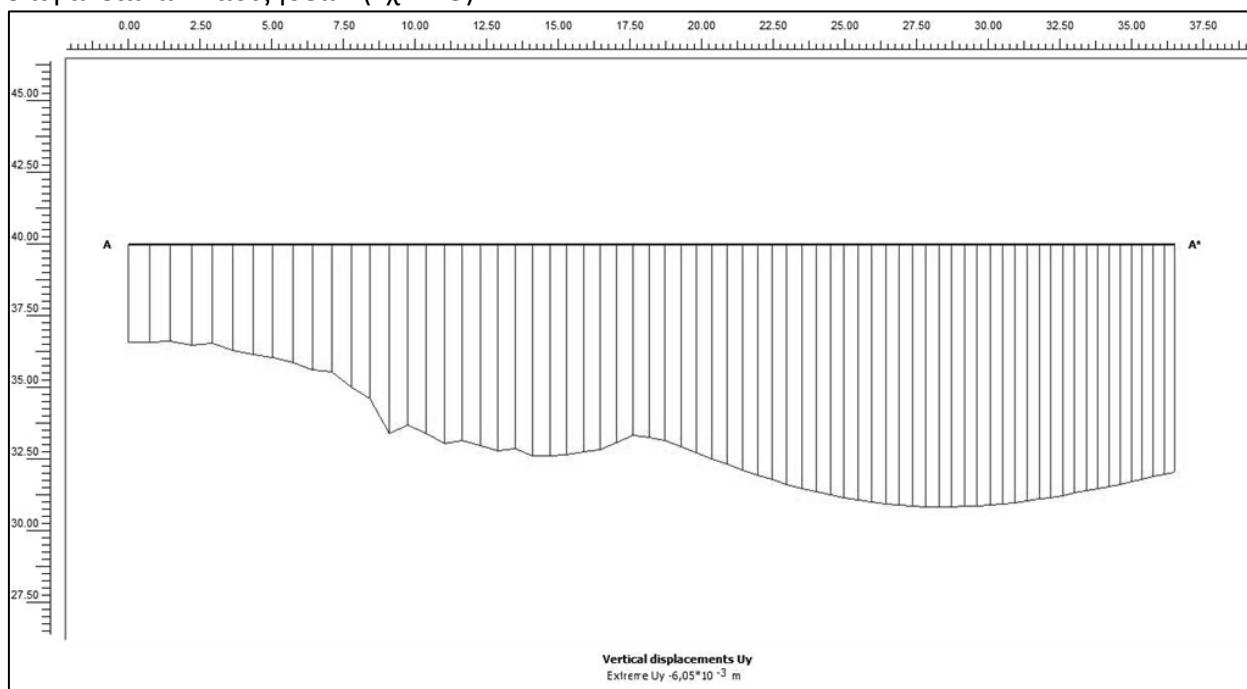
Σύμφωνα με τις περιβάλλουσες των ολικών μετατοπίσεων, όπως ευκρινώς παρατίθενται στο σχήμα 4.14 μέσω της χρωματικής απεικόνισής τους, παρατηρούμε πως το εύρος του μοντέλου μας δεν είναι επαρκές, καθώς βρισκόμαστε εντός της ζώνης επιρροής της εκσκαφής, δηλαδή εκδηλώνονται μη μηδενικές μετακινήσεις στο όριο του προσομοιώματος. Για αυτό το λόγο, η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων αυτής της επίλυσης τίθεται υπό αμφισβήτηση.

Ωστόσο, για λόγους διερεύνησης της επίδρασης του ορίου, παρατίθενται ακολούθως οι μετατοπίσεις στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης, καθώς και η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων, από την τομή A-A* (Σχ.4.15) και των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης, από την τομή B-B* (Σχ.4.16).

Σε ό,τι αφορά τη στέψη του πασσάλου (συντεταγμένες κόμβου προσομοιώματος $X=36,5\text{m}$, $Y=40\text{m}$), σύμφωνα με τις τομές A-A* και B-B* (Σχ.4.13), προκύπτουν από το πρόγραμμα οι μετατοπίσεις στο σημείο της στέψης ως εξής (στρογγυλοποιημένες):

$$U_{\text{tot}} = 8\text{mm}, U_x = 6\text{mm} \text{ και } U_y = -5\text{mm}.$$

Σύμφωνα με την τομή A-A* (Σχ.4.13) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Σχ.4.15):



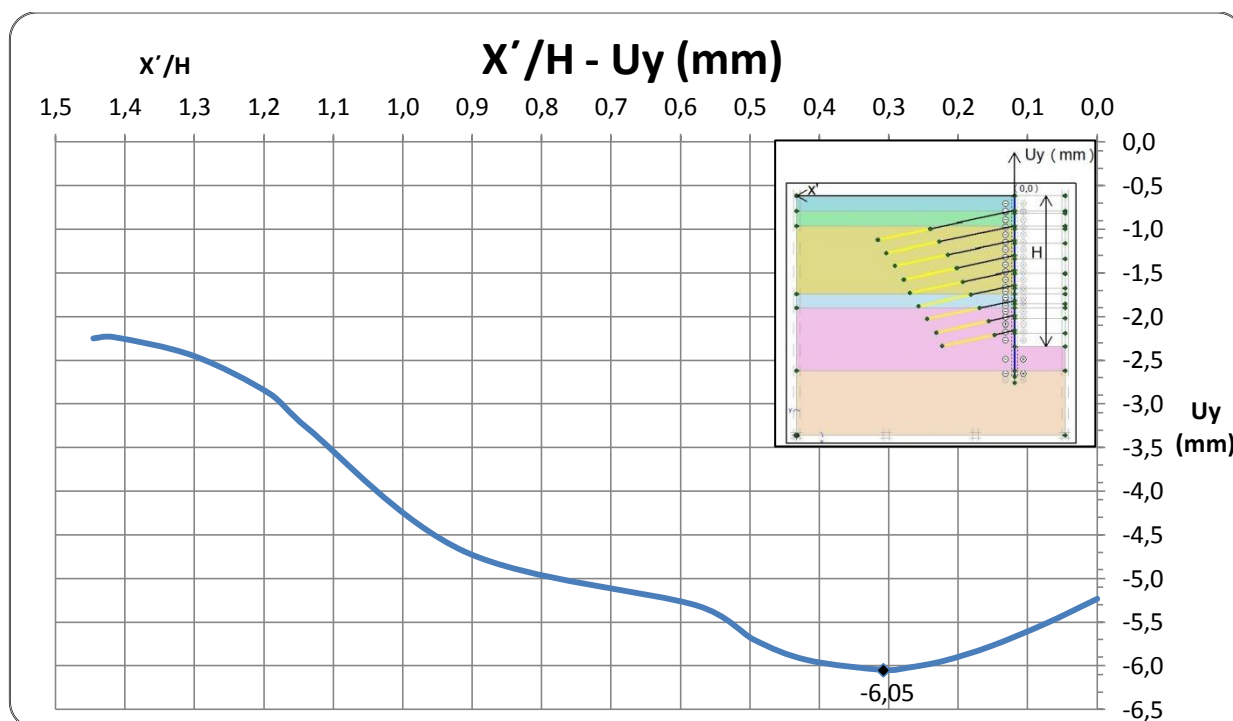
Σχήμα 4.15: Καθιζήσεις κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους (Τομή A-A*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.18 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 1: Ανηγμένη απόσταση X'/H – Επιφανειακή καθίζηση U_y (mm)].

Διευκρινίζεται ότι για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων, ορίσθηκε ένα νέος άξονας προσδιορισμού τετμημένων X' θεωρώντας ως αρχή αυτού το σημείο της στέψης του πασσάλου αντιστήριξης (τετμημένη $X=36,50\text{m}$ του συστήματος αναφοράς XY του μοντέλου προσομοίωσης).

Πίνακας 4.18: Τιμές επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

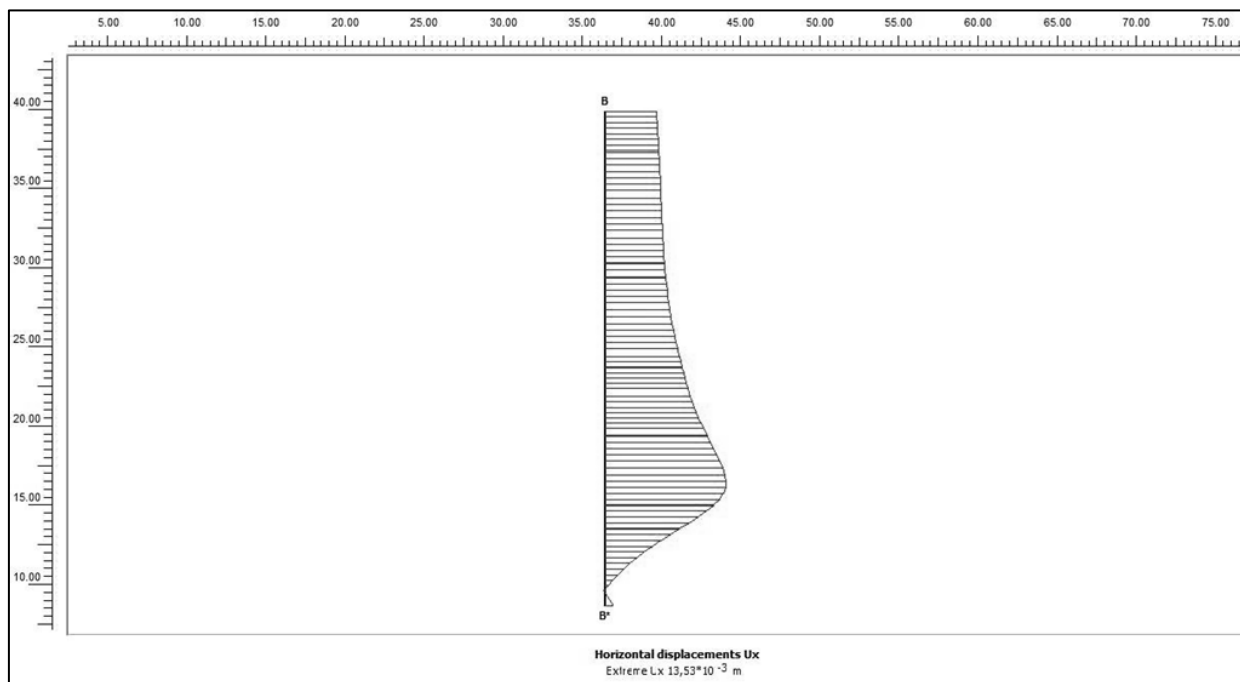
Συντεταγμένες προσομοίωσης		X' (m)	X'/H	U _y (mm)
X (m)	Y (m)			
0,00	40,00	36,50	1,45	-2,25
0,70	40,00	35,76	1,42	-2,24
3,60	40,00	32,86	1,30	-2,45
6,40	40,00	30,08	1,19	-2,89
7,80	40,00	28,73	1,14	-3,28
13,50	40,00	22,99	0,91	-4,69
22,00	40,00	14,55	0,58	-5,31
24,00	40,00	12,51	0,50	-5,70
25,90	40,00	10,55	0,42	-5,94
28,70	40,00	7,77	0,31	-6,05
29,60	40,00	6,88	0,27	-6,02
30,90	40,00	5,57	0,22	-5,95
32,60	40,00	3,90	0,15	-5,78
34,60	40,00	1,90	0,08	-5,52
36,50	40,00	0,00	0,00	-5,24



Διάγραμμα 1: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα, η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση λαμβάνει την τιμή U_y=6,05mm και το σημείο εκδήλωσης αυτής εντοπίζεται σε απόσταση 0,31H = 7,83m από τη θέση του πασσάλου, όπου H=25,25m είναι το βάθος τελικής εκσκαφής.

Αντίστοιχα, σύμφωνα με την τομή Β-Β* (Σχ.4.13) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης(Σχ.4.16):



Σχήμα 4.16: Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης (Τομή Β-Β*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.19 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 2: Ανηγγμένη απόσταση Y'/H -Οριζόντια μετατόπιση U_x (mm)].

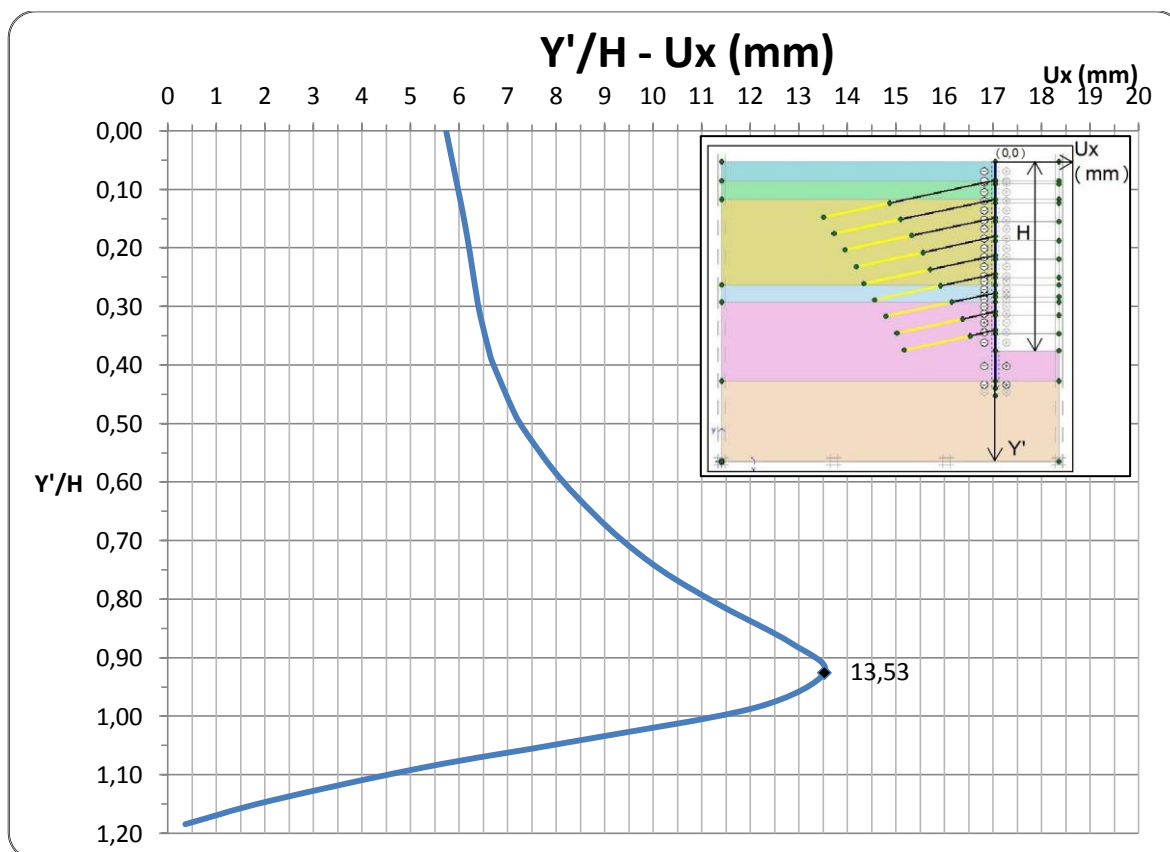
Διευκρινίζεται ότι για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων, ορίσθηκε ένα νέος άξονας προσδιορισμού τεταγμένων Y' θεωρώντας ως αρχή αυτού το σημείο της στέψης του πασσάλου αντιστήριξης (τεταγμένη $Y=40m$ του συστήματος αναφοράς XY του μοντέλου προσομοίωσης).

Πίνακας 4.19: Τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
36,5	40,0	0,0	0,00	5,73
36,5	37,5	2,5	0,10	5,97
36,5	36,6	3,4	0,13	6,06
36,5	35,4	4,6	0,18	6,17
36,5	34,1	5,9	0,23	6,27
36,5	32,9	7,1	0,28	6,36
36,5	32,0	8,0	0,32	6,44

Πίνακας 4.19: (Συνέχεια)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
36,5	30,4	9,6	0,38	6,62
36,5	30,0	10,0	0,40	6,69
36,5	27,9	12,1	0,48	7,12
36,5	27,0	13,0	0,52	7,37
36,5	25,4	14,6	0,58	7,92
36,5	24,2	15,8	0,63	8,45
36,5	22,5	17,5	0,69	9,27
36,5	21,0	19,0	0,75	10,21
36,5	19,5	20,5	0,81	11,39
36,5	17,9	22,1	0,88	12,83
36,5	16,6	23,4	0,93	13,53
36,5	15,1	24,9	0,99	12,11
36,5	13,7	26,3	1,04	8,34
36,5	12,5	27,5	1,09	5,29
36,5	11,1	28,9	1,15	2,10
36,5	10,1	29,9	1,18	0,36



Διάγραμμα 2: Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

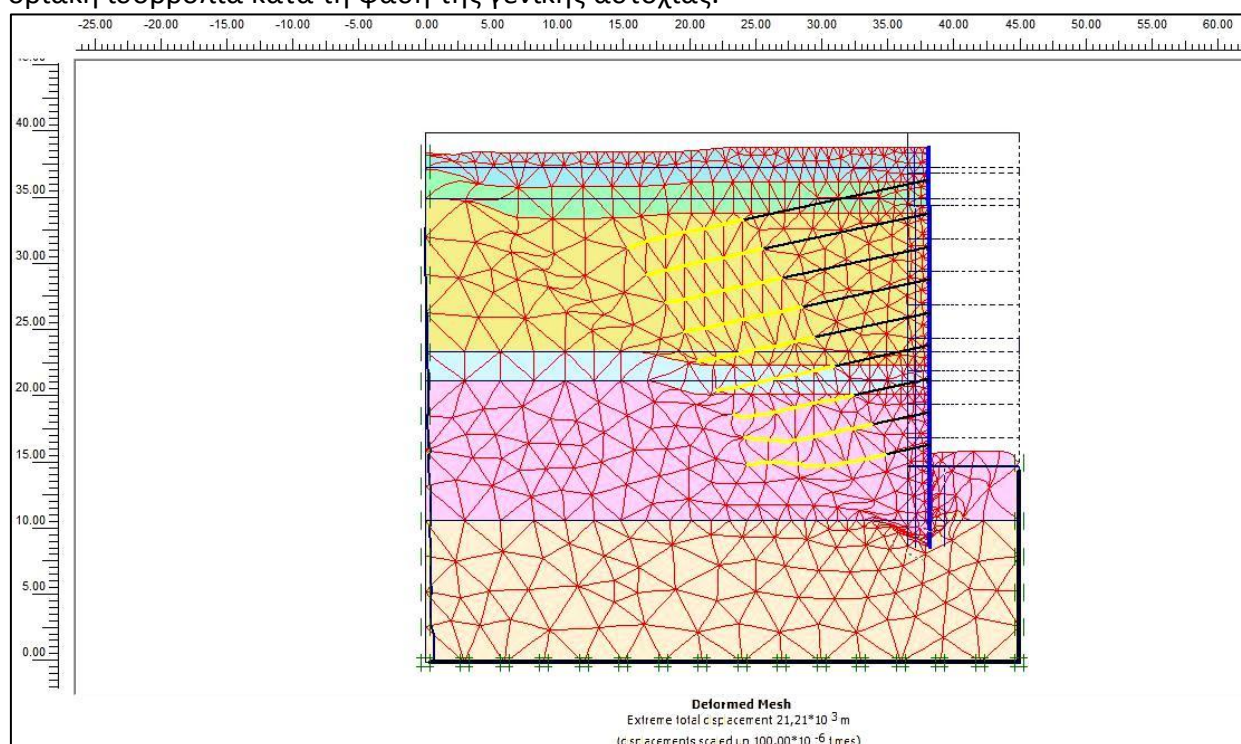
Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα, η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (U_x) εκδηλώνεται σε βάθος $0,93H = 23,48\text{m}$ από τη στέψη, όπου $H=25,25\text{m}$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής και είναι ίση με $U_x = 13,53\text{mm}$.

Διευκρινίζεται ότι στις τιμές των αποτελεσμάτων το αρνητικό πρόσημο των καθιζήσεων (U_y) υποδηλώνει μετακίνηση προς τα κάτω, ενώ το θετικό πρόσημο των οριζόντιων μετατοπίσεων (U_x) υποδηλώνει μετακίνηση προς το εσωτερικό της εκσκαφής. Στην τομή Β-Β* το βάθος από τη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης (Y'), έως το οποίο υπολογίζονται οι οριζόντιες μετατοπίσεις, θεωρείται ίσο με το ύψος του πασσάλου, δηλαδή 30m . Συνεπώς, η μέγιστη ανηγμένη απόσταση Y'/H θα είναι ίδια σε όλες τις επιλύσεις και ίση με $Y'/H = 30\text{m}/25,25\text{m} = 1,18$.

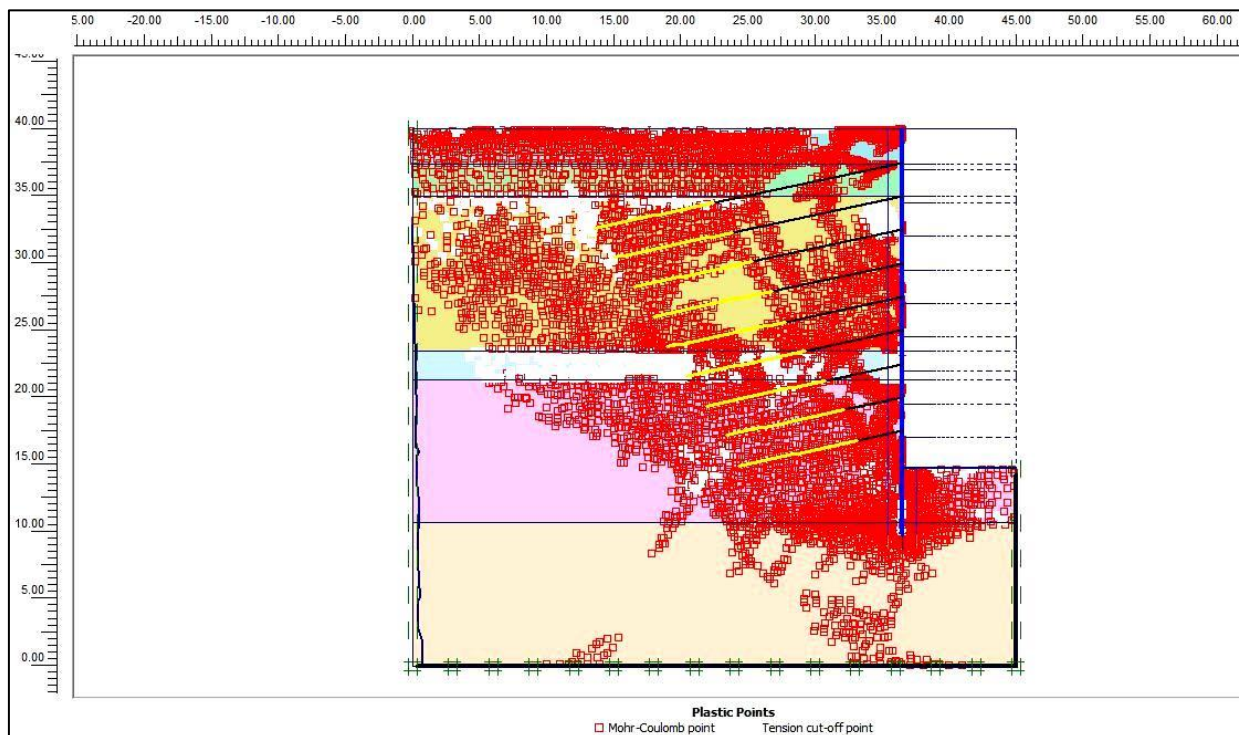
Στο σχήμα 4.17, παρουσιάζεται η μορφή γενικής αστοχίας του συστήματος αντιστήριξης, η οποία προέκυψε κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας $MSF = 1,282$ (Φάση 21).

Στο σχήμα 4.18 παρουσιάζεται η κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά Mohr-Coulomb, δηλαδή περιοχών που περιλαμβάνουν εδαφικά στοιχεία που οδηγήθηκαν σε οριακή ισορροπία κατά τη φάση της γενικής αστοχίας.



Σχήμα 4.17: Μορφή γενικής αστοχίας (Φάση 21)

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες



Σχήμα 4.18: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Φάση 21)

Επιμέρους συμπεράσματα κατά την 1η επίλυση:

➤ Επιφανειακές καθιζήσεις

Σύμφωνα με την κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους, προκύπτουν αρνητικές τιμές μετακίνησης, δηλαδή καθίζηση, τόσο στην περιοχή της στέψης του πασσάλου όσο και καθώς απομακρυνόμαστε από αυτή. Η μέγιστη καθίζηση δεν εκδηλώνεται στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης αλλά σε απόσταση ίση περίπου με το 1/3 του βάθους της τελικής εκσκαφής (H) από αυτή. Σύμφωνα με τα παραπάνω, η μορφή της κατανομής των επιφανειακών καθιζήσεων στην επίλυση αυτή είναι κοίλη.

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης

Σύμφωνα με την κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου, η μέγιστη τιμή εκδηλώνεται σε απόσταση ίση περίπου με το 1/10 του H, από τη στάθμη της τελικής εκσκαφής. Στη βάση του πρανούς περιορίζεται η ανάπτυξη των μετατοπίσεων, λόγω των εξισορροπητικών παθητικών αντωθήσεων που ασκούνται κατά μήκος του βάθους έμπηξης του πασσάλου.

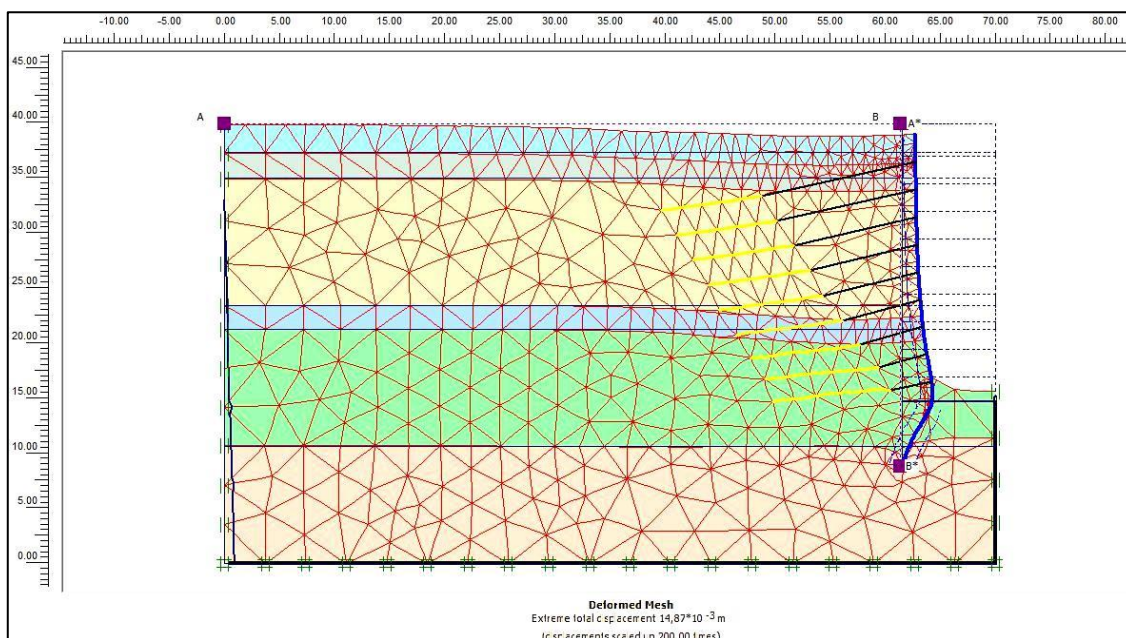
➤ Μορφή γενικής αστοχίας

Σύμφωνα με τη μορφή γενικής αστοχίας, που προκύπτει κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας MSF, εμφανίζεται καμπύλη επιφάνεια αστοχίας, η οποία εκτείνεται από τη βάση του πασσάλου αντιστήριξης έως το αριστερό όριο του μοντέλου προσομοίωσης. Πολύ χαρακτηριστικά φαίνεται και εδώ το ανεπαρκές μέγεθος του μοντέλου καθώς η πλαστική ζώνη κατά την αστοχία εκτείνεται σχεδόν στο σύνολο του (Σχ.4.18).

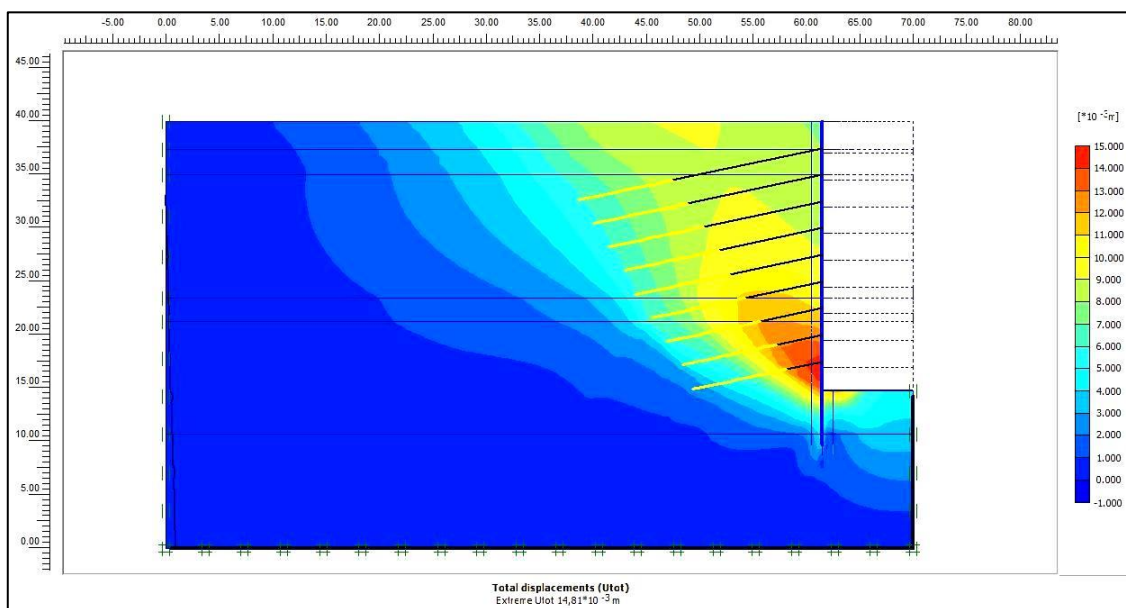
4.4.2 Μοντέλο προσομοίωσης Π.Σ. Β

Το μοντέλο προσομοίωσης Π.Σ. Β, όπως προαναφέρθηκε, αφορά σε κάρναβο Π.Σ. διαστάσεων ΧΥ 70x40 και εισαγωγή δεδομένων για όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς ως προέκυψαν από τις επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές καθώς και παραδοχές (υποκεφάλαιο 4.2).

Στα σχήματα που ακολουθούν (4.19&4.20) παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται μετά την ολοκλήρωση της τελικής εκσκαφής (Φάση 20), καθώς και η μέγιστη ολική μετατόπιση που εκδηλώνεται και είναι ίση με $U_{tot} = 14,87\text{mm}$.



Σχήμα 4.19: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (Φάση 20)



Σχήμα 4.20: Χρωματική απεικόνιση ολικών μετατοπίσεων (Φάση 20)

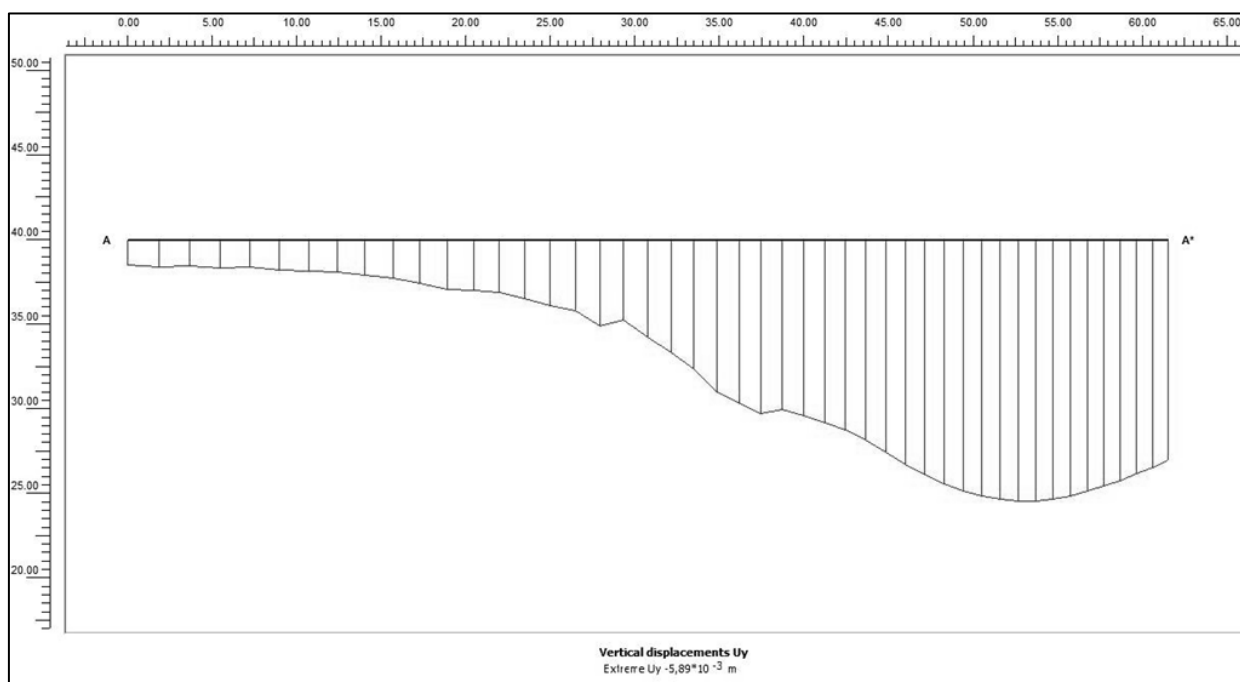
Σύμφωνα με τις περιβάλλουσες των ολικών μετατοπίσεων, όπως ευκρινώς παρατίθενται στο σχήμα 4.20 μέσω της χρωματικής απεικόνισής τους, παρατηρούμε πως για μεγαλύτερη απόσταση του αριστερού ορίου του μοντέλου από την περιοχή της εκσκαφής, επιτυγχάνεται ανεμπόδιστη ανάπτυξη των μετατοπίσεων, χωρίς να επηρεάζονται τα αποτελέσματα από αυτό.

Παρατίθενται, ακολούθως, οι μετατοπίσεις στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης, καθώς και η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων, από την τομή A-A* (Σχ.4.21) και των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης, από την τομή B-B* (Σχ.4.22).

Σε ό,τι αφορά τη στέψη του πασσάλου (συντεταγμένες κόμβου προσομοιώματος $X=61,50\text{m}$, $Y=40\text{m}$), σύμφωνα με τις τομές A-A* και B-B* (Σχ.4.19), προκύπτουν από το πρόγραμμα οι μετατοπίσεις στο σημείο της στέψης ως εξής (στρογγυλοποιημένες):

$$U_{\text{tot}} = 8\text{mm}, U_x = 6\text{mm} \text{ και } U_y = -5\text{mm}.$$

Σύμφωνα με την τομή A-A* (Σχ.4.19) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Σχ.4.21):



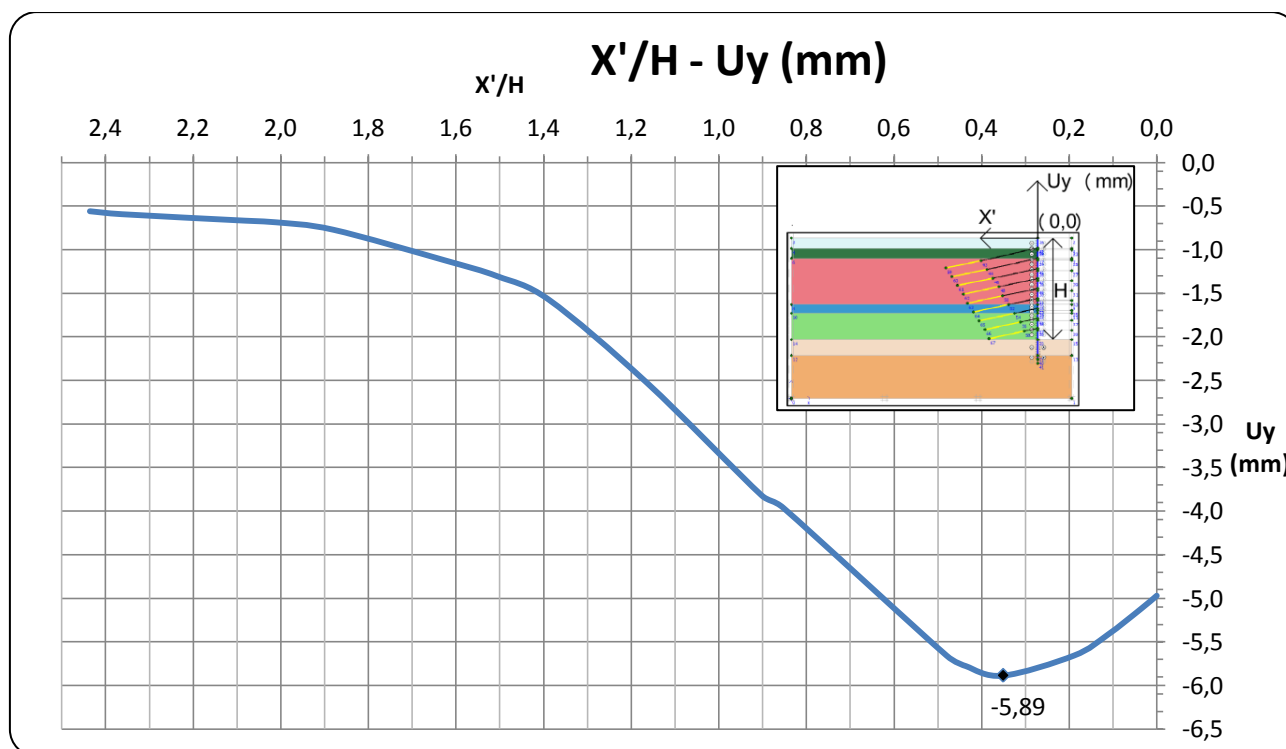
Σχήμα 4.21: Καθιζήσεις κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους (Τομή A-A*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.20 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 3: Ανηγμένη απόσταση X'/H – Επιφανειακή καθίζηση U_y (mm)].

Διευκρινίζεται ότι για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων, ορίσθηκε ένα νέος άξονας προσδιορισμού τετμημένων X' θεωρώντας ως αρχή αυτού το σημείο της στέψης του πασσάλου αντιστήριξης (τετμημένη $X=61,50\text{m}$ του συστήματος αναφοράς XY του μοντέλου προσομοίωσης).

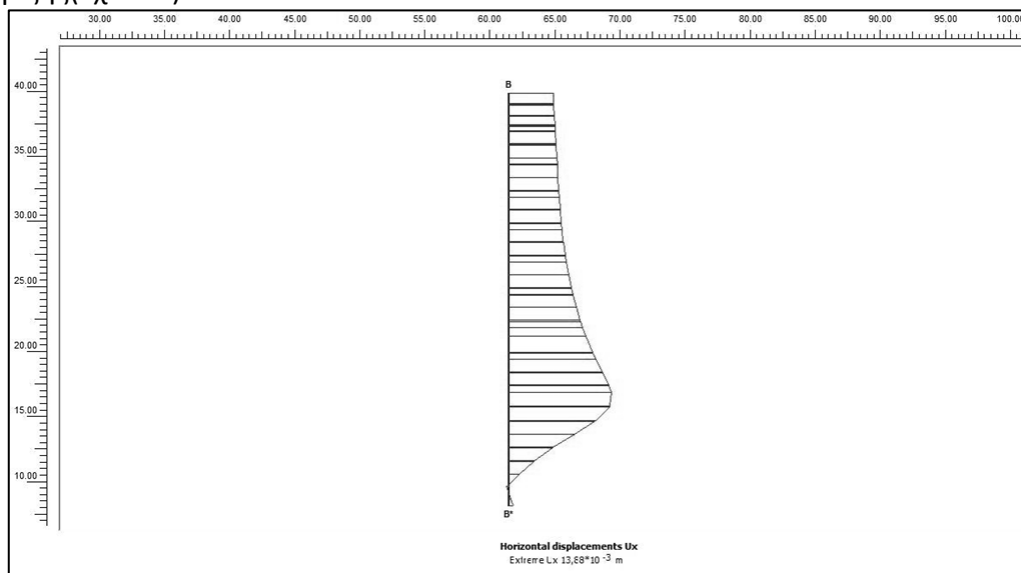
Πίνακας 4.20: Τιμές επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		X' (m)	X'/H	U _y (mm)
X (m)	Y (m)			
0,0	40	61,50	2,44	-0,56
1,9	40	59,65	2,36	-0,59
9,0	40	52,52	2,08	-0,67
10,7	40	50,81	2,01	-0,68
14,0	40	47,45	1,88	-0,77
20,4	40	41,05	1,63	-1,12
23,5	40	38,00	1,50	-1,30
26,5	40	35,04	1,39	-1,57
32,1	40	29,38	1,16	-2,53
38,7	40	22,78	0,90	-3,82
40,0	40	21,52	0,85	-3,96
49,4	40	12,11	0,48	-5,66
50,5	40	11,01	0,44	-5,78
52,6	40	8,87	0,35	-5,89
56,7	40	4,78	0,19	-5,66
58,7	40	2,82	0,11	-5,42
60,6	40	0,93	0,04	-5,12
61,5	40	0,00	0,00	-4,97



Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα, η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση λαμβάνει την τιμή $U_y=5,89\text{mm}$ και το σημείο εκδήλωσης αυτής εντοπίζεται σε απόσταση $0,35H = 8,84\text{m}$ από τη θέση του πασσάλου, όπου $H=25,25\text{m}$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής.

Αντίστοιχα, σύμφωνα με την τομή B-B* (Σχ.4.19) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης(Σχ.4.22):



Σχήμα 4.22: Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης (Τομή B-B*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.21 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 4: Ανηγγμένη απόσταση Y'/H -Οριζόντια μετατόπιση U_x (mm)].

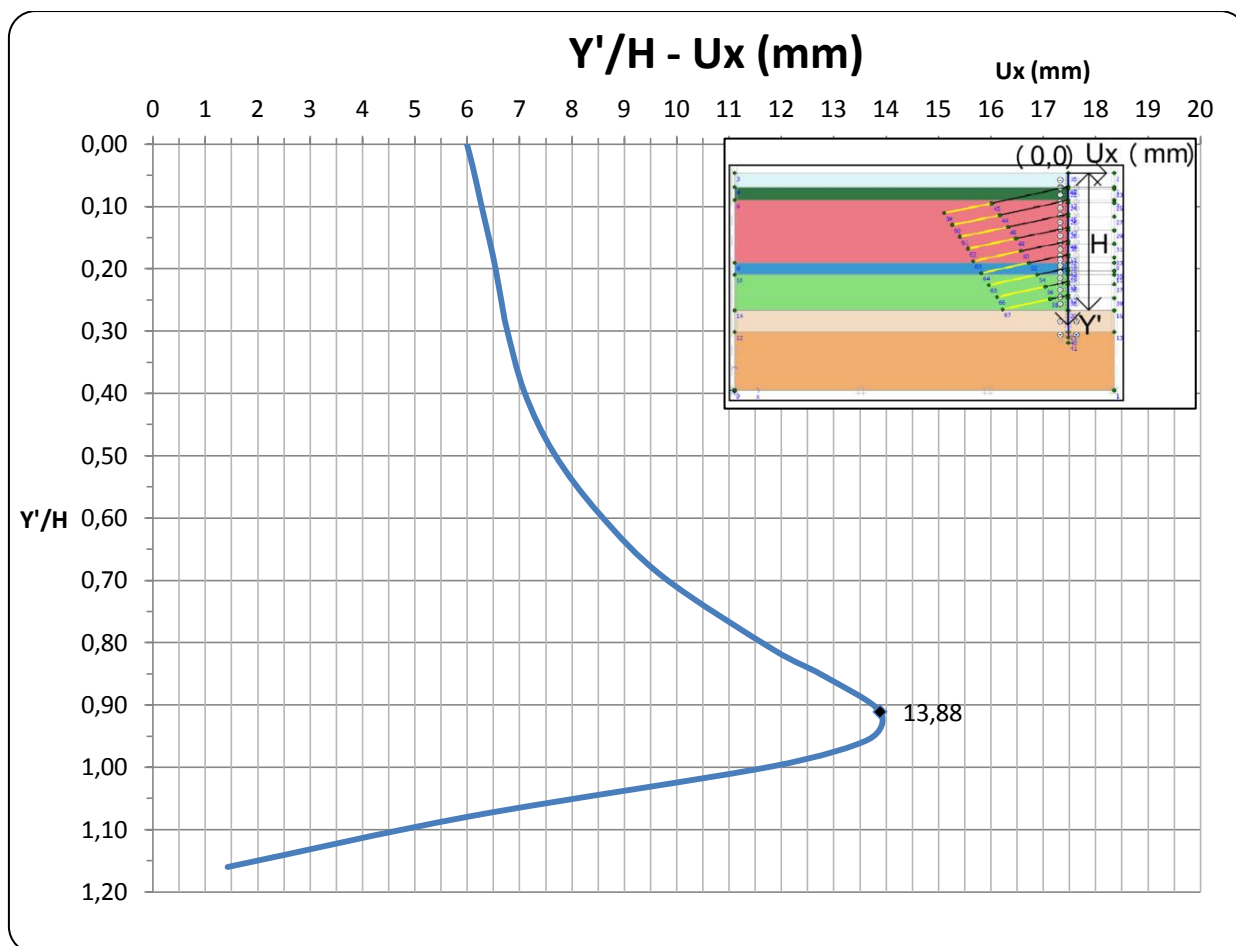
Διευκρινίζεται ότι για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων, ορίσθηκε ένα νέος άξονας προσδιορισμού τεταγμένων Y' θεωρώντας ως αρχή αυτού το σημείο της στέψης του πασσάλου αντιστήριξης (τεταγμένη $Y=40\text{m}$ του συστήματος αναφοράς XY του μοντέλου προσομοίωσης).

Πίνακας 4.21: Τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή B-B*)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	40,0	0,00	0,00	5,99
61,5	39,2	0,78	0,03	6,09
61,5	39,1	0,94	0,04	6,11
61,5	38,3	1,70	0,07	6,19
61,5	37,5	2,47	0,10	6,27
61,5	36,1	3,86	0,15	6,42
61,5	35,0	5,00	0,20	6,54
61,5	33,5	6,49	0,26	6,66

Πίνακας 4.21: (Συνέχεια)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	32,5	7,45	0,30	6,75
61,5	30,0	10,04	0,40	7,09
61,5	27,5	12,53	0,50	7,66
61,5	25,0	15,03	0,60	8,54
61,5	22,4	17,57	0,70	9,76
61,5	19,5	20,48	0,81	11,83
61,5	18,5	21,50	0,85	12,76
61,5	17,0	22,99	0,91	13,88
61,5	15,9	24,13	0,96	13,66
61,5	14,8	25,21	1,00	11,84
61,5	12,8	27,24	1,08	6,07
61,5	10,7	29,30	1,16	1,42

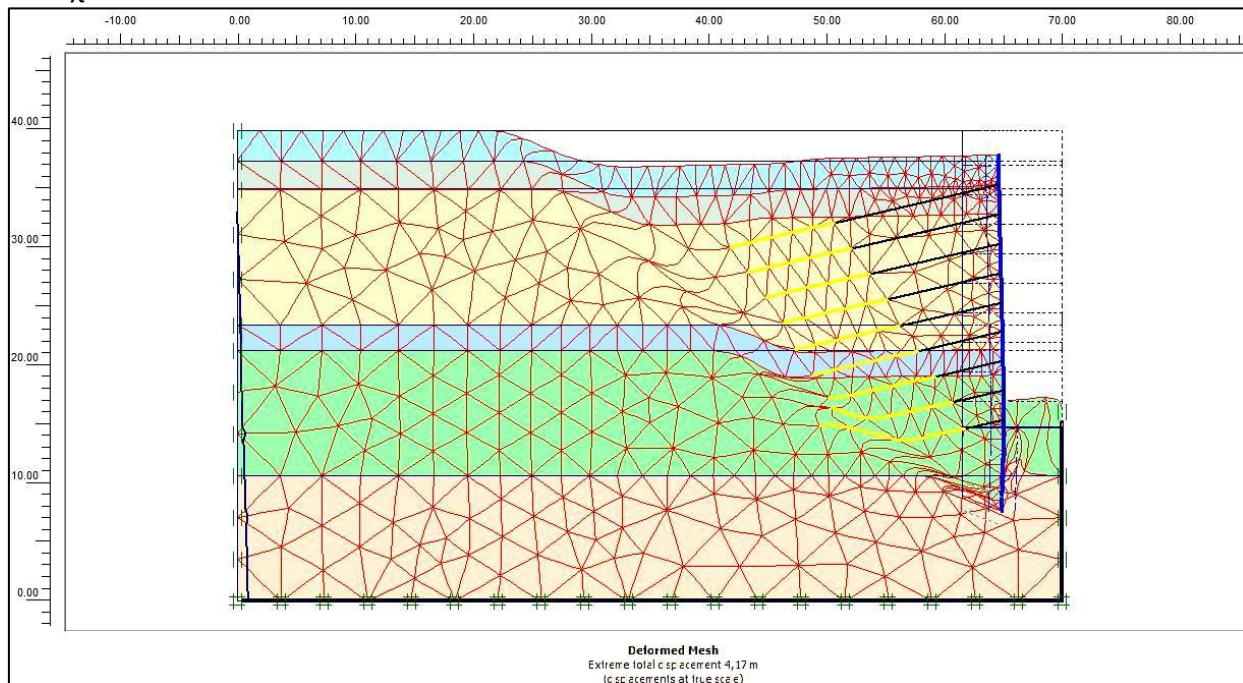


Διάγραμμα 4: Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

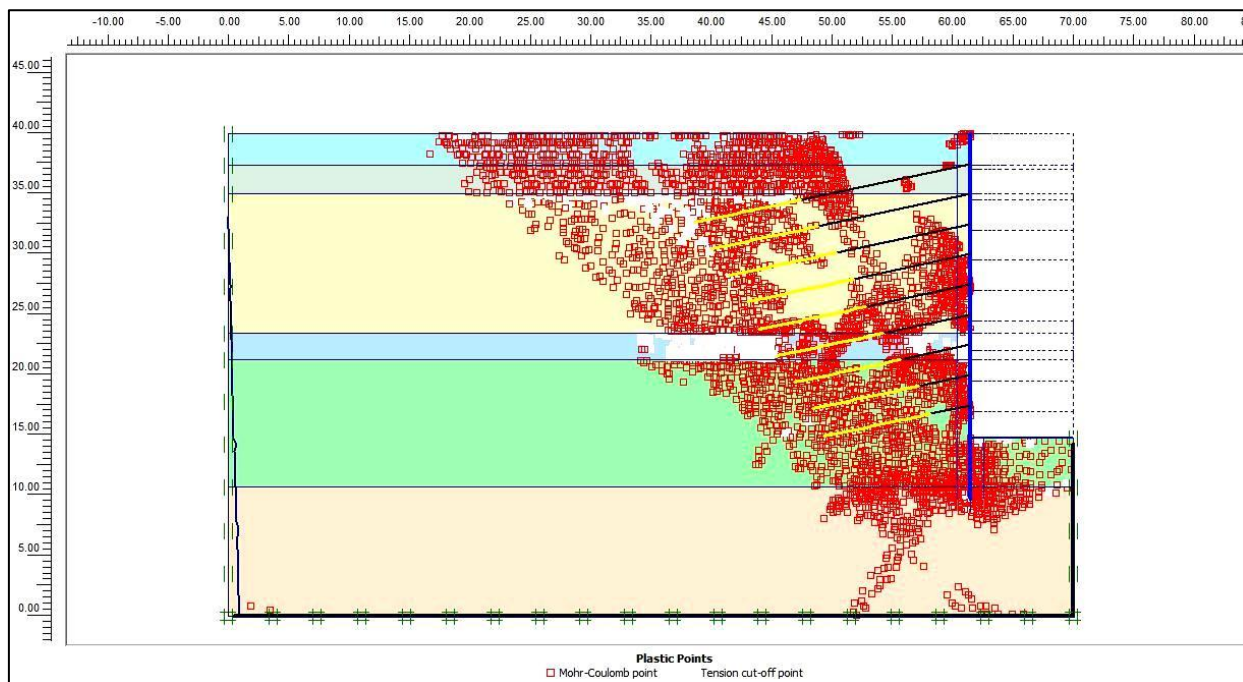
Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (U_x) παρατηρείται σε απόσταση $0,91H = 22,98m$ από τη στέψη, όπου $H=25,25m$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής και είναι ίση με $U_x = 13,88mm$.

Στο σχήμα 4.23, παρουσιάζεται η μορφή γενικής αστοχίας του συστήματος αντιστήριξης, η οποία προέκυψε κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας $MSF = 1,295$ (Φάση 21) και στο σχήμα 4.24, η κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά Mohr-Coulomb στην αστοχία.



Σχήμα 4.23: Μορφή γενικής αστοχίας (Φάση 21)



Σχήμα 4.24: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Φάση 21)

Επιμέρους συμπεράσματα κατά τη 2η επίλυση:➤ Επιφανειακές καθιζήσεις

Και σε αυτή την περίπτωση, με διευρυμένα τα όρια του μοντέλου, παρατηρείται κοίλη μορφή επιφανειακών καθιζήσεων, με τη μέγιστη τιμή της κατακόρυφης επιφανειακής μετατόπισης να εκδηλώνεται σε απόσταση ίση περίπου με το $1/3$ του H από τη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης και όχι στο σημείο της στέψης.

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης

Η μέγιστη τιμή των οριζόντιων μετατοπίσεων εκδηλώνεται κοντά στη στάθμη της τελικής εκσκαφής και μάλιστα σε απόσταση ίση περίπου με το $1/10$ του H από αυτή.

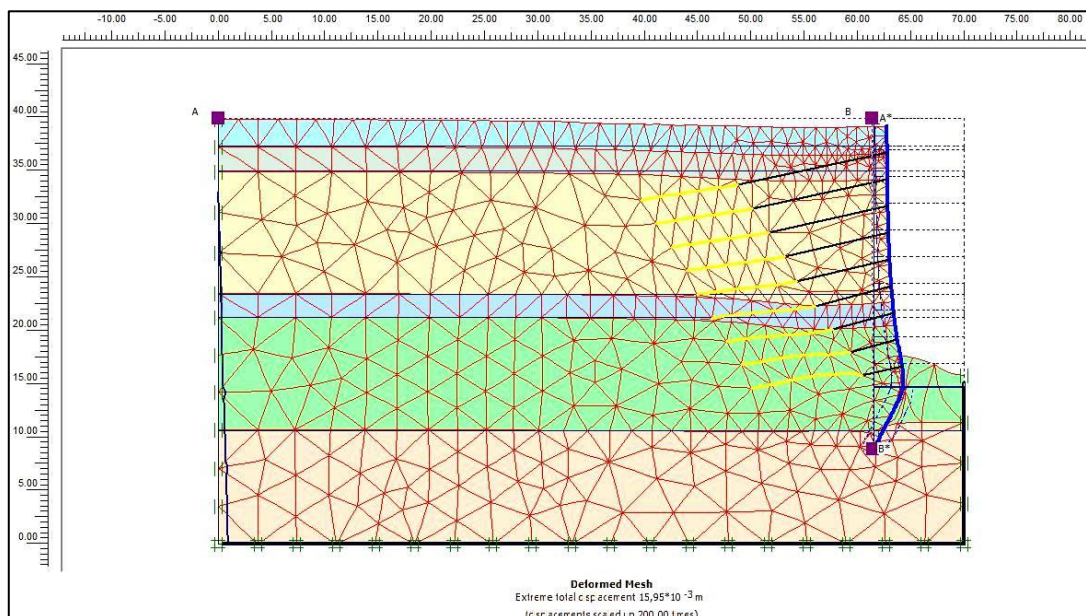
➤ Μορφή γενικής αστοχίας

Σύμφωνα με τη μορφή γενικής αστοχίας, που προκύπτει κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας MSF , εμφανίζεται επίπεδη μορφή αστοχίας, η οποία εκτείνεται από τη βάση του πασσάλου αντιστήριξης έως την επιφάνεια του εδάφους (Σχ.4.24)

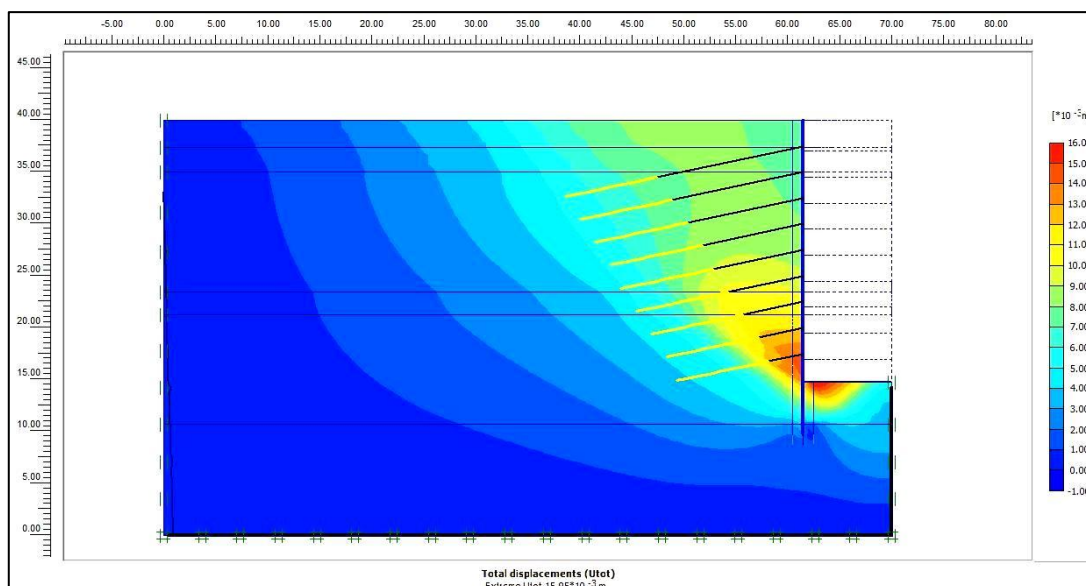
4.4.3 Μοντέλο προσομοίωσης Π.Σ. Γ

Το μοντέλο προσομοίωσης Π.Σ. Γ, όπως προαναφέρθηκε, αφορά σε κάρναβο Π.Σ. διαστάσεων XY 70×40 και εισαγωγή δεδομένων για όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς ως προέκυψαν από τις επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές (υποκεφάλαιο 4.2), εκτός από το συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων k_0 ο οποίος σε αυτή την ανάλυση θεωρείται ενιαίος για όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς και ίσος με 0,8.

Στα σχήματα που ακολουθούν (4.25&4.26) παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται μετά την ολοκλήρωση της τελικής εκσκαφής (Φάση 20), καθώς και η μέγιστη ολική μετατόπιση που εκδηλώνεται και είναι ίση με $U_{tot} = 15,95\text{mm}$.



Σχήμα 4.25: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (Φάση 20)



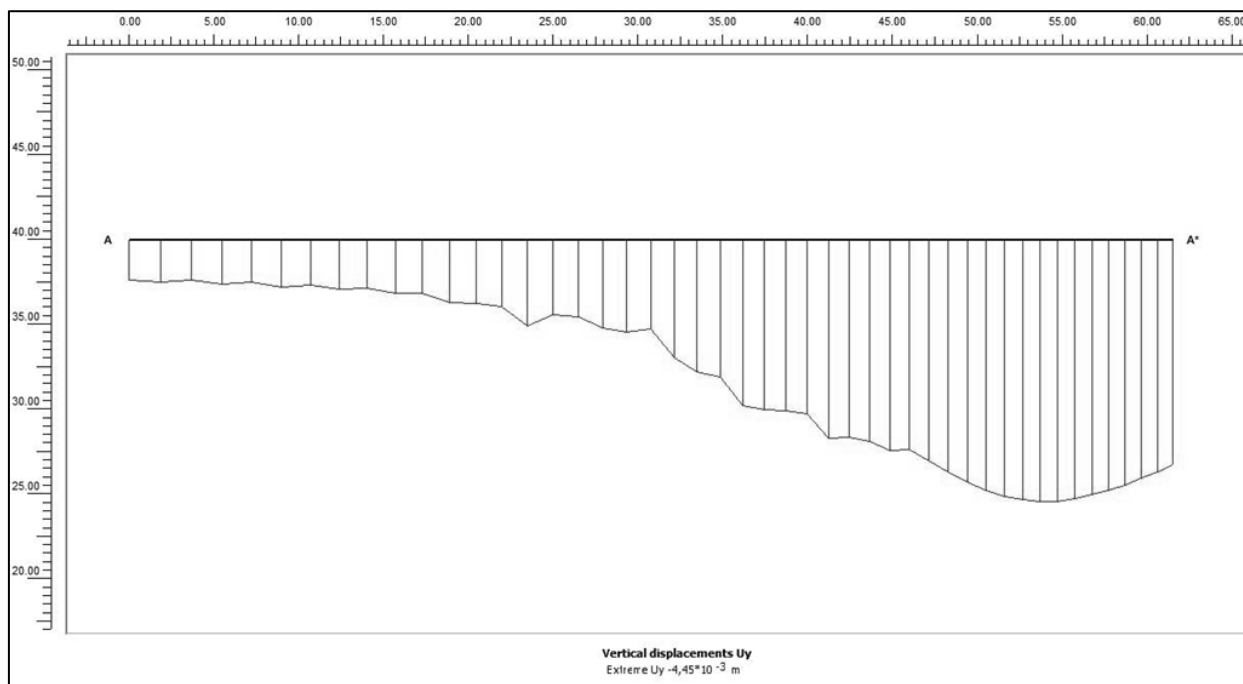
Σχήμα 4.26: Χρωματική απεικόνιση ολικών μετατοπίσεων (Φάση 20)

Παρατίθενται, ακολούθως, οι μετατοπίσεις στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης, καθώς και η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων, από την τομή A-A* (Σχ.4.27) και των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης, από την τομή B-B* (Σχ.4.28).

Σε ό,τι αφορά τη στέψη του πασσάλου (συντεταγμένες κόμβου προσομοιώματος $X=61,50\text{m}$, $Y=40\text{m}$), σύμφωνα με τις τομές A-A* και B-B* (Σχ.4.25), προκύπτουν από το πρόγραμμα οι μετατοπίσεις στο σημείο της στέψης ως εξής (στρογγυλοποιημένες):

$$U_{\text{tot}} = 7\text{mm}, U_x = 6\text{mm} \text{ και } U_y = -4\text{mm}.$$

Σύμφωνα με την τομή A-A* (Σχ.4.25) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Σχ.4.27):

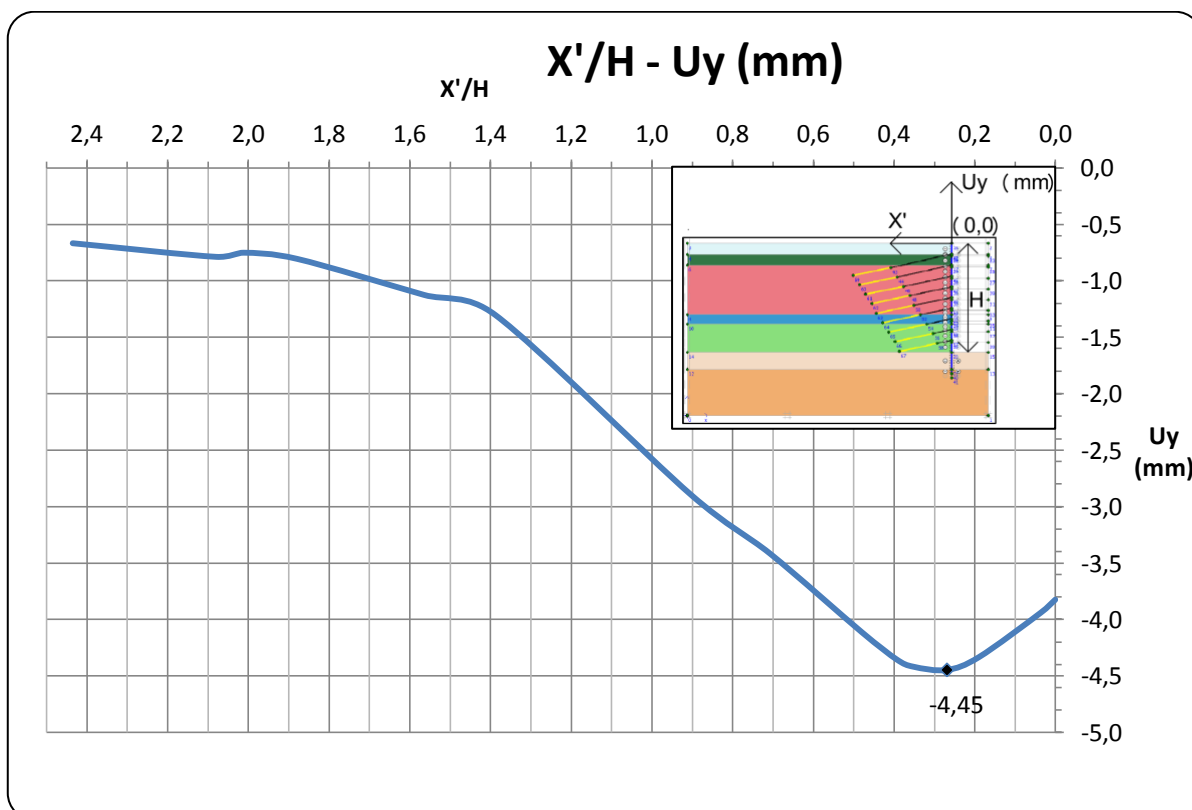


Σχήμα 4.27: Καθιζήσεις κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους (Τομή A-A*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.22 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 5: Ανηγμένη απόσταση X'/H – Επιφανειακή καθίζηση U_y (mm)], όπου OX' είναι ο άξονας προσδιορισμού των τετμημένων όπως εξηγήθηκε παραπάνω.

Πίνακας 4.22: Τιμές επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

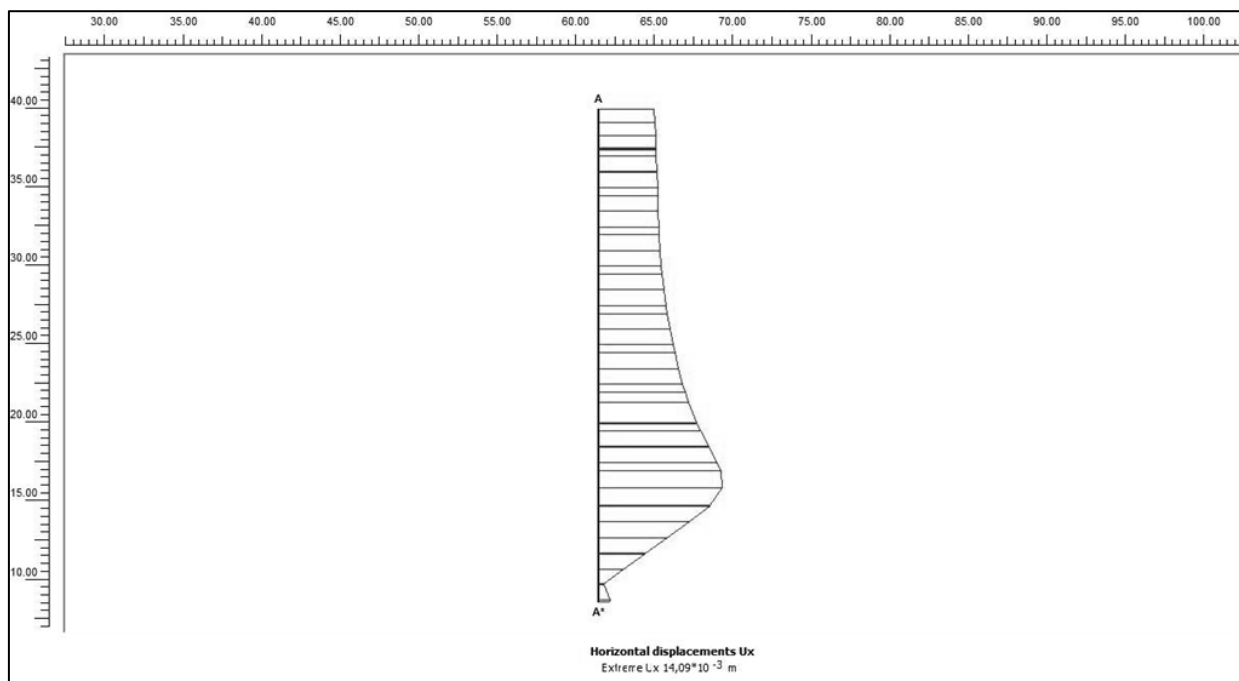
Συντεταγμένες προσομοίωσης		X' (m)	X'/H	Uy (mm)
X (m)	Y (m)			
0,0	40	61,50	2,44	-0,67
9,0	40	52,52	2,08	-0,79
10,7	40	50,81	2,01	-0,75
14,0	40	47,45	1,88	-0,81
22,0	40	39,52	1,56	-1,12
26,5	40	35,04	1,39	-1,30
38,7	40	22,78	0,90	-2,90
43,6	40	17,86	0,71	-3,41
49,4	40	12,11	0,48	-4,11
51,6	40	9,93	0,39	-4,35
52,6	40	8,87	0,35	-4,42
54,7	40	6,79	0,27	-4,45
56,7	40	4,78	0,19	-4,33
60,6	40	0,93	0,04	-3,94
61,5	40	0,00	0,00	-3,82



Διάγραμμα 5: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα, η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση λαμβάνει την τιμή $U_y=4,45\text{mm}$ και το σημείο εκδήλωσης αυτής εντοπίζεται σε απόσταση $0,27H = 6,82\text{m}$ από τη θέση του πασσάλου, όπου $H=25,25\text{m}$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής.

Αντίστοιχα, σύμφωνα με την τομή Β-Β* (Σχ.4.25) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης(Σχ.4.28):



Σχήμα 4.28: Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης (Τομή Β-Β*/Φάση 20)

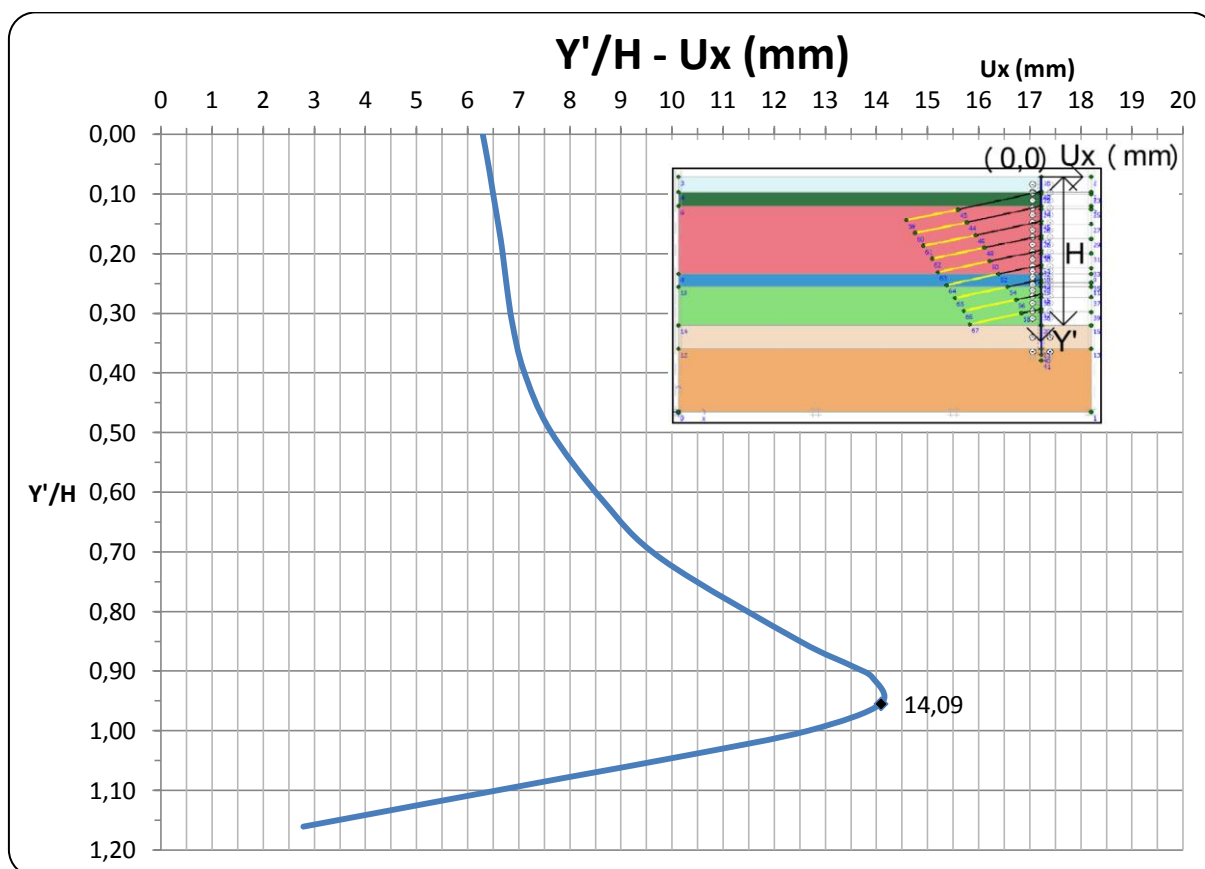
Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.23 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 6: Ανηγμένη απόσταση Y'/H -Οριζόντια μετατόπιση U_x (mm)], όπου OY' ο άξονας των τεταγμένων όπως προσδιορίσθηκε παραπάνω.

Πίνακας 4.23: Τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	40,0	0,00	0,00	6,30
61,5	39,2	0,82	0,03	6,37
61,5	38,3	1,68	0,07	6,44
61,5	37,5	2,49	0,10	6,50
61,5	36,0	3,97	0,16	6,61
61,5	35,0	5,00	0,20	6,68
61,5	33,5	6,50	0,26	6,77

Πίνακας 4.23: (Συνέχεια)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U _x (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	32,0	8,00	0,32	6,87
61,5	30,0	9,99	0,40	7,10
61,5	27,5	12,51	0,50	7,61
61,5	24,5	15,50	0,61	8,65
61,5	22,0	18,01	0,71	9,82
61,5	18,5	21,48	0,85	12,53
61,5	17,5	22,49	0,89	13,51
61,5	17,0	23,00	0,91	13,93
61,5	15,9	24,11	0,95	14,09
61,5	14,8	25,24	1,00	12,67
61,5	13,7	26,26	1,04	10,35
61,5	12,7	27,27	1,08	7,82
61,5	11,7	28,29	1,12	5,29
61,5	10,7	29,30	1,16	2,78

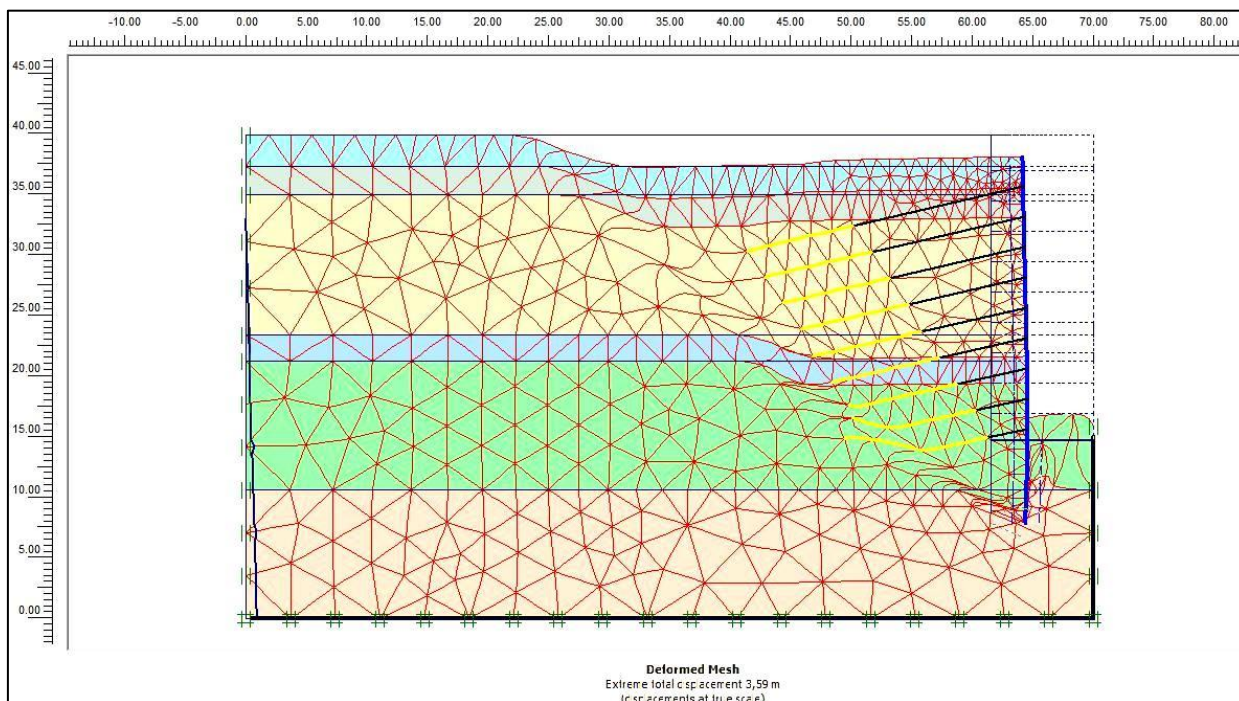


Διάγραμμα 6: Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή B-B*)

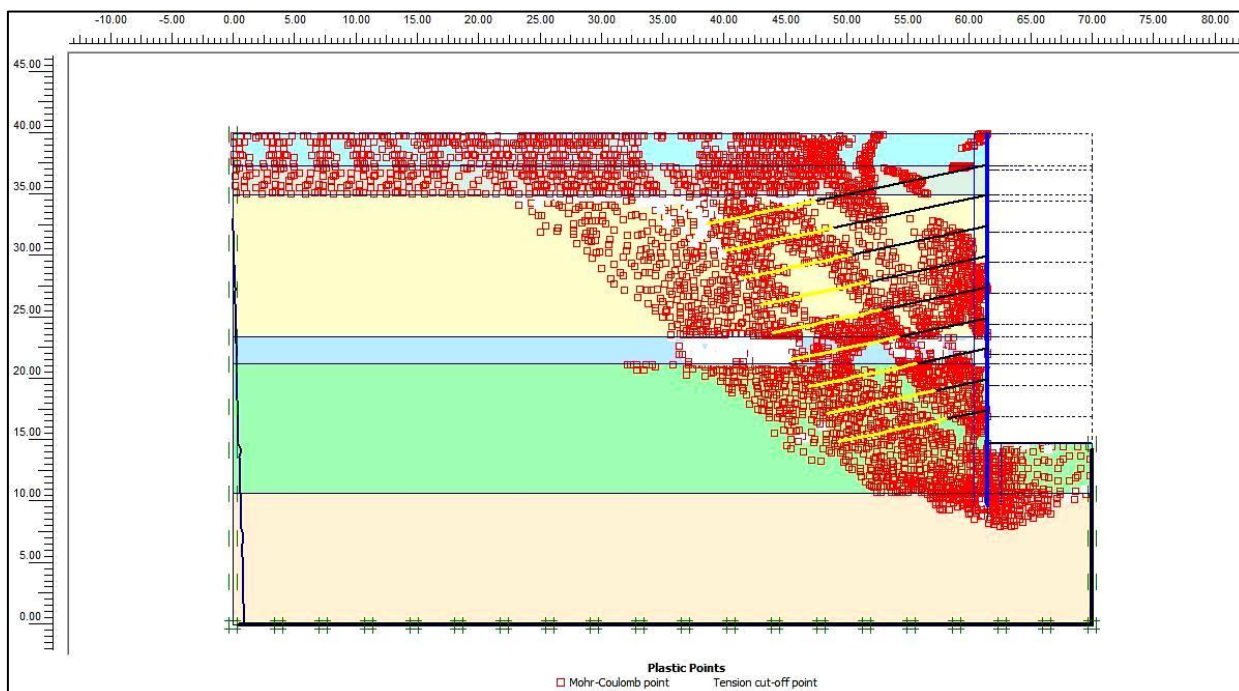
Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (U_x) παρατηρείται σε απόσταση $0,95H = 23,99m$ από τη στέψη, όπου $H=25,25m$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής και είναι ίση με $U_x = 14,09mm$.

Στο σχήμα 4.29, παρουσιάζεται η μορφή γενικής αστοχίας του συστήματος αντιστήριξης, η οποία προέκυψε κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας $MSF = 1,298$ (Φάση 21) και στο σχήμα 4.30, η κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά Mohr-Coulomb.



Σχήμα 4.29: Μορφή γενικής αστοχίας (Φάση 21)



Σχήμα 4.30: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Φάση 21)

Επιμέρους συμπεράσματα κατά τη 3η επίλυση:➤ Επιφανειακές καθιζήσεις

Σύμφωνα με την κατανομή των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους, παρατηρείται κοίλη μορφή ανάπτυξης επιφανειακών καθιζήσεων, με μέγιστη τιμή σε απόσταση ίση περίπου με το $1/3$ του H από τη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης και όχι στο σημείο της στέψης.

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης

Η μέγιστη τιμή των οριζόντιων μετατοπίσεων εμφανίζεται πολύ κοντά στη στάθμη της τελικής εκσκαφής και συγκεκριμένα σε απόσταση μόνο $0,05$ του H (δηλαδή $1,26m.$) από αυτή.

➤ Μορφή γενικής αστοχίας

Σύμφωνα με τη μορφή γενικής αστοχίας, που προκύπτει κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας MSF , εκδηλώνεται καμπύλη επιφάνεια αστοχίας, η οποία εκτείνεται από τη βάση του πασσάλου αντιστήριξης έως το αριστερό όριο του μοντέλου προσομοίωσης. Πλαστικές ζώνες εκτείνονται στην άμμο και στους χάλικες, σε όλο το εύρος ανάπτυξης των σχηματισμών στο μοντέλο μας(Σχ.4.30).

4.4.4 Μοντέλο προσομοιώματος Π.Σ. Δ

Δεδομένου ότι στο σύστημα αντιστήριξης που χρησιμοποιείται, οι πάσσαλοι που διεισδύουν στο έδαφος είναι διακριτά στοιχεία και τοποθετούνται σε αποστάσεις μεταξύ τους, ενώ στη διδιάστατη ανάλυση θεωρούνται ως συνεχές σύστημα, θεωρήθηκε σκόπιμο να διερευνηθούν οι τάσεις συνάφειας στη διεπιφάνεια πασσάλου – εδάφους.

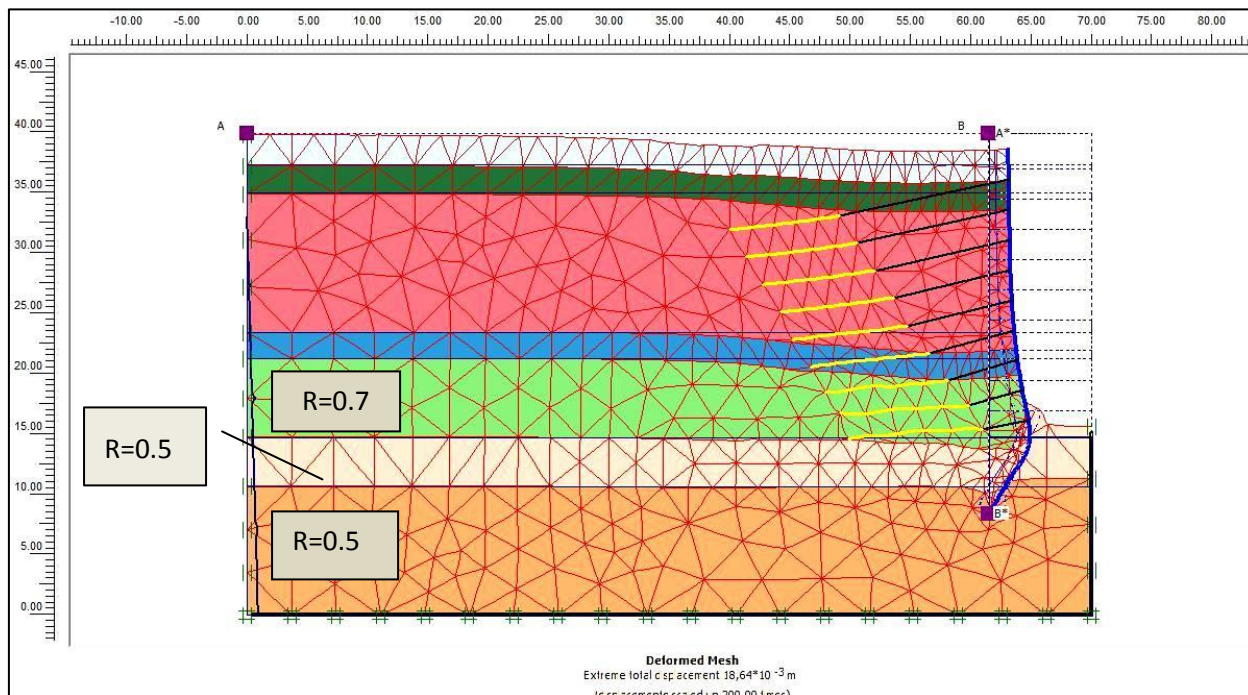
Στο πρόγραμμα χρησιμοποιείται ένα ελαστοπλαστικό μοντέλο για να περιγράψει τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας, κατά την αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Θεωρούνται στοιχεία διεπιφάνειας πολύ μικρού πάχους, κατά την παράπλευρη επιφάνεια των στοιχείων αντιστήριξης, ώστε να μπορεί να απομειωθεί στην περιοχή αυτή η διατμητική αντοχή. Αυτή η απομείωση επιτυγχάνεται με χρήση του συντελεστή R , ο οποίος ουσιαστικά, μειώνει κατά το ίδιο ποσοστό τους όρους c και $\tan\phi$, ώστε να αποτελεί συγχρόνως και ενιαίο συντελεστή απομείωσης της διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας.

Η μέγιστη τιμή του λόγου είναι $R=1$, η οποία λαμβάνεται σε πολύ τραχείες διεπιφάνειες, σε εδαφικούς σχηματισμούς στους οποίους δεν αναμένεται απομείωση της διατμητικής αντοχής και σε περιπτώσεις γραμμικώς ελαστικού εδάφους, όπου δεν επιτρέπεται η σχετική ολίσθηση του δομικού στοιχείου με το έδαφος. Στην περίπτωση αυτή η διατμητική αντοχή διεπιφάνειας ισούται με τη διατμητική αντοχή του εδάφους.

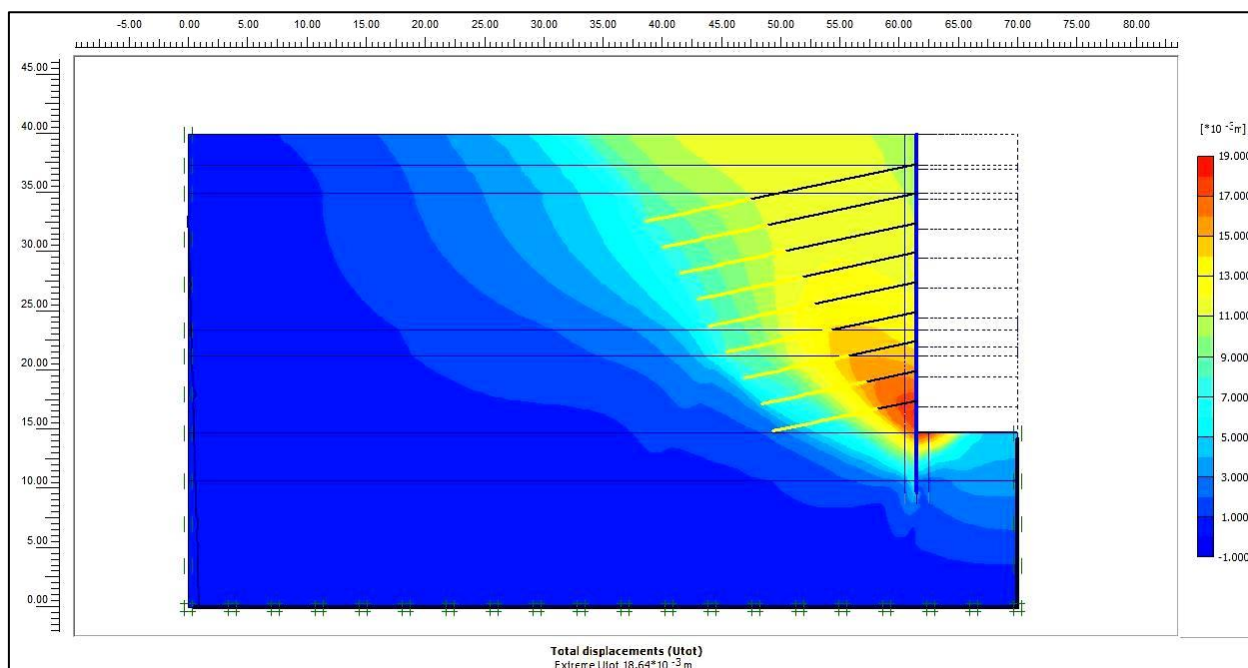
Στη συγκεκριμένη επίλυση, οι ιδιότητες των εδαφικών σχηματισμών είναι ίδιες με αυτές της επίλυσης 2 δηλαδή ως προέκυψαν από τις επιτόπου - εργαστηριακές δοκιμές και κάποιες παραδοχές, με μόνη διαφορά την τιμή του συντελεστή R . Πιο συγκεκριμένα, η τιμή του συντελεστή R λαμβάνεται ίση με τη μονάδα, για τους σχηματισμούς πάνω από την τελική εκσκαφή, ενώ για το σχηματισμό που βρίσκεται στο επίπεδο της τελικής εκσκαφής (ασβεστιτικός αργιλόλιθος-μάρμα) λαμβάνεται ίση με $R=0,7$ και για τους υποκείμενους σχηματισμούς (ασβεστιτικός αργιλόλιθος-μάρμα, ιλυόλιθος) λαμβάνεται ίση με $R=0,5$.

Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

Στα σχήματα που ακολουθούν (4.31&4.32) παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται μετά την ολοκλήρωση της τελικής εκσκαφής (Φάση 20), καθώς και η μέγιστη ολική μετατόπιση που εκδηλώνεται και είναι ίση με $U_{tot} = 18,64\text{mm}$.



Σχήμα 4.31: Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων (Φάση 20)



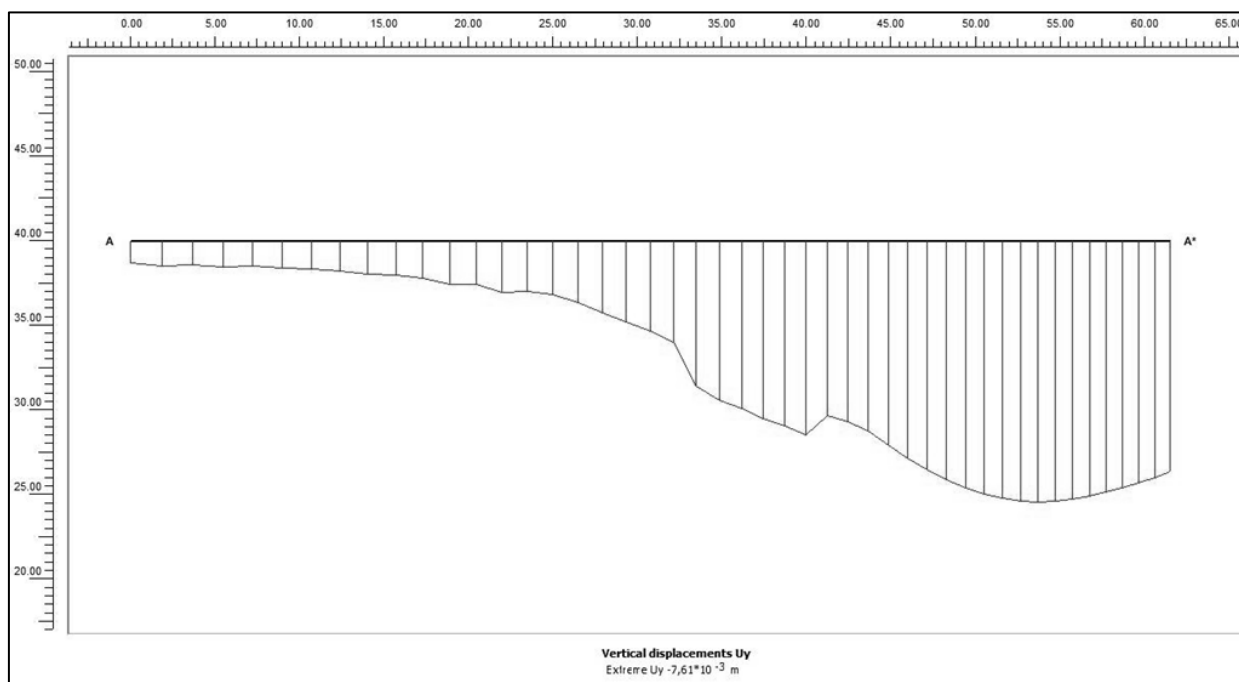
Σχήμα 4.32: Χρωματική απεικόνιση ολικών μετατοπίσεων (Φάση 20)

Παρατίθενται, ακολούθως, οι μετατοπίσεις στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης, καθώς και η ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων, από την τομή A-A* (Σχ.4.33) και των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης, από την τομή B-B* (Σχ.4.34).

Σε ό,τι αφορά τη στέψη του πασσάλου (συντεταγμένες κόμβου προσομοιώματος $X=61,50\text{m}$, $Y=40\text{m}$), σύμφωνα με τις τομές A-A* και B-B* (Σχ.4.31), προκύπτουν από το πρόγραμμα οι μετατοπίσεις στο σημείο της στέψης ως εξής (στρογγυλοποιημένες):

$$U_{\text{tot}} = 10\text{mm}, U_x = 8\text{mm} \text{ και } U_y = -7\text{mm}$$

Σύμφωνα με την τομή A-A* (Σχ.4.31) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Σχ.4.33):

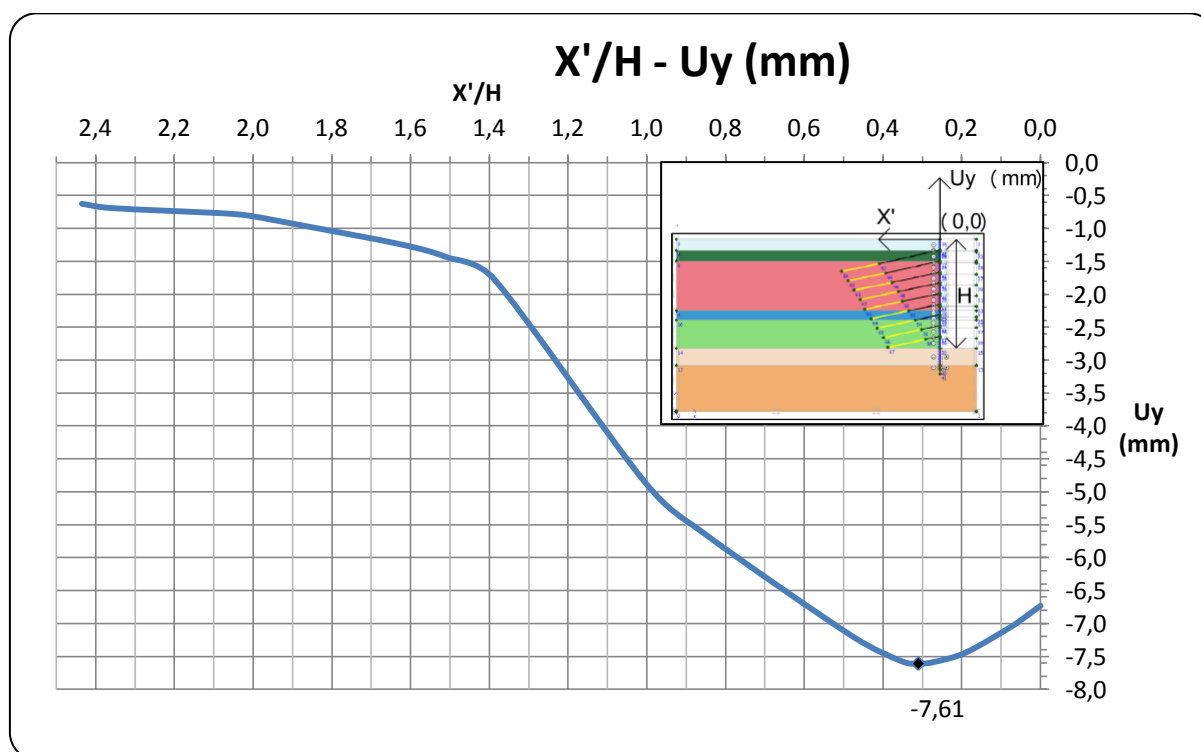


Σχήμα 4.33: Καθιζήσεις κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους (Τομή A-A*/Φάση 20)

Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.24 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 7: Ανηγμένη απόσταση X'/H – Επιφανειακή καθίζηση U_y (mm)], όπου OX' είναι ο άξονας προσδιορισμού των τετμημένων όπως εξηγήθηκε παραπάνω.

Πίνακας 4.24: Τιμές επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

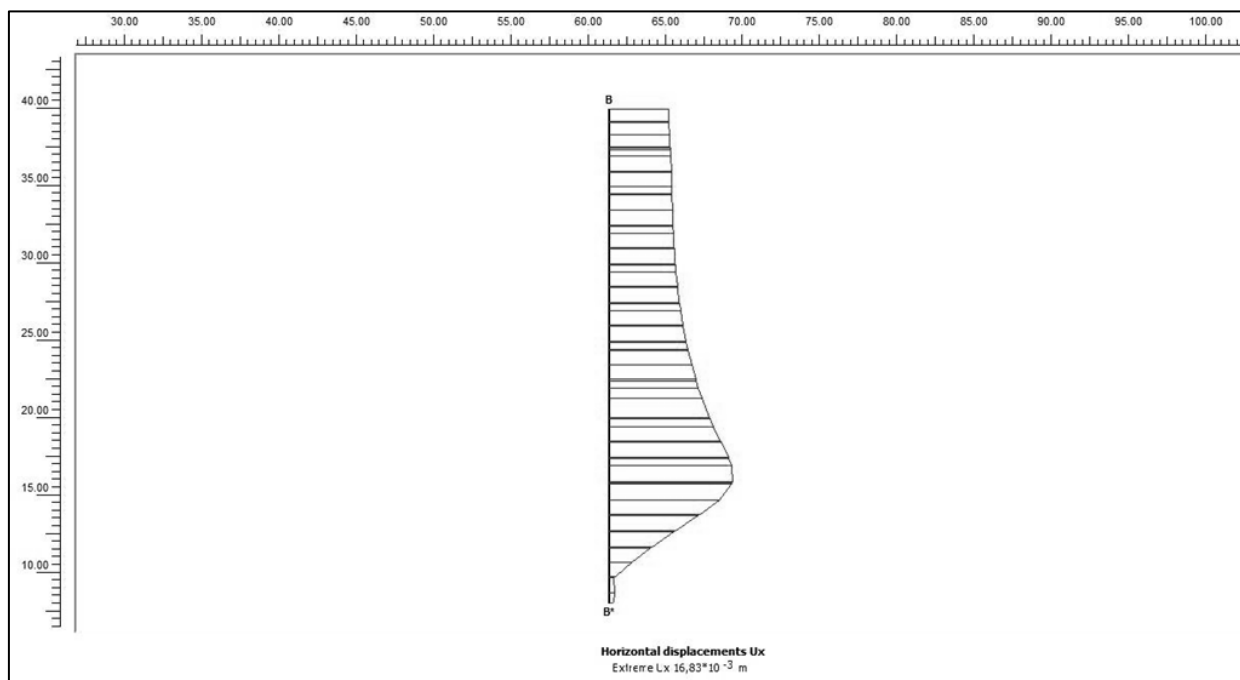
Συντεταγμένες προσομοίωσης		X' (m)	X'/H	U _y (mm)
X (m)	Y (m)			
0,0	40,0	61,5	2,44	-0,63
1,9	40,0	59,6	2,36	-0,69
9,0	40,0	52,5	2,08	-0,77
10,7	40,0	50,8	2,01	-0,81
14,0	40,0	47,5	1,88	-0,95
20,4	40,0	41,1	1,63	-1,24
23,5	40,0	38,0	1,50	-1,44
26,5	40,0	35,0	1,39	-1,77
36,1	40,0	25,4	1,00	-4,86
40,0	40,0	21,5	0,85	-5,64
49,4	40,0	12,1	0,48	-7,19
52,6	40,0	8,9	0,35	-7,58
53,7	40,0	7,8	0,31	-7,61
54,7	40,0	6,8	0,27	-7,58
56,7	40,0	4,8	0,19	-7,44
59,6	40,0	1,9	0,07	-7,05
60,6	40,0	0,9	0,04	-6,89
61,5	40,0	0,0	0,00	-6,73



Διάγραμμα 7: Κατανομή επιφανειακών καθιζήσεων (Τομή A-A*)

Σύμφωνα με το παραπάνω γράφημα, η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση λαμβάνει την τιμή $U_y=7,61\text{mm}$ και το σημείο εκδήλωσης αυτής εντοπίζεται σε απόσταση $0,31H = 7,83\text{m}$ από τη θέση του πασσάλου, όπου $H=25,25\text{m}$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής.

Αντίστοιχα, σύμφωνα με την τομή Β-Β* (Σχ.4.31) προκύπτει από το πρόγραμμα η ακόλουθη κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης(Σχ.4.34):



Σχήμα 4.34:Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης (Τομή Β-Β*/Φάση 20)

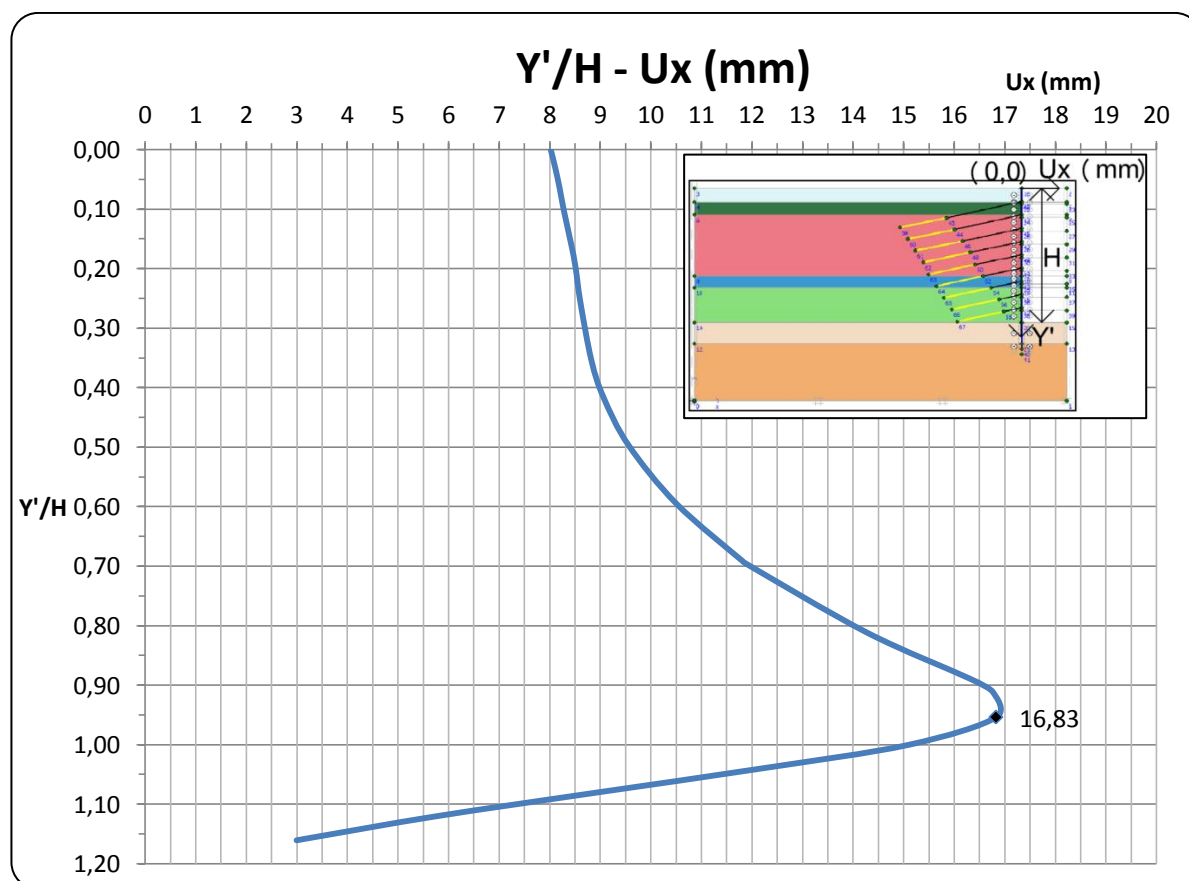
Κατόπιν επεξεργασίας των αποτελεσμάτων του προγράμματος προκύπτει ο πίνακας 4.25 και η γραφική απεικόνιση των τιμών αυτού [Διάγραμμα 8: Ανηγμένη απόσταση Y'/H -Οριζόντια μετατόπιση U_x (mm)], όπου OY' ο άξονας των τεταγμένων όπως προσδιορίσθηκε παραπάνω.

Πίνακας 4.25: Τιμές οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	U_x (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	40,0	0,00	0,00	8,02
61,5	39,2	0,78	0,03	8,11
61,5	38,3	1,65	0,07	8,20
61,5	37,4	2,60	0,10	8,28
61,5	36,0	3,99	0,16	8,42
61,5	35,0	5,00	0,20	8,51
61,5	33,5	6,49	0,26	8,61

Πίνακας 4.25: (Συνέχεια)

Συντεταγμένες προσομοίωσης		Y' (m)	Y'/H	Ux (mm)
X (m)	Y (m)			
61,5	31,1	8,93	0,35	8,82
61,5	29,5	10,50	0,42	9,06
61,5	27,5	12,53	0,50	9,56
61,5	25,0	15,03	0,60	10,51
61,5	22,6	17,44	0,69	11,80
61,5	22,4	17,57	0,70	11,89
61,5	19,5	20,48	0,81	14,27
61,5	17,5	22,47	0,89	16,33
61,5	17,0	23,01	0,91	16,76
61,5	15,9	24,08	0,95	16,83
61,5	14,8	25,25	1,00	15,10
61,5	13,7	26,27	1,04	12,14
61,5	12,8	27,24	1,08	9,03
61,5	11,7	28,28	1,12	5,75
61,5	10,7	29,30	1,16	3,00

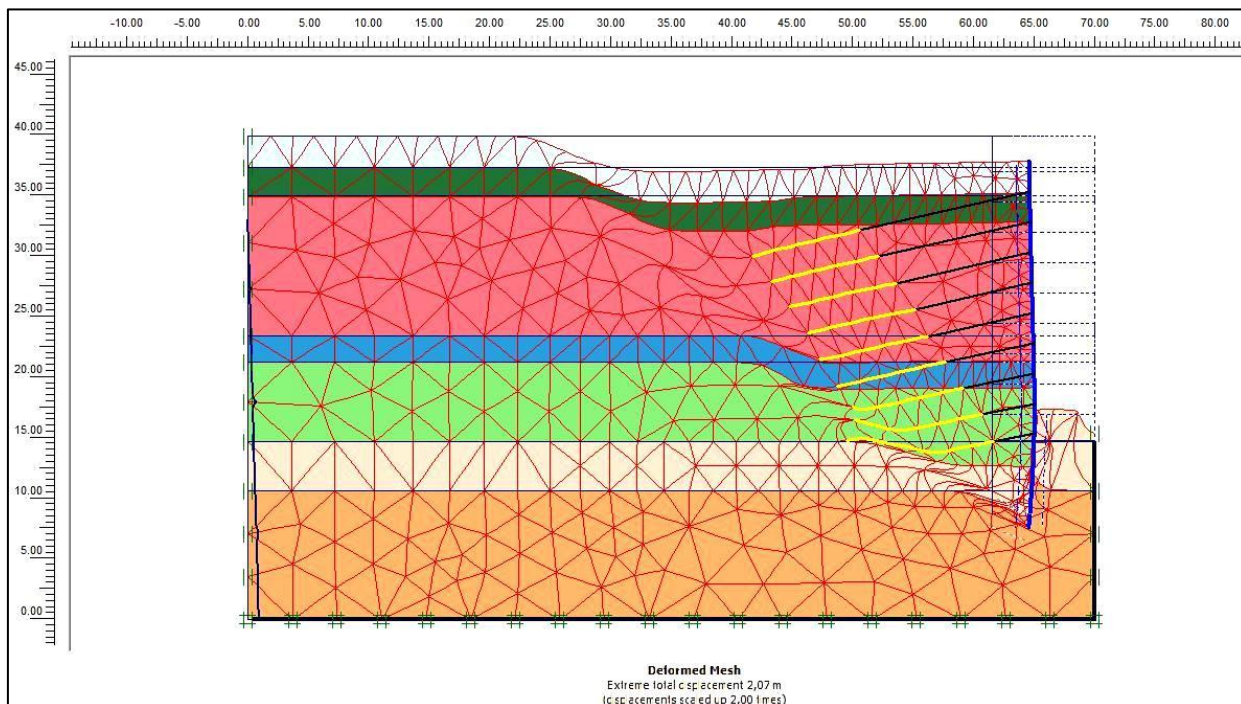


Διάγραμμα 8: Κατανομή οριζόντιων μετατοπίσεων (Τομή Β-Β*)

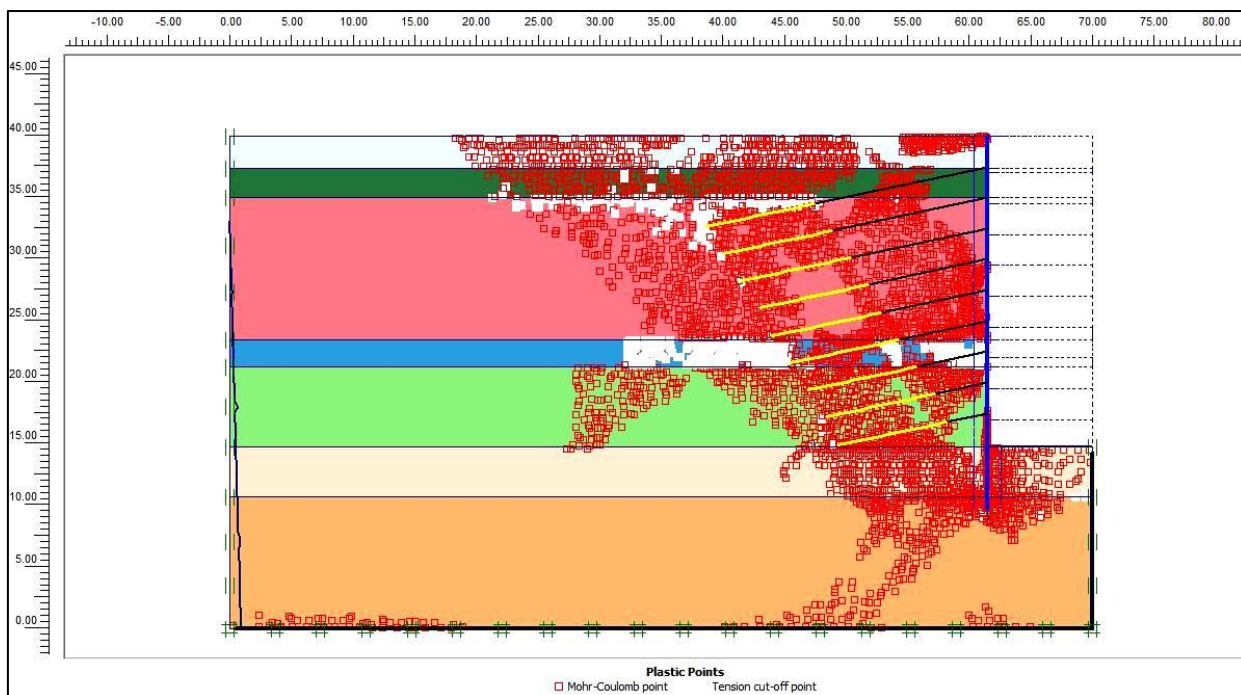
Παραμετρικές αναλύσεις υπό διδιάστατες συνθήκες

Η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση (U_x) παρατηρείται σε απόσταση $0,95H = 23,99\text{m}$ από τη στέψη, όπου $H=25,25\text{m}$ είναι το βάθος τελικής εκσκαφής και είναι ίση με $U_x = 16,83\text{mm}$.

Στο σχήμα 4.35, παρουσιάζεται η μορφή γενικής αστοχίας του συστήματος αντιστήριξης, η οποία προέκυψε κατά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας $MSF = 1,242$ (Φάση 21) και στο σχήμα 4.36, η κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά Mohr-Coulomb.



Σχήμα 4.35: Μορφή γενικής αστοχίας (Φάση 21)



Σχήμα 4.36: Πλαστικές ζώνες κατά την αστοχία (Φάση 21)

Επιμέρους συμπεράσματα κατά την 4η επίλυση:**➤ Επιφανειακές καθιζήσεις**

Στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης εκδηλώνεται καθίζηση, χωρίς να λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της στη θέση αυτή. Η μέγιστη τιμή και σε αυτή την επίλυση, εμφανίζεται σε απόσταση ίση περίπου με το $1/3$ του H από τη στέψη του πασσάλου, δίνοντας στην ανάπτυξη των επιφανειακών καθιζήσεων κοίλη μορφή.

➤ Οριζόντιες μετατοπίσεις καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης

Σύμφωνα με την κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου, η μέγιστη τιμή εντοπίζεται πολύ κοντά στη στάθμη της τελικής εκσκαφής και συγκεκριμένα σε απόσταση 1,26m από αυτή.

➤ Μορφή γενικής αστοχίας

Η μορφή της γενικής αστοχίας εμφανίζεται επίπεδη και η επιφάνειά της εκτείνεται από τη βάση του πασσάλου στο σημείο έμπηξης έως την επιφάνεια του εδάφους, με ανάπτυξη επιπλέον σημείων πλαστικής παραμόρφωσης προς τη βάση του τελευταίου σχηματισμού (ιλυόλιθου) (Σχ.4.36).

4.5 Συμπεράσματα

Στον πίνακα 4.26 παρουσιάζονται, συγκεντρωτικά, τα αποτελέσματα των επιμέρους αναλύσεων και στη συνέχεια συγκρίνονται και διεξάγονται συμπεράσματα.

Πίνακας 4.26: Συγκεντρωτικός πίνακας αποτελεσμάτων

Προσομοίωμα Π.Σ.	Μέγιστη Ολική μετατόπιση U_{tot} (mm)	Στέψη		Τομή Α-Α* (Κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους)		Τομή Β-Β* (Καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης)		Συντελεστής ασφάλειας MSF
		U_y (mm)	U_x (mm)	X'/H	$U_{y,max}$ (mm)	Y'/H	$U_{x,max}$ (mm)	
Α (Περιορισμένες διαστάσεις μοντέλου)	14,51	-5,24	5,73	0,31	-6,05	0,93	13,53	1,282
Β (Παράμετροι σύμφωνα με τη μελέτη και $R=1$)	14,87	-4,97	5,99	0,35	-5,89	0,91	13,88	1,295
Γ ($k_o = 0,8$ σε όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς)	15,95	-3,82	6,30	0,27	-4,45	0,95	14,09	1,298
Δ (Απομείωση του συντελεστή R)	18,64	-6,73	8,02	0,31	-7,61	0,95	16,83	1,242

4.5.1 Σύγκριση επιλύσεων Β&Α

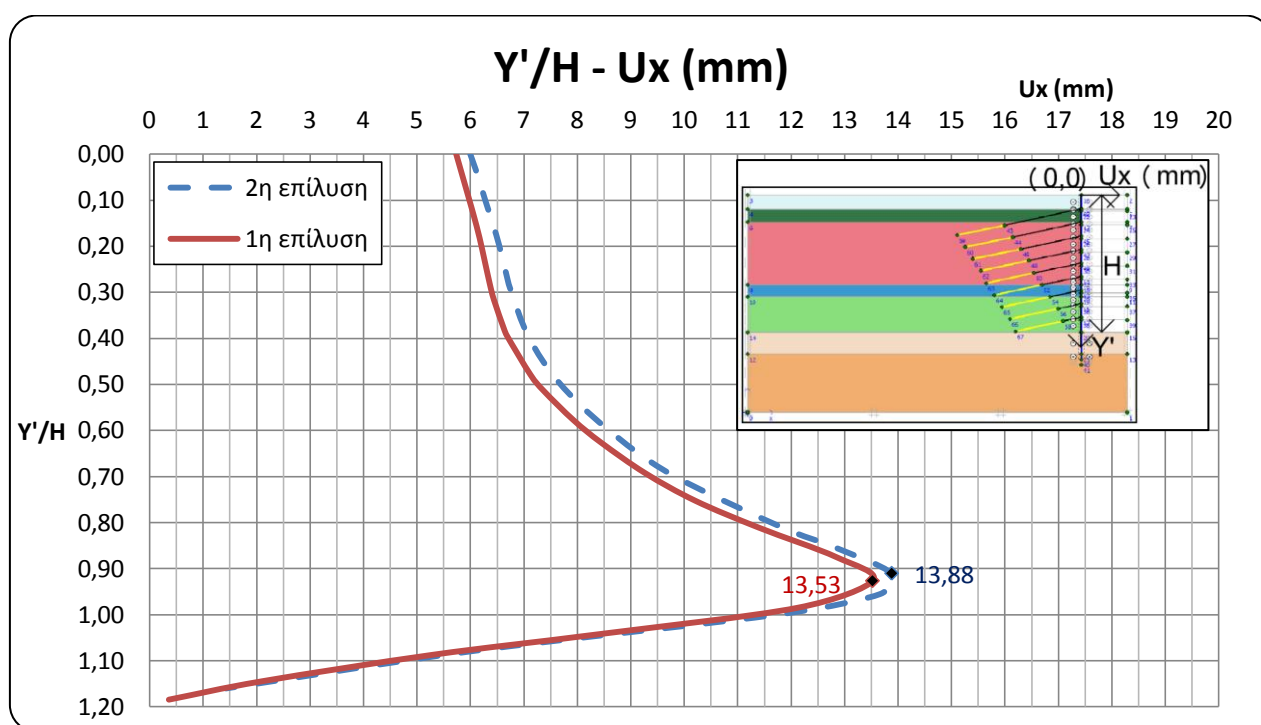
Στην πρώτη επίλυση που πραγματοποιήθηκε, ο κάνναβος, κατά τον άξονα y , είχε περιορισμένη διάσταση, δηλαδή το μοντέλο δεν εκτεινόταν πέρα της ζώνης επιρροής της εκσκαφής. Το γεγονός αυτό, της επίδρασης του ορίου του μοντέλου στην επίλυση, καθιστά τα αποτελέσματα αυτής λιγότερο αξιόπιστα. Συγκρίνοντας τις τιμές των μετακινήσεων της πρώτης επίλυσης με αυτές της δεύτερης, που το μοντέλο είναι πιο ευρύ, παρατηρείται μια διαφορά, χωρίς ωστόσο αυτή να είναι σημαντική.

Πιο συγκεκριμένα, στη δεύτερη επίλυση που χρησιμοποιείται πιο ευρύ προσομοίωμα και συνεπώς κρίνεται ορθότερη, η μέγιστη ολική μετατόπιση παρουσιάζεται ελαφρά αυξημένη σε σχέση με την αντίστοιχη της πρώτης [$U_{tot,2}=14,87\text{mm} > U_{tot,1}=14,51\text{mm} \Rightarrow$ ποσοστό αύξησης της τάξεως του 2,5%]. Η γενική τάση που παρατηρείται είναι ότι οι οριζόντιες μετατοπίσεις ως προκύπτουν από την 1^η επίλυση είναι ελαφρά μικρότερες από τις αντίστοιχες της 2^{ης} επίλυσης, γεγονός που εξηγείται από την επίδραση του ορίου καθώς στην 1^η επίλυση το όριο δρα ανασταλτικά στην ελεύθερη εκδήλωση αυτών (παρεμπόδιση οριζόντιων μετατοπίσεων λόγω ύπαρξης κύλισης στο αριστερό όριο). Πιο συγκεκριμένα, στην 1^η επίλυση η οριζόντια

μετατόπιση στη στέψη του πασσάλου προκύπτει ίση με 5,73mm ενώ η αντίστοιχη στη δεύτερη επίλυση ίση με 5,99mm δηλαδή παρατηρείται αύξηση αυτής, της τάξεως του 4,5%. Αντίστοιχα, η μέγιστη οριζόντια μετατόπιση στην 1^η επίλυση προκύπτει ίση με 13,53mm ενώ στη δεύτερη ίση με 13,88mm, δηλαδή παρατηρείται αύξηση της τάξεως του 2,6%.

Σχετικά, με τη θέση εκδήλωσης της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης εκδηλώνεται σε μεγαλύτερο βάθος στην 1^η επίλυση το οποίο είναι 23,48μ. ενώ στη 2^η στα 22,98μ.. Για λόγους μεγαλύτερης ευκρίνειας παρατίθεται ακολούθως σε ένα διάγραμμα η κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου για τις 2 επιλύσεις όπου γίνεται φανερό αυτό που περιγράφηκε παραπάνω (διάγραμμα 9).

Παρατηρούμε ότι η απόκλιση αυτή στις τιμές των οριζόντιων μετατοπίσεων φθίνει για μεγάλα βάθη ($Y'/H > 0,90$) και οι διαφορές αυτές εκμηδενίζονται για τιμές $Y'/H > 1$ δηλαδή στο βάθος έμπηξης του πασσάλου οπότε αρχίζει και η δράση των δυνάμεων αντήθησης.



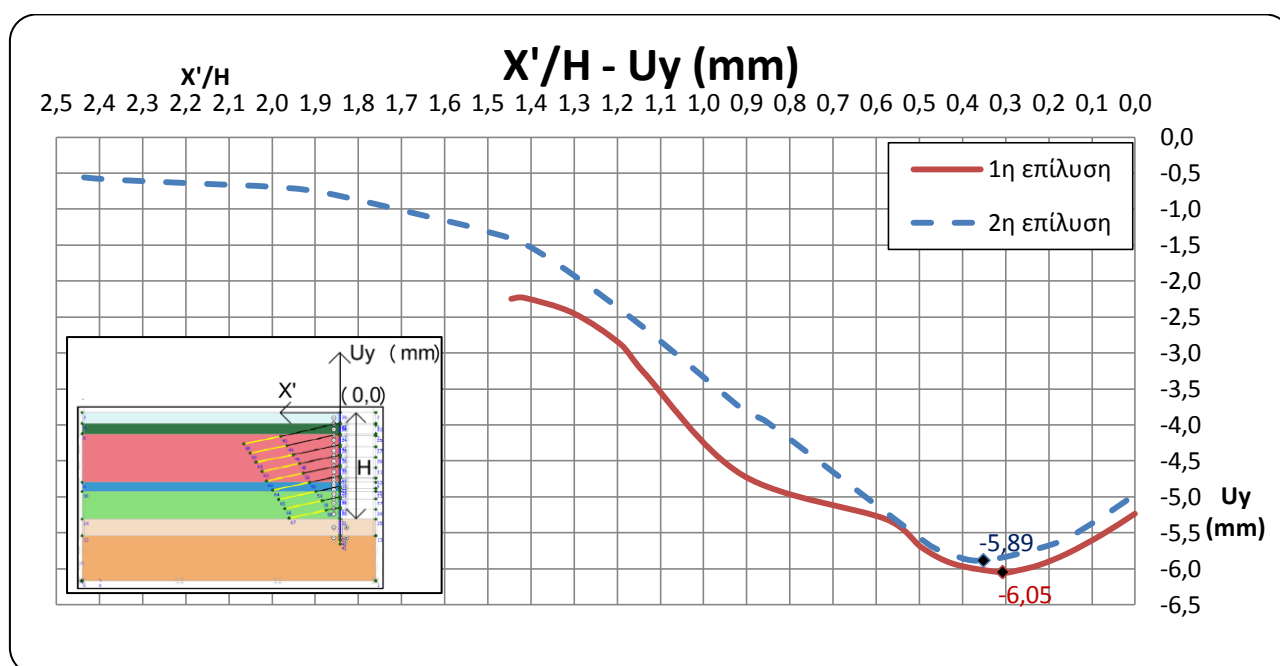
Διάγραμμα 9: Σύγκριση οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστηρίξεως, επιλύσεων 1&2

Σε ό,τι αφορά τις κατακόρυφες μετακινήσεις, η κατανομή των καθιζήσεων και στις 2 περιπτώσεις είναι κοίλη ενώ η επίδραση του μεγέθους του μοντέλου στα αποτελέσματα των αναλύσεων φαίνεται να είναι διαφορετική σε σχέση με την αντίστοιχη στις οριζόντιες μετατοπίσεις. Πιο συγκεκριμένα, οι επιφανειακές καθιζήσεις της 1^{ης} επίλυσης είναι ελαφρώς αυξημένες σε σχέση με τις αντίστοιχες της 2^{ης} (συγκριτικό διάγραμμα 10) και μάλιστα οι αποκλίσεις φαίνεται να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στις οριζόντιες μετακινήσεις.

Πιο αναλυτικά, η κατακόρυφη μετακίνηση στη στέψη στη 1^η επίλυση προκύπτει ίση με 5,24mm ενώ η αντίστοιχη στη 2^η ίση με 4,97mm, δηλαδή παρατηρείται μείωση αυτής της τάξεως του 5,4%. Αντίστοιχα, η μέγιστη τιμή της επιφανειακής καθίζησης στην 1^η επίλυση προκύπτει ίση με 6,05mm ενώ η αντίστοιχη στη 2^η επίλυση ίση με 5,89mm, δηλαδή παρατηρείται μείωση της τάξεως του 2,7%.

Ακόμη, η θέση εκδήλωσης της μέγιστης καθίζησης στην 1^η επίλυση είναι πιο κοντά στη στέψη του πασσάλου (σε απόσταση 7,83μ.) από την αντίστοιχη στη 2^η επίλυση (σε απόσταση 8,84μ.) Εξάγεται, λοιπόν, το συμπέρασμα ότι στην 1^η επίλυση που περιορίζονται - λόγω του μεγέθους του μοντέλου - οι μετατοπίσεις κατά x, εκδηλώνονται μεγαλύτερες μετατοπίσεις κατά y.

Μια γενική παρατήρηση που προκύπτει, επίσης, παρατηρώντας το διάγραμμα 10 είναι ότι και στη 2^η επίλυση στο αριστερό όριο εκδηλώνονται μη μηδενικές καθιζήσεις οι οποίες ωστόσο κρίνονται μικρές.



Διάγραμμα 10: Σύγκριση κατανομών επιφανειακών καθιζήσεων επίλυσεων 1&2

Τέλος, συγκρίνοντας το συντελεστή ασφάλειας MSF, παρατηρούμε μια μικρή αύξηση της τιμής του στη δεύτερη επίλυση [$MSF_2=1,295 > MSF_1=1,282$], γεγονός που επιβεβαιώνει την επιρροή των περιορισμένων διαστάσεων του μοντέλου της πρώτης επίλυσης. Μάλιστα, η ορθότερη εικόνα της δεύτερης ανάλυσης φανερώνεται και στην κατανομή των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά την αστοχία, όπως προκύπτει από τη σύγκριση των σχημάτων 4.18(1^η επίλυση) & 4.24 (2^η επίλυση). Στο σχήμα 4.18 παρατηρούμε ότι η κατανομή των πλαστικών ζωνών διακόπτεται στο αριστερό όριο του μοντέλου, ενώ στο σχήμα 4.24 η ανάπτυξη των πλαστικών ζωνών δεν επηρεάζεται από τα όρια του μοντέλου.

4.5.2 Σύγκριση επιλύσεων B&Γ

Στην τρίτη επίλυση που πραγματοποιήθηκε, εξετάστηκε μια δυσμενέστερη περίπτωση, δηλαδή η τιμή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων k_0 σε όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς θεωρήθηκε ίση με 0,8, ανεξάρτητα, δηλαδή, από τις τιμές που προέκυψαν από τη μελέτη. Αξιολογώντας τα αποτελέσματα αυτής της επίλυσης και επιχειρώντας μια σύγκριση με τα αποτελέσματα της 2^{ης} επίλυσης παρατηρούμε μια μικρή αύξηση της ολικής μέγιστης μετατόπισης, με ταυτόχρονη μείωση της μέγιστης καθίζησης της επιφάνειας του εδάφους και μικρή αύξηση της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης. Ο συντελεστής ασφάλειας δεν παρουσιάζει σημαντική μεταβολή.

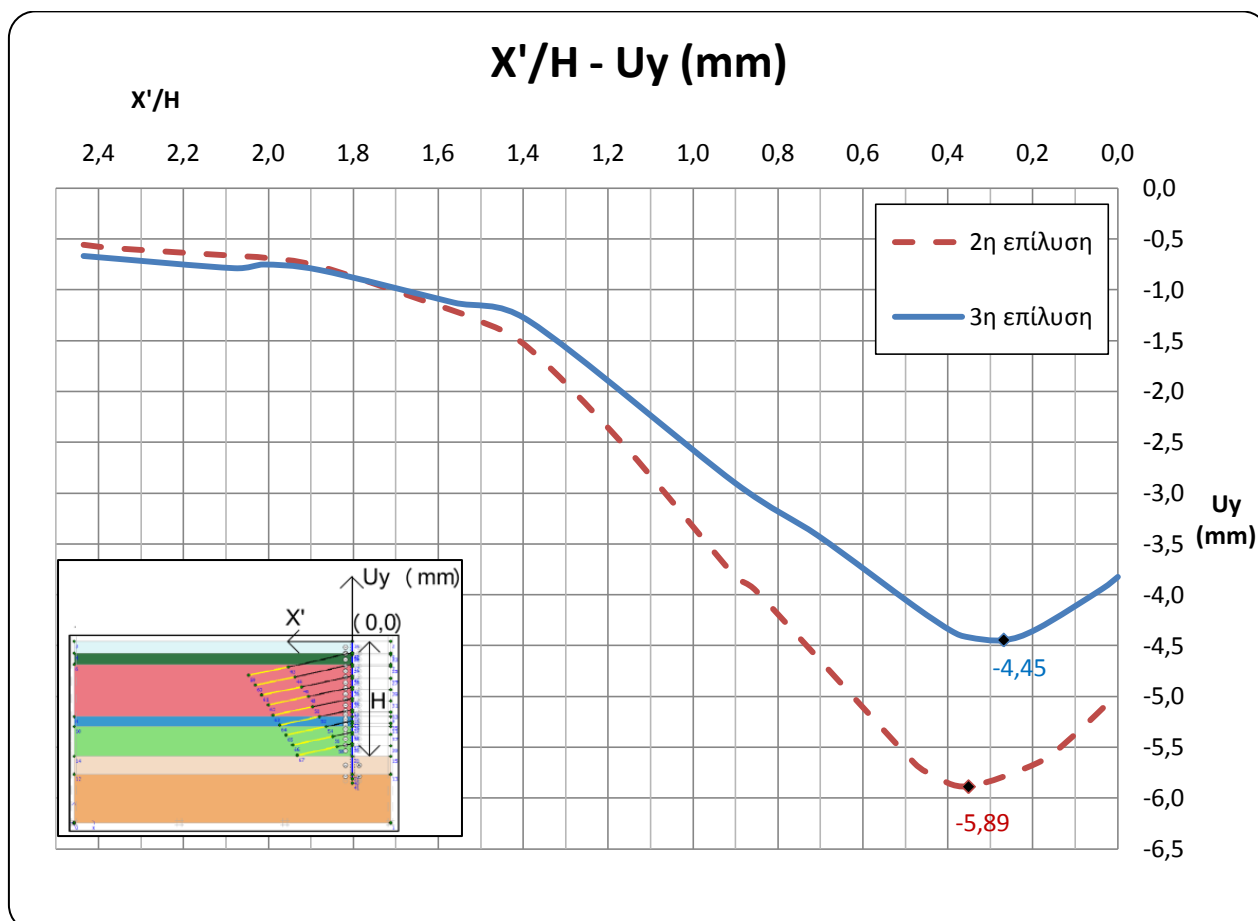
Πιο συγκεκριμένα, στην τρίτη επίλυση, η μέγιστη ολική μετατόπιση είναι μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη τιμή που προκύπτει από τη δεύτερη επίλυση, με τις διάφορες τιμές του συντελεστή k_0 αναλόγως με το γεωλογικό σχηματισμό [$U_{tot,3}=15,95\text{mm} > U_{tot,2}=14,87\text{mm}$, αύξηση της τάξης του 7,3%]. Η παρατήρηση αυτή κρίνεται αναμενόμενη και οφείλεται στο γεγονός ότι στους σχηματισμούς με μεγαλύτερο συντελεστή k_0 , οι οριζόντιες πιέσεις είναι υψηλότερες και συνεπώς, η αποτόνωσή τους λόγω πραγματοποίησης της εκσκαφής, έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μεγαλύτερων οριζόντιων αλλά και κατακόρυφων μετατοπίσεων.

Οστόσο, η κατακόρυφη μετατόπιση στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης, για την τρίτη επίλυση, όπως και η μέγιστη καθίζηση στην επιφάνεια του εδάφους εμφανίζονται μειωμένες [$U_{y,στέψη,3}=-3,82\text{mm} < U_{y,στέψη,2}=-4,97\text{mm}$, $U_{y,max,3}=-4,45\text{mm} < U_{y,max,2}=-5,89\text{mm}$], σύμφωνα και με το διάγραμμα 11. Πιο συγκεκριμένα, η μείωση αυτή σε ό,τι αφορά την κατακόρυφη μετατόπιση της στέψης του πασσάλου είναι της τάξεως του 23,14% και η αντίστοιχη μείωση της μέγιστης τιμής της επιφανειακής καθίζησης είναι της τάξεως του 24,4%, δηλαδή παρατηρείται αρκετά σημαντική μείωση στις τιμές των κατακόρυφων μετατοπίσεων λόγω της αύξησης της τιμής του συντελεστή k_0 . Το γεγονός αυτό, αν και σε μία πρώτη ανάγνωση φαίνεται παράδοξο, πιθανώς να οφείλεται στην ανάπτυξη πλαστικών ζωνών, η οποία ευνοείται από χαμηλούς συντελεστές ουδέτερης ώθησης, όπως στη δεύτερη επίλυση, με αποτέλεσμα να εκδηλώνονται μεγαλύτερες επιφανειακές καθιζήσεις.

Σημειώνεται ότι η επίδραση αυτή της αύξησης της τιμής του συντελεστή k_0 στην κατανομή των κατακόρυφων μετακινήσεων παρουσιάζει μια φθίνουσα πορεία για τιμές της ανηγμένης απόστασης $X'/H > 0,35$ – όπως παρατηρούμε και στο διάγραμμα 11- ενώ η επιρροή της τιμής του k_0 εξαλείφεται, σχεδόν, για απόσταση από την εκσκαφή μεγαλύτερη από $1,7H=42,93\text{m}$., οπότε και οι 2 κατανομές τείνουν να ταυτισθούν.

Σε ό,τι αφορά τη θέση εκδήλωσης της μέγιστης καθίζησης, στη δεύτερη επίλυση εντοπίζεται σε απόσταση $0,35H=8,84\text{m}$. από την εκσκαφή και η αντίστοιχη στην 3^η επίλυση σε μικρότερη απόσταση και συγκεκριμένα σε $0,27H=6,82\text{m}$. από αυτή.

Συμπερασματικά, στην τρίτη επίλυση οι κατακόρυφες επιφανειακές καθιζήσεις σε συγκεκριμένο εύρος από την εκσκαφή είναι σημαντικά μικρότερες από τις αντίστοιχες της 2^{ης} επίλυσης και η μέγιστη καθίζηση εκδηλώνεται σε μικρότερη απόσταση από την εκσκαφή.



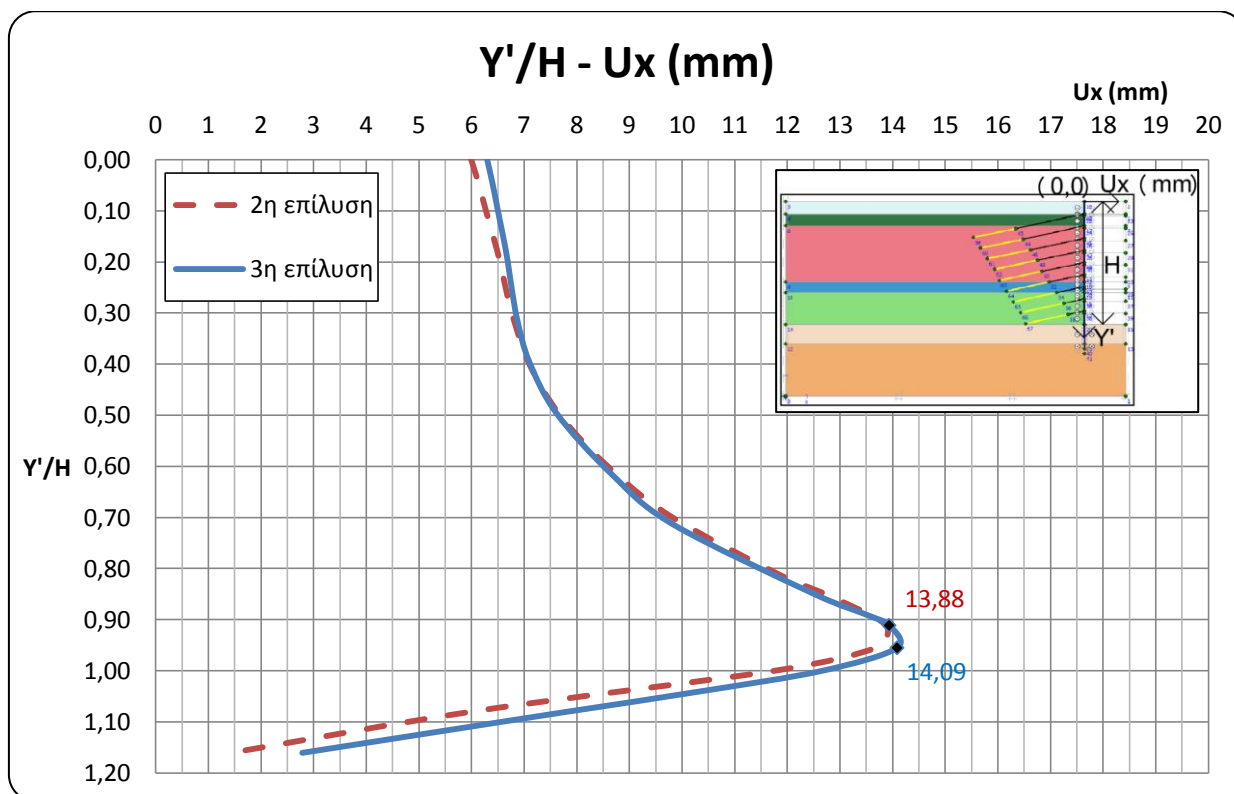
Διάγραμμα 11: Σύγκριση κατανομών επιφανειακών καθιζήσεων επιλύσεων 2&3

Όσον αφορά την κατανομή των οριζόντιων μετατοπίσεων στην τρίτη επίλυση, με τον μεγαλύτερο συντελεστή ουδέτερης ώθησης, η οριζόντια μετατόπιση στη στέψη καθώς και η μέγιστη τιμή αυτής καθ' ύψος του πασσάλου είναι ελαφρά μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της 2^{ης} επίλυσης, ωστόσο οι αποκλίσεις είναι μικρές. Πιο συγκεκριμένα, η οριζόντια μετακίνηση στη στέψη του πασσάλου προκύπτει ίση με 6,30mm ενώ η αντίστοιχη στη 2^η επίλυση είναι 5,99mm δηλαδή παρατηρείται αύξηση της τάξεως του 5,2% και αντίστοιχα η τιμή της μέγιστης οριζόντιας μετακίνησης καθ' ύψος του πασσάλου προκύπτει ίση με 14,09mm ενώ η αντίστοιχη στη 2^η επίλυση ίση με 13,88mm, δηλαδή παρατηρείται αύξηση της τάξεως του 1,5%.

Αξιολογώντας και το συγκριτικό διάγραμμα 12 διαπιστώνουμε ότι η ελαφρά αύξηση των οριζόντιων μετατοπίσεων Ux που συνοδεύει την αύξηση της τιμής του ko αφορά σε διακριτές μόνο θέσεις (όπως αυτές που παρατέθηκαν παραπάνω), ενώ η γενική τάση είναι ότι οι 2

καμπύλες σχεδόν ταυτίζονται. Συμπερασματικά, η επίδραση της αύξησης της τιμής του k_0 στην κατανομή των οριζόντιων μετακινήσεων U_x καθ' ύψος του πασσάλου είναι σχεδόν αμελητέα, σε αντίθεση με την επίδραση στις επιφανειακές καθιζήσεις που αναλύθηκε παραπάνω.

Ακόμη, η τιμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης εντοπίζεται σε μεγαλύτερο βάθος από τη στέψη του πασσάλου [$Y'_3=0,95H=23,99m.> Y'_2=0,91H=22,98m$], δηλαδή λίγο πιο κοντά στη στάθμη της τελικής εκσκαφής, όπως φαίνεται στο διάγραμμα 12.



Διάγραμμα 12: Σύγκριση οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστηρίξεως, επιλύσεων 2&3

Τέλος, συγκρίνοντας το συντελεστή ασφάλειας MSF , δεν παρατηρείται διαφορά στην τιμή του μεταξύ των δύο επιλύσεων [$MSF_3=1,298 \approx MSF_2= 1,295$], γεγονός που δηλώνει ότι η μεταβολή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων k_0 δεν επηρεάζει το συντελεστή ασφάλειας. Πληρέστερη εικόνα για τη μεταβολή του συντελεστή MSF , προκύπτει από τη σύγκριση της κατανομής των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά την αστοχία, όπως φαίνεται στα σχήματα 4.24 (2^η επίλυση) & 4.30 (3^η επίλυση), η οποία δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφοροποιήσεις.

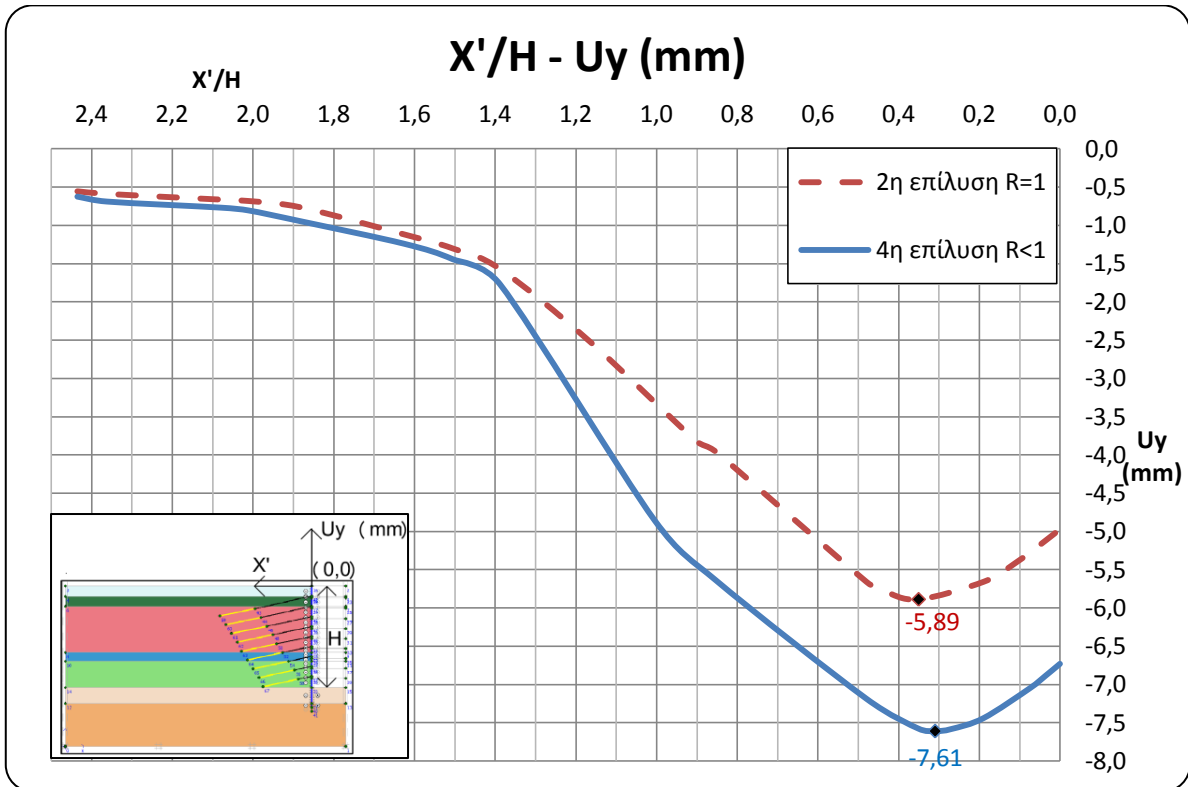
4.5.3 Σύγκριση επιλύσεων B&Δ

Στην τέταρτη επίλυση, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οι ιδιότητες των εδαφικών σχηματισμών είναι ίδιες με αυτές της δεύτερης επίλυσης, με μόνη διαφορά την τιμή του συντελεστή διεπιφάνειας R. Πιο συγκεκριμένα, η τιμή του συντελεστή R λαμβάνεται ίση με τη μονάδα, για τους σχηματισμούς πάνω από την τελική εκσκαφή, ενώ για το σχηματισμό που βρίσκεται στο επίπεδο της τελικής εκσκαφής (ασβεστιτικός αργιλόλιθος-μάργα) λαμβάνεται ίση με $R=0,7$ και για τους υποκείμενους σχηματισμούς (ασβεστιτικός αργιλόλιθος-μάργα, λυόλιθος) λαμβάνεται ίση με $R=0,5$.

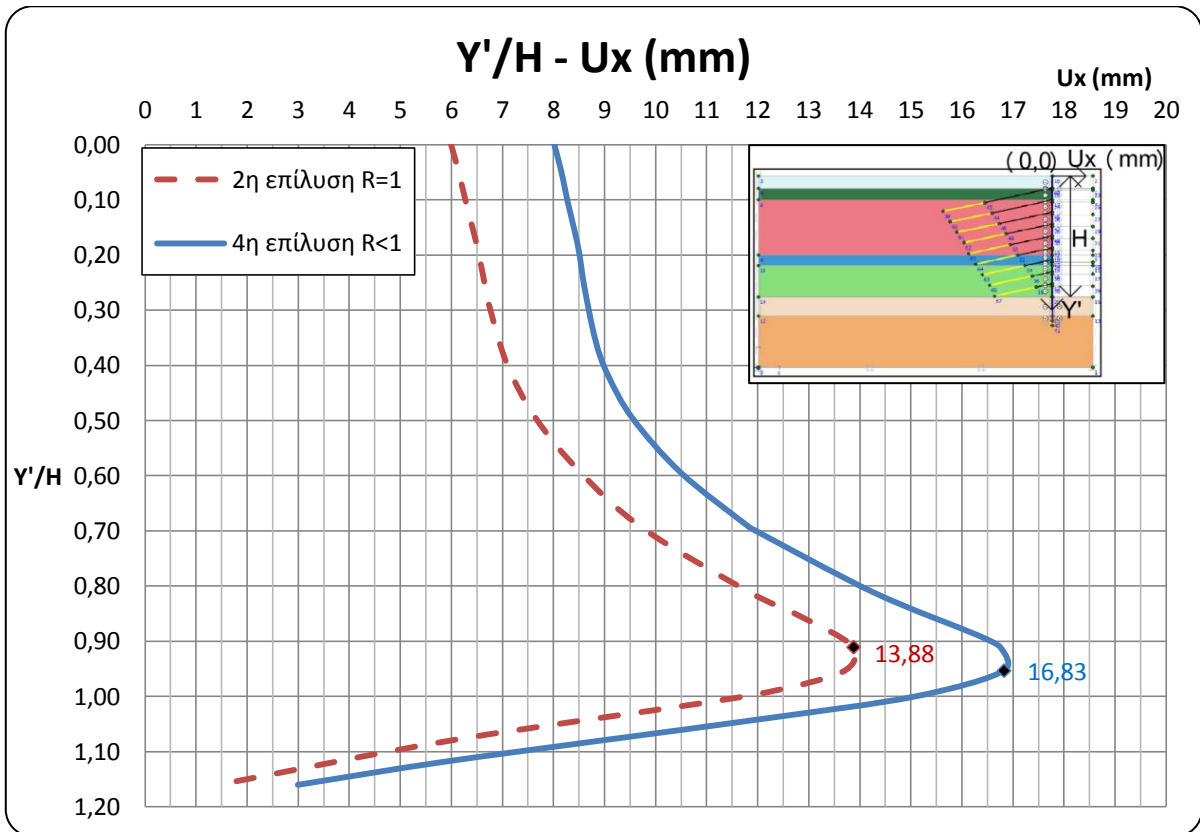
Με τη μείωση του συντελεστή R, απομειώνεται η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας πασσάλου – εδάφους, με αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων, είτε κατακόρυφων είτε οριζόντιων, σύμφωνα με τον πίνακα 4.26. Πιο συγκεκριμένα, στην τέταρτη επίλυση, η μέγιστη ολική μετατόπιση είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη τιμή της δεύτερης ανάλυσης [$U_{tot,4}=18,64\text{mm} > U_{tot,2}=14,87\text{mm}$, ποσοστό αύξησης 25,35%], όπως και οι τιμές των μετατοπίσεων στη στέψη του πασσάλου αντιστήριξης [$U_{y,στέψη,4}=-6,73\text{mm} > U_{y,στέψη,2}=-4,97\text{mm} \Rightarrow$ ποσοστό αύξησης 35,41%, $U_{x,στέψη,4}= 8,02\text{mm} > U_{x,στέψη,2}=5,99\text{mm} \Rightarrow$ ποσοστό αύξησης 33,89%]. Η μέγιστη επιφανειακή καθίζηση που εκδηλώνεται είναι, επίσης, αυξημένη σε σχέση με την αντίστοιχη στη δεύτερη επίλυση ($U_{y,max,4}=7,61\text{mm} > U_{y,max,2}=5,89\text{mm} \Rightarrow$ ποσοστό αύξησης 29,20%) ενώ το σημείο εκδήλωσής της εντοπίζεται σε μικρότερη απόσταση από το σύστημα αντιστήριξης [$X'_4=0,31H =7,83\text{m} < X'_2=0,35H=8,84\text{m}$], όπως φαίνεται στο διάγραμμα 13. Αύξηση, επίσης, εμφανίζεται και στην τιμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης [$U_{x,max,4}=16,83\text{mm} > U_{x,max,2}= 13,88\text{mm} \Rightarrow$ ποσοστό αύξησης 21,25%], η οποία εκδηλώνεται σε μεγαλύτερο βάθος από τη στέψη του πασσάλου [$Y'_4=0,95H > Y'_2=0,91H$], δηλαδή λίγο πιο κοντά στη στάθμη της τελικής εκσκαφής, όπως φαίνεται στο διάγραμμα 14.

Γενικό συμπέρασμα που προκύπτει από τα παραπάνω είναι ότι η μείωση της τιμής του συντελεστή R έχει ως αποτέλεσμα, όπως αναμενόταν, σημαντική αύξηση τόσο των κατακόρυφων όσο και των οριζόντιων μετατοπίσεων και μάλιστα η αύξηση αυτή κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα και για τα 2 εξεταζόμενα μεγέθη.

Σημειώνεται ότι η επίδραση της τιμής του συντελεστή R στην ανάπτυξη των κατακόρυφων μετακινήσεων παρουσιάζει μια ελαφρώς φθίνουσα πορεία καθώς απομακρυνόμαστε από το όριο της εκσκαφής (η μέγιστη απόκλιση ακριβώς στη θέση της εκσκαφής) ενώ η φθίνουσα πορεία της επίδρασης της τιμής του R γίνεται πιο φανερό για αποστάσεις μεγαλύτερες από το βάθος εκσκαφής H (στο διάγραμμα 13 για $X'/H > 1$ οι κατανομές πλησιάζουν) ενώ για ακόμα μεγαλύτερη απομάκρυνση ($X' > 1,4H=35,35\text{m}$) η επιρροή φθίνει αισθητά και οι 2 κατανομές τείνουν να ταυτισθούν.



Διάγραμμα 13: Σύγκριση κατανομών επιφανειακών καθιζήσεων επιλύσεων 2&4



Διάγραμμα 14: Σύγκριση οριζόντιων μετατοπίσεων καθ' ύψος του πασσάλου αντιστηρίξεως, επιλύσεων 2&4

Η επιρροή της μείωσης του συντελεστή R, φαίνεται καλύτερα παρατηρώντας το πλέγμα της παραμορφωμένης κατάστασης, τόσο στη δεύτερη επίλυση με τιμή $R=1$ (Σχ.4.19), όσο και στην τέταρτη επίλυση με τιμή $R<1$ (Σχ.4.31). Στο σχήμα 4.31, παρατηρούμε μεγαλύτερη ανύψωση του πυθμένα της εκσκαφής, γεγονός που θα έπρεπε να οδηγήσει σε ανύψωση του πασσάλου και τελικά σε μείωση των καθιζήσεων της επιφάνειας. Ωστόσο, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της τέταρτης ανάλυσης και όπως παρουσιάζεται στο διάγραμμα 13, προκύπτει αύξηση των καθιζήσεων. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει ελεύθερη ολίσθηση του πασσάλου σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος, λόγω της απομείωσης της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνειά πασσάλου - εδάφους.

Τέλος, συγκρίνοντας το συντελεστή ασφάλειας MSF, παρατηρούμε μείωση [$MSF_4=1,242 < MSF_2=1,295$] της τάξεως του 4,3%, γεγονός που επιβεβαιώνει την ουσιαστική επιρροή της μεταβολής της διατμητικής αντοχής της επιφάνειας, που βρίσκεται μεταξύ συστήματος αντιστήριξης και εδάφους. Η μείωση του συντελεστή ασφάλειας προκύπτει και από τη σύγκριση της κατανομής των πλαστικοποιημένων ζωνών κατά την αστοχία για τις δύο επιλύσεις, όπως φαίνεται στα σχήματα 4.24 (2^η επίλυση) & 4.36 (4^η επίλυση). Στο σχήμα 4.36 παρατηρούμε πιο ευρείες πλαστικοποιημένες ζώνες, στην περιοχή της στέψης του πασσάλου αντιστήριξης, στο εσωτερικό του σχηματισμού της μάργας (ανοιχτό πράσινο χρώμα), καθώς και στην κατώτερη στάθμη του τελευταίου σχηματισμού (ιλυολίθου), που συμπίπτει με το κάτω όριο του μοντέλου προσομοίωσης.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, η απομείωση του συντελεστή R πραγματοποιήθηκε για τους σχηματισμούς που βρίσκονται στο επίπεδο της τελικής εκσκαφής και κάτω. Για πληρέστερο έλεγχο της συμπεριφοράς του συστήματος αντιστήριξης, πραγματοποιήθηκε μια επιπλέον ανάλυση, απομειώνοντας την τιμή του R και για τους σχηματισμούς που υπέρκεινται της τελικής εκσκαφής. Πιο συγκεκριμένα, στους σχηματισμούς αυτούς αποδόθηκε τιμή ίση με $R=0,7$ ενώ στους υποκείμενους της τελικής εκσκαφής δόθηκε η τιμή $R=0,5$. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των δύο τελευταίων επιλύσεων παρατηρούμε ξανά τη σημαντική επιρροή της μεταβολής του συντελεστή R, καθώς για περαιτέρω μείωση του συντελεστή και στους υπόλοιπους γεωλογικούς σχηματισμούς σημειώνεται αύξηση των μετακινήσεων και μικρή μείωση του συντελεστή ασφάλειας [$MSF_5=1,232 < MSF_4=1,242$]. Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται στον πίνακα 4.27.

Πίνακας 4.27: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τέταρτης και πέμπτης ανάλυσης

Προσομοίωμα Π.Σ.	U _{tot} (mm)	Στέψη		Τομή A-A* (Κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους)		Τομή B-B* (Καθ' ύψος του πασσάλου αντιστήριξης)		Συντελεστής ασφάλειας MSF
		U _y (mm)	U _x (mm)	χ'/H	U _{y,max} (mm)	Υ'/H	U _{x,max} (mm)	
(Απομείωση συντελεστή R στο επίπεδο της γενικής εκσκαφής και κάτω)	18,64	-6,73	8,02	0,31	-7,61	0,95	16,83	1,242
5η (Απομείωση συντελεστή R σε όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς)	18,97	-7,38	8,71	0,28	-8,09	0,93	17,41	1,232

4.5.4 Γενικά Συμπεράσματα – Παρατηρήσεις

Σύμφωνα με τις Προδιαγραφές Μελετών Εφαρμογής Προσωρινών Κατασκευών του Έργου, επιβάλλονται περιοριστικές τιμές για την κατακόρυφη μετακίνηση, τη γωνιακή παραμόρφωση και την οριζόντια παραμόρφωση για το έδαφος, τα κτήρια και τις κατασκευές εντός της Ζώνης Επιρροής, καθώς και για την οριζόντια μετακίνηση της ίδιας της κατασκευής (σύστημα αντιστήριξης), όπως παρουσιάζονται στον πίνακα 4.28 παρακάτω.

Πίνακας 4.28: Περιοριστικές Τιμές για τη Μελέτη

A/A	Παράμετρος	Ελεύθερο πεδίο, οδοί, πεζοδρόμια, δίκτυα Ο.Κ.Ω.	Προσωρινές αντιστηρίξεις ορυγμάτων Σταθμών και Φρεάτων
1	Συνολική κατακόρυφη μετακίνηση, (mm)	30	-
2	Γωνιακή παραμόρφωση	1:500	-
3	Οριζόντια παραμόρφωση ⁽¹⁾ , %	0.15	-
4	Οριζόντια μετακίνηση, (mm)	-	0.15%*H ⁽²⁾

Υποσημειώσεις:

- (1) Στη στάθμη θεμελίωσης κτηρίων και στην επιφάνεια του εδάφους.
- (2) Όπου H: Ύψος αντιστηριζόμενης εκσκαφής

Από τις παραπάνω περιοριστικές τιμές για την παρούσα εργασία ενδιαφέρουν η τιμή της κατακόρυφης μετακίνησης του εδάφους, η οποία είναι ίση με 30mm και η τιμή της οριζόντιας μετακίνησης του συστήματος αντιστήριξης, η οποία είναι ίση με $0,15\% \cdot 25,25\text{m} = 37,875\text{mm}$.

Σύμφωνα με τον συγκεντρωτικό πίνακα αποτελεσμάτων 4.26, παρατηρούμε ότι σε όλες τις επιλύσεις οι τιμές των κατακόρυφων μετακινήσεων του εδάφους, καθώς και οι τιμές των οριζόντιων μετακινήσεων του συστήματος αντιστήριξης δεν ξεπερνούν τις προαναφερθείσες περιοριστικές τιμές και μάλιστα είναι αρκετά μικρότερες. Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τα αποτελέσματα της επίλυσης Β, η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση του εδάφους προκύπτει ίση με 5,89mm δηλαδή πολύ μικρότερη από την επιτρεπόμενη (30mm) και αντίστοιχα η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση του συστήματος αντιστήριξης προέκυψε ίση με 13,88mm, επίσης μικρότερη, από την επιτρεπόμενη (37,88mm).

Ο συντελεστής ασφάλειας για τη γενική ευστάθεια του συστήματος προσωρινής αντιστήριξης υπολογίζεται σύμφωνα με τον τρόπο σχεδιασμού 3 (DA-3) του Ευρωκώδικα 7 και ισούται με 1,25, εφόσον εξασφαλίζεται στράγγιση. Στην επίλυση Β με τις τιμές των παραμέτρων που προκύπτουν από τη γεωτεχνική έρευνα στα πλαίσια της προμελέτης και τις παραδοχές της παρούσας εργασίας, ο συντελεστής ασφάλειας που προκύπτει είναι μεγαλύτερος από την οριακή αυτή τιμή, $MSF_2=1,295 > 1,25$. Μάλιστα, προκύπτει ότι η μεταβολή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων k_0 δεν επηρεάζει την τιμή του συντελεστή ασφάλειας MSF, ενώ σημαντική επίδραση έχει η μεταβολή του συντελεστή R (μεταβολή της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας πασσάλου – εδάφους), με μείωση του οποίου προέκυψε συντελεστής MSF οριακά μικρότερος από την επιτρεπόμενη τιμή $MSF_4=1,242 < 1,25$.

Επισημαίνεται ότι τα αποτελέσματα της συγκεκριμένης εργασίας καθώς και τα συμπεράσματα που εξάγονται από αυτά, επηρεάζονται από τις παραδοχές που έγιναν σχετικά με μεγέθη που δεν ήταν δυνατός ο προσδιορισμός τους μέσω των διαθέσιμων δεδομένων, ενώ ο ακριβής προσδιορισμός τους χρήζει περαιτέρω διερεύνησης.

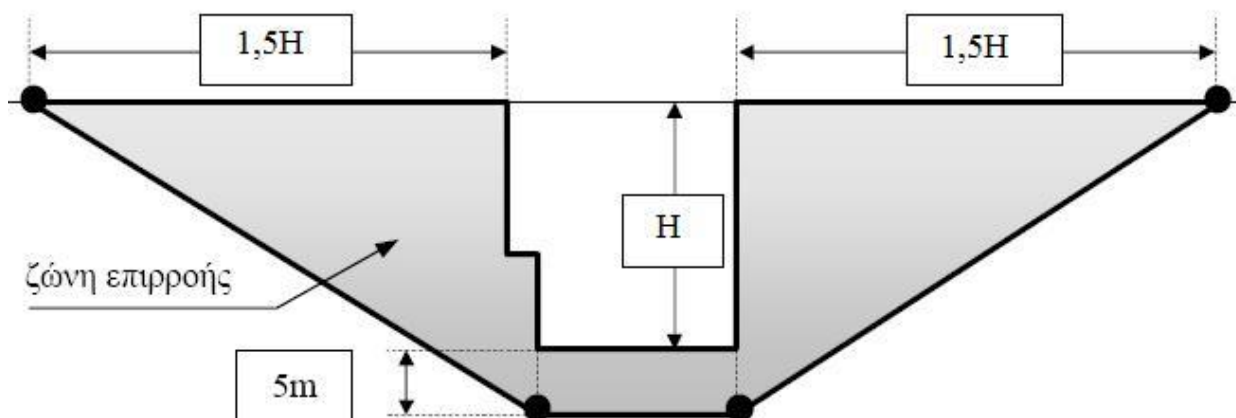
Όπου είναι επιθυμητό να περιορισθούν στο ελάχιστο οι παραμορφώσεις της προσωρινής αντιστήριξης και/ή οι μετακινήσεις του παρακείμενου εδάφους ή όταν η εκσκαφή ενδέχεται να θέσει σε κίνδυνο υφιστάμενες παρακείμενες κατασκευές ή κτήρια, θα προβλέπονται προσωρινές αντηρίδες – κατά προτίμηση με προφόρτιση - ώστε να ελαχιστοποιούνται οι μετακινήσεις. Οι αντηρίδες θα μελετώνται σύμφωνα με τους σχετικούς Κανονισμούς και Κώδικες και θα εγκαθίστανται κατά τρόπο ώστε να ελαχιστοποιείται ο κίνδυνος τυχηματικής μετατόπισης.

Στην εκτίμηση των συνεπειών των εδαφικών παραμορφώσεων και των άλλων παρενεργειών του εδάφους επί των κτηρίων-κατασκευών, θα ακολουθηθούν τα εξής βήματα:

α) Καθορισμός των διαστάσεων της ζώνης επιρροής, εντός της οποίας θα μπορούσαν να συμβούν μετακινήσεις του εδάφους από την εκτέλεση των εργασιών. Η ζώνη επιρροής προσδιορίζεται στη Μελέτη Εφαρμογής κάθε τμήματος του Έργου και θα είναι η ένωση:

(1) της ελάχιστης συμβατικής ζώνης επιρροής όπως αυτή ορίζεται παρακάτω, και
 (2) της ζώνης εντός της οποίας προβλέπεται καθίζηση μεγαλύτερη των 5 mm με τη χρήση προχωρημένων αριθμητικών μοντέλων.

Η ελάχιστη συμβατική ζώνη επιρροής ορίζεται ως ακολούθως:



Σχήμα 4.39: Σχηματική απεικόνιση της ελάχιστης συμβατικής ζώνης επιρροής σε επιφανειακή εκσκαφή

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας:

(1) το βάθος εκσκαφής είναι $H=25,25\text{m}$, οπότε η ελάχιστη συμβατική ζώνη επιρροής εκτείνεται σε απόσταση $1,5H=37,875\text{m}$ από τη στέψη του συστήματος αντιστήριξης.

(2) σύμφωνα με τα αποτελέσματα των επιλύσεων (διαγράμματα 9,11&13) παρατηρούμε ότι η απόσταση $1,5H$ από το όριο εκσκαφής αποτελεί ζώνη εντός της οποίας προβλέπεται η μέγιστη καθίζηση, η οποία στις τρεις από τις τέσσερις αναλύσεις είναι μεγαλύτερη από 5mm.

Συνεπώς, η ζώνη επιρροής που πρέπει ληφθεί υπόψη για τη συγκεκριμένη εκσκαφή είναι ίση με $1,5H$ και η μορφή των επιφανειακών καθιζήσεων που αναμένεται στη ζώνη αυτή, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων, είναι η κοίλη.

β) Εκτίμηση της ειδικής τρωτότητας και σχετικής διακινδύνευσης των υφιστάμενων κατασκευών και άλλων εγκαταστάσεων, που βρίσκονται εντός της Ζώνης Επιρροής. Σημειώνεται ότι η επίδραση των έργων του Μετρό στα κτήρια-κατασκευές εκτιμάται μέσω των αναμενόμενων ολικών καθιζήσεων και γωνιακών παραμορφώσεων στο επίπεδο θεμελίωσης των κτηρίων-κατασκευών εντός της ζώνης επιρροής των έργων. Σε κάθε περίπτωση, οι επιπτώσεις των εδαφικών παραμορφώσεων που θα προκαλέσει η κατασκευή του έργου σε κτήρια και κατασκευές, ακόμα και αν αυτές ικανοποιούν τις περιοριστικές τιμές του παραπάνω πίνακα 4.27, θα μελετώνται στα πλαίσια εκπόνησης της Μελέτης Ειδικής Τρωτότητας και Σχετικής Διακινδύνευσης Κτηρίων και Κατασκευών (ΜΕΤΣΔΙΚΚ).

γ) Μελέτη και εγκατάσταση του συστήματος γεωμηχανικής και δομητικής παρακολούθησης, καθώς και επιθεώρηση των κτηρίων-κατασκευών που θα μπορούσαν να επηρεασθούν, συμπεριλαμβάνοντας ολικές και διαφορικές καθιζήσεις, γωνιακές παραμορφώσεις και κλίσεις, οριζόντιες παραμορφώσεις, άνοιγμα ρωγμών κλπ.

Βιβλιογραφικές αναφορές

- Pio-Go Hsieh and Chang-Yu Ou, December 1998, 'Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation', Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, p.1004-1017
- Moorak Son and Edward J. Cording, M.ASCE, February 1-2005, 'Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements', Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 2, pp.162-177
- Αναγνωστόπουλος Α., Μιχάλης Η., Ιανουάριος 2004, 'Σημειώσεις αντιστηρίξεων και καθιζήσεων λόγω εκσκαφών', Εκδόσεις ΕΜΠ
- Παπαδόπουλος Β., Φεβρουάριος 2011, 'Καθιζήσεις λόγω αβαθών σηράγγων και κριτήρια ανεκτών εδαφικών παραμορφώσεων', Σημειώσεις
- Α.Γ.Αναγνωστόπουλος, Αθήνα 2005, 'Στοιχεία Αγκυρώσεων', Σημειώσεις
- Π.Γιαννόπουλος, 2008, 'Σχεδιασμός Προσωρινών Κατασκευών αντιστήριξης από ωπλισμένο σκυρόδεμα', Σημειώσεις
- Π.Γιαννόπουλος, 2010, 'Διαφραγματικοί Τοίχοι', Σημειώσεις
- Ζερβογιάννης Χ., 2008, 'Έργα αντιστήριξης σε αστικό περιβάλλον' (Διαφάνειες Διαλέξεως)
- P.G.Marinos, November 2006, Expert's Final Report, σελ.xi-xvii & 1-6
- Παπαδοπούλου Κ., 2011, 'Παραμετρική ανάλυση αντιστηρίξεων με προεντεταμένες αγκυρώσεις', Μεταπτυχιακή Εργασία
- Κούκος Ε, 2007, 'Διάνοιξη σηράγγων σε συνθλίβοντα εδάφη', Μεταπτυχιακή Εργασία
- Αττικό Μετρό Α.Ε., Μάιος 2012, ΕΡΓΑ ΜΕΤΡΟ ΣΤΗΝ ΑΘΗΝΑ & Η ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΠΡΟΣ ΠΕΙΡΑΙΑ, (Διαφάνειες Διαλέξεως)
- Αττικό Μετρό Α.Ε., «ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΓΡΑΜΜΗΣ 3, ΤΜΗΜΑ ΧΑΪΔΑΡΙ - ΠΕΙΡΑΙΑΣ» Τεχνική Περιγραφή, σελ.6-8, 10, 15, 53-138
- Αττικό Μετρό Α.Ε., 'ΕΠΕΚΤΑΣΗ ΓΡΑΜΜΗΣ 3, ΤΜΗΜΑ «ΧΑΪΔΑΡΙ - ΠΕΙΡΑΙΑΣ» Προδιαγραφές Μελετών Έργων Πολιτικού Μηχανικού', σελ.16-22, 55-58
- Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε, Μάιος 2004, Προκαταρκτική Μελέτη, Αρ.Τεύχους: 3GW0EN180R906B – 'Τελική έκθεση παρουσίασης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών Θέση Γ-Χαϊδάρη-Αγία Βαρβάρα-Φάσεις 1&2', σελ.2/3-5, 2/7-8, 2/15, 3/60-64, 4/29-30, 4/48-50, 5/218, 5/233-236, Παράρτημα
- Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε, Απρίλιος 2004, Προκαταρκτική Μελέτη, Αρ.Τεύχους: 3GW0EN180R907A, 'Φωτογραφίες πυρήνων γεωτρήσεων - Θέση Γ-Χαϊδάρη-Αγία Βαρβάρα-Φάσεις 1&2', σελ. 30-32

- Εδαφομηχανική Α.Τ.Ε, Δεκέμβριος 2006, Προκαταρκτική Μελέτη, Αρ.Τεύχους: 3GW0EN180R928A, 'Τελική έκθεση αξιολόγησης αποτελεσμάτων γεωτεχνικών ερευνών - Θέση Γ-Χαϊδάρι-Αγία Βαρβάρα-Φάσεις 1&2', σελ. 143-144,148, 61-164, Παράρτημα Ι, Παράρτημα ΙV σελ.1-31/259, Παράρτημα V σελ.1/8
- Plaxis 2D V8 Professional Version, Manual
- Γ.Μπουκοβάλας, Μάρτιος 2009, 'Ανάλυση και Σχεδιασμός Εύκαμπτων αντιστηρίξεων' (Διαφάνειες Διαλέξεως)
- Mikhail Ryjevski, Kirill Shramko, Ellada Baghirova, 'JET GROUTING APPLICATION FOR DUBAI METRO CONSTRUCTION'
- <http://www.ametro.gr>
- <http://athenstransport.com/2012/06/01/metro-progress-13/>
- http://www.edrasis.gr/index.asp?a_id=166
- <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=356656&page=15>
- http://www.geoconstruction.info/jetgrouting_technical3.html
- <http://www.profisol.gr/el/projects.aspx>
- http://www.keller.gr/download/Keller_28-01GR.pdf
- <http://www.omete.gr>