

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ



Διπλωματική Εργασία

«ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ»

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΤΡΙΑΝΤΑΦΥΛΛΟΥ, ΑΜ 6481

Επιβλέπων: Γεώργιος Μπελόκας, Επίκουρος Καθηγητής ΠΑΔΑ

ΑΘΗΝΑ 2021



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Όνοματεπώνυμο φοιτητή: **ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΤΡΙΑΝΤΑΦΥΛΛΟΣ**

Τίτλος
Διπλωματικής Εργασίας:

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Η διπλωματική εργασία εξετάστηκε επιτυχώς από την κάτωθι
Τριμελή Εξεταστική Επιτροπή:

Γεώργιος Μπελόκας
Επίκουρος Καθηγητής
Επιβλέπων

Ιωάννης Συμπέθερος
Καθηγητής
Μέλος

Τριαντ.-Φίλης Κόκκινος
Αναπληρωτής Καθηγητής
Μέλος

ΑΙΓΑΛΕΩ, ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ 2021

ΔΗΛΩΣΗ ΣΥΓΓΡΑΦΕΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

Ο κάτωθι υπογεγραμμένος Κωνσταντίνος Τριαντάφυλλος του Δημητρίου, με αριθμό μητρώου 6481 φοιτητής του Πανεπιστημίου Δυτικής Αττικής της Σχολής Μηχανικών του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, δηλώνω υπεύθυνα ότι:

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

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

Ο Δηλών

Κωνσταντίνος Τριαντάφυλλος





UNIVERSITY OF WEST ATTICA
ENGINEERING SCHOOL
CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT

Student's Name: KONSTANTINOS TRIANTAFYLLOS

*Title of
Dipoma Thesis:*

RETAINING WALL APPLICATIONS

ABSTRACT

This diploma thesis investigates the analysis and design of gravity retaining walls. More specifically, it aims at: a) developing a complete numerical tool in excel spreadsheet to analyze and design both in geotechnical and structural engineering terms and b) to compare the Rankine earth pressures analysis with the numerical finite element analysis (FEA) results for a range of soil types.

Chapter 1 presents the advance of Retaining Walls throughout the human history and the types which we construct today. Chapter 2 describes and presents the regulation of the analysis and design of gravity walls in Europe – Eurocode 7(EC7). Next, Chapter 3 presents the theoretical framework about the earth pressures which is the basis of the analysis of a retaining work. Chapter 4 describes the types of Concrete Retaining Walls and their failure behaviors.

Moreover, in Chapter 5 an excel sheet was successfully programmed for the complete conventional analysis and design of a reinforced concrete retaining wall (Type L) with load on the backfill . Chapter 6 involve extensive numerical modeling on a range of non-cohesive sands and cohesive clays scenarios with FEA, using a linear elastic – perfectly plastic Mohr Coulomb constitutive model.

In Chapter 7, a comparison of the earth pressures calculated with the Rankine method and the FEA for sands and clays for a concrete gravity wall, is presented. The FEA included the complete structure sequence. The main conclusion is that Rankine method underestimated the soil earth pressures as in FEA there was no generalized soil failure, which depends on soil strength (c' , ϕ'). As a result, soil movements were lower than expected for Rankine failure. Elasticity modulus (E) had little on earth earth pressures because Poison's ratio is the main influential parameter.

Keywords: gravity walls, earth pressures, Rankine analysis, finite element analysis



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Όνοματεπώνυμο φοιτητή: Κωνσταντίνος Τριαντάφυλλος

Τίτλος Διπλωματικής εργασίας:

ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία μελετά την ανάλυση και σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης. Πιο συγκεκριμένα, έχει ως στόχο : α) την ανάπτυξη ενός αριθμητικού εργαλείου στο EXCEL για την πλήρη ανάλυση και σχεδιασμό από γεωτεχνικής και δομοστατικής άποψης και β) να συγκρίνει τις ωθήσεις γαιών ανάλυσης Rankine με την αριθμητική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων (ΠΣ) για ένα εύρος εδαφών.

Στο Κεφάλαιο 1 παρουσιάζεται η εξέλιξη των Τοίχων Αντιστήριξης κατά την διάρκεια της ιστορίας του ανθρώπου και τους τύπους που κατασκευάζουμε στη σύγχρονη εποχή. Στο Κεφάλαιο 2 περιγράφεται ο ευρωπαϊκός κανονισμός - Ευρωκώδικας 7 – για την ανάλυση και σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης. Κατόπιν, στο Κεφάλαιο 3 παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο των ωθήσεων γαιών που αποτελεί τη βάση της ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης. Στο Κεφάλαιο 5 περιγράφονται οι κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης από σκυρόδεμα και οι τρόποι αστοχίας τους.

Επιπρόσθετα, στο Κεφάλαιο 5 προγραμματίστηκε σε υπολογιστικό φύλλο excel επιτυχώς η ολοκληρωμένη ανάλυση και σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος (Τύπου L) με επιφόρτιση στο επίχωμα. Το Κεφάλαιο 6 περιλαμβάνει εκτενείς αριθμητικές αναλύσεις για εύρος μη συνεκτικών άμμων και συνεκτικών αργίλων με τη χρήση ΠΣ, για ελαστικό – απολύτως πλαστικό Mohr – Coulomb κατασταστικό προσομοίωμα.

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζεται μία σύγκριση εδαφικών πιέσεων υπολογισμένες κατά Rankine και με ΠΣ σε άμμους και αργίλους για τοίχους βαρύτητας από σκυρόδεμα. Η ανάλυση ΠΣ συμπεριέλαβε την πλήρη κατασκευαστική ακολουθία. Το βασικό συμπέρασμα είναι πως η μέθοδος Rankine υποεκτίμησε τις ωθήσεις γαιών σε σχέση με τα ΠΣ, διότι δεν υπήρξε γενικευμένη αστοχία εδάφους, η οποία εξαρτάται από την αντοχή του εδάφους (c' , ϕ'). Ως αποτέλεσμα οι μετακινήσεις ήταν μικρότερες από αυτές που απαιτούνται για αστοχία Rankine. Το μέτρο ελαστικότητας εδάφους είχε λίγη επίδραση στις ωθήσεις γαιών, διότι η κυρίαρχη παράμετρος σε αυτό είναι ο λόγος Poisson.

Λέξεις κλειδιά: τοίχοι βαρύτητας , ωθήσεις γαιών , Rankine , πεπερασμένα στοιχεία

*«Χωρίς την ιερή φλόγα του ενθουσιασμού τίποτα το σπουδαίο κι ευγενικό
δεν μπορεί να γίνει στην ζωή.»*

J.W. Goethe (Faust)

ΠΕΡΙΛΗΨΗ:

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης είναι ανάμεσα στις κλασικότερες και αρχαιότερες εφαρμογές της επιστήμης του Πολιτικού Μηχανικού και εξακολουθούν να βρίσκονται σε ευρύτατη χρήση, με διαρκώς αυξανόμενο ενδιαφέρον λόγω των απαιτήσεων των σύγχρονων έργων υποδομής αλλά και των αναγκών δόμησης σε πυκνό αστικό περιβάλλον. Το ενδιαφέρον εστιάζεται σε κατασκευαστικές λύσεις και μεθόδους σχεδιασμού που συνδυάζουν ασφάλεια και οικονομία. Η ανάλυση των συγκεκριμένων κατασκευών αντιμετωπίζει πλήθος δυσεπίλυτων προβλημάτων στο αντικείμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής που συχνά καθορίζουν τη συμπεριφορά του έργου. Η κατανόηση αυτών των μηχανισμών επιτρέπει το σχεδιασμό με μικρότερα περιθώρια αβεβαιότητας που οδηγούν σε οικονομικότερες και ορθολογικότερες λύσεις.



Στην ακόλουθη εργασία παρουσιάζονται και μελετώνται από μηδενική βάση οι τοίχοι αντιστήριξης. Παρουσιάζονται αρχικά οι χρήσεις τους και η πορεία βελτίωσης τους μέσα στο χρόνο (Κεφ. 1). Έπειτα αναλύονται οι κανονισμοί που χρησιμοποιούμε στην χώρα μας και στην Ευρώπη γενικότερα (EC7) πάνω στους οποίους θα βασιστούμε και για τα αριθμητικά παραδείγματα που θα γίνουν στα τελευταία κεφάλαια (Κεφ. 2). Επιπρόσθετα στην παρούσα εργασία μελετώνται η συμπεριφορά του εδάφους και οι ωθήσεις γαιών γύρω από έναν τοίχο αντιστήριξης (Κεφ. 3). Στην συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικότερα οι τοίχοι οι οποίοι είναι κατασκευασμένοι από οπλισμένο σκυρόδεμα σε διάφορες καταστάσεις και με διάφορους τρόπους φόρτισης (Κεφ. 4). Όπως προανέφερα στην εργασία περιλαμβάνονται και αριθμητικά παραδείγματα τα οποία βρίσκονται στα τελευταία δύο κεφάλαια του κυρίως θέματος της (Κεφ. 5 και 6). Το ένα αριθμητικό παράδειγμα είναι στο EXCEL 2013 και έχει να κάνει με τοίχο αντιστήριξης τύπου L, ενώ το δεύτερο είναι με την χρήση του λογισμικού PLAXIS 2D και παρατηρούμε τις ευκολίες που προσφέρουν τα λογισμικά τέτοιου τύπου αλλά και την εξοικονόμηση χρόνου που επιφέρουν. Στο Κεφ. 7 γίνεται μια σειρά αναλύσεων με τη χρήση Plaxis για έναν τοίχο βαρύτητας από σκυρόδεμα και συγκρίνονται οι

Numerical αναλύσεις με την μέθοδο RANKINE . Οι αναλύσεις αυτές δίνονται αναλυτικά και πλήρως επεξηγημένα στα παρατήματα A και B στο τέλος του κυρίως σώματος της εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ:

1.	ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΕΡΓΑ ΚΑΙ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	1
1.1	Έργα αντιστήριξης.....	1
1.2	Χρονολογική εξέλιξη και ταξινόμηση κατασκευών αντιστήριξης.....	2
1.3	Ορισμός τοίχου αντιστήριξης:	4
1.4	Ιστορική αναδρομή τοίχων αντιστήριξης:	4
2.	ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ.....	7
2.1	Προσωπικό.....	9
2.2	Γεωτεχνικοί κίνδυνοι και γεωτεχνικές κατηγορίες.....	9
2.3	Αντοχή στον χρόνο.....	10
2.4	Οριακές καταστάσεις.....	10
2.5	Έλεγχος οριακής κατάστασης.....	12
2.6	Δράσεις.....	12
2.7	Προσέγγιση σχεδιασμού και επιμέρους συντελεστές.....	13
2.8	Τρόποι Ανάλυσης έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας:.....	15
2.8.1	Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1):.....	16
2.8.2	Τρόπος Ανάλυσης 2 (Παραλλαγές DA-2 και DA-2*):.....	18
2.8.3	Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3):.....	20
3.	ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ.....	22
3.1	Πλευρικές εδαφικές πιέσεις.....	23
3.2	Επίδραση της οριζόντιας κίνησης.....	23
3.2.1	Κατάσταση ηρεμίας.....	23
3.2.2	Θεωρία Rankine-ενεργητική πίεση.....	23
3.2.3	Θεωρία Rankine-παθητική πίεση.....	25
3.2.4	Μέγεθος απαιτούμενης μετακίνησης.....	27
3.2.5	Είδος μετακίνησης.....	28
3.3	Επίδραση ευκαμψίας και αντιστήριξης του τοίχου.....	29
3.4	Επίδραση της τριβής στον τοίχο.....	30
3.5	Θεωρία Coulomb.....	31
3.5.1	Ενεργητική ώθηση.....	31
3.5.2	Θεωρία Coulomb - παθητική ώθηση.....	33
3.5.3	Περιορισμοί της θεωρίας Coulomb.....	33
3.6	Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c'	36

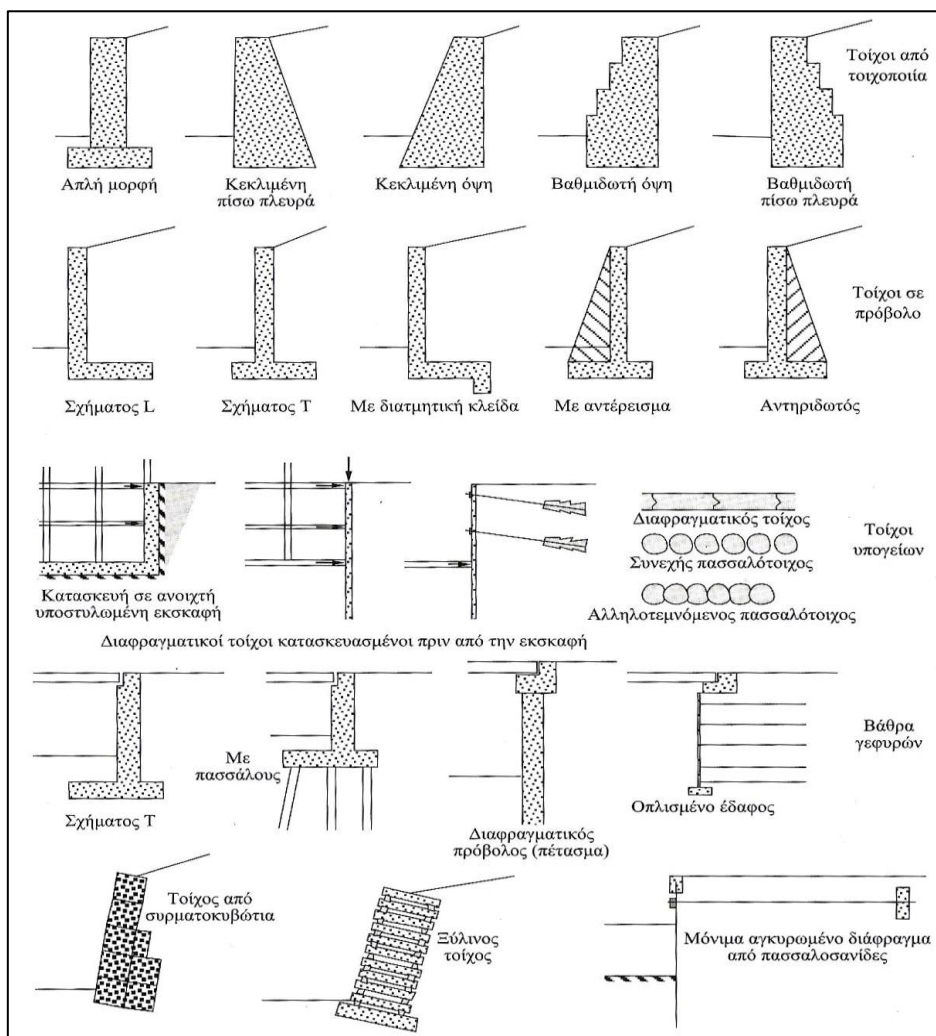
3.7	Θεωρία Ελάχιστης ισοδύναμης πίεσης ρευστού.....	37
3.8	Επίδραση υδροφόρου ορίζοντα.....	38
3.9	Αστράγγιστες συνθήκες.....	40
3.10	Εδαφικές πιέσεις - αστράγγιστες συνθήκες.....	40
3.11	Εφελκυστικές ρωγμές.....	41
3.12	Φορτία ασκούμενα στην επιφάνεια του εδάφους.....	42
3.12.1	Ομοιόμορφη επιφόρτιση.....	42
3.12.2	Γραμμικά και σημειακά φορτία.....	43
3.13	Εδαφικές πιέσεις λόγω συμπύκνωσης.....	45
4.	ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	48
4.1	ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ.....	48
4.1.1	Αντηριδωτοί τοίχοι.....	51
4.1.2	Τοίχοι σε πρόβολο.....	51
4.1.3	Τοίχοι βαρύτητας.....	52
4.2	ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ-ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ.....	53
4.2.1	Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας.....	55
4.2.2	Οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	55
4.2.3	Αστοχία λόγω ολίσθησης.....	56
4.2.4	Αστοχία λόγω ανατροπής.....	58
4.2.5	Φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα.....	59
4.2.6	Ανάλυση φέρουσας πίεσης.....	60
4.3	Έλεγχοι αστοχίας δομικού στοιχείου - STR(έλεγχος έναντι κάμψης και διάτμησης).....	62
4.4	Μελέτη και κατασκευαστικές λεπτομέρειες δομικών μελών.....	62
4.5	Αντισεισμικός σχεδιασμός.....	64
4.5.1	Μέθοδοι Ανάλυσης- Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος (ψευδοστατική ανάλυση).....	65
4.5.2	Αδρανειακές δυνάμεις δομικών στοιχείων.....	67
5.	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	69
5.1	Εκφώνηση και ζητούμενα για τον τοίχο αντιστήριξης.....	69
5.2	Γεωμετρία τοίχου.....	70
5.3	Δεδομένα παραδείγματος.....	71
5.4	Πίνακες απαραίτητοι για τον υπολογισμό των δράσεων και του οπλισμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες).....	73
6.	ΣΧΕΔΙΑΣΗ, ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΣΜΟΙ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ PLAXIS 2D.....	76

6.1	Πλεονεκτήματα του PLAXIS 2D.....	76
6.2	Σχεδιασμός, μελέτη και υπολογισμοί. σε τοίχο βαρύτητας (απλούστερη περίπτωση).....	77
6.3	Μείωση πλάτους στον ίδιο τοίχο μέχρι να αστοχήσει	81
6.4	Παράδειγμα τοίχου βαρύτητας με φορτίο.....	83
6.5	Υπολογισμοί με βάση το FS.....	90
6.6	Υπολογισμοί για τοίχο αντιστήριξης τύπου L	97
7.	ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ RANKINE-NUMERICAL.....	104
7.1	Καθορισμός του προβλήματος.....	104
7.2	Σταθερές του προβλήματος.....	105
7.2.1	Διερεύνηση σταθερών από βιβλιογραφία.....	105
7.2.2	Επιλογή των σταθερών για την ανάλυση.....	107
7.3	Αποτελέσματα αναλύσεων.....	108
7.3.1	Άργιλος ($c=2.5\text{kPa}$ και $\varphi=20^\circ$)	109
7.3.2	Άργιλος ($c=2.5\text{kPa}$ και $\varphi=25^\circ$)	116
7.3.3	Άμμος ($c=0\text{ kPa}$ και $\varphi=30^\circ$).....	123
7.3.4	Άμμος ($c=0\text{ kPa}$ και $\varphi=35^\circ$).....	130
7.4	Πρόσθετες Αναλύσεις:.....	137
7.4.1	Άργιλος ($c=10\text{ kPa}$ και $\varphi=20^\circ$ και $E=7500\text{ kPa}$).....	137
7.4.2	Άργιλος ($c=20\text{ kPa}$ και $\varphi=20^\circ$ και $E=7500\text{ kPa}$).....	140
7.4.3	Άμμος ($c=0\text{ kPa}$ και $\varphi=20^\circ$ και $E=15000\text{ kPa}$).....	143
7.4.4	Άμμος ($c=0\text{ kPa}$ και $\varphi=25^\circ$ και $E=15000\text{ kPa}$).....	146
7.4.5	Άμμος- Χαλίκι ($c=0\text{ kPa}$ και $\varphi=40^\circ$ και $E=15000\text{ kPa}$).....	149
8.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ	154

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΕΡΓΑ ΚΑΙ ΣΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

1.1 Έργα αντιστήριξης

Οι κατασκευές εδαφικής αντιστήριξης αποτελούν μια κατηγορία σημαντικών έργων υποδομής στο επάγγελμα του Πολιτικού Μηχανικού. Οι κατασκευές αντιστήριξης συγκρατούν αντιστηρίζουν εδαφικές στρώσεις, βραχώδεις σχηματισμούς, υλικά επιχώσεων (ή ακόμη και νερό ή άλλα υλικά όπως αγροτικά προϊόντα) σε κλίση πιο απότομη από όση τελικά θα υπήρχε εάν δεν κατασκευαζόταν το έργο αντιστήριξης. Περιλαμβάνουν όλους τους τύπους τοίχων και διατάξεων αντιστήριξης (με ή χωρίς αγκυρώσεις, αντηρίδες κ.α) όπου τα δομικά τους στοιχεία παραλαμβάνουν δυνάμεις από το υλικό το οποίο αντιστηρίζουν (π.χ. τοίχοι βαρύτητας, εύκαμπτα πετάσματα ή συνδυασμό τους, βλ. Σχήμα 1.1)



Σχήμα 1.1: Τοπικές κατασκευές αντιστήριξης (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)

Η επιλογή του κατάλληλου τύπου κατασκευής θα γίνεται με βάση τη θεώρηση διαφόρων κριτηρίων, όπως:

- Ελαχιστοποίηση της συνολικής δαπάνης κατά τη διάρκεια ζωής
- Η μορφή κατασκευής που επιλέγεται θα λαμβάνει υπόψη τη γειτνίαση με άλλα έργα, ιδιοκτησίες και εγκαταστάσεις, ώστε να μπορεί να εκτελεσθεί το έργο χωρίς να τεθούν σε κίνδυνο η ασφάλεια, η ακεραιότητα και η κανονική λειτουργία αυτών.
- Η θέση, μορφή και προβλεπόμενες μέθοδοι κατασκευής θα λαμβάνουν υπόψη τους περιορισμούς που επιβάλλονται από τα όρια της απαλλοτρίωσης ή/και τις άδειες που περιορίζουν η χρήση της.
- Οι μέθοδοι κατασκευής που θα προβλέπονται στις μελέτες θα είναι κατάλληλες ώστε να εξασφαλίζεται η δυνατότητα διευκόλυνσης της τοποθέτησης και της συμπίκνωσης των υλικών.

1.2 Χρονολογική εξέλιξη και ταξινόμηση κατασκευών αντιστήριξης

Με βάση την χρονολογική εξέλιξη της μεθοδολογίας των αντιστηρίξεων, πρώτα χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι πάσσαλοι, συνηθέστερα ξύλινοι σε δυο σειρές, για να αποτραπεί η εισροή νερού μέσα στην εκσκαφή. Το μεταξύ τους διάστημα πληρούνταν με άργιλο (Κίνα 206π.Χ.-211μ.Χ.). Τον 16ο αιώνα οι μηχανικοί της εποχής χρησιμοποίησαν για πρώτη φορά στην Ιστορία, ασβεστοκονίαμα ως υλικό πλήρωσης στη θέση της αργίλου. Αναφέρεται σε ιστορικά κείμενα ότι, την ίδια χρονολογική περίοδο, οι ανθρακωρύχοι αντιστήριζαν τις παρειές βαθιών πηγαδιών με ξύλινη επένδυση από σανίδες και οριζόντιες πλαισιωτές αντηρίδες. Η μεθοδολογία αυτή συνεχίστηκε εκάστοτε μέσα στο χρόνο χωρίς κάποια παραλλαγή και χρησιμοποιήθηκε κατά κόρον το δεύτερο ήμισυ του 19ου αιώνα λόγω των μεγάλης έκτασης κατασκευαστικών έργων (σιδηροδρομικών δικτύων και λιμανιών). Αλλά και παλαιότερα οι Γάλλοι μηχανικοί όχι μόνο είχαν αναπτύξει μεθοδολογίες αντιστήριξης με λιθόκτιστους τοίχους βαρύτητας, αλλά είχαν οδηγηθεί ακόμα και στο να αναλύσουν την συμπεριφορά τους.

Στις αρχές του 20ου αιώνα έγινε τομή στην τεχνική των αντιστηρίξεων με την χρησιμοποίηση του μετάλλου (πασσαλοσανίδες από χάλυβα) και του οπλισμένου σκυροδέματος (λεπτοί αυτοφε-ρόμενοι τοίχοι), ενώ στις αρχές της δεκαετίας του 1950 έγινε πραγματική επανάσταση με την εφαρ-μογή της τεχνικής των επί τόπου εγχυόμενων διαφραγμάτων και της τεχνολογίας των αγκυρώσεων. Ακολούθησε ραγδαία εξέλιξη με νεότερες επιτεύξεις την οπλισμένη γη, τον τμηματικά με το βάθος κατασκευαζόμενο κατά στρώσεις τοίχο (1969), το προκατασκευασμένο διάφραγμα, τον κατά τμήματα προεντεταμένο τοίχο. Ενώ αντίστοιχα η εξέλιξη της τεχνολογίας των αγκυρώσεων περιλαμβάνει, τα αγκύρια πολλαπλής ένεσης ή καμπανωτής μορφής και τις ηλώσεις. Την τελευταία λέξη στην τεχνολογία των αντιστηρίξεων αποτελούν τα πολυμερή εδάφη, δηλαδή ανάμιξη εδάφους και πολυμερών υλικών με μεγάλο συντελεστή θερμικής διόγκωσης ώστε να δημιουργούν προένταση στη γεωμάζα. Επίσης και η εκτοξευόμενη τσιμεντέντενεση (jet grouting), δηλαδή η ανάμιξη εδάφους και τσιμέντου, συνήθως κάτω από εξαιρετικά υψηλές πιέσεις νερού. Οι δύο τελευταίες τεχνικές αποσκοπούν στην δημιουργία μιας επί τόπου αυτοφερόμενης γεωμάζας, η οποία λειτουργεί ως διάφραγμα, έτσι ώστε να είναι δυνατή η ανάληψη των ωθήσεων του εδάφους, το οποίο συμπεριφέρεται ως φορτίζον στοιχείο. (Κωστόπουλος, 1998).

Οι κατασκευές αντιστήριξης μπορούν να υλοποιηθούν, είτε από κάτω προς τα πάνω, είτε από πάνω προς τα κάτω. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι βαρύτητας και τα εξελιγμένα μμοντέλα αυτών, οι αντηριδωτοί τοίχοι, οι τοίχοι πρόβολοι κ.τ.λ. Στους τοίχους αυτούς μορφώνεται μια ανοιχτή εκσκαφή, κατασκευάζεται στη συνέχεια ο τοίχος, στις περισσότερες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα και ακολουθεί η επίχωση του πρίσματος μεταξύ του τοίχου και του πρανούς. Οι τοίχοι βαρύτητας και οι παραλλαγές αυτών, είναι άκαμπτα δομικά στοιχεία, τα οποία ισορροπούν τις πιέσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεωμάζα, με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση.

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν όλα των ειδών οι διαφραγματικοί τοίχοι, σημαντικό τμήμα των οποίων έχει ενταχθεί στη γεωμάζα, κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Τα διαφράγματα κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή κατά τρόπο συνεχή (επί τόπου εγχυνόμενα) ή ασυνεχή (πασσαλοδιαφράγματα) κατά το μήκος του μελλοντικού μετώπου. Σπανιότερα κατασκευάζονται κατά τρόπο ασυνεχή κατά το βάθος (επί τόπου εγχυνόμενο - προκατασκευασμένο). Τα διαφράγματα βρίσκονται σε επαφή με την επί τόπου γεωμάζα και για να διατηρηθεί η ισορροπία κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από την στάθμη εκσκαφής. Η ευκαμψία των διαφραγμάτων κυμαίνεται σε ευρύτατα όρια, γεγονός το οποίο έχει σημαντικότατο αποτέλεσμα στην κατανομή των εδαφικών πιέσεων

Όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή αντιστήριξης τόσο μικρότερες είναι οι καμπτικές ροπές που δημιουργούνται, αλλά και τόσο μεγαλύτερες αναμένεται να είναι οι προκύπτουσες μετακινήσεις, ιδίως στα αυτοφερόμενα διαφράγματα, δηλαδή χωρίς αντηρίδες ή αγκύρια. Από την άλλη, η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής αυξάνεται με τον αριθμό κατά ύψος σειρών των αντηρίδων ή των αγκυρίων, δηλαδή με την στατική υπερστατικότητα (redundancy). Οπότε γίνεται κατανοητό ότι οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης, που ελέγχουν την συμπεριφορά των πολλαπλώς αγκυρωμένων διαφραγμάτων, είναι πολυσύνθετοι.



Σχήμα 1.2: Χρήση έργων αντιστήριξης στην μυκηναϊκή εποχή (theancientwebgreece.com)

1.3 Ορισμός τοίχου αντιστήριξης:

Κατασκευές αντιστήριξης λοιπόν είναι και οι τοίχοι αντιστήριξης. Ως τοίχος αντιστήριξης νοείται κάθε τεχνικό έργο που υποστηρίζει ένα επίχωμα ύψους μεγαλύτερου από 0,50m πάνω από τη στάθμη επιχώματος ή από το φυσικό έδαφος που βρίσκεται σε άμεση επαφή με την όψη του. Η κύρια ιδιότητα τους είναι να συγκρατούν την εδαφική μάζα. Η ιδιότητα τους αυτή αποτελεί μέτρο ασφάλειας για την πρόληψη πλημμυρών και κατολισθήσεων. Οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να έχουν διάφορες μορφές και να είναι κατασκευασμένοι με διάφορες μεθοδολογίες και υλικά κατασκευής, τρόπους θεμελίωσης κλπ. Έτσι, οι τοίχοι αντιστήριξης μπορεί να είναι, ενδεικτικά αλλά όχι περιοριστικά, βαρύτητας, μορφής ανεστραμμένου T ή L, αντηριδωτοί, πασσαλότοιχοι, διαφραγματικοί, συνδυασμοί αυτών ή και οπλισμένες επιχώσεις. Επομένως σύμφωνα με όλα τα παραπάνω στοιχεία, οι τοίχοι αυτού του είδους συνήθως πρέπει να αντισταθούν σε ένα συνδυασμό ωθήσεων γαιών και υδροστατικών πιέσεων με θεμελιώδη απαίτηση να μπορούν να συγκρατήσουν στη θέση του το υλικό που αντιστηρίζουν χωρίς αδικαιολόγητες μετακινήσεις λόγω βέλους κάμψης, ανατροπής ή ολίσθησης.

1.4 Ιστορική αναδρομή τοίχων αντιστήριξης:

Ο τοίχος αντιστήριξης είναι μια κατασκευή με την οποία μπορούμε να επιτύχουμε και να διατηρήσουμε τη διαφορά στάθμης μεταξύ δύο διαφορετικών επιφανειών στο έδαφος. Οι πρώτες προσπάθειες για την μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του εδάφους αφορούσαν την ευστάθεια των τοίχων. Η εκτίμηση της πραγματικής εσωτερικής εντατικής κατάστασης του εδάφους είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό, τόσο της συμπεριφοράς του εδάφους, όσο και στην επιλογή και διαστασιολόγηση του στοιχείου αντιστήριξης. Σύμφωνα με αυτή την άποψη ο Vauban, χωρίς να κάνει υπολογισμούς προσπάθησε να τυποποιήσει τις διαστάσεις των τοίχων των οχυρών της Γαλλίας. Έναν αιώνα περίπου μετά, το 1776 ένας άλλος γάλλος στρατιωτικός μηχανικός, ο Coulomb, ασχολήθηκε ιδιαίτερα με το θέμα των ωθήσεων στους τοίχους και με τις απόψεις του έβαλε τις βάσεις για την γενικότερη μελέτη της αντοχής του εδάφους. Το 1857 ο Rankine, θέλοντας να προσδιορίσει τις ωθήσεις του εδάφους, ξεκινά από διάφορες υποθέσεις- παραδοχές αρκετά απλοποιημένες που προκύπτουν σαν συμπέρασμα από την γενική θεωρία της ελαστικότητας. Σε αντίθεση με τον Rankine, ο Resal συνεχιστής των απόψεων του Boussinesq, θεωρεί ότι ένας όγκος εδάφους μπορεί να περιορίζεται, όχι μόνο από την επάνω πλευρά του εδάφους αλλά και με ένα διαφορετικής κλίσεως επίπεδο από την κάτω και πλάγια πλευρά. Στην συνέχεια ο Poncelet και ο Culman θέλησαν να προσδιορίσουν τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών χρησιμοποιώντας γραφικές μεθόδους.

Όσον αφορά τους τοίχους αντιστήριξης στην αρχαία Ελλάδα, είναι γεγονός πως οι αρχαίοι Έλληνες ήταν πρωτοπόροι στις κατασκευές παντός τύπου και αυτό αποδεικνύεται από πολλά ευρήματα. Τέτοια είναι πολλά οδικά έργα, οχυρώσεις, τοίχοι αντιστήριξης και φράγματα τα οποία προκαλούν θαυμασμό για την αντοχή τους μέσα στον χρόνο αλλά και για την αρχιτεκτονική τους. Ενδεικτικά παραδείγματα τοίχων αντιστήριξης είναι αποτελούν οι τοίχοι που εμφανίζονται σε ένα ευρύτερο πλαίσιο κατασκευών της Μυκηναϊκής περιόδου όπου υπάρχουν σχεδόν παντού. Στους θεμελιότοιχους των κτηρίων, στα έργα οδοποιίας, σε εγγειοβελτιωτικά έργα και στην οχυρωματική αρχιτεκτονική. Επιπλέον οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνταν αρκετά στην κατασκευή αρχαίων

θεάτρων όπως είναι το αρχαίο θέατρο Μυτιλήνης (Σχήμα 1.3) όπου υπάρχουν τοίχοι αντιστήριξης των παρόδων που συγκρατούσαν την επίκλιση του κοίλου του θεάτρου και το αρχαίο θέατρο της Ηφαιστίας (Σχήμα 1.4, 1.5) όπου οι τοίχοι αντιστήριξης των περιμετρικών τοίχων χρονολογούνται στην ελληνιστική περίοδο. Τέλος τοίχος αντιστήριξης έχει ανακαλυφθεί στο μονοπάτι του Αδριάνειου υδραγωγείου στην περιοχή του Αγίου Βασιλείου Κορινθίας.



Σχήμα 1.3: Αρχαίο θέατρο Μυτιλήνης (diazoma.gr)



Σχήμα 1.4: Αρχαίο θέατρο Ηφαιστίας (limnosgreece.gr)



Σχήμα 1.5: Αρχαίο θέατρο Ηφαιστίας (limnosgreece.gr)



Σχήμα 1.6: Τοίχος αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα. (φωτογραφία από εργοτάξιο)

2. ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ

Ο EN 1997, γνωστός ως ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: Γεωτεχνικός σχεδιασμός, είναι μία σειρά Ευρωπαϊκών Προτύπων, γνωστοί ως Ευρωκώδικες, που ορίζει τις αρχές και απαιτήσεις για την ασφάλεια και λειτουργικότητα, περιγράφει τις αρχές σχεδιασμού νέων έργων και ελέγχου παλαιών και δίνει οδηγίες για θέματα αξιοπιστίας σε γεωτεχνικά θέματα που αφορούν το σχεδιασμό κτηρίων και άλλων δομημάτων πολιτικού μηχανικού. Το πρότυπο αυτό χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με το Πρότυπο EN 1990: Βάσεις του σχεδιασμού δομημάτων. Ο Ευρωκώδικας 7 προορίζεται για χρήση σε συνδυασμό με τα πρότυπα:

- EN 1990: Βάσεις του σχεδιασμού δομημάτων
- EN 1991: Δράσεις επί των κατασκευών

Ο Ευρωκώδικας 7, απαρτίζεται από τα ακόλουθα βασικά μέρη:

Μέρος 1-1: Γενικοί κανόνες:

Ο EN 1997-1-1 περιλαμβάνει τους τρόπους εφαρμογής της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στην ανάλυση των οριακών καταστάσεων αστοχίας (Ultimate Limit State - ULS) των γεωτεχνικών έργων. Οι γεωτεχνικές κατασκευές διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

Κατηγορία 1

Απλές κατασκευές (π.χ. κτίρια με 1-2 ορόφους)

Μικρά έργα αντιστηρίξεως (π.χ. ύψους έως 3μ)

Μικρά ορύγματα (π.χ. για τοποθέτηση σωληνώσεων)

Για τις κατασκευές αυτές μπορούν να εφαρμοσθούν εμπειρικές μέθοδοι σχεδιασμού, πρακτικώς χωρίς έρευνες και υπολογισμούς.

Κατηγορία 2

Τα περισσότερα συνήθη γεωτεχνικά έργα.

Οι απαιτήσεις του EN 1997 αφορούν κυρίως αυτά τα έργα (ως προς τους συντελεστές ασφαλείας και τους τρόπους ανάλυσης).

Κατηγορία 3

Πολύ μεγάλες και ασυνήθεις κατασκευές

Έργα με πολύ δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες

Έργα με ασυνήθη επικινδυνότητα ή σπουδαιότητα

Έργα με υψηλή σεισμική επικινδυνότητα

Οι απαιτήσεις των έργων αυτών υπερβαίνουν τις απαιτήσεις του Ευρωκώδικα 7.

Μέρος 2: Γεωτεχνικός σχεδιασμός - Εδαφικές έρευνες και δοκιμές:

Ο EN 1997-2 δίδει οδηγίες για το σχεδιασμό και την μετέπειτα ανάλυση εργαστηριακών δοκιμών και δοκιμών στην ύπαιθρο οι οποίες χρησιμοποιούνται υποστηρικτικά κατά τον γεωτεχνικό σχεδιασμό δομημάτων και άλλων έργων πολιτικού μηχανικού

Πίνακας 2.1: Πρότυπα σχετικά με τον γεωτεχνικό σχεδιασμό (Barnes, 2005)

Πρότυπο και τίτλος	Περιγραφή
BS EN 1990:2002 Ευρωκώδικας — Βάση Δομικού Σχεδιασμού (Basis of structural design) Εθνικό Προσάρτημα) στο πρότυπο BS EN 1990:2002	Περιγράφει τους όρους και τους ορισμούς, τις αρχές του σχεδιασμού οριακής κατάστασης, τις διάφορες δράσεις και τον έλεγχο των οριακών καταστάσεων με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών.
BS EN 1991 Ευρωκώδικας 1 — Δράσεις στις κατασκευές (Actions on structures)	Στο Ηνωμένο Βασίλειο, ο Ευρωκώδικας αυτός υπερισχύει των δομικών Βρετανικών Προτύπων BS5400 και BS6399. Ο γεωτεχνικός μηχανικός απαιτείται να κατανοεί τον τρόπο προσδιορισμού των δράσεων, συνήθως από έναν δομοστατικό μηχανικό, ώστε να τις εφαρμόζει στις κατάλληλες οριακές καταστάσεις και με τους κατάλληλους επιμέρους συντελεστές.
BS EN 1997-1:2004 Ευρωκώδικας 7 — Γεωτεχνικός Σχεδιασμός: Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες (Geotechnical design: Part 1: General rules)	Περιγράφει τη βάση του γεωτεχνικού σχεδιασμού και τον προσδιορισμό των γεωτεχνικών παραμέτρων. Η επίβλεψη της κατασκευαστικής διαδικασίας, η παρακολούθηση της απόκρισης και συμπεριφοράς της κατασκευής, και η επακόλουθη συντήρησή της αποτελούν πλέον απαιτήσεις που παλιά δεν ήταν αρμοδιότητα του μελετητή. Περιλαμβάνονται ενότητες για διάφορες μορφές του γεωτεχνικού σχεδιασμού όπως επιφανειακές θεμελιώσεις και πασσαλοθεμελιώσεις, αγκυρώσεις, τοίχοι αντιστήριξης, αναχώματα, υδραυλική αστοχία, και γενική ευστάθεια. Όλες οι πλευρές του γεωτεχνικού σχεδιασμού πρέπει να περιλαμβάνονται στην Έκθεση Γεωτεχνικού Σχεδιασμού.
BS EN 1997-2:2007 Ευρωκώδικας 7 — Γεωτεχνικός Σχεδιασμός: Μέρος 2: Γεωτεχνικές έρευνες και δοκιμές (Geotechnical design: Part 2: Geotechnical investigation and testing)	Περιγράφει τον σχεδιασμό των γεωτεχνικών ερευνών, της δειγματοληψίας εδάφους και βράχου, μετρήσεων των υπογείων υδάτων, εργασιών υπαίθρου και δοκιμών εργαστηρίου σε εδάφη και βράχους, και τις απαιτήσεις της Έκθεσης Γεωτεχνικών Ερευνών. Το πρότυπο BS5030:1999, ο κώδικας του Ηνωμένου Βασιλείου για την εφαρμογή των γεωτεχνικών ερευνών πρόκειται να αποσυρθεί και να αναθεωρηθεί ώστε να αποφευχθούν διενέξεις. Για τις εργαστηριακές δοκιμές στο Ηνωμένο Βασίλειο, το πρότυπο BS1377:1990 θα παραμείνει το προτιμώμενο πρότυπο.
Πρότυπο BS EN 1997-1:2004 Εθνικό Προσάρτημα του Ηνωμένου Βασιλείου στον Ευρωκώδικα 7 (Πρότυπο BS EN 1997-1:2004): Γεωτεχνικός Σχεδιασμός: Μέρος 1: Γενικοί Κανόνες	Κάθε χώρα έχει το δικό της Εθνικό Προσάρτημα για κάθε Ευρωκώδικα αλλά αυτό μπορεί να περιλαμβάνει μόνο πληροφορίες για τις παραμέτρους που αφήνονται "ανοιχτές" στους Ευρωκώδικες ώστε να επιλέγονται από κάθε χώρα, και είναι γνωστές και ως Εθνικώς Προσδιοριζόμενες Παράμετροι (Nationally Determined Parameters). Το βιβλίο αυτό αναφέρεται στο Εθνικό Προσάρτημα του Ηνωμένου Βασιλείου.

2.1 Προσωπικό

Τα άτομα που εκπονούν τη μελέτη και επιλέγουν τα δομικά στοιχεία πρέπει να έχουν τα κατάλληλα προσόντα και πείρα στην γεωτεχνική μηχανική. Παραδοσιακά ένας δομοστατικός μηχανικός δίνει στον γεωτεχνικό μηχανικό τις δράσεις (τα φορτία) που ασκεί η ανωδομή στο έδαφος. Στην προσέγγιση της οριακής κατάστασης, οι δράσεις πρέπει να εξετάζονται ταυτόχρονα με τις γεωτεχνικές αντιστάσεις. Αυτό χρειάζεται επαρκή επικοινωνία μεταξύ των ειδικοτήτων. Η μελέτη τοίχων αντιστήριξης έχουν την ιδιαιτερότητα πως το έδαφος είναι που ασκεί το μεγαλύτερο μέρος των δράσεων σε αυτούς.

Αντίστοιχα, λόγω των υψηλών απαιτήσεων για κατάλληλα προσόντα και πείρα αλλά και του εύρους των περιπτώσεων γεωτεχνικού σχεδιασμού που πρέπει να εξετάζονται, οι δομοστατικοί μηχανικοί πρέπει να είναι επιφυλακτικοί στον σχεδιασμό και στην εκτέλεση γεωτεχνικών έργων.

2.2 Γεωτεχνικοί κίνδυνοι και γεωτεχνικές κατηγορίες

Αναγνωρίζεται γενικά ότι οι περισσότεροι από τους κινδύνους στα κατασκευαστικά έργα (που οδηγούν σε υπέρβαση του κόστους) έχουν σχέση με τις εδαφικές συνθήκες. Οι κίνδυνοι αυτοί πρέπει να αναγνωρίζονται και να προσδιορίζονται και όχι να αγνοούνται.

Πίνακας 2.2: Γεωτεχνικές κατηγορίες κατά EN1997:2004 (Barnes, 2005)

Γεωτεχνική κατηγορία	Περιγραφή
1	Μικρές και σχετικά απλές κατασκευές για τις οποίες είναι εφικτό να διασφαλιστεί ότι οι βασικές απαιτήσεις θα πληρούνται με βάση την πείρα και τις ποιοτικές γεωτεχνικές έρευνες, και με αμελητέο κίνδυνο. Για παράδειγμα, απλές συνθήκες υπεδάφους, τοπική πείρα, και καμία εκσκαφή κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα.
2	Συμβατικοί τύποι κατασκευών και θεμελιώσεων. Όχι δύσκολες εδαφικές συνθήκες και συνθήκες φόρτισης. Απαιτούνται ποσοτικά (και όχι μόνο ποιοτικά) γεωτεχνικά δεδομένα και αναλύσεις. Τυπικές διαδικασίες δοκιμών πεδίου και εργαστηρίου. Όχι ιδιαίτεροι κίνδυνοι. Για παράδειγμα, επιφανειακές θεμελιώσεις, κοιτοστρώσεις και πασσαλοθεμελιώσεις, τοίχοι αντιστήριξης, βάθρα και ακρόβαθρα γεφυρών, αναχώματα, αγκύρια, σήραγγες, και εκσκαφές
3	Κατασκευές που δεν ανήκουν στις Κατηγορίες 1 και 2. Πολύ μεγάλες ή ασυνήθεις κατασκευές. Δύσκολες εδαφικές συνθήκες και συνθήκες φόρτισης. Ασυνήθιστοι κίνδυνοι. Περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Περιοχές με εδαφική αστάθεια. Για παράδειγμα, μεταλλεία, καταρρέοντα εδάφη, δράση παγετού.

Ο Ευρωκώδικας EC7 απαιτεί οι κατασκευαστές να κατατάσσονται σε μια από τις γεωτεχνικές κατηγορίες 1,2 ή 3 του Πίνακα 2.2. Για κάθε μία από αυτές τις κατηγορίες απαιτείται να υπάρχει ένα σχέδιο επίβλεψης και παρακολούθησης στην Έκθεση Γεωτεχνικού Σχεδιασμού. Για τις κατηγορίες 2 και 3, η έκθεση μπορεί να δηλώνει και ακολουθία των κατασκευαστικών εργασιών που προβλέπεται η μπορεί να αφήνει την απόφαση αυτή στον ανάδοχο. Για κάθε κατηγορία υιοθετούνται διαφορετικά συστήματα επίβλεψης της κατασκευαστικής διαδικασίας, ποιοτικού ελέγχου, ελέγχου του αποκάλυφθέντος εδάφους και των συνθηκών των υπογείων υδάτων, και συμπεριφοράς των έργων σε σχέση με τις παραδοχές σχεδιασμού.

Για τις κατασκευές που εμπίπτουν στην γεωτεχνική κατηγορία 1, υπάρχουν ελάχιστες απαιτήσεις για γεωτεχνικές έρευνες, διαδικασίες σχεδιασμού ,επίβλεψη της κατασκευής και εκτίμηση της συμπεριφοράς του έργου, και αυτές μπορούν να καλυφθούν μέσω της πείρας, απλών οπτικών επιθεωρήσεων,και ποιοτικών γεωτεχνικών ερευνών με την προϋπόθεση ότι είναι σύμφωνος και ο πελάτης

Για τις κατασκευές που εμπίπτουν στις γεωτεχνικές κατηγορίες 2 και 3, είναι απαραίτητες οι μετρήσεις των εδαφικών ιδιοτήτων και ίσως χρειαστούν πρόσθετες γεωτεχνικές έρευνες. Η παρακολούθηση της συμπεριφοράς της κατασκευής σε σχέση με την κατασκευαστική ακολουθία απαιτείται να γίνεται κυρίως μέσω μετρήσεων των μετατοπίσεων και κατάλληλων συνεχών αναλύσεων. Η εργασία αυτή είναι βασισμένη στους τοίχους αντιστήριξης οι οποίοι είναι κατηγορίας 2.

2.3 Αντοχή στον χρόνο

Η φθορά υλικών τοποθετημένων μέσα στο έδαφος μπορεί να επηρεάσει τις μακροπρόθεσμες ιδιότητες τους. Κάτι τέτοιο μπορεί να είναι η προσβολή του σκυροδέματος από όξινες ή θεικές ουσίες, η διάβρωση του χάλυβα του οπλισμού, η δράση βακτηρίων η μικροβίων στην ξυλεία, και η αποσύνθεση γεωσυνθετικών υφασμάτων. Αυτό μπορεί να οδηγήσει στη μείωση των πραγματικών γεωμετρικών διαστάσεων. Μείωση της αντοχής του υλικού επηρεάζει την ικανότητα αντίστασης των υλικών. Για παράδειγμα η αντοχή σχεδιασμού πλεγμάτων χάλυβα, που χρησιμοποιούνται στην ενίσχυση αντιστηριζόμενων εδαφών και αναχωμάτων, μειώνεται ώστε να ληφθεί υπόψη η μακροπρόθεσμη φθορά τους.

2.4 Οριακές καταστάσεις

Αυτές ορίζονται ως οι καταστάσεις πέρα από τις οποίες η κατασκευή δεν πληροί τις απαιτήσεις συμπεριφοράς του σχεδιασμού. Μπορεί να περιλαμβάνει ένα εύρος οριακών καταστάσεων όπως:

- ρηγμάτωση, που δίνει μια άσχημη εμφάνιση
- μη αποδεκτές δονήσεις
- παραμόρφωση ή εκτροπή που οδηγεί σε απώλεια στεγανότητας, ή μείωση ανθεκτικότητας, ή απώλεια λειτουργικότητας
- κατάρρευση ολόκληρης ή μέρους μιας κατασκευής λόγω υπέρμετρης μετακίνησης, όπως υποχώρηση, καθίζηση, ή ανύψωση των θεμελίων
- κατάρρευση ολόκληρης ή μέρους μια κατασκευής λόγω αστοχίας του εδάφους από υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας, της αντίστασης σε ολίσθηση, ή ολικής αστάθειας όπως

σε ένα πρηνές, ένα ανάγωμα και φυσικά και όπως και στην δική μας περίπτωση, σε έναν τοίχο αντιστήριξης.

Είναι αναγκαίος ένας διαχωρισμός μεταξύ των οριακών καταστάσεων αστοχίας και των οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας:

- Οι **οριακές καταστάσεις αστοχίας** ορίζονται ως οι καταστάσεις που σχετίζονται με κατάρρευση ή άλλους παρόμοιους τύπους δομικής αστοχίας, και αφορούν την ασφάλεια των ανθρώπων και της κατασκευής.
- Οι **οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας** αντιστοιχούν σε συνθήκες πέρα από τις οποίες δεν πληρούνται οι καθορισμένες απαιτήσεις λειτουργίας της κατασκευής ή του δομικού στοιχείου, και αφορούν την άνεση των ανθρώπων, τη λειτουργία του ακινήτου, και την εμφάνισή του. Σχετίζονται κυρίως με παραμορφώσεις.

Ο σχεδιασμός οριακής κατάστασης αστοχίας εκτελείται με τη δημιουργία μοντέλων της κατασκευής με περιπτώσεις φόρτισης υπό διάφορες συνθήκες σχεδιασμού, τη δημιουργία του μοντέλου του υπεδάφους με τιμές σχεδιασμού των γεωμετρικών δεδομένων και των γεωτεχνικών παραμέτρων, και υπολογισμών μοντέλων για να προσδιοριστούν οι αντιστάσεις σχεδιασμού του εδάφους (R_d) και να ελεγχθεί ότι τα αποτελέσματα των δράσεων (E_d) ή των περιπτώσεων φόρτισης δεν υπερβαίνουν την εδαφική αντίσταση.

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας μπορούν να είναι λίγο περισσότερο ευέλικτες, επειδή εξαρτώνται από την υποκειμενική θεώρηση των ανθρώπων για την λειτουργικότητα, την εμφάνιση και την άνεση. Η με κάθε κόστος αποφυγή αυτών των οριακών καταστάσεων μπορεί να οδηγήσει σε κακή οικονομία του σχεδιασμού, οπότε αν και τα κριτήρια συμπεριφοράς της κατασκευής πρέπει να θεωρούνται μη αποδεκτές πιθανότητες, δεν πρέπει να είναι αδικαιολόγητα αυστηρά. Οι Ευρωκώδικες παρέχουν οδηγίες για την επιλογή των κριτηρίων λειτουργικότητας αλλά αυτά θα πρέπει να ορίζονται για κάθε έργο ξεχωριστά και έπειτα από συμφωνία με τον πελάτη.

Ο Ευρωκώδικας EC7 αναγνωρίζει πέντε οριακές καταστάσεις αστοχίας:

- **EQU**= απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους, θεωρούμενου ως στερεού σώματος, όπου η αντοχή των δομικών υλικών και του εδάφους είναι ασήμαντες στην αντίσταση. Αυτή η οριακή κατάσταση αφορά κυρίως την στατική μελέτη.
- **STR**= εσωτερική αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση της κατασκευής ή δομικών στοιχείων όπως για παράδειγμα επιφανειακά θεμέλια, πάσσαλοι ή τοιχώματα υπογείου, στα οποία η αντοχή του δομικού στοιχείου έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση.
- **GEO**= αστοχία ή υπερβολική παραμόρφωση του εδάφους, κατά την οποία η αντοχή του εδάφους ή του βράχου έχει σημαντική συνεισφορά στην αντίσταση.
- **UPL**= απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή του εδάφους λόγω υδατικών πιέσεων άνωσης ή άλλης κατακόρυφης δράσης.
- **HYD**= υδραυλική ανύψωση όπως εσωτερική διάβρωση και διασωλήνωση του εδάφους λόγω υδραυλικής κλίσης.

2.5 Έλεγχος οριακής κατάστασης

Η προσέγγιση που υιοθετείται στον σχεδιασμό οριακής κατάστασης είναι να ελεγχθεί (να εξασφαλιστεί ότι:

- για οριακές καταστάσεις αστοχίας, τα αποτελέσματα των δράσεων σχεδιασμού (E_d) δεν υπερβαίνουν την αντίσταση σχεδιασμού (R_d) της κατασκευής ή του εδάφους:

$$E_d \leq R_d$$

- για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας, τα αποτελέσματα των δράσεων σχεδιασμού (E_d) δεν υπερβαίνουν τα κριτήρια συμπεριφοράς (C_d) της κατασκευής

$$E_d \leq C_d$$

Για αυτές τις δύο οριακές καταστάσεις, προσδιορίζονται και διαφορετικές δράσεις σχεδιασμού. Το αποτέλεσμα των δράσεων σχεδιασμού που προσπαθεί να υπερβεί την οριακή κατάσταση είναι δύναμη, τάση, παραμόρφωση, ροπή για οριακές καταστάσεις αστοχίας και καθίζηση, απόκλιση, διαφορική καθίζηση και στροφή για οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας. Στα γεωτεχνικά έργα R_d είναι η αντίσταση σχεδιασμού του εδάφους που είναι διαθέσιμη ώστε να αποφευχθεί η οριακή κατάσταση αστοχίας και C_d είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού για το σχετικό κριτήριο λειτουργικότητας.

Οι οριακές καταστάσεις πρέπει να ελέγχονται μία μέθοδο ή ένα συνδυασμό από τις παρακάτω μεθόδους:

- Υιοθέτηση κανονιστικών διατάξεων (prescriptive measures).
- Πειραματικά μοντέλα και δοκιμαστικές φορτίσεις.
- Τη μέθοδο παρακολούθησης (observational method)
- Χρήση υπολογιστικών μεθόδων.

2.6 Δράσεις

Αυτές είναι όλοι παράγοντες που μπορεί να επιχειρήσουν να υπερβούν την οριακή κατάσταση, και περιλαμβάνουν (με το κατάλληλο σύμβολο κάθε φορά) τα εξής:

- *άμεση δράση* (F) = μια σειρά δυνάμεων (φορτίων) που ασκούνται στην κατασκευή, όπως φορτία υποστυλωμάτων, αντηρίδων, ίδιο βάρος, πιέσεις γαιών, υδατικές πιέσεις, δυνάμεις διήθησης, αφαίρεση φορτίου, εκσκαφή.
- *έμμεση δράση* (F) = ένα σύνολο επιβαλλόμενων παραμορφώσεων ή επιταχύνσεων όπως η μεταβολή του ποσοστού υγρασίας (που εκδηλώνεται ως διόγκωση ή συρρίκνωση διογκούμενων εδαφών, επίδραση των ριζών δένδρων, βλάστηση), οι θερμοκρασιακές αλλαγές (όπως δράση παγετού ή θέρμανση εδαφών), η ανομοιομορφή καθίζηση (όπως επάνω από εξορύξεις, διάνοιξη σηράγγων, ερπυσμό πρανών, γωνιακή παραμόρφωση), οι αλλαγές

στη σύνθεση του εδάφους (όπως διάβρωση, ρευστοποίηση, διάχυση, διάλυση, αποσύνθεση, συμπίεση υπό το ίδιο βάρος).

- *μόνιμη δράση (G)* = δράση που δε μεταβάλλεται με τον χρόνο και παραμένει σε όλη τη διάρκεια ζωής κατασκευής, όπως για παράδειγμα το ίδιο βάρος των κτηρίων, των αγκυρίων και του νερού.
- *μεταβλητή δράση (Q)* = δράση που μεταβάλλεται με τον χρόνο, για παράδειγμα εξωτερικά φορτία, περιεχόμενα αποθηκών, κίνηση δρόμων, χιόνι, αέρας, νερό. Θα πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη και συνδυασμοί των μεταβλητών δράσεων.
- *αποτέλεσμα δράσης (E)* = το αποτέλεσμα των ασκούμενων δράσεων στα δομικά μέλη και στο έδαφος, όπως για παράδειγμα εσωτερικές δυνάμεις, ροπές, τάσεις, παραμορφώσεις, ή σε ολόκληρη την κατασκευή (π.χ τέμνουσα και ροπή σε τοίχο αντιστήριξης λόγω ωθήσεων γαιών).
- *τυχηματική δράση (A)* = είναι δράση μικρής διάρκειας αλλά σημαντικού μεγέθους. Είναι απίθανο να προκύψει στη διάρκεια ζωής του έργου αλλά μπορεί να προκαλέσει σημαντικές συνέπειες αν δεν έχουν ληφθεί τα κατάλληλα μέτρα (για παράδειγμα σύγκρουση οχημάτων με βάθρο γέφυρας, εκρήξεις).
- *σεισμική δράση (A_E)* = αυτή είναι μια δράση που προκύπτει λόγω της κίνησης του εδάφους κατά τον σεισμό.
- *γεωτεχνική δράση* = είναι μια δράση που μεταφέρεται στην κατασκευή από το έδαφος θεμελίωσης, το έδαφος επίκωσης ή το υπόγειο νερό. Ένα παράδειγμα είναι η ώθηση γαιών σε ένα τοίχο αντιστήριξης. (όπως και στην περίπτωση μας δηλαδή για αυτήν εδώ την εργασία).
- *πάγια δράση* = θέση, μέγεθος, και διεύθυνση της δράσης μπορούν να προσδιοριστούν με σαφήνεια.
- *ελεύθερη δράση* = δράση που μπορεί να έχει πολλές διαφορετικές χωρικές κατανομές, όπως για παράδειγμα φορτίο οχημάτων ή φορτίο κρούσης.

Πρέπει να εξετάζεται η κατάσταση σχεδιασμού. Οι καταστάσεις σχεδιασμού είναι κυρίως είτε μόνιμες, που αφορούν συνήθεις συνθήκες λειτουργίας των έργων, για παράδειγμα μακροπρόθεσμες συνθήκες, είτε πρόσκαιρες, που αφορούν προσωρινές συνθήκες, όπως κατά τη διάρκεια της κατασκευής ή της επισκευής των έργων, δηλαδή βραχυπρόθεσμες συνθήκες. Υπάρχουν επίσης τυχηματικές και οι σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού.

Η τιμή σχεδιασμού μιας δράσης δίνεται από τη γενική έκφραση:

$$F_d = \gamma_f * F_{rep}$$

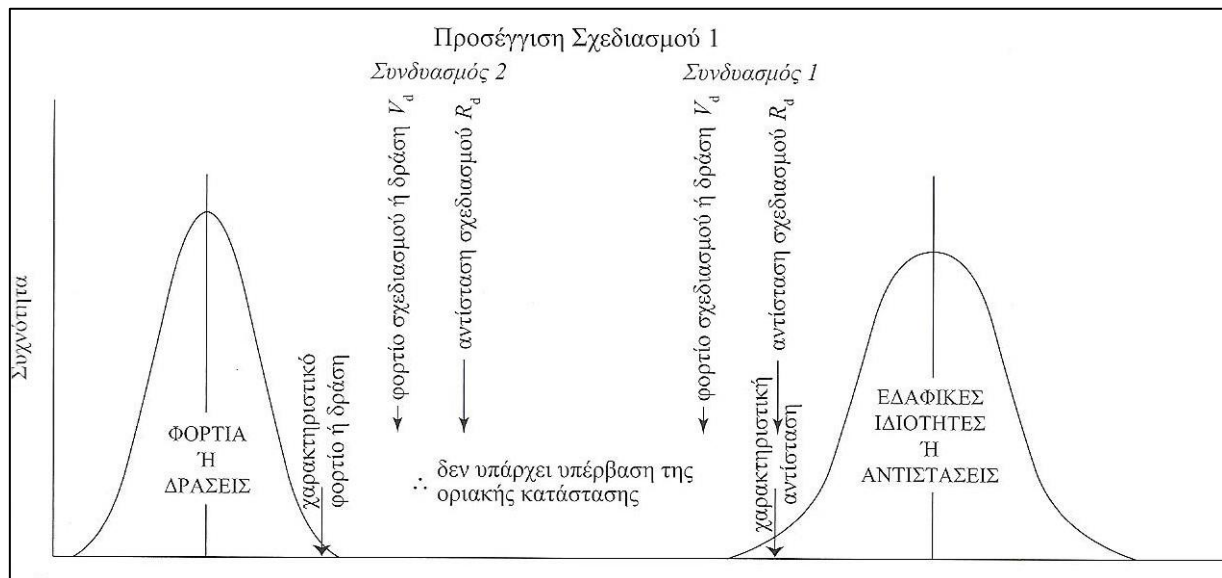
όπου γ_f είναι ο επιμέρους συντελεστής των δράσεων.

2.7 Προσέγγιση σχεδιασμού και επιμέρους συντελεστές

Πριν από τους Ευρωκώδικες η έννοια του σχεδιασμού οριακής κατάστασης και των επιμέρους συντελεστών ήταν συνήθης στον δομοστατικό σχεδιασμό αλλά όχι στον γεωτεχνικό. Η παραδοσιακή προσέγγιση στον γεωτεχνικό σχεδιασμό ήταν η εφαρμογή μιας αναλυτικής μεθόδου, σε συνδυασμό με λογικές εκτιμήσεις των φορτίων και των παραμέτρων των υλικών ώστε να εκτιμηθεί μια οριακή τιμή, όπως είναι η φέρουσα ικανότητα.

Η οριακή αυτή τιμή στη συνέχεια μειωνόταν με έναν συνολικό συντελεστή για την παροχή ασφάλειας και ευστάθειας. Αυτός ο συντελεστής ασφαλείας, χωρίς καμία σε βάθος εξέταση, έχει κριθεί επαρκής ώστε να επιτρέπει την ενεργοποίηση των τιμών της αντοχής, να εξασφαλίζει αποδεκτές παραμορφώσεις, και πιθανόν να φροντίζει για την ικανοποίηση των απαιτήσεων ανθεκτικότητας και μη φθοράς.

Οι επιμέρους συντελεστές εισήχθησαν στην γεωτεχνική πρακτική της Δανίας από τον Brinch Hansen το 1953, και τώρα αποτελούν τη βάση για τον σχεδιασμό οριακής κατάστασης στον Ευρωκώδικα EC7. Μαζί με τις χαρακτηριστικές τιμές, δίνουν βαρύτητα στην ξεχωριστή εξέταση των συνθηκών φόρτισης, των εδαφικών ιδιοτήτων, και των καταστάσεων σχεδιασμού, και δίνουν μία πιο στιβαρή προσέγγιση στην διαστασιολόγηση σε σύγκριση με την μέθοδο του ολικού συντελεστή ασφαλείας. Μια στατιστική προσέγγιση της εφαρμογής τους παρουσιάζεται στο σχήμα 2.7, το οποίο δείχνει την σχέση μεταξύ των φορτίων σχεδιασμού και των αντιστάσεων σχεδιασμού για τους Συνδυασμούς 1 και 2 της προσέγγισης Σχεδιασμού 1.



Σχήμα 2.7.α: Έλεγχος οριακής κατάστασης (Barnes, 2005)

Οι επιμέρους συντελεστές επιλέγονται έτσι ώστε να διασφαλίζεται ο ελάχιστος κίνδυνος αστοχίας της θεμελίωσης και κατά συνέπεια της κατασκευής. Αυτό σημαίνει ότι θα πρέπει να εξετάζεται ένας συνδυασμός δομικών και γεωτεχνικών συντελεστών. Αυτοί περιλαμβάνουν τις εξής παραμέτρους:

- **Αβεβαιότητα της φόρτισης.** Στην περίπτωση μη τυπικών κτηρίων και κινητών φορτίων, οι επιδράσεις τους είναι δύσκολο να υπολογιστούν - για παράδειγμα άνεμος, πιέσεις νερού, κινούμενα φορτία, δυναμικά φορτία.
- **Πιθανότητα μέγιστου φορτίου σχεδιασμού.** Στην περίπτωση μη τυπικών κτηρίων, είναι πιθανό να συμβούν ανεπιθύμητες μεταβολές φορτίων, ενώ τα τυπικά κτήρια συχνά σχεδιάζονται με ονομαστικές τιμές φορτίων οι οποίες είναι απίθανο να ισχύσουν.
- **Συνέπειες της αστοχίας.** Το κοινό αναμένει ότι διατρέχει μικρότερο κίνδυνο σε κατασκευές των οποίων η αστοχία θα είχε καταστρεπτικές συνέπειες. Περισσότερο κίνδυνο έχουν τα προσωρινά παρά τα μόνιμα έργα.

- Αβεβαιότητα του εδαφικού μοντέλου. Οι γεωλογικές μεταβολές ,η ανακρίβεια των τιμών αντοχής, οι διακυμάνσεις του υδροφόρου ορίζοντα ,ο τρόπος αστοχίας και οι περιορισμοί των αναλυτικών μεθόδων και δημιουργούν όλα αβεβαιότητα.
- Έκταση της εδαφοτεχνικής έρευνας. Το έδαφος πρέπει να ερευνάται σε σημαντικό βάθος για να εκτιμηθεί η διαστρωμάτωση των αποθέσεων και η ομοιομορφία των εδαφικών συνθηκών, και πρέπει να πραγματοποιείται ένας σημαντικός αριθμός δοκιμών ώστε να είναι δυνατή μια λογική εκλογή παραμέτρων. Όσο ευρύτερη είναι η έρευνα της τοποθεσίας , τόσο πιο αξιόπιστη θα είναι η επιλογή του εδαφικού μοντέλου και των γεωτεχνικών παραμέτρων.

Για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης λειτουργικότητας ο συντελεστής μόνιμων και μεταβλητών δράσεων και εδαφικών ιδιοτήτων είναι μονάδα.

Ο Ευρωκώδικας EC7 επιτρέπει την εφαρμογή τριών Προσεγγίσεων Σχεδιασμού (Design Approaches) οι οποίες χαρακτηρίζονται από τις διαφορετικές θεωρήσεις δράσεων και αντιστάσεων και αναλύονται παρακάτω. Το εθνικό προσάρτημα του HB απαιτεί την προσέγγιση του Σχεδιασμού 1. Αυτή δίνει για δύο συνδυασμούς (1 και 2), τους επιμέρους συντελεστές δράσεων (A-actions), εδαφικών ιδιοτήτων (M-materials) , και αντιστάσεων (R-resistances). Οι συνδυασμοί αυτοί παρουσιάζονται πιο αναλυτικά στους παρακάτω πίνακες καθώς επίσης και οι τιμές των επιμέρους συντελεστών που απαιτούνται από το Εθνικό Προσάρτημα του HB . Στο Ελληνικό προσάρτημα υιοθετείται η προσέγγιση DA2* η οποία αναλύεται ξεχωριστά στο υποκεφάλαιο 2.8 του παρόντος.

Οριακή κατάσταση αστοχίας ή υπερβολικής παραμόρφωσης δε θα συμβεί για κανέναν από αυτούς τους συνδυασμούς	Όλες οι καταστάσεις σχεδιασμού εκτός από αξονικά φορτιζόμενους πασσάλους και αγκύρια	Περιπτώσεις σχεδιασμού για αξονικά φορτιζόμενους πασσάλους και αγκύρια
Συνδυασμός 1	<i>A1</i> σε συνδυασμό με <i>M1</i> σε συνδυασμό με <i>R1</i>	<i>A1</i> σε συνδυασμό με <i>M1</i> σε συνδυασμό με <i>R1</i>
Συνδυασμός 2	<i>A2</i> σε συνδυασμό με <i>M2</i> σε συνδυασμό με <i>R1</i>	<i>A2</i> σε συνδυασμό με <i>M1</i> ή <i>M2</i> σε συνδυασμό με <i>R4</i>

Σχήμα 2.7.β:Επιμέρους συντελεστές για Προσέγγιση Σχεδιασμού 1 & 2(Barnes, 2005)

2.8 Τρόποι Ανάλυσης έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας:

Όπως προαναφέραμε οι διαφορετικές απόψεις μεταξύ Δομοστατικών και Γεωτεχνικών Μηχανικών για τον τρόπο ανάλυσης των οριακών καταστάσεων STR και GEO υπό Μόνιμες και Πρόσκαιρες καταστάσεις σχεδιασμού, αλλά και οι εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού εντάσεων και αντιστάσεων κατά τον EN 1997-1 (όπως αναφέρθηκαν ανωτέρω), επέβαλαν τη

θέσπιση των τριών εναλλακτικών Τρόπων Ανάλυσης (Design Approaches) των γεωτεχνικών έργων έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας τύπου GEO και STR. Στο Εδάφιο 2.4.7.3.4 του EN 1997-1 περιγράφονται οι τρεις εναλλακτικοί Τρόποι Ανάλυσης για οριακές καταστάσεις αστοχίας τύπου GEO και STR. Οι τρόποι αυτοί διαφοροποιούνται στη μέθοδο με την οποία διανέμονται οι επιμέρους συντελεστές μεταξύ των δράσεων, αποτελεσμάτων των δράσεων, ιδιοτήτων των υλικών και αντιστάσεων. Δεδομένου ότι οι τρεις Τρόποι Ανάλυσης συνήθως δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα, ο εφαρμοστέος τρόπος αποτελεί «Εθνική επιλογή» και περιλαμβάνεται στο Εθνικό Προσάρτημα του EN1997-1 κάθε χώρας-μέλους της Ε.Ε. Ο εφαρμοστέος Τρόπος Ανάλυσης για την Ελλάδα περιλαμβάνεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Οι επί μέρους συντελεστές για τις διάφορες οριακές καταστάσεις αστοχίας (ULS) περιλαμβάνονται σε Πίνακες, κατά περίπτωση, στο Παράρτημα Α του EN 1997-1. Ο τρόπος επιλογής των διαφόρων τιμών επιμέρους συντελεστών, καθώς και των ομάδων συνδυασμού τους, παρουσιάζονται στη συνέχεια κατά την περιγραφή των Τρόπων Ανάλυσης (DA). Σημειώνεται ότι, ανεξαρτήτως του Τρόπου Ανάλυσης που επιλέχθηκε, σε ορισμένα προβλήματα (όπως π.χ. σε μη γραμμικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία) απαιτείται η χρήση των σχέσεων (2β) και (3β) και συνεπώς ο Τρόπος Ανάλυσης είναι πρακτικώς μονοσήμαντος (ουσιαστικώς είναι ο Τρόπος Ανάλυσης 2*. Τέλος, στις καταστάσεις αστοχίας τύπου EQU, HYD και UPL, όπου δεν υπεισέρχονται συνήθως οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων αντοχής, οι τρεις Τρόποι Ανάλυσης εκφυλίζονται ουσιαστικά σε ένα.

2.8.1 Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1):

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 1, στον έλεγχο μέσω της σχέσης :

$$Ed \leq Rd$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω της σχέσης :

$$E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

Στον Τρόπο Ανάλυσης 1 απαιτούνται δύο χωριστοί έλεγχοι (δηλαδή εφαρμογή της ανωτέρω σχέσης δύο φορές), με διαφορετικούς Συνδυασμούς (1 και 2) τιμών των επιμέρους συντελεστών (γ_F και γ_M), που αναφέρονται στο Παράρτημα Α του EN 1997-1. Συνήθως απαιτείται η εκτέλεση και των δύο ελέγχων (συνδυασμών) επειδή δεν είναι προφανές εκ των προτέρων, ποιος από τους δύο είναι κρίσιμος, ενώ ο σχεδιασμός γίνεται με τον δυσμενέστερο εκ των δύο συνδυασμών. Εξαιρέση αποτελεί ο έλεγχος θεμελιώσεων με πασσάλους και ο έλεγχος αγκυρώσεων όπου κατά τον EN 1997-1 απαιτείται ένας μόνον έλεγχος.

Ο Συνδυασμός 1 περιλαμβάνει τις ομάδες των επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1) και υλικών (M1), και ουσιαστικώς προσαυξάνει τις δράσεις ($\gamma_F > 1$) χωρίς ταυτόχρονη απομείωση των εδαφικών παραμέτρων ($\gamma_M = 1$), με σκοπό να καλύψει τις αβεβαιότητες των δράσεων.

Ο Συνδυασμός 2 περιλαμβάνει τις ομάδες των επιμέρους συντελεστών δράσεων (A2) και υλικών (M2), και ουσιαστικώς απομειώνει τις εδαφικές ιδιότητες ($\gamma_M > 1$) χωρίς ταυτόχρονη προσαύξηση των δράσεων ($\gamma_F = 1$), με σκοπό να καλύψει τις αβεβαιότητες της υπολογιστικής μεθόδου.

Και στους δύο Συνδυασμούς, οι τιμές των επιμέρους συντελεστών αντιστάσεων ($R1$ και $R2$) είναι συνήθως ίσοι με τη μονάδα. Συνεπώς, οι δύο συνδυασμοί περιλαμβάνουν τις εξής ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A), υλικών (M) και αντιστάσεων (R) :

Συνδυασμός 1: $A1 + M1 + R1$

Συνδυασμός 2: $A2 + M2 + R2$

Ο Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1) συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών υλικών (Material Factor Approach - MFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στα υλικά και όχι στις αντιστάσεις. Ο Τρόπος Σχεδιασμού 1 (DA-1) ΔΕΝ αποτελεί Εθνική Επιλογή στα γεωτεχνικά έργα και συνεπώς δεν εφαρμόζεται στην Ελλάδα.

Γεωτεχνική παράμετρος			Σύμβολο	Συνδυασμός 1		Συνδυασμός 2		
Επιμέρους συντελεστές ¹ δράσεων (γ_F) ή αποτελεσμάτων των δράσεων (γ_E)	Μόνιμη	Δυσμενής ²	γ_G	A1	1.35	A2	1.0	
		Ευμενής ³					1.0	
	Μεταβλητή ⁴	Δυσμενής	γ_Q				1.5	1.3
		Ευμενής ⁵					0	0
Επιμέρους συντελεστές εδαφικών παραμέτρων (γ_M)	Γωνία διατμητικής αντίστασης ⁶		$\gamma_{\varphi'}$	M1	1.0	M2	1.25	
	Ενεργός συνοχή		γ_c'				1.0	1.25
	Αστράγγιστη διατμητική αντοχή		γ_{cu}				1.0	1.4
	Ανεμπόδιστη αντοχή		γ_{qu}				1.0	1.4
	Πυκνότητα		γ_γ				1.0	1.0
Επιμέρους συντελεστές (γ_R) για επιφανειακές θεμελιώσεις	Φέρουσα ικανότητα		$\gamma_{R,v}$	R1	1.0	R1	1.0	
	Ολίσθηση		$\gamma_{R,h}$				1.0	1.0

¹ Οι συντελεστές αυτοί δίνονται μόνο για κτήρια. Για γέφυρες και άλλες κατασκευές εφαρμόζονται διαφορετικοί συντελεστές.

² Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται η υψηλότερη χαρακτηριστική τιμή ($G_{k,sup}$) της μόνιμης δράσης.

³ Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται η χαμηλότερη χαρακτηριστική τιμή ($G_{k,inf}$) της μόνιμης δράσης.

⁴ Μπορεί να υπάρχουν περισσότερες από μία μεταβλητές δράσεις. Ο επιμέρους συντελεστής εφαρμόζεται στην κυρία μεταβλητή δράση, ενώ στις υπόλοιπες μεταβλητές δράσεις εφαρμόζονται τροποποιημένες (μειωμένες) τιμές.

⁵ Το Εθνικό Προσάρτημα του HB αναφέρει ότι, όταν οι μεταβλητές δράσεις είναι ευμενείς, το Q_k (και όχι το γ_Q) είναι μηδέν.

⁶ Αυτός εφαρμόζεται στο $\tan\varphi'$ ή το $\tan\varphi_{cv}$ παρόλο που μπορεί να είναι πιο κατάλληλο να υπολογιστεί η τιμή σχεδιασμού της φ_{cv} απευθείας.

© Ίδρυμα Βρετανικών Προτύπων (British Standards Institution — www.bsigroup.com)

Σχήμα 2.7.γ: Επιμέρους συντελεστές για την Προσέγγιση Σχεδιασμού 1 (από Εθνικό Προσάρτημα έως πρότυπο BS EN 1990:2002 και από Εθνικό Προσάρτημα έως πρότυπο BS EN 1997-1:2004)

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

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 2, στον έλεγχο μέσω της σχέσης :

$$E_d \leq R_d$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται μέσω των σχέσεων

$$E_d = E (F_d , X_d) = E (\gamma_F F_k , X_k / \gamma_M) \quad \& \quad R_d = (1 / \gamma_R) \cdot R (\gamma_F F_k , X_k) \quad \text{(Παραλλαγή DA-2)}$$

$$E_d = \gamma_E \cdot E (F_k , X_k) \quad \& \quad R_d = (1 / \gamma_R) \cdot R (F_k , X_k) \quad \text{(Παραλλαγή DA-2*)}$$

με τις ομάδες επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1), υλικών (M1) και αντιστάσεων (R2) του Παραρτήματος Α του EN1997-1. Στον Τρόπο Ανάλυσης 2 οι συντελεστές υλικών (M1) είναι ίσοι με τη μονάδα ενώ οι συντελεστές αντιστάσεων (R2) είναι μεγαλύτεροι της μονάδας, οπότε ο Τρόπος Ανάλυσης 2 συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών αντιστάσεων (Resistance Factor Approach - RFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στις αντιστάσεις και όχι στα υλικά. Κατά τον Τρόπο Ανάλυσης 2, η εφαρμογή της σχέσης $E_d \leq R_d$ δίνει :

$$\text{Παραλλαγή DA-2} : E (\gamma_F F_k , X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R (\gamma_F F_k , X_k)$$

$$\text{Παραλλαγή DA-2*} : \gamma_E E (F_k , X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R (F_k , X_k)$$

με τον ακόλουθο συνδυασμό επιμέρους συντελεστών: A1 + M1 + R2.

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση γραμμικών αναλύσεων, η τιμή σχεδιασμού της έντασης, δηλαδή το αριστερό μέλος των ανωτέρω εξισώσεων, υπολογίζεται ορθότερα στην παραλλαγή DA-2 με την επιβολή των επιμέρους συντελεστών των δράσεων στα επιμέρους φορτία (αντί στη συνιστάμενη ένταση) επειδή έτσι είναι ευχερέστερη η επιβολή διαφορετικών επιμέρους συντελεστών στις μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις ($\gamma_F = 1.35$ και 1.50 , αντιστοίχως) απ' ότι μέσω ενός ενιαίου (σταθμισμένου) συντελεστή γ_E περίπου ίσου με 1.40 . Έτσι, σε γραμμικές αναλύσεις και στην παραλλαγή DA-2*, το αριστερό μέλος υπολογίζεται από τη σχέση : $E_d = E(\gamma_F F_k , X_k)$ αντί της σχέσης : $E_d = \gamma_E \cdot E (F_k , X_k)$, οπότε προκύπτει:

$$\text{Παραλλαγή DA-2* (σε γραμμικές αναλύσεις)} : E (\gamma_F F_k , X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R (F_k , X_k)$$

$$\text{Παραλλαγή DA-2* (σε μη-γραμμικές αναλύσεις)} : \gamma_E E (F_k , X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R (F_k , X_k)$$

Η κύρια διαφορά μεταξύ των παραλλαγών DA-2 και DA-2* είναι ότι κατά τον υπολογισμό των αντιστάσεων, οι δράσεις υπεισέρχονται είτε με τις χαρακτηριστικές τιμές , είτε με τις τιμές σχεδιασμού. Βεβαίως, στις περιπτώσεις όπου στον υπολογισμό των αντιστάσεων δεν υπεισέρχονται οι δράσεις, οι δύο παραλλαγές εκφυλίζονται σε μία :

$$E (\gamma_F F_k , X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R (X_k)$$

Οι δράσεις υπεισέρχονται στον υπολογισμό της αντίστασης στις εξής δύο περιπτώσεις (στις οποίες οι δύο παραλλαγές δίνουν διαφορετικά αποτελέσματα):

- Έλεγχος έναντι φέρουσας ικανότητας επιφανειακών θεμελιώσεων υπό λοξή φόρτιση. Στην περίπτωση αυτή, η φέρουσα ικανότητα του πεδίου εξαρτάται από το οριζόντιο φορτίο (δράση).
- Έλεγχος έναντι ολίσθησης επιφανειακών θεμελιώσεων. Στην περίπτωση αυτή, η οριακή τριβή στη βάση της θεμελίωσης εξαρτάται από το ορθό φορτίο του πεδίου (δράση).

Η Παραλλαγή DA-2* αποτελεί την Εθνική Επιλογή για το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών έργων και συγκεκριμένα κατά τον έλεγχο των εξής οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις:

- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστηρίξεως γενικώς (Κεφάλαια 6, 7, 8 και 9 του EN1997-1) με εξαίρεση τους ελέγχους ολικής ευστάθειας (Κεφάλαιο 12 του EN1997-1) που θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3.
- Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας πρανών ή επιχωμάτων ενισχυμένων με δομικά στοιχεία (αγκυρώσεις, πασσάλους, ηλώσεις), σύμφωνα με τα Κεφάλαια 9 και 12 του EN 1997-1. Οι περιπτώσεις αυτές περιλαμβάνουν και τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, ενώ οι αναλύσεις της ολικής ευστάθειας των ανωτέρω έργων (οριακές καταστάσεις τύπου GEO) θα γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3)
- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας με χρήση αριθμητικών μεθόδων. Καθώς και για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας υπότυχηματικές και σεισμικές δράσεις.

Η Ελληνική εθνική επιλογή της Παραλλαγής DA-2* του Τρόπου Ανάλυσης 2 έγινε για τους εξής λόγους :

- Είναι ο απλούστερος εκ των τριών εναλλακτικών επιλογών του EN1997-1 ως προς τον όγκο των υπολογισμών, την ευχέρεια επιλογής τιμών των επιμέρους συντελεστών και το βαθμό απόκλισης των αποτελεσμάτων από τις έως σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους (μέσω του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας FS).
- Πλεονεκτεί σαφώς σε περιπτώσεις μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. μέσω πεπερασμένων στοιχείων), όπου οι άλλοι τρόποι μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντικά σφάλματα.
- Με τον Τρόπο Ανάλυσης DA-2* είναι ευχερής η συσχέτιση του γνωστού ενιαίου συντελεστή ασφαλείας $FS = R(F_k, X_k) / E(F_k, X_k)$ με τους επιμέρους συντελεστές κατά τη σχέση:

$$FS = \gamma E \Gamma r$$

2.8.3 Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3):

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 3, στον έλεγχο μέσω της σχέσης :

$$E_d \leq R_d$$

οι τιμές σχεδιασμού των δράσεων και αντιστάσεων υπολογίζονται με τη βοήθεια των ομάδων των επιμέρους συντελεστών δράσεων (A1) για δομικές δράσεις από την ανωδομή και (A2) για δράσεις από το έδαφος, υλικών (M2) και αντιστάσεων (R3) του Παραρτήματος Α του EN1997-1 : (A1 ή A2) + M2 + R3, δηλαδή με εφαρμογή της σχέσης :

$$E (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M) \leq R (\gamma_F F_k, X_k / \gamma_M)$$

Ο Τρόπος Σχεδιασμού 3 (DA-3) αποτελεί Εθνική Επιλογή κατά τον έλεγχο της Ολικής Ευστάθειας (Overall Stability) των εξής γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις:

- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης, σύμφωνα με τα Κεφάλαια 11 και 12 του EN1997-1, όπως επιχώματα, φυσικά ή τεχνητά πρανή, φράγματα, ορύγματα και βαθιές εκσκαφές με ελεύθερα πρανή.
- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης όπως : (α) οπλισμένα επιχώματα ή τεχνητά πρανή, (β) φυσικά πρανή, ορύγματα ή βαθιές εκσκαφές ενισχυμένες με ηλώσεις, αγκυρώσεις ή πασσάλους, (γ) σύνθετα έργα (π.χ. πρανές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα).

Στις ανωτέρω περιπτώσεις, οι σταθεροποιητικές δυνάμεις των δομικών στοιχείων αντιστήριξης (δηλαδή οι δυνάμεις ή ροπές στήριξης εκ των δομικών στοιχείων, ενίσχυσης, όπως ηλώσεων, αγκυρώσεων, πασσάλων, σταθεροποιητικών αναβαθμών ποδός, ελεύθερου νερού στον πόδα του πρανούς, κλπ) θεωρούνται ως ευνοϊκές δράσεις (favourable actions) με επιμέρους συντελεστή δράσεων $\gamma_F = 1$.

Στην πολύ συνήθη περίπτωση ανάλυσης της ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων με οριακή ανάλυση ανωτέρου ορίου (Upper Bound Limit State Analysis) όπως η μέθοδος των λωρίδων με κυκλικές ή πολυγωνικές επιφάνειες ολίσθησης, ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (με επιμέρους συντελεστή υλικού $\gamma_M=1.25$) είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* (με επιμέρους συντελεστή αντίστασης $\gamma_R=1.25$).

Η εθνική επιλογή του Τρόπου Ανάλυσης 3 (αντί του 2*) έγινε μόνον για λόγους απλότητας, δεδομένου ότι στα υφιστάμενα προγράμματα H/Y είναι ευχερέστερη η επιβολή των επιμέρους συντελεστών υλικού (με απομείωση των εδαφικών ιδιοτήτων στα δεδομένα εισόδου) παρά η προσαύξηση των δράσεων και απομείωση των αντιστάσεων (οι οποίες συχνά δεν δίδονται). Για παράδειγμα, στα συνήθη προγράμματα ανάλυσης της ολικής ευστάθειας με τη μέθοδο των λωρίδων, δεν δίνεται χωριστά η τιμή της αντίστασης (ροπή της εδαφικής αντίστασης ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) και της δράσης (ροπή του βάρους του εδάφους και των λοιπών δράσεων ως προς το κέντρο του κύκλου ολίσθησης) αλλά απευθείας ο συντελεστής ασφαλείας (δηλαδή ο λόγος της αντίστασης προς την δράση).

Σημειώνεται ότι η ανάλυση της ολικής ευστάθειας γεωτεχνικών έργων υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις γίνεται με τον Τρόπο Ανάλυσης 2* ο οποίος, όμως, είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 επειδή οι επιμέρους συντελεστές υλικού και αντίστασης είναι ίσοι με τη μονάδα ($\gamma M = \gamma R = 1$) (βλέπε Εθνικό Προσάρτημα).

3. ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

Η εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούν τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητη σε πολλούς τύπους κατασκευών όπως τοίχοι αντιστήριξης γαιών, περιμετρικά τοιχεία υπογείων, αντιστηρίξεις εκσκαφών, επενδύσεις σιηράγγων κλπ. Ωθήσεις ονομάζονται οι πλευρικές πιέσεις που ασκεί το έδαφος υπό την επίδραση του βάρους του (και ενδεχόμενης εξωτερικής φόρτισης του) στην επιφάνεια ενός τεχνικού έργου. Αποτελούν καθοριστική συνιστώσα για αρκετά προβλήματα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευών. Χαρακτηριστικά παραδείγματα αποτελούν οι τοίχοι αντιστήριξης, οι αντιστηρίξεις με πασσαλοσανίδες ή διαφράγματα ή ακόμη οι σήραγγες και τα υπόγεια έργα. Στις απλές περιπτώσεις, και ειδικά για προβλήματα περιορισμένου μεγέθους, εφαρμόζεται η οριακή κατάσταση ισορροπίας κατά την οποία θεωρείται πλήρης ανάπτυξη κύκλων του Mohr (ανάπτυξη μέχρι οι κύκλοι να έχουν εφαπτόμενη την επιφάνεια θραύσης).

Ο προσδιορισμός των ωθήσεων γαιών πρέπει να λαμβάνει υπόψη τον αποδεκτό τύπο αστοχίας και την οριακή κατάσταση που εξετάζεται καθώς και το εύρος κάθε μετακίνησης και παραμόρφωσης. Ο υπολογισμός του μεγέθους των ωθήσεων πρέπει να λαμβάνει υπόψη:

- την επιφόρτιση και την κλίση της ελεύθερης αντιστηριζόμενης επιφάνειας
- την κλίση του τοίχου ως προς την κατακόρυφο
- την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τις δυνάμεις διήθησης
- την διεύθυνση και το μέγεθος της σχετικής μετακίνησης του τοίχου ως προς το έδαφος
- την συνολική ισορροπία (οριζόντια και κάθετη) του έργου αντιστήριξης
- τη διατμητική αντοχή και το ειδικό βάρος του εδάφους
- τη δυσκαμψία του τοίχου και του συστήματος αντιστήριξης
- την τραχύτητα της επιφάνειας του τοίχου (στην πλευρά της επίχωσης)

Το μέγεθος της τριβής που ενεργοποιείται και της πρόσφυσης του τοίχου είναι συνάρτηση:

- των παραμέτρων αντοχής του εδάφους
- των χαρακτηριστικών της τριβής στην διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους
- της διεύθυνσης και του μεγέθους της μετακίνησης του τοίχου
- της ικανότητας του τοίχου να παραλαμβάνει με ασφάλεια τις κατακόρυφες δυνάμεις λόγω τριβής και πρόσφυσης

3.1 Πλευρικές εδαφικές πιέσεις

Η εκτίμηση των εδαφικών πιέσεων βασίζεται γενικά στην ανάλυση των ενεργών τάσεων. Τα εδάφη, λόγω του βάρους των, ασκούν πιέσεις (πλευρικές ωθήσεις) στα κατακόρυφα στοιχεία που τα περιορίζουν. Η πιο συνηθισμένη ίσως περίπτωση είναι η πλευρική ώθηση που ασκείται κατά τη γεωστατική κατάσταση (δηλαδή όταν παρεμποδίζεται η πλευρική παραμόρφωση-ουδέτερες ωθήσεις γαιών). Η εκτίμηση των ωθήσεων που ασκούν τα εδαφικά υλικά είναι απαραίτητη σε πολλούς τύπους κατασκευών όπως τοίχοι αντιστήριξης γαιών, περιμετρικά τοιχεία υπογείων, αντιστηρίξεις εκσκαφών, επενδύσεις σηράγγων κλπ. Το κυριότερο χαρακτηριστικό της ώθησης γαιών είναι ότι το μέγεθος της εξαρτάται από την πλευρική μετακίνηση, δηλαδή από τη δυνατότητα του στοιχείου που δέχεται την ώθηση να ενδώσει στην οριζόντια διεύθυνση ή να κινηθεί προς το έδαφος και να το συμπίσει.

Η πίεση του νερού των πόρων (ίδια προς όλες τις διευθύνσεις, $u_h = u_v = u$) σε ένα πλήρως κορεσμένο έδαφος και εφόσον δεν υπάρχει ροή εδάφους, είναι ίση με την υδροστατική. Η πίεση μέσα στην ορυκτή κοκκώδη δομή (η ενεργός τάση) δεν είναι ίδια σε όλες τις διευθύνσεις. Πιο αναλυτικά τα μεγέθη που πρέπει να ληφθούν υπόψη (με την ακόλουθη σειρά) είναι τα ακόλουθα:

1. **Ολική κατακόρυφη τάση**: $\sigma_v = \gamma_{dry} \times z_w + \gamma_{sat} \times (z - z_w)$
2. **Πίεση των πόρων**: $u = \gamma_w \times (z - z_w)$ όπου z το βάθος και z_w η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα
3. **Ενεργός κατακόρυφη τάση**: $\sigma_v' = \sigma_v - u$
4. **Ενεργός οριζόντια τάση**: $\sigma_h' = k_o \times \sigma_v'$ όπου k_o ο συντελεστής των ουδέτερων ωθήσεων γαιών και εξαρτάται από το υλικό αλλά και από την ιστορία φόρτισης του
5. **Ολική οριζόντια τάση**: $\sigma_h = \sigma_h' + u$

Για να προσδιοριστεί η οριζόντια τάση που δρα σε έναν τοίχο, λαμβάνονται υπόψη διάφοροι παράγοντες. Το μέγεθος αλλά και το είδος της κίνησης ενός τοίχου έχει μεγάλη επίδραση στις αναπτυσσόμενες οριζόντιες τάσεις, όπως θα περιγράψουμε στην συνέχεια του κεφαλαίου.

3.2 Επίδραση της οριζόντιας κίνησης

3.2.1 Κατάσταση ηρεμίας

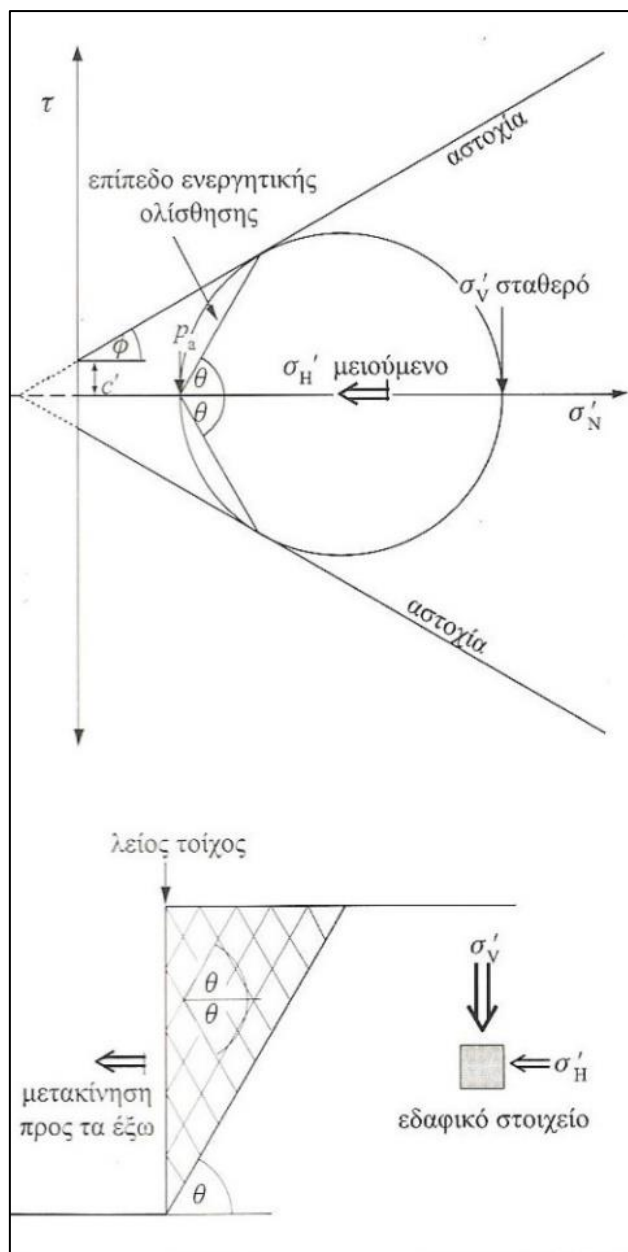
Έστω ένα στοιχείο εδάφους το οποίο βρίσκεται σε ηρεμία, χωρίς καμία κίνηση. Υπάρχει μια κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' και μία διαφορετική οριζόντια ενεργός τάση σ_h' , που και οι δύο είναι κύριες τάσεις και για αυτό μπορούν να απεικονιστούν σε ένα κύκλο του Mohr. Το έδαφος προφανώς δεν βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας, και ο λόγος των τάσεων δίνεται από το συντελεστή ουδέτερης ώθησης K_o .

3.2.2 Θεωρία Rankine-ενεργητική πίεση

Αυτή η θεωρία εξετάζει τον λόγο των δύο κύριων τάσεων όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του (πλαστική ισορροπία). Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' στο έδαφος παραμένει σταθερή και αφού έχει τη μεγαλύτερη τιμή, είναι η μέγιστη κύρια τάση. Κα-

θώς το έδαφος διαστέλλεται οριζόντια όταν ο τοίχος απομακρύνεται από αυτό και ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του, η οριζόντια τάση στον τοίχο μειώνεται. Όταν ενεργοποιηθεί η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση ονομάζεται ενεργητική πίεση p_a και είναι η ελάχιστη κύρια τάση.

Η κατάσταση αντιπροσωπεύεται από έναν κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας. Η διατμητική αστοχία συμβαίνει σε γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο, ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων με γωνίες θ ως προς την οριζόντια πίσω από τον τοίχο, όπου:

$$\pm\theta = 45^\circ + \phi'/2$$


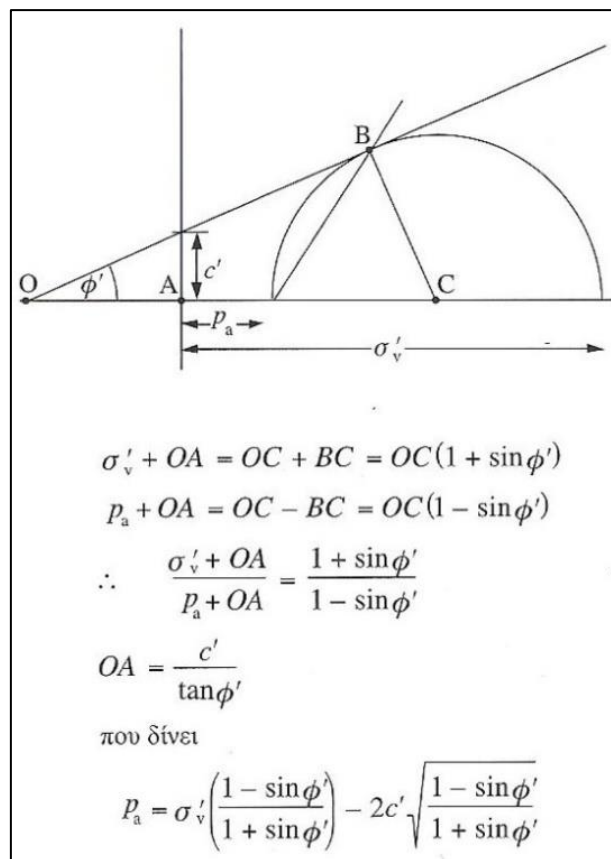
Σχήμα 3.2.2:α) Ενεργητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000)

Η οριζόντια τάση ή ενεργητική πίεση p_a μπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από την γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb όπως εξηγείται στο παραπάνω σχήμα και συνήθως δίνεται από την σχέση:

$$\sigma_{Ha}' = p_a = \sigma_v' K_a - 2c' \sqrt{K_a}$$

όπου

$$K_a = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi') = \tan^2(45 - \phi'/2)$$



Σχήμα 3.2.2:β) Ενεργητική πίεση Rankine (Barnes, 2000)

Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από γωνία θ ως προς την οριζόντιο. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο.

3.2.3 Θεωρία Rankine-παθητική πίεση

Έστω ότι έχουμε ένα τοίχο ο οποίος μετακινείται ή ωθείται προς το έδαφος πίσω του. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' στο έδαφος πμένει σταθερή αλλά η οριζόντια τάση σ_H' πρέπει να αυξηθεί μέχρι το έδαφος να φτάσει σε κατάσταση πλαστικής ισορροπίας. Η σ_H' θα είναι μεγαλύτερη από την σ_v' ,

οπότε η τελευταία θα είναι η μικρότερη κύρια τάση. Η μέγιστη οριζόντια τάση που απαιτείται για να προκαλέσει αστοχία του εδάφους ονομάζεται παθητική πίεση p_p και είναι η μέγιστη κύρια τάση.

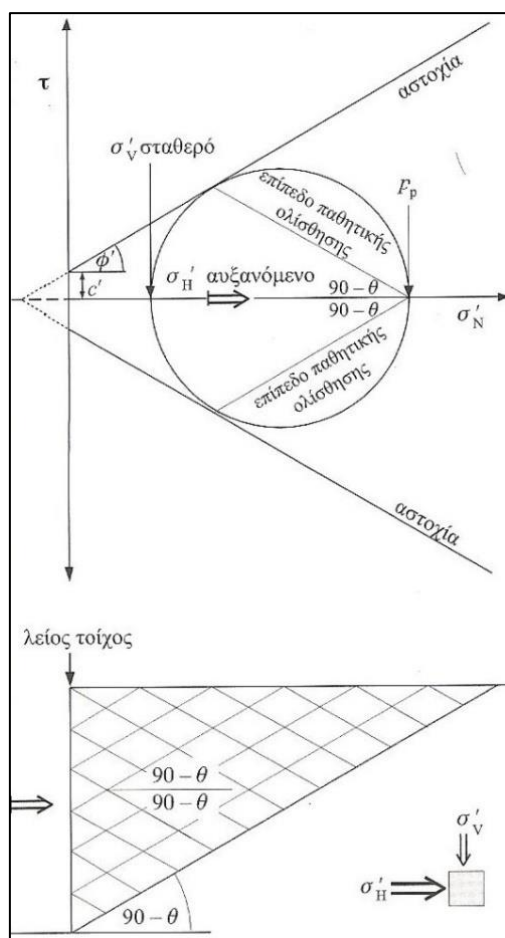
Αυτή η κατάσταση μπορεί να αντιπροσωπευθεί από ένα κύκλο του Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας. Η διατμητική αστοχία θα συμβεί υπό γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο ώστε να σχηματιστεί ένα πλέγμα διατμητικών επιπέδων υπό γωνίες θ με την κατακόρυφο, ή $90^\circ - \theta$ με την οριζόντια.

Η οριζόντια τάση ή παθητική πίεση p_p μπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης από την γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr-Coulomb, με παρόμοια διαδικασία όπως εξηγείται στο παραπάνω σχήμα. Στην περίπτωση αυτή υπολογίζεται από τη σχέση :

$$\sigma_{H'p} = p_p = \sigma_v' K_p + 2c' \sqrt{K_p}$$

όπου

$$K_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi') = \tan^2(45 + \phi'/2).$$

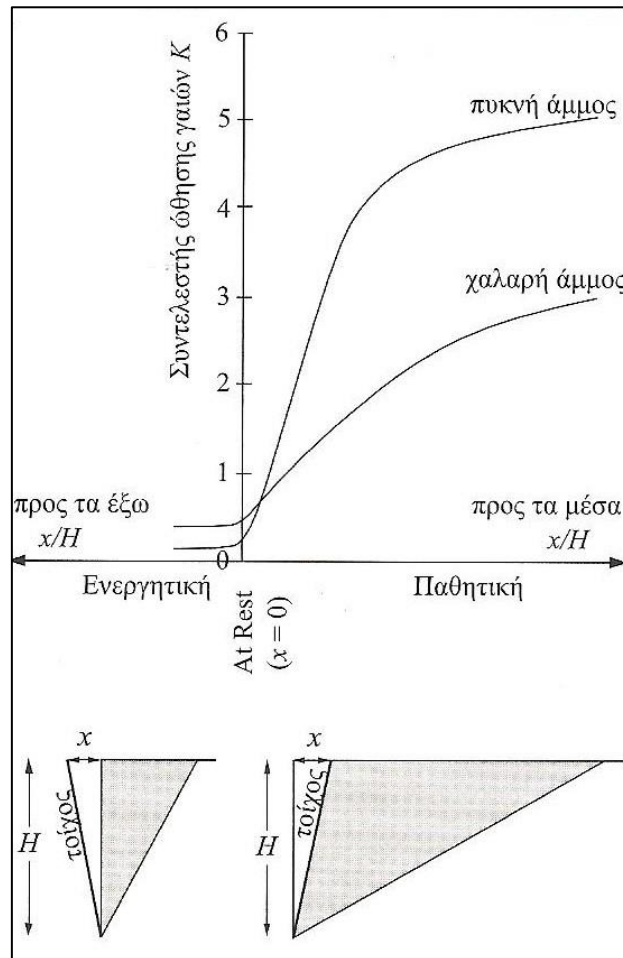


Σχήμα 3.2.3: Παθητική κατάσταση Rankine (Barnes, 2000)

Αυτή η τοπική κατάσταση τάσεων κατά Rankine συμβαίνει μόνο μέσα σε μια σφηνοειδή επιφάνεια οριζόμενη από την γωνία $90^\circ - \theta'$ ως προς την οριζόντια. Το έδαφος έξω από αυτή τη σφήνα θεωρείται απαραμόρφωτο.

3.2.4 Μέγεθος απαιτούμενης μετακίνησης

Γενικά απαιτείται πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση του τοίχου για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της παθητικής πίεσης, σε σύγκριση με τις μικρές κινήσεις που απαιτούνται για να ενεργοποιηθεί η πλήρης τιμή της ενεργητικής. Μια τυπική σχέση για τις άμμους παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα, όπου το x αντιπροσωπεύει την προς τα μέσα ή προς τα έξω κίνηση του τοίχου. Έχει παρατηρηθεί ότι οι χαλαρές άμμοι δίνουν μεγαλύτερες ενεργητικές πιέσεις και δυνάμεις ανατροπής και μικρότερες παθητικές πιέσεις και δυνάμεις σταθεροποίησης από τις πυκνές άμμους.



Μετακινήσεις που απαιτούνται για την ενεργοποίηση της εδαφικής πίεσης (Barnes, 2000)

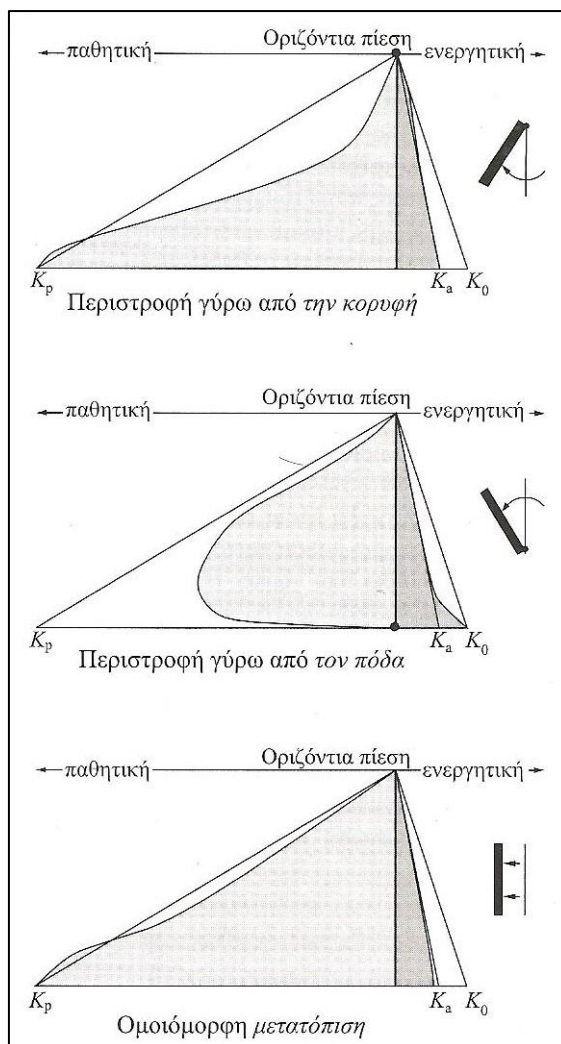
Οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι σε πρόβολο, οι πασσαλότοιχοι και οι ξύλινοι τοίχοι μπορούν να θεωρηθούν ότι διαρρέουν επαρκώς ώστε να ενεργοποιείται ολόκληρη η ενεργητική πίεση. Η παραμόρφωση η οποία απαιτείται για να ενεργοποιηθεί η πλήρης ενεργητική πίεση πίσω από ένα τοίχο θα ενεργοποιήσει μόνον ένα τμήμα της παθητικής πίεσης εμπρός από τον τοίχο, και έτσι δεν πρέπει να βασιζόμαστε ποτέ στην πλήρη τιμή της παθητικής πίεσης. Σε μερικές κατασκευές όπου εμποδίζεται η διαρροή, όπως βάθρα γεφυρών, τοίχοι υπογείων με αντηρίδες ή αγκυρώσεις, και υπόγειοι αγωγοί, η οριζόντια πίεση που αναπτύσσεται είναι μεγαλύτερη από την ενεργητική πίεση και πλησιέστερα προς την κατάσταση ηρεμίας.

Όταν στο έδαφος επικρατούν ήδη υψηλότερες τιμές του K_0 , (π.χ. πυκνή άμμος ή υπερστερεοποιημένη άργιλος) το μέγεθος της απαιτούμενης μετακίνησης που απαιτείται για να ενεργοποιηθούν οι ενεργητικές συνθήκες αυξάνεται, αφού απαιτείται μεγαλύτερη διαστολή. Από τη άλλη, απαιτείται μικρότερη μετακίνηση για να ενεργοποιηθούν οι παθητικές συνθήκες, αφού το έδαφος είναι ήδη πολύ συμπιεσμένο λόγω των υψηλών οριζόντιων τάσεων. Κάτω από αυτές τις συνθήκες, μπορεί να υποθεθεί ότι έχει ενεργοποιηθεί μεγαλύτερο τμήμα της παθητικής ώθησης.

3.2.5 Είδος μετακίνησης

Οι παραπάνω εξισώσεις μας δείχνουν ότι η ενεργητική p_a και η παθητική πίεση p_p αυξάνονται γραμμικά με το βάθος καθώς η κατακόρυφη τάση σ_v αυξάνεται γραμμικά. Όμως, έχει διαπιστωθεί ότι προκύπτουν διαφορετικές κατανομές της πίεσης, οι οποίες εξαρτώνται από το αν η μετακίνηση του τοίχου συνίσταται σε:

- περιστροφή περί την κορυφή του τοίχου
- περιστροφή περί τον πόδα
- ομοιόμορφη πλευρική μετατόπιση



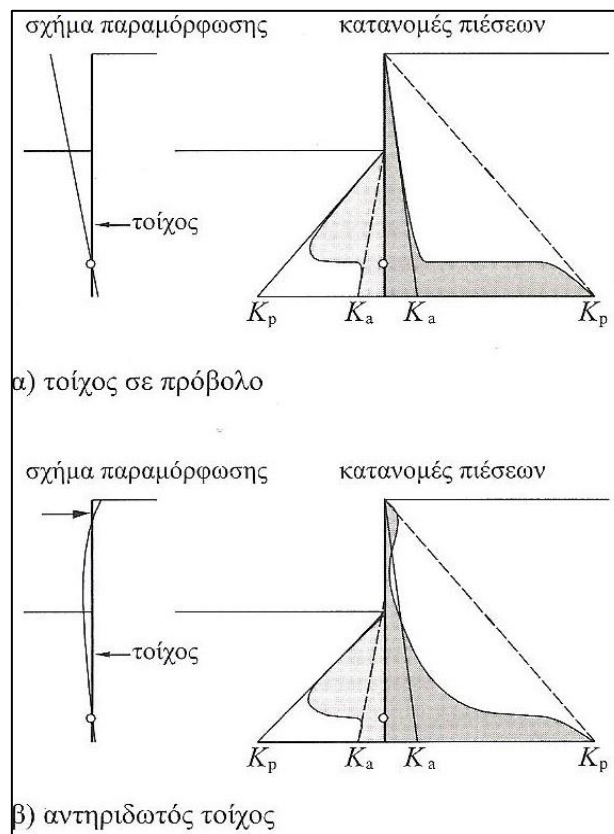
Σχήμα 3.2.5: Κατανομές πίεσης σε άκαμπτους τοίχους (Barnes, 2000)

Στο σχήμα 3.2.5 παρουσιάζονται τυπικές μεταβολές της πίεσης πίσω από ένα άκαμπτο τοίχο σε πυκνή άμμο, λόγω καθενός από τα παραπάνω είδη μετακινήσεων. Αυτές βασίζονται στις κατανομές που δίνονται από τους Padfield και Mair (1984) και το IStructE (1989). Έχει επίσης αποδειχθεί ότι η πλήρης παθητική και ενεργητική ώθηση ενεργοποιείται σε μικρές μετακινήσεις για περιστροφή περί την κορυφή και μετατόπιση, και για να ενεργοποιηθούν πλήρως αυτές οι ωθήσεις όταν συμβαίνει περιστροφή περί τον πόδα, απαιτούνται πολύ μεγαλύτερες περιστροφές (περίπου 2-3 φορές μεγαλύτερες).

3.3 Επίδραση ευκαμψίας και αντιστήριξης του τοίχου

Οι τοίχοι από μεταλλικές πασσαλοσανίδες είναι πιο εύκαμπτοι από τους τοίχους -προβόλους από οπλισμένο σκυρόδεμα, τους έγχυτους διαφραγματικούς τοίχους, ή από συνεχείς αλληλοεφαπτόμενους έγχυτους πασσάλους. Αν ένας τοίχος παραμορφώνεται λόγω πλευρικής τάσης, επέρχεται μια ανακατανομή των τάσεων λόγω μεταφοράς τάσεων και καμπύλωσης. Αυτή η ανακατανομή τάσεων είναι μεγαλύτερη όταν ο τοίχος παραμορφώνεται περισσότερο.

Αν η κορυφή του τοίχου υποστηρίζεται από ένα στήριγμα, από μια αντηρίδα, ή ένα αγκύριο, το φορτίο συγκεντρώνεται σε αυτήν την περιοχή με μία αυξανόμενη πίεση πίσω από τον τοίχο, η οποία μπορεί να φτάσει την παθητική πίεση. Καθώς το βάθος εισαγωγής του τοίχου στο έδαφος αυξάνεται, το κάτω μέρος του τοίχου συμπεριφέρεται σε μεγαλύτερο βαθμό ως πακτωμένο και εμποδίζεται η στροφή. Αυτή η πάκτωση εξασφαλίζεται από την παθητική ώθηση πίσω από τον τοίχο στην στάθμη του ποδός του.

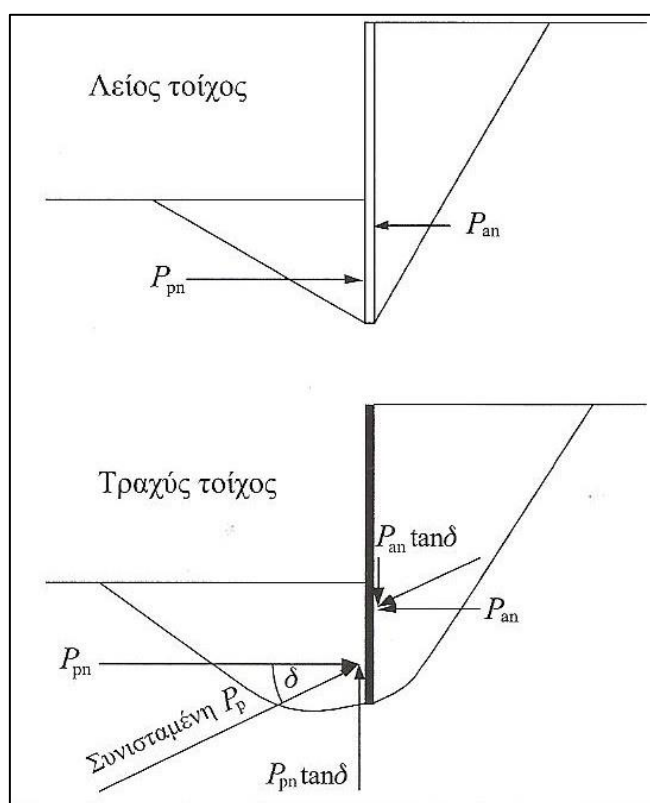


Σχήμα 3.3:Κατανομές πίεσης σε εύκαμπτους τοίχους(Barnes, 2000)

3.4 Επίδραση της τριβής στον τοίχο

Η θεωρία του Rankine υποθέτει ότι η επιφάνεια του τοίχου είναι λεία, αλλά στην πράξη συνήθως είναι τραχεία. Αν το έδαφος μετακινηθεί προς τα κάτω ή προς τα επάνω σε σχέση με τον τοίχο, αναπτύσσεται μία διατμητική τάση που προκαλεί τριβή η οποία ορίζεται από τη σχέση $f_s = \sigma_H' \tan \delta$, (όπου δ είναι η συνάφεια ή αλλιώς τραχύτητα μεταξύ τοίχου και εδάφους και $\delta = 0,7\phi$) αν οφείλεται σε τριβή και συνάφεια, και από τη σχέση $c_a = c_w$ αν οφείλεται σε συνοχή.

Αν η καθίζηση του τοίχου είναι αμελητέα αλλά αυτός περιστρέφεται η μετακινείται εγκάρσια η ενεργητική σφηνοειδή επιφάνεια θα παρουσιάσει καθίζηση σε σχέση με τον τοίχο, και η παθητική σφηνοειδής επιφάνεια θα ανυψωθεί σε σχέση με αυτόν. Οι δυνάμεις που ασκούνται τότε είναι οι $P_{an} \tan \delta$ που δρα προς τα κάτω στην ενεργητική πλευρά και $P_{pn} \tan \delta$ που δρα προς τα επάνω στην παθητική πλευρά.



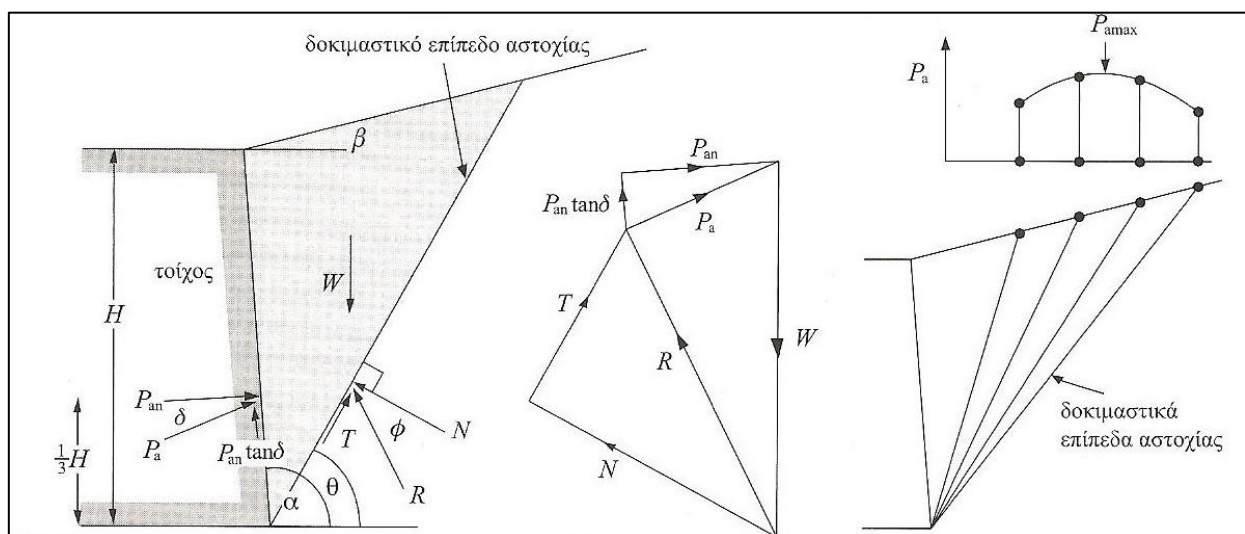
Σχήμα 3.4: Επίδραση της τριβής στον τοίχο (Barnes, 2000)

3.5 Θεωρία Coulomb

3.5.1 Ενεργητική ώθηση

Οι επιδράσεις της τριβής του τοίχου, της κλίσης του τοίχου και της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους μπορούν να συμπεριληφθούν χρησιμοποιώντας την μέθοδο που προτάθηκε από τον Coulomb (1776). Θεωρείται μια ευθεία δοκιμαστική επιφάνεια που αποτελεί το σύνορο της σφηνοειδούς επιφάνειας του εδάφους βάρους W , όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.5.1. Καθώς η σφηνοειδής επιφάνεια μετακινείται προς τα κάτω λόγω της βαρύτητας, θεωρείται ότι ενεργοποιείται η πλήρης διατμητική αντοχή του εδάφους στο υποτιθέμενο επίπεδο αστοχίας, και η τριβή του τοίχου ή η συνάφεια ενεργοποιούνται στο πίσω μέρος του τοίχου. Η διατμητική αντοχή και η τριβή του τοίχου στηρίζουν τη σφηνοειδή επιφάνεια του εδάφους, και έτσι η ενεργητική ώθηση που μεταφέρεται στον τοίχο είναι μικρότερη για ανθεκτικότερο έδαφος και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου.

Το W είναι γνωστό από το μέγεθος της σφηνοειδούς επιφάνειας και το ειδικό βάρος του εδάφους. Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων που δρουν στη σφήνα, R και P_a είναι γνωστές. Για αυτό, υποθέτοντας $c'=0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων για να προκύψει μια τιμή για την P_a της δοκιμαστικής επιφάνειας που εκλέχθηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για έναν αριθμό δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η μέγιστη τιμή P_a .



Σχήμα 3.5.1.α: Θεωρία Coulomb-ενεργητική ώθηση (Barnes, 2000)

Με βάση τη γεωμετρία την σφήνας, μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_a και W ως συναρτήσεις των α , β , θ , και δ . Η μέγιστη τιμή της συνισταμένης P_a δίνεται από την σχέση:

$$P_a = 1/2 K_a \gamma H^2 \quad (\text{εξίσωση 3.5.1.α})$$

όπου το P_a προσδιορίζεται από την πρώτη παράγωγο της εξίσωσης του Coulomb: $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0$ η οποία δίνει το ακρότατο της συνάρτησης.

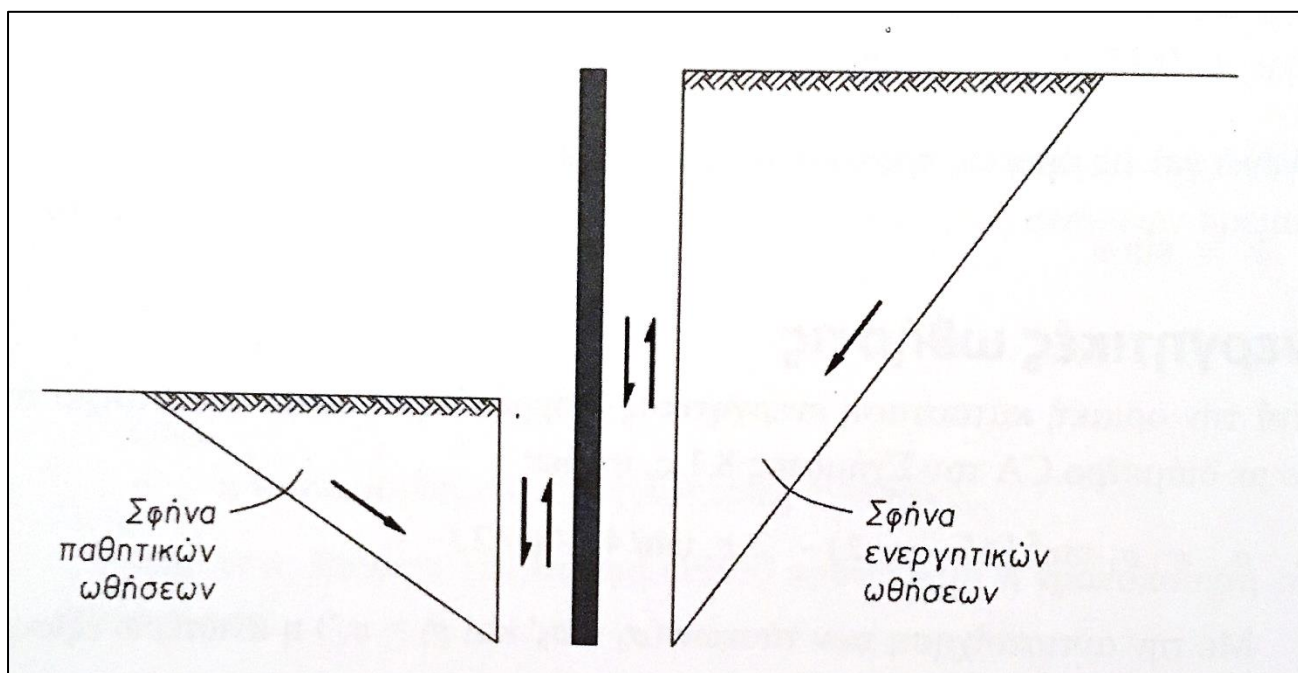
$$K_a = \left(\frac{\sin(a-\varphi)/\sin a}{\sqrt{[\sin(a+\delta)] + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)}{\sin(a-\beta)}}}} \right) \quad (\text{εξίσωση 3.5.1.}\beta)$$

Το σημείο εφαρμογής της ώθησης P_a (ή της P_{an}) μπορεί να ληφθεί στο $1/3H$ κατακόρυφα πάνω από τη βάση του τοίχου, με την παραδοχή ομοιόμορφης κλίσης του εδάφους β . Αν η επιφάνεια του εδάφους είναι ακανόνιστη, πρέπει να προσδιοριστεί το κέντρο βάρους της κρίσιμης σφήνας αστοχίας (που δίνει την μέγιστη ώθηση). Το σημείο εφαρμογής της ενεργητικής ώθησης υποτίθεται ότι είναι το σημείο όπου μια ευθεία, που διέρχεται από το κέντρο βάρους της σφήνας και είναι παράλληλη στο επίπεδο αστοχίας, τέμνει την πίσω επιφάνεια του τοίχου.

Για την περίπτωση λείου κατακόρυφου τοίχου που σημαίνει $\delta = 0$ και $\alpha = 90^\circ$ και οριζόντια επιφάνεια εδάφους ($\beta = 0^\circ$) η παραπάνω εξίσωση μετατρέπεται στην κατάσταση Rankine.

Αν κάτω από τον τοίχο υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας, είναι πιθανό να συμβεί διήθηση προς ένα κατακόρυφο στραγγιστήρι στο τοίχο ή ένα στραγγιστήρι στον πόδα. Για να αποτιμηθούν οι επιδράσεις αυτής της ροής, πρέπει να κατασκευαστεί ένα δίκτυο ροής και να προσδιοριστεί η κατανομή της πίεσης του νερού των πόρων ώστε να υπολογιστεί η μεταβολή των ενεργών τάσεων. Εναλλακτικά, μια απλή προσέγγιση που δεν απαιτεί κατασκευή δικτύου ροής, είναι να υποθεθεί ότι η δια-φορά στο ολικό υδραυλικό ύψος και στις δύο πλευρές της κατασκευής κατανέμεται κανονικά γύρω από την κατασκευή. Οι πιέσεις πόρων λαμβάνονται τότε από τη σχέση:

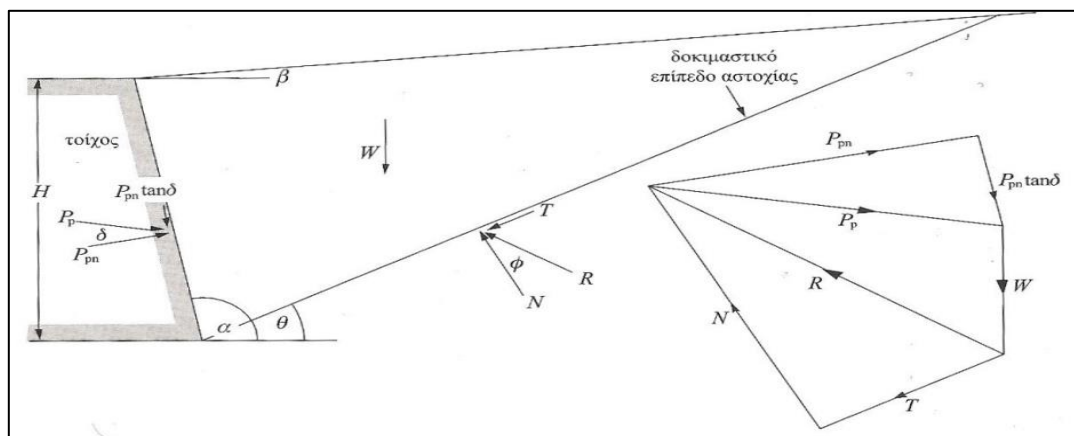
$$\text{πιεζομετρικό ύψος} = \text{ολικό ύψος} - \text{ύψος θέσης}$$



Σχήμα 3.5.1.β: Ανάπτυξη δυνάμεων τριβής κατά μήκος της διεπιφάνειας εδάφους και στοιχείου αντιστήριξης. (Αιμίλιος Κομοδρόμος, 2012)

3.5.2 Θεωρία Coulomb - παθητική ώθηση

Η παθητική ώθηση παράγεται στο πίσω μέρος του τοίχου καθώς αυτός ωθείται προς τη σφήνα του εδάφους βάρους W . Αν υποθεθεί επίπεδη δοκιμαστική επιφάνεια, η διατμητική αντοχή του εδάφους σε αυτό το επίπεδο 'αστοχίας' ενεργοποιείται πλήρως καθώς η σφήνα εξαναγκάζεται να μετακινηθεί προς τα επάνω, και η τριβή του τοίχου ή η συνάφεια ενεργοποιείται στο πίσω μέρος του τοίχου δρώντας προς τα κάτω. Η διατμητική αντοχή και η τριβή του τοίχου αντιστέκονται στην προς τα επάνω κίνηση της σφήνας, οπότε η παθητική ώθηση η οποία μεταφέρεται στον τοίχο θα είναι μεγαλύτερη για ισχυρότερα εδάφη και μεγαλύτερη τριβή του τοίχου.



Σχήμα 3.5.2: Θεωρία Coulomb - παθητική ώθηση (για μικρές τιμές του δ) (Barnes, 2000)

Οι διευθύνσεις των συνιστωσών δυνάμεων R που δρουν στη σφήνα και η παθητική ώθηση P_p είναι γνωστές και έτσι υποθέτοντας $c' = 0$, μπορούμε να συμπληρώσουμε το τρίγωνο των δυνάμεων και να πάρουμε την τιμή του P_p για την δοκιμαστική επιφάνεια που επιλέχθηκε. Η μέθοδος επαναλαμβάνεται για μια σειρά δοκιμαστικών επιπέδων αστοχίας ώστε να προκύψει η ελάχιστη τιμή P_p .

Με βάση τη γεωμετρία της σφήνας μπορούν να προσδιοριστούν οι τιμές των P_p και W ως συναρτήσεις των α , β , θ , και δ . Η μικρότερη τιμή της συνισταμένης P_p δίνεται από τη σχέση:

$$P_p = 1/2 K_p \gamma H^2 \quad (\text{εξίσωση 3.5.2.α})$$

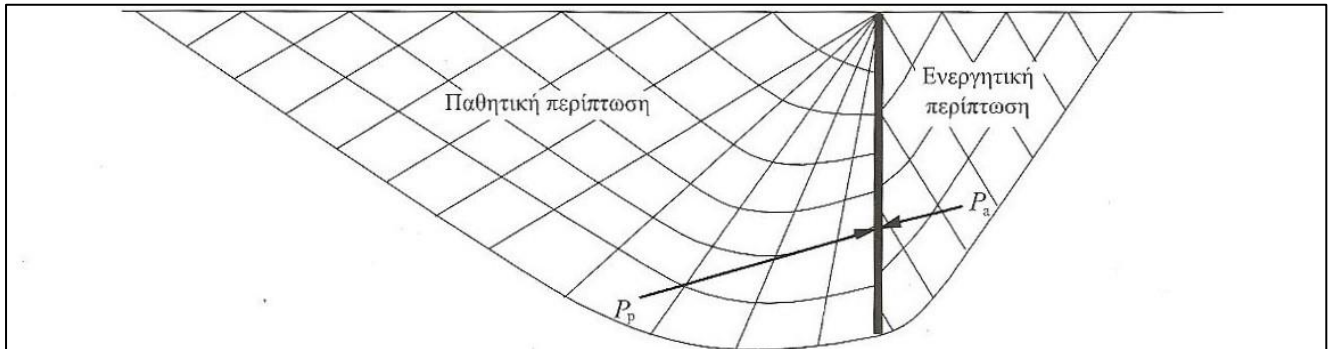
όπου K_p είναι:

$$K_p = \left(\frac{\sin(\alpha + \varphi) / \sin \alpha}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)] + \sqrt{\left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)} \right]}}} \right) \quad (\text{εξίσωση 3.5.2.β})$$

3.5.3 Περιορισμοί της θεωρίας Coulomb

Οι δοκιμαστικές επιφάνειες αστοχίας υποτίθενται επίπεδες και για την ενεργητική και για την παθητική κατάσταση, ενώ στην πράξη οι πραγματικές επιφάνειες αστοχίας έχουν τα κατώτερα τμή-

ματά τους καμπύλα, λόγω της τριβής του τοίχου. Για την ενεργητική περίπτωση, το σφάλμα της υπόθεσης επίπεδης επιφάνειας είναι μικρό, και το K_a υποεκτιμάται κάπως. Για την παθητική περίπτωση το σφάλμα είναι επίσης μικρό, με την προϋπόθεση ότι η τριβή του τοίχου είναι χαμηλή, αλλά για τιμές του $\delta > \varphi'/3$ το σφάλμα γίνεται μεγάλο, και το K_p προκύπτει σημαντικά υπερεκτιμημένο. Για αυτό, η προσέγγιση που υιοθετείται συχνά είναι να χρησιμοποιούνται συντελεστές ωθήσεων γαιών.



Σχήμα 3.5.3.α: Καμπύλες επιφάνειες αστοχίας λόγω τριβής του τοίχου (Barnes, 2000)

Συντελεστές ωθήσεων γαιών:

Για να ληφθούν υπόψη οι συνέπειες τριβής του τοίχου έχουμε καταλήξει στις παρακάτω γενικευμένες εξισώσεις (από Barnes, 2000):

$$p_{an}' = K_a \sigma_v' - K_{ac} c' \quad (\text{εξίσωση 3.5.3.α})$$

$$p_{pn}' = K_p \sigma_v' - K_{pc} c' \quad (\text{εξίσωση 3.5.3.β})$$

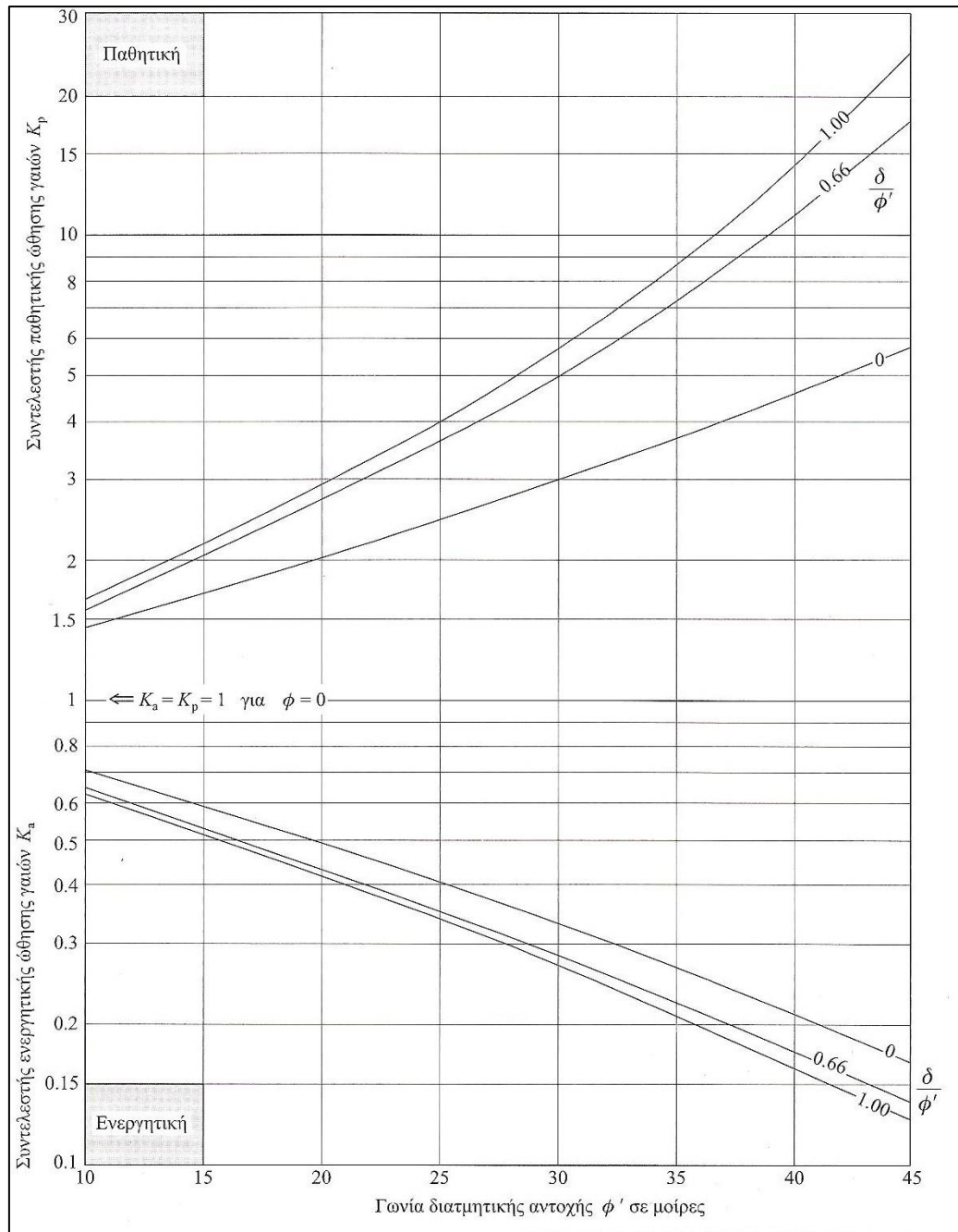
Οι συντελεστές ώθησης γαιών K_a και K_p δίνονται για την οριζόντια συνιστώσα της πίεσης p_{an} ή της δύναμης P_{an} ώστε για τις ενεργούς συνθήκες :

$$\begin{array}{ll} \text{πίεση} & p_{an} = p_a \cos \delta \end{array} \quad (\text{εξίσωση 3.5.3.γ})$$

$$\begin{array}{ll} \text{δύναμη} & P_{an} = P_a \cos \delta \end{array} \quad (\text{εξίσωση 3.5.2.δ})$$

όπου p_a και P_a είναι οι συνισταμένες της πίεσης και της δύναμης αντίστοιχα, οι οποίες δρουν υπό γωνία δ με την πίσω πλευρά του τοίχου. Στην περίπτωση κεκλιμένου τοίχου, οι τιμές p_{an} και P_{an} είναι αυτές που δρουν κάθετα στην πίσω πλευρά του τοίχου. Η διατμητική δύναμη που δρα στον τοίχο δίνεται από τη σχέση:

$$P_{an} \tan \delta$$



Σχήμα 3.5.3.β: Συντελεστές οριζόντιας ώθησης γαιών K_a και K_p (Barnes, 2000)

Οι συντελεστές K_a και K_p έχουν προσδιοριστεί από τους Kerisel και Absi (1990) με την υπόθεση ότι η καμπύλη επιφάνεια αστοχίας είναι λογαριθμική σπείρα. Τιμές των K_a και K_p για οριζόντια επιφάνεια της επίχωσης και κατακόρυφο σχήμα δίνονται στο παραπάνω σχήμα. Αυτό το σχήμα δίνει τις οριζόντιες συνιστώσες των ενεργών και παθητικών πιέσεων. Στο πίσω μέρος του τοίχου μπορούν να αναπτυχθούν δυνάμεις από την τριβή του τοίχου ίσες με P_{antand} ή P_{pntand} . Οι τιμές των K_{ac} και K_{pc} μπορούν να ληφθούν με ικανοποιητική ακρίβεια από τις εκφράσεις:

$$K_{ac} = 2\sqrt{\left[Ka \left(1 + \frac{cW}{c'}\right)\right]} \quad \text{και} \quad K_{pc} = 2\sqrt{\left[Kp \left(1 + \frac{cW}{c'}\right)\right]} \quad (\text{εξισώσεις 3.5.2.ε \& στ})$$

όπου c_w' είναι η στραγγισμένη ή ενεργός τάση συνάφειας του τοίχου. Επειδή συχνά υιοθετούνται χαμηλές τιμές c' , είναι λογικό να υποθέτουμε ότι το c_w' είναι επίσης χαμηλό αν όχι μηδενικό. Οι παραπάνω εκφράσεις είναι ικανοποιητικές για κοκκώδη εδάφη και υπερστερεοποιημένες αργίλους, όπου η κρίσιμη κατάσταση είναι η περίπτωση από συνθήκες στράγγισης και μπορούν να εφαρμοστούν οι παράμετροι της ενεργού τάσης.

Η γωνία τριβής δ του τοίχου εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά τριβής του εδάφους και την τραχύτητα του τοίχου, και συνήθως δίνεται ως ποσοστό του ϕ' , ενώ η τιμή του δ δεν υπερβαίνει ποτέ το ϕ' .

Η σχετική κίνηση του τοίχου και του εδάφους πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη. Για ενεργητικές συνθήκες, η τριβή του τοίχου λαμβάνεται υπόψη μόνον αν το έδαφος κινείται προς τα κάτω σε σχέση με τον τοίχο. Αν ο τοίχος έχει επίσης την τάση να καθιζάνει, είναι ασφαλέστερο να αγνοηθεί η τριβή του τοίχου. Για τις παθητικές συνθήκες, η τριβή του τοίχου μπορεί να λαμβάνεται υπόψη όπου ο τοίχος καθιζάνει σε σχέση με το έδαφος, όπως ένας φέρων τοίχος υπογείου. Στον πίνακα δίνονται τιμές κοινά αποδεκτές για προσωρινά έργα.

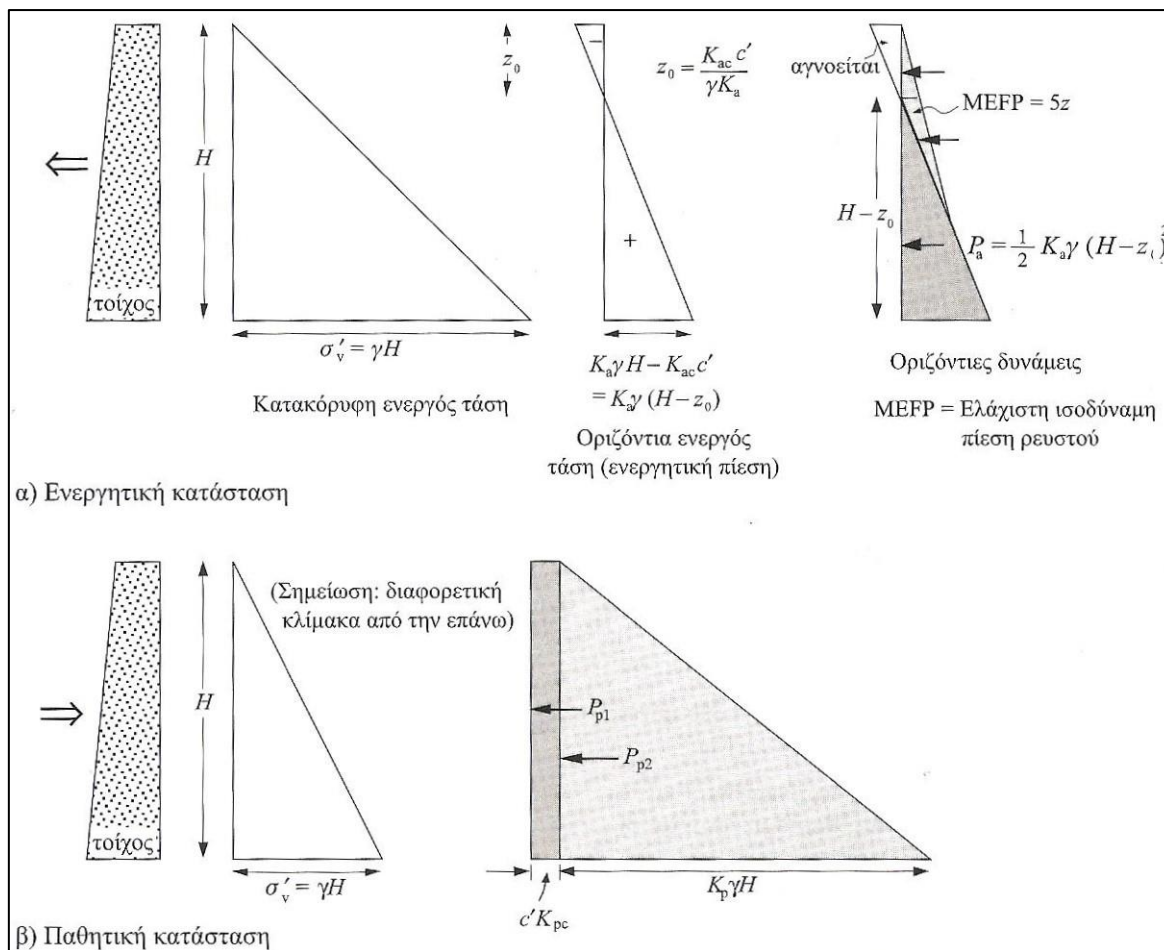
Πίνακας 3.5.3: Τιμές επιφανειακής τριβής και συνάφειας τοίχου. (Williams and Waite 1993)

α/α	Γωνία τριβής τοίχου δ		Συνάφεια τοίχου	
	ενεργητική	παθητική	ενεργητική	παθητική
Ανάλυση				
Ενεργός τάση	$0.67\phi'$	$0.50\phi'$	$0.50c'$ $0.50c_u$	$0.50c'$ $0.50c_u$
Παθητική τάση	-	-	$<50\text{kN/m}^2$	$<25\text{kN/m}^2$

3.6 Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c'

Αν και η τιμή της συνοχής c' τυπικά είναι μικρή για υπερστερεοποιημένες αργίλους, μπορεί να έχει σημαντική επίδραση στις πιέσεις που δημιουργούνται με χαμηλότερες ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις. Από την εξίσωση $p_{an}' = K_a \sigma_v' - K_{ac} c'$, στην ενεργητική πλευρά προκύπτει ένα βάθος θεωρητικής αρνητικής πίεσης. Αυτή η πίεση δεν μπορεί να συμβάλει στη στήριξη του τοίχου και έτσι λαμβάνεται μηδενική σε αυτό το βάθος.

Στην παθητική πλευρά, το μέγεθος της μετακίνησης που απαιτείται για να ενεργοποιηθεί πλήρως η παθητική ώθηση είναι μεγάλο, και η διατμητική αντοχή μπορεί να έχει πέσει στην τιμή της κρίσιμης κατάστασης. Έτσι, η τιμή $c' = 0$ θα δώσει την ασφαλέστερη, αν και συντηρητική, τιμή. Για κανονικά στερεοποιημένη, χωρίς συγκολλημένα σωματίδια, άργιλο και για συμπυκνωμένη άργιλο, το c' αναμένεται επίσης να είναι 0.



Σχήμα 3.6: Επίδραση της τεταγμένης συνοχής c' (Barnes, 2000)

Η επίδραση του όρου συνοχής παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.6. Για την ενεργητική περίπτωση, υπάρχει ένα βάθος εδάφους z_0 επάνω από το οποίο η ενεργητική πίεση είναι θεωρητικά αρνητική. Αυτό το βάθος δίνεται όταν $p_{an}=0$:

$$z_0 = K_{ac}c' / \gamma K_a$$

Αν αγνοηθούν η τριβή και η συνάφεια του τοίχου επιστρέφουμε στην κατάσταση Rankine όταν:

$$z_0 = 2c' / \gamma \sqrt{K_a}$$

Τιμές του c' μεγαλύτερες από περίπου 5 έως 10 kN/m² πρέπει να χρησιμοποιούνται με προσοχή. Όμως, γίνεται η υπόθεση ότι ο τοίχος δεν μπορεί να μην υπόκειται σε πλευρικές τάσεις και για αυτό, αν δεν υπάρχει υδροφόρος ορίζοντας, πρέπει να υιοθετηθεί η ελάχιστη ισοδύναμη πίεση ρευστού.

3.7 Θεωρία Ελάχιστης ισοδύναμης πίεσης ρευστού

Αν υποθέσουμε ότι υπάρχει τεταγμένη συνοχής c' ή c_u , προκύπτει ένα βάθος στο οποίο η ενεργητική πίεση είναι αρνητική, και αυτό έχει ως αποτέλεσμα θεωρητικά το έδαφος να αυτοστηρίζεται και να

μην ασκεί ενεργητική πίεση στον τοίχο. Για να εξασφαλιστεί ότι θα υπάρχει πάντα κάποια θετική ολική πίεση στον τοίχο (*Design Of Retaining Walls Embedded In Stiff Clay, By Padfield, C. J., Mair, R. J, 1984*) συνιστάται η χρήση μιας ελάχιστης ισοδύναμης πίεσης ρευστού, η οποία προκύπτει από ένα 'ισοδύναμο υγρό' πίσω από τον τοίχο, με πυκνότητα 5kN/m^3 . Η ισοδύναμη πίεση ρευστού σε βάθος z m κάτω από τον τοίχο δεν πρέπει να είναι μικρότερη από $5z$. Αυτή η ελάχιστη πίεση πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την ολική ενεργητική πίεση (ενεργητική πίεση εδάφους και πίεση νερού), διαφορετικά δεν χρειάζεται να χρησιμοποιηθεί.

3.8 Επίδραση υδροφόρου ορίζοντα

Η παρουσία του υδροφόρου ορίζοντα έχει δύο συνέπειες. Αρχικά οι ενεργές κατακόρυφες τάσεις μειώνονται κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα, οπότε μειώνονται οι οριζόντιες ενεργητικές και παθητικές πιέσεις (που είναι ενεργές τάσεις). Ακόμη η πίεση του νερού των πόρων κάτω από τον υδροφόρο ορίζοντα είναι υδροστατική, και έτσι στην οριζόντια εδαφική ώθηση πρέπει να προστεθεί η οριζόντια ώθηση του νερού P_w , για να δώσει την ολική ώθηση.

Ο BS 8002:1994 συνιστά ότι η αντιμετώπιση της πίεσης του νερού πρέπει να είναι η δυσμενέστερη που μπορεί να συμβεί. Αν υπάρχει διαφορά στην στάθμη του νερού στις δύο πλευρές του τοίχου και συμβαίνει διήθηση κάτω και γύρω από τον τοίχο, η πίεση πόρων πρέπει να προσδιορίζεται από δίκτυο ροής. Όμως μια ικανοποιητική απλοποιητική προσέγγιση είναι να υποτεθεί ότι το υδραυλικό ύψος μεταβάλλεται γραμμικά εκατέρωθεν του τοίχου, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8.

Λαμβάνοντας ως στάθμη αναφοράς τη στάθμη του νερού πίσω από τον τοίχο, το ύψος θέσης στον πόδα του τοίχου είναι:

$$\text{ύψος θέσης} = -(h + i + j)$$

Το ολικό ύψος μεταβάλλεται γραμμικά κατά μήκος της τροχιάς ροής $(h + d - i - j)$ ώστε σε οποιοδήποτε βάθος x κάτω από την στάθμη αναφοράς να είναι:

$$\text{ολικό ύψος} = \frac{-x(h + i + j)}{(h + d + j) + (d - i)}$$

Στον πόδα του τοίχου, η τιμή του x είναι:

$$x = h + d - j$$

Το ύψος πίεσης (πιεζομετρικό) δίνεται από την σχέση:

$$\text{ύψος πίεσης} = \text{ολικό ύψος} - \text{ύψος θέσης}$$

και η πίεση του νερού πόρων στον πόδα του τοίχου είναι :

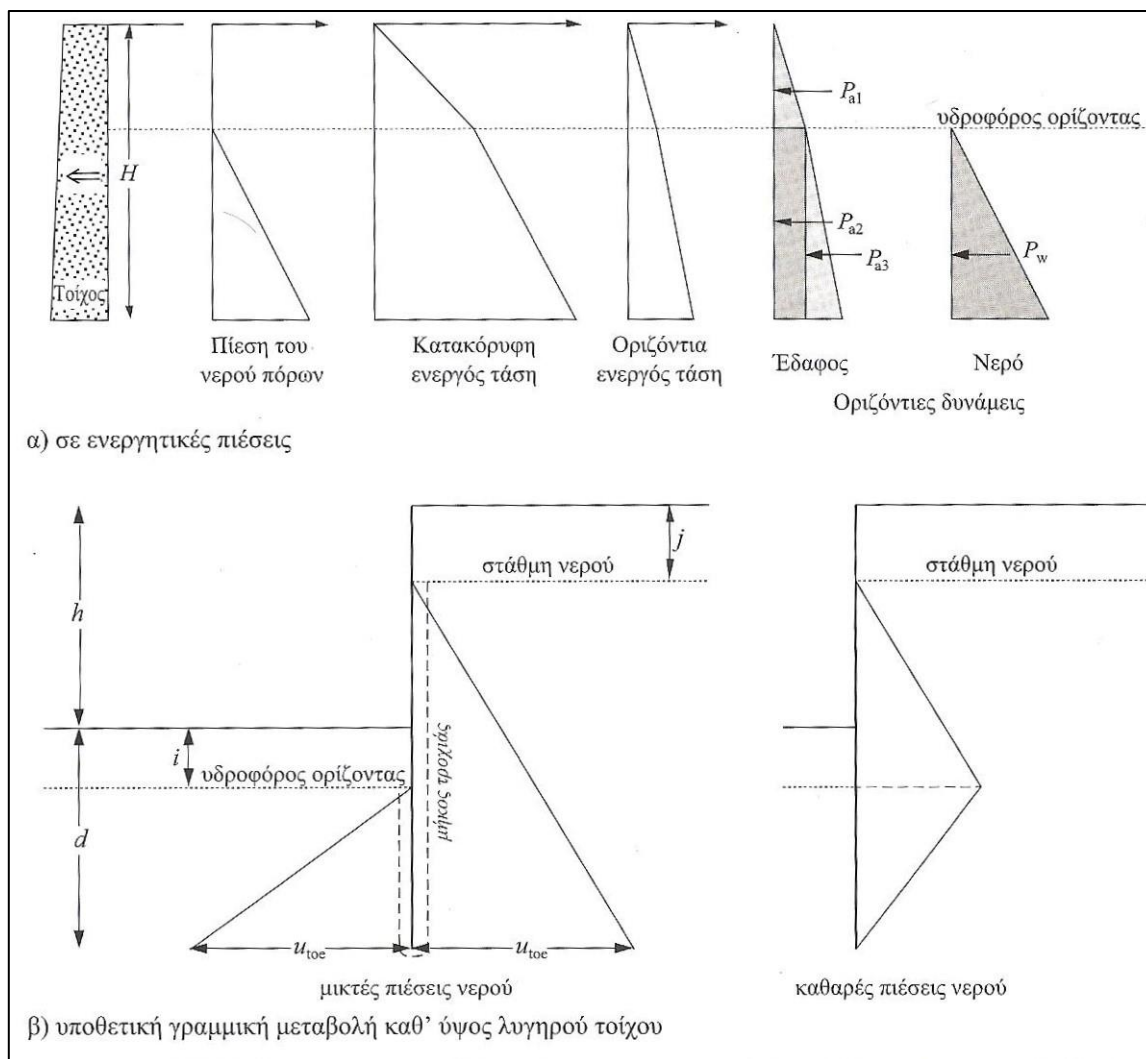
$$u_{\text{τοε}} = \text{ύψος πίεσης στον πόδα} \times \gamma_w$$

Άρα συνδυάζοντας τις παραπάνω εξισώσεις παίρνουμε την πίεση των πόρων στον πόδα του τοίχου:

$$u_{toe} = \frac{2\gamma_w (h + d - j)(d - i)}{(h + d + j) + (d - i)}$$

Το απλοποιημένο διάγραμμα της πίεσης πόρων που φαίνεται στο παρακάτω σχήμα, μπορεί τότε να χρησιμοποιηθεί με αυτή την τιμή για να προκύψουν οι δυνάμεις που ασκούνται από το νερό. Το διάγραμμα των καθαρών πιέσεων του νερού απλοποιεί το σχεδιασμό.

Με δεδομένες τις σημαντικές επιδράσεις των πιέσεων του νερού, αυτές πρέπει να μειώνονται όσο το δυνατόν με την πρόβλεψη στραγγιστηρίων. Στους επιχωματωμένους τοίχους βαρύτητας αυτό μπορεί να γίνει κατά την κατασκευή με την τοποθέτηση στρώσεων από κοκκώδες έδαφος ή γεωυφάσματα. Όμως για τους διαφραγματικούς τοίχους η εγκατάσταση στραγγιστηρίων δεν είναι εύκολη και μπορεί να είναι απαραίτητη η αφαίρεση νερού για τη μείωση των πιέσεων, τουλάχιστον προσωρινά κατά την περίοδο της κατασκευής.



Σχήμα 3.8:Επίδραση του υδροφόρου ορίζοντα(Barnes, 2000)

3.9 Αστράγγιστες συνθήκες

Όταν μια άργιλος χαμηλής διαπερατότητας βρίσκεται πίσω ή εμπρός από έναν τοίχο, οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται από την μετακίνηση του τοίχου προκαλούν μεταβολές στις πιέσεις των πόρων μέσα στην άργιλο. Αν η διαπερατότητα είναι πολύ χαμηλή, αυτές οι πιέσεις των πόρων εκτονώνονται με βραδύ ρυθμό, και έτσι η άργιλος θα συμπεριφερθεί με αστράγγιστο τρόπο και για τον σχεδιασμό μπορεί να εφαρμοστεί η θεωρία της ολικής τάσης. Ο BS8002:1994 προτείνει ότι αυτή μπορεί να εφαρμοστεί όταν η διαπερατότητα της μάζας είναι μικρότερη από 10^{-8} m/s.

Αυτές οι συνθήκες μπορεί να ισχύουν στο σχεδιασμό προσωρινών εργασιών, όπου το έδαφος απαιτεί στήριξη για μικρή χρονική περίοδο και όταν οι συνέπειες της αστοχίας δεν είναι σοβαρές. Στην πραγματικότητα όμως, ο απαιτούμενος χρόνος για την εκτόνωση των πιέσεων μπορεί να είναι πολύ μικρός λόγω των παρακάτω τριών παραγόντων:

1. Ύπαρξη μικροδομής μέσα στην άργιλο, η οποία κάνει την διαπερατότητα της μάζας μεγαλύτερη από την εγγενή της διαπερατότητα. Αν υπάρχουν ρηγματώσεις, διακλάσεις, επίπεδα στρώσεις, ενστρώσεις ιλύος ή άμμου, ρηγματώσεις πληρωμένες με ιλύ, ή μεγαλύτερο πορώδες λόγω αποσάθρωσης, τότε η πίεση των πόρων μπορεί να εκτονωθεί γρήγορα και η 'μακροχρόνια' κατάσταση να συμβεί σε μικρό χρονικό διάστημα, οπότε πρέπει να χρησιμοποιηθεί η διαδικασία των ενεργών τάσεων.
2. Διόγκωση του εδάφους στην ενεργητική κατάσταση πίσω από τον τοίχο, η οποία είναι πιθανό να προξενήσει χαλάρωση της δομής, να επιταχύνει τη διαδικασία μείωσης της αντοχής, και να δημιουργήσει τις 'μακροχρόνιες' συνθήκες πολύ γρήγορα ενώ η συμπίεση του εδάφους του εδάφους στην παθητική πλευρά μπορεί να επιβραδύνει αυτή τη διαδικασία και να εξασφαλίσει αστράγγιστες συνθήκες κατά την διάρκεια της φόρτισης.
3. Ανάπτυξη κατακόρυφων εφελκυστικών ρωγμών οι οποίες μπορούν να γεμίσουν με νερό όπως θα αναλυθεί παρακάτω.

3.10 Εδαφικές πιέσεις - αστράγγιστες συνθήκες

Οι αστράγγιστες συνθήκες θα συμβούν βραχυπρόθεσμα σε ομογενή αδιατάρακτη άργιλο, και έτσι είναι κατάλληλες μόνο για προσωρινές εργασίες. Θεωρείται γενικά ότι η μακροχρόνια κατάσταση θα ισχύσει γρήγορα, οπότε είναι ασφαλέστερο να λαμβάνουμε υπόψη μας αυτή. Παρόλα αυτά, αν στις εξισώσεις 2 και 3 εισαχθούν οι κατάλληλες τιμές των c_u (>0) και $\phi_u=0$, τότε:

$$K_a=K_p=1$$

$$\text{ενώ } K_{ac}=K_{pc}=2\sqrt{1+c_w/c_u}$$

όπου c_w είναι η τιμή της αστράγγιστης ή υπό ολικές τάσεις συνάφειας του τοίχου.

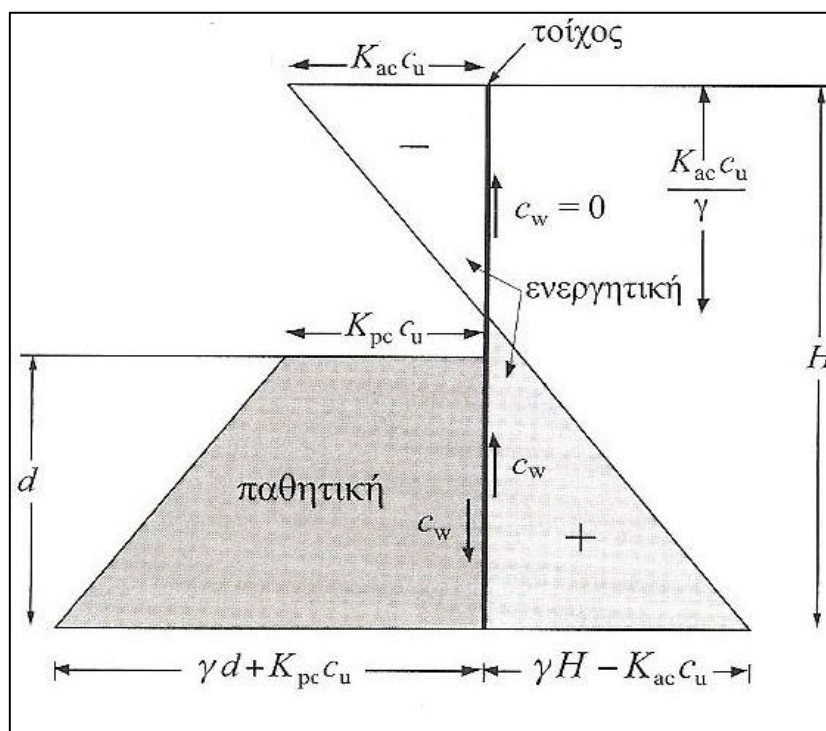
Η κατακόρυφη τάση γίνεται η ολική τάση $\sigma_v=\gamma z$, και έτσι:

η ενεργητική κάθετη πίεση είναι: $p_{an}=\sigma_v - K_{ac}c_u$

η παθητική κάθετη πίεση είναι: $p_{pn}=\sigma_v - K_{pc}c_u$

Η μεταβολή αυτών των πιέσεων με το βάρος παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα. Στην παθητική πλευρά, μπορεί να υποθεθεί ότι δρα η συνάφεια του τοίχου αλλά, όπου οι πιέσεις είναι αρνητικές

στην ενεργητική πλευρά, η συνάφεια του τοίχου δεν μπορεί να ληφθεί υπόψη επειδή το έδαφος σε αυτή την περιοχή 'αυτοστηρίζεται' σε εφελκυσμό, καθώς ο τοίχος παραμορφώνεται προς τα έξω.



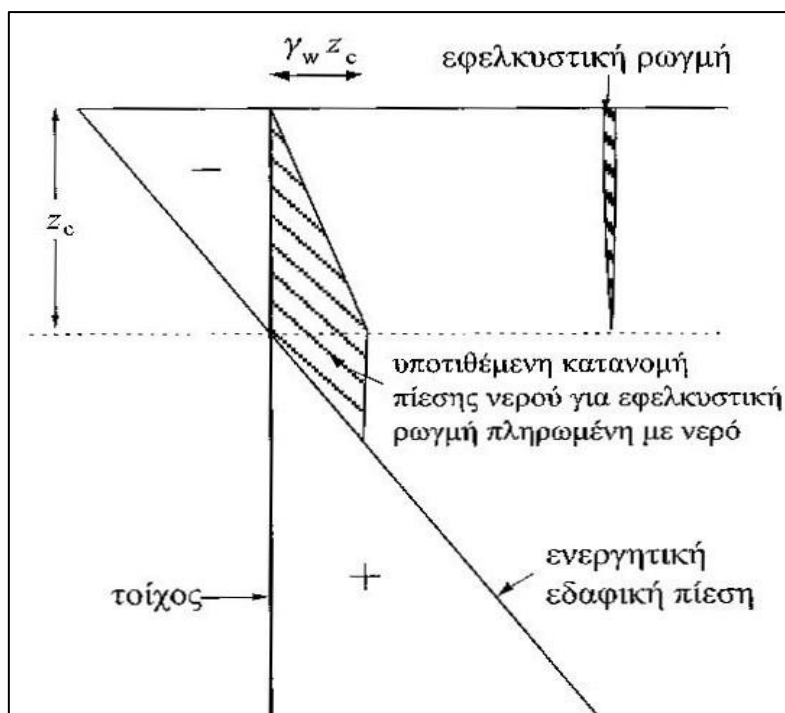
Σχήμα 3.10: Εδαφικές πιέσεις - αστράγγιστες συνθήκες ($\phi=0^\circ$) (Wihlem Stiegler, 1975)

3.11 Εφελκυστικές ρωγμές

Στην ενεργητική πλευρά, η θεωρητική πίεση είναι αρνητική μέχρι ένα βάθος όπου $p_{an}=0$. Από τις εξισώσεις στην παράγραφο των εδαφικών πιέσεων παραπάνω, αυτό το βάθος δίνεται ως:

$$z_0 = K_{ac} c_u / \gamma$$

Καθώς το έδαφος δεν μπορεί πρακτικά να υποστηρίξει εφελκυστικά φορτία, μπορεί να προκληθούν κατακόρυφες εφελκυστικές ρωγμές μέσα σε αυτό το θεωρητικό βάθος. Το πραγματικό βάθος στο οποίο αναπτύσσονται εφελκυστικές ρωγμές είναι πιθανό να επηρεάζεται από τη στήριξη που παρέχεται στον τοίχο. Είναι απίθανο να εκτείνεται κάτω από τη στάθμη της εκσκαφής και μπορεί να περιορίζεται στη στάθμη μιας αντηρίδας ή ενός αγκυρίου. Συνήθως υποτίθεται ότι η εφελκυστική ρωγμή θα πληρωθεί με νερό, οπότε πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η υδροστατική πίεση όπως φαίνεται στο ακόλουθο σχήμα.



Σχήμα 3.11: Εφελκυστική ρωγμή πληρωμένη με νερό (Barnes, 2000)

3.12 Φορτία ασκούμενα στην επιφάνεια του εδάφους

3.12.1 Ομοιόμορφη επιφόρτιση

Ο BS 8002:1994 συνιστά όλοι οι τοίχοι να σχεδιάζονται με μία ελάχιστη επιφόρτιση 10 kN/m στην ενεργητική πλευρά και ένα ελάχιστο βάθος τυχαίας εκσκαφής στην παθητική πλευρά εμπρός από τον τοίχο. Αυτό το βάθος θα είναι:

- όχι μικρότερο από 0.5 m και
- όχι μικρότερο από 10% του ύψους της αντιστήριξης.

Ο EC7 αναφέρει ότι το βάθος της τυχαίας εκσκαφής δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 0.5 m. Όπου οι τοίχοι χρησιμοποιούνται αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι, σε λιμάνια, όχθες ποταμών και ανοικτούς αγωγούς, η διάβρωση ή κάποια μεγάλη υποσκαφή θα μειώσει το βάθος του εδάφους στην παθητική πλευρά του τοίχου. Για να αντιμετωπιστεί αυτό, το βάθος πάκτωσης σχεδιασμού του τοίχου συχνά αυξάνεται κατά περίπου 20% για παράδειγμα, καθώς και το βάθος που λαμβάνεται υπόψη για την τυχαία εκσκαφή. Αν στην επιφάνεια του εδάφους στην ενεργητική ή παθητική πλευρά, ασκείται ομοιόμορφη επιφόρτιση, οι κατακόρυφες τάσεις στις παρακάτω εξισώσεις αυξάνονται κατά το μέγεθος q της πίεσης, οπότε:

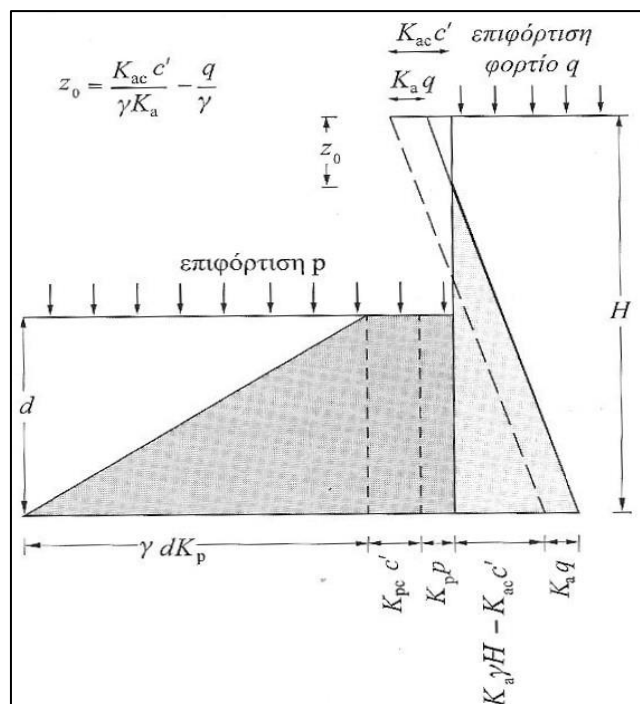
$$p_{an}' = K_a \sigma_v' - K_{ac} c' \quad \gg \gg \quad \text{η οποία θα γίνει:} \quad p_{an}' = K_a (\gamma z + q) - K_{ac} c'$$

$$p_{pn}' = K_p \sigma_v' - K_{pc} c'$$

$$p_{an} = \sigma_v - K_{ac} c_u \quad \gg \gg \quad \text{η οποία θα γίνει:} \quad p_{an} = (\gamma z + q) - K_{ac} c_u$$

$$p_{pn} = \sigma_v - K_{pc} c_u$$

Στην περίπτωση αυτή, το βάθος της θεωρητικής αρνητικής πίεσης μεταβάλλεται, όπως φαίνεται στο σχήμα 3.12.1. Αν υποθεθεί τριβή του τοίχου, οι τιμές των διατμητικών δυνάμεων που δρουν στον τοίχο αυξάνονται από την παρουσία της επιφόρτισης.

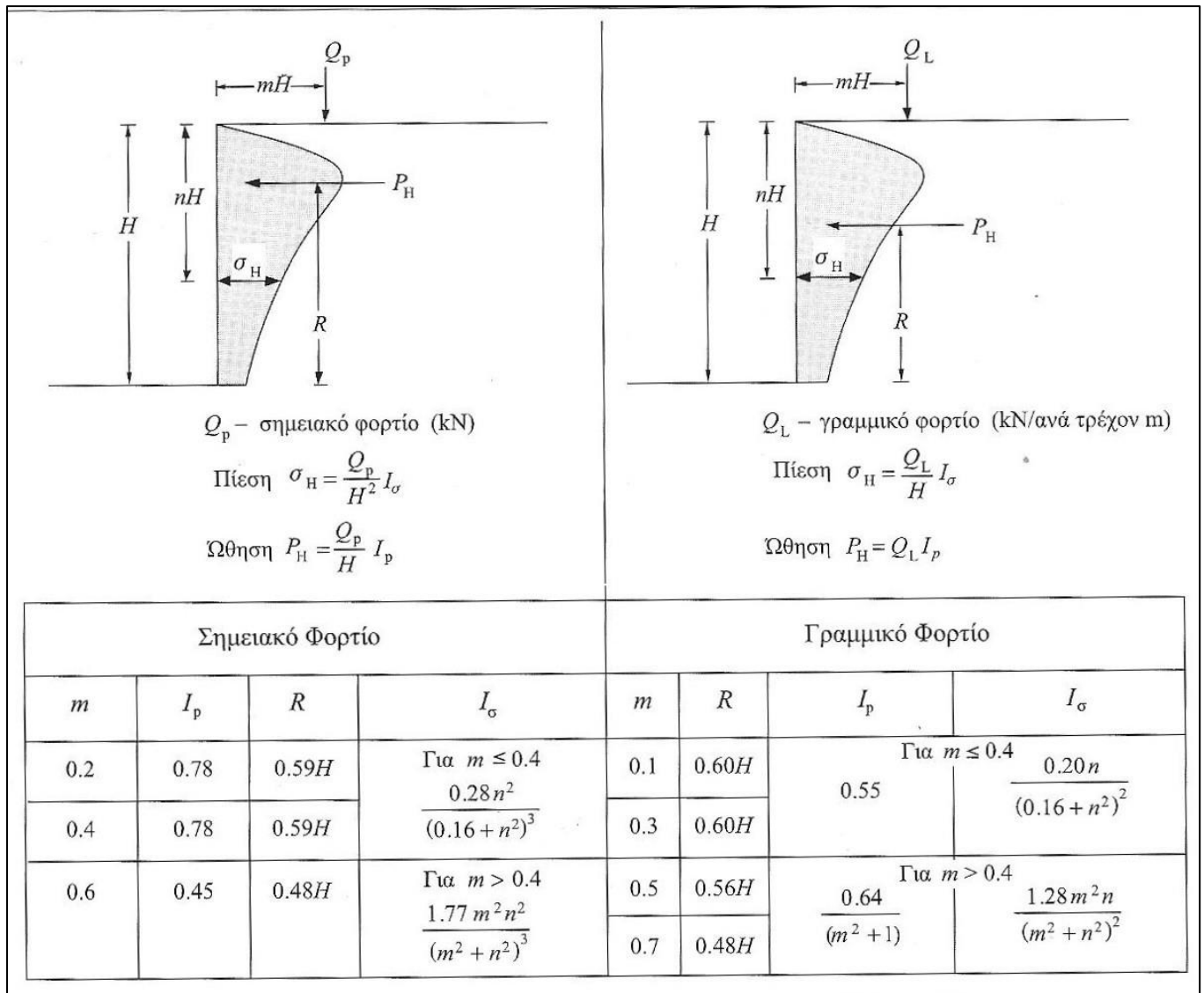


Σχήμα 3.12.1: Ομοιόμορφη επιφόρτιση (Barnes, 2000)

3.12.2 Γραμμικά και σημειακά φορτία

Αυτά συνήθως δε λαμβάνονται υπόψη στην παθητική πλευρά. Στην ενεργητική πλευρά θα δημιουργήσουν μια αύξηση στην οριζόντια πίεση που δρα στο πίσω μέρος του τοίχου. Η θεωρία Boussinesq έχει δώσει μια μέθοδο για την κατανομή της οριζόντιας πίεσης στο πίσω μέρος του ενός τοίχου, υποθέτοντας ότι το έδαφος είναι ελαστικό και ασυμπίεστο. Δυστυχώς, δεν συμβαίνει τίποτε από αυτά.

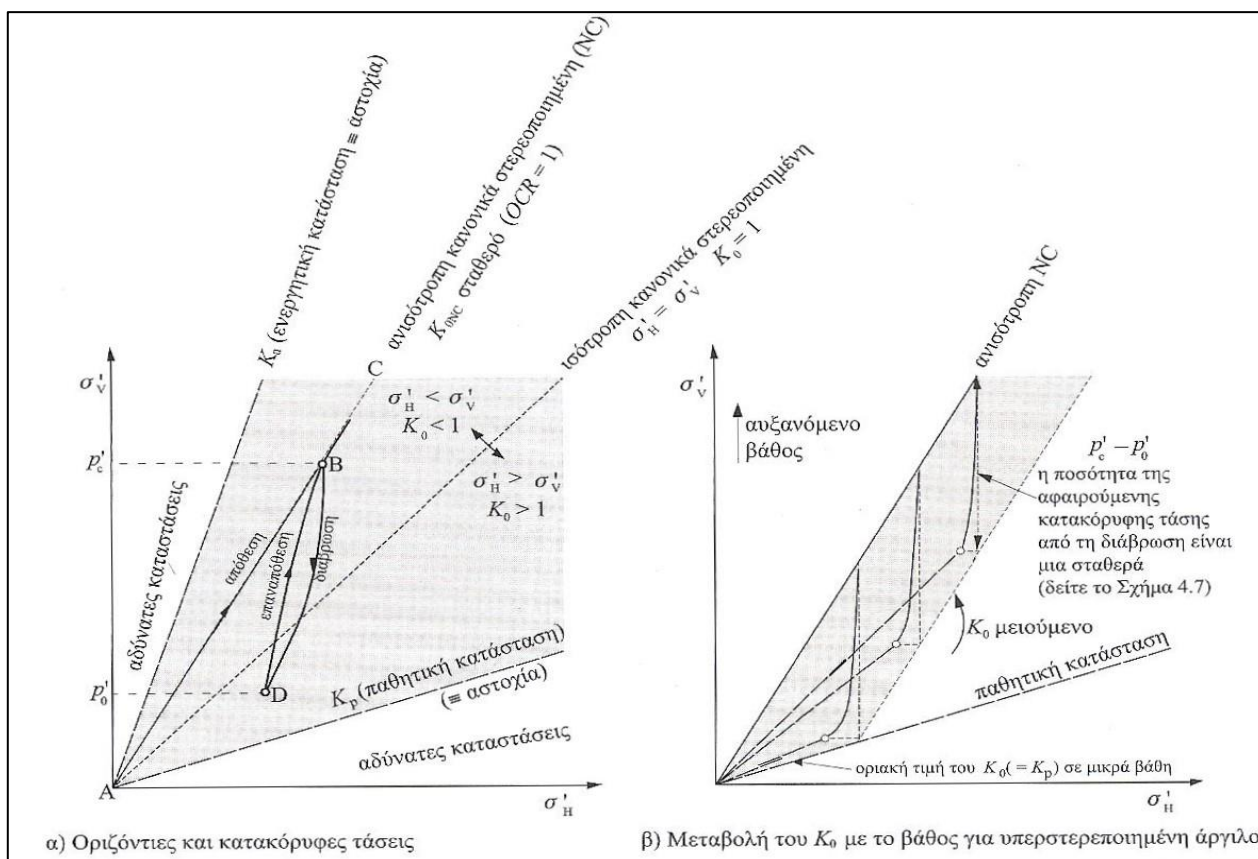
Οι τροποποιήσεις οι οποίες προτάθηκαν από τον Terzaghi έχουν υιοθετηθεί στο NAVFC Design Manual (1982) και φαίνονται στο σχήμα 3.12.2. Είναι πιθανό αυτές οι οριζόντιες πιέσεις να είναι υποτιμημένες (Padfield et al., 1984), για αυτό προτείνεται μια συντηρητική προσέγγιση.



Σχήμα 3.12.2: Οριζόντιες πιέσεις και ωθήσεις σε άκαμπτους τοίχους λόγω φορτίων στην επιφάνεια (από Navfac, 1982)

3.13 Εδαφικές πιέσεις λόγω συμπίκνωσης

Όταν ένας τοίχος βαρύτητας έχει επιχρωθεί είναι απαραίτητο να συμπτυκνωθεί το έδαφος κατά στρώσεις με πολύ βαρύ εξοπλισμό συμπίκνωσης. Καθώς κάθε στρώση συμπτυκνώνεται, κοντά στον τοίχο αναπτύσσονται οριζόντιες τάσεις, οι οποίες παραμένουν στο έδαφος όταν ο εξοπλισμός απομακρυνθεί. Αυτές μπορεί να είναι σημαντικές, ειδικά στις υψηλότερες στάθμες του επιχώματος, όπου η κανονική θεωρία υποθέτει ότι δρουν μόνο οι ενεργητικές πιέσεις.

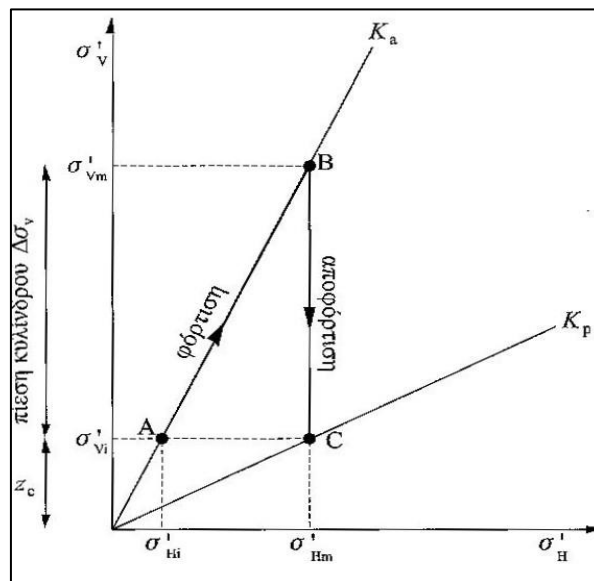


Σχήμα 3.13.α: Οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις ((Barnes, 2000)

Οι επιδράσεις των πιέσεων συμπίκνωσης μπορούν να γίνουν σαφείς αν παρατηρήσουμε το παραπάνω σχήμα. Κάτω από τον εξοπλισμό συμπίκνωσης η κατακόρυφη ολική τάση θα αυξηθεί. Επειδή κανονικά τοποθετείται επίχωμα ελεύθερης αποστράγγισης, δεν αναπτύσσονται πιέσεις πόρων, και έτσι οι ενεργές τάσεις είναι ίσες με τις ολικές. Αυτό μπορεί να αντιστοιχεί στο σημείο B του σχήματος 3.13.α, και να απαιτείται μεγάλη οριζόντια τάση για να διατηρήσει την ευστάθεια του συμπτυκνωμένου επιχώματος. Όταν ο εξοπλισμός αφαιρείται, μειώνεται η κατακόρυφη τάση αλλά παραμένει το μεγαλύτερο μέρος της οριζόντιας.

Με την παραδοχή ότι όταν χρησιμοποιείται κύλινδρος συμπίκνωσης επικρατούν συνθήκες K_a , και συνθήκες K_p όταν αφαιρείται, ο Ingold(1979) έδειξε ότι υπάρχει ένα κρίσιμο βάθος z_c στο οποίο η μέγιστη οριζόντια τάση σ_{Hm} διατηρείται στο έδαφος και μετά την αποφόρτιση. Αυτό φαίνεται στο σχήμα 3.13.β. Η αρχική κατακόρυφη τάση είναι :

$$\sigma_{vi}' = \gamma z_c$$



Σχήμα 3.13.β: Τάσεις κάτω από έναν κύλινδρο συμπίκνωσης (Barnes, 2000)

Με αύξηση της κατακόρυφης τάσης από τον κύλινδρο κατά $\Delta\sigma_v$, η μέγιστη κατακόρυφη ενεργός τάση είναι:

$$\sigma_{vm}' = \gamma z + \Delta\sigma_v$$

και σύμφωνα με το παραπάνω σχήμα:

$$\sigma_{Hm}' = K_a \sigma_{vm}' = K_p \sigma_{vi}'$$

Υποθέτοντας ότι σε μικρά βάθη το γz είναι αμελητέο σε σύγκριση με το $\Delta\sigma_v$, και ότι η αύξηση της κατακόρυφης τάσης από την πίεση του κυλίνδρου δίνεται από την σχέση:

$$\Delta\sigma_v = 2p/\pi z$$

όπου p είναι το γραμμικό φορτίο ανά μονάδα μήκους, άρα:

$$z_c = K_a \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma}}$$

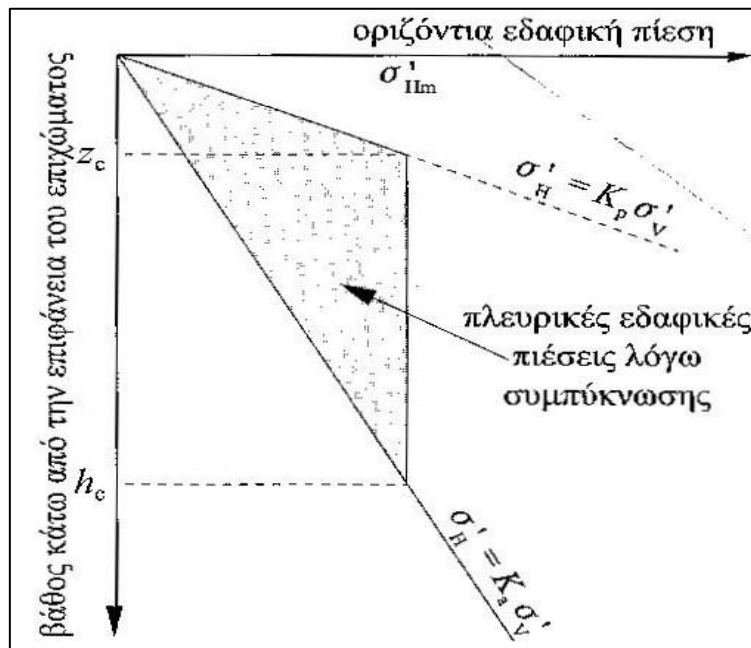
Η μέγιστη οριζόντια τάση είναι :

$$\sigma_{Hm}' = \gamma z_c K_p = \sqrt{\frac{2p\gamma}{\pi}}$$

και το βάθος h_c , στο οποίο εκτείνεται η μέγιστη πίεση μπορεί να ληφθεί από τη σχέση:

$$h_c = \frac{1}{K_a} \sqrt{\frac{2p}{\pi\gamma}}$$

Χρησιμοποιώντας αυτές τις τιμές, σχεδιάζουμε το διάγραμμα μεταβολής της εδαφικής πίεσης στο οποίο συμπεριλαμβάνονται οι πιέσεις λόγω συμπίκνωσης (όπως στο σχήμα 3.13.γ) και μπορούμε να υπολογίσουμε τις δυνάμεις και τις ροπές μαζί.



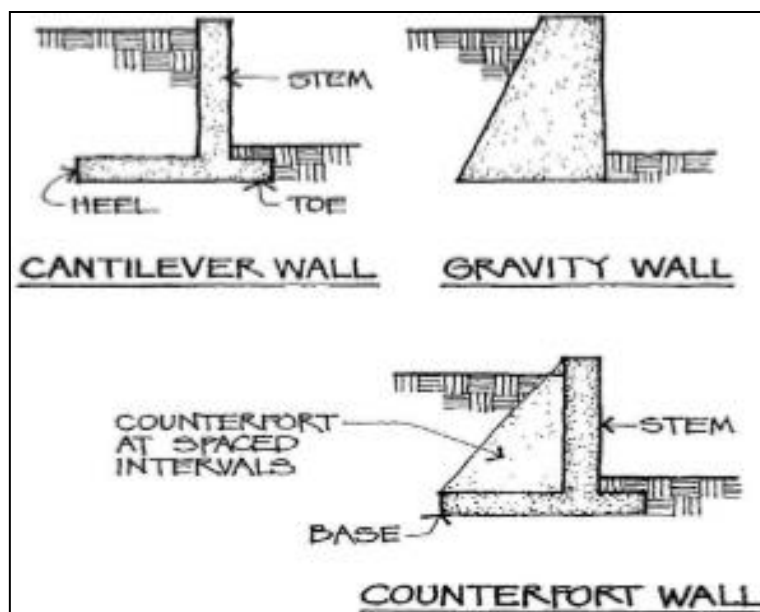
Σχήμα 3.13.γ: Πιέσεις συμπίκνωσης (Barnes, 2000)

Με δεδομένο ότι δημιουργείται μεγάλη ροπή ανατροπής από τις πιέσεις λόγω συμπίκνωσης, θα ήταν καλό να γίνεται περιορισμένη χρήση του εξοπλισμού κοντά στον τοίχο, αν και οι καθιζήσεις θα είναι μεγάλες εξαιτίας μη καλής συμπίκνωσης του επιχώματος και ο έλεγχος της κατασκευής μπορεί να είναι δύσκολος. Αν ο τοίχος μπορεί να παραμορφωθεί, η μετακίνηση μπορεί να είναι αρκετή για να μειώσει αυτές τις πιέσεις αλλά θα επηρεάσει το δομικό σχεδιασμό.

4. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

4.1 ΓΕΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ

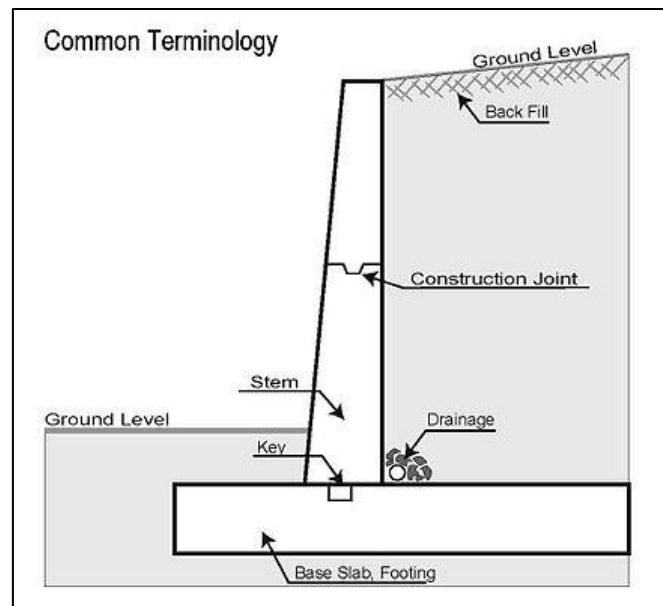
Οι τοίχοι αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα χρησιμοποιούνται συχνά για την αντιστήριξη ορυγμάτων που δημιουργούνται κατά την κατασκευή δρόμων ή ακόμα σε λοφώδεις οικιστικές περιοχές με έντονες ανισοσταθμίες. Μπορούμε να κατατάξουμε τους τοίχους αυτούς σε τρεις βασικές κατηγορίες: (1)βαρύτητας, (2)αντηριδωτοί και (3) πρόβολοι. Καθεμία από αυτές τις ομάδες περιλαμβάνει πολλές συνήθεις ποικιλίες. Για παράδειγμα, οι τοίχοι εν προβόλω μπορεί να διαθέτουν πρόσθετους ελκυστήρες υποστήριξης μέσα στο αντιστηριζόμενο υλικό. Η δομική συμπεριφορά κάθε τύπου είναι θεμελιωδώς διαφορετική, αλλά οι τεχνικές που χρησιμοποιούνται στην ανάλυση, την μελέτη, και τις κατασκευαστικές λεπτομέρειες είναι αυτές που κανονικά αφορούν τις κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτή την εργασία θα γίνει ανάλυση μια συγκεκριμένης κατηγορίας, που είναι και η περίπτωση που συναντάμε συχνότερα. Οι τοίχοι αυτοί ονομάζονται τοίχοι βαρύτητας. Οι τοίχοι βαρύτητας ήταν αρχικά λιθόκτιστοι ενώ στην συνέχεια, μετά την ανακάλυψη του σκυροδέματος, χρησιμοποιείται το τελευταίο ως κύριο υλικό κατασκευής (Σχήμα 4.1). Συχνά για λόγους προστασίας από την διάβρωση αλλά και για λόγους αισθητικής οι τοίχοι βαρύτητας έχουν λιθεπένδυση.



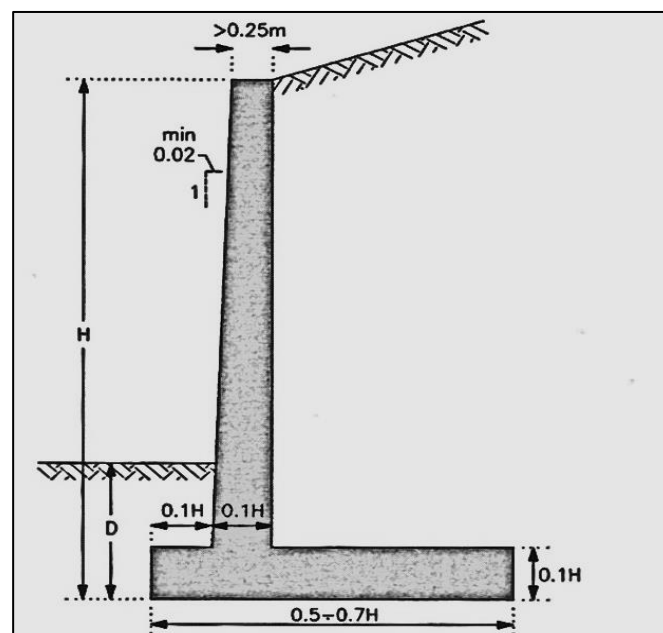
Σχήμα 4.1:Τοίχοι από οπλ.σκυρόδεμα

Η μετέπειτα ένταξη του οπλισμένου σκυροδέματος στην κατασκευή έργων πολιτικού μηχανικού εκτόπισε τους τοίχους βαρύτητας κατά κάποιο τρόπο. Πρακτικά πρόκειται για το ίδιο στατικό σύστημα ως προς τους ελέγχους ανατροπής και ολίσθησης, με την διαφορά ότι το εδαφικό υλικό επανεπίχωσης συνεισφέρει πλέον στις δυνάμεις ευστάθειας. Πρόσθετο έλεγχο στις περιπτώσεις των

τοιχών οπλισμένου σκυροδέματος αποτελεί ο έλεγχος έναντι κάμψης και η διαστασιολόγηση του κορμού και του πέλματος με κατάλληλο οπλισμό. Οι τοίχοι αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος εξακολουθούν να κατασκευάζονται και αποτελούν ενδεδειγμένη και οικονομική λύση για ύψη μικρότερα των 8~10 μέτρων.



Σχήμα 4.2: Χρήσιμες ονομασίες σε τοίχο αντιστήριξης



Σχήμα 4.3: Συνήθης μορφή και αναλογίες τοίχου από οπλισμένο σκυρόδεμα

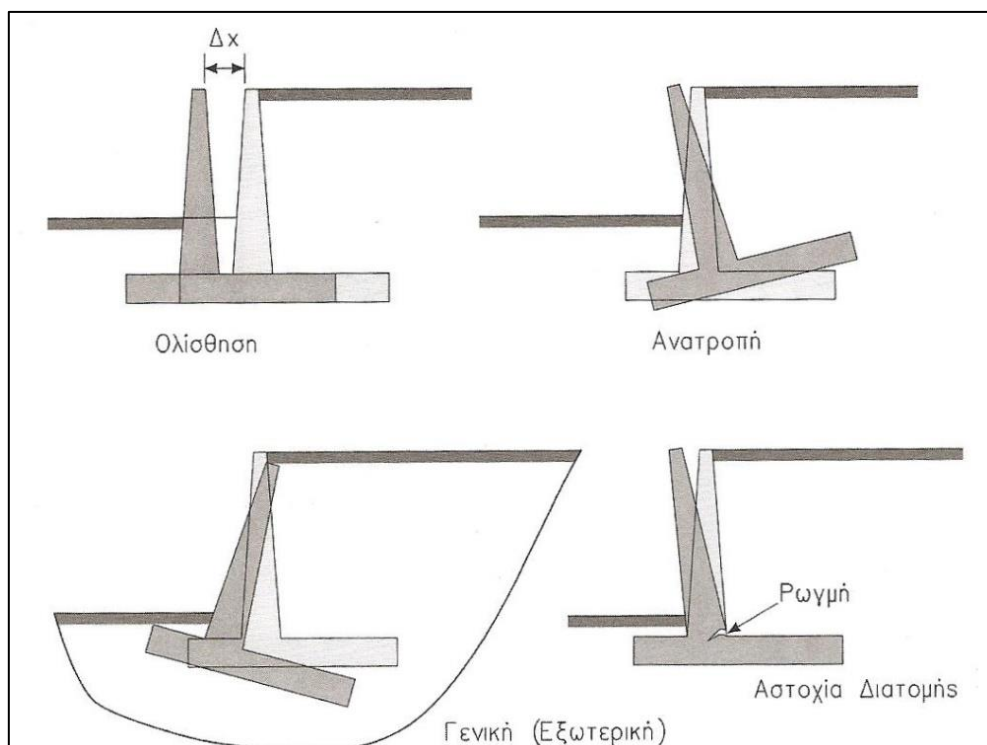
Για τοίχους μεγαλύτερου ύψους από 10 μέτρα συνιστάται η κατασκευή τοίχων οπλισμένης γης για λόγους τόσο οικονομικούς όσο και οικονομικούς. Ειδικότερα, η λύση της οπλισμένης γης αποτελεί όλο και πιο ενδιαφέρουσα οικονομικά λύση λόγω της ανάπτυξης της τεχνολογίας κατασκευής

γεωπλεγμάτων με μεγάλη αντοχή, περιορισμένη ερπυστική συμπεριφορά και μειωμένο με την πρόοδο κόστος. Σημαντικό πλεονέκτημα των τοίχων οπλισμένης γης αποτελεί η δυνατότητα διαμόρφωσης και ανάληψης σημαντικών καθιζήσεων χωρίς ουσιαστική επίπτωση στο έργο, αντίθετα με τους τοίχους οπλισμένου σκυροδέματος οι μετακινήσεις λίγων εκατοστών επιφέρουν ρηγμάτωση του σκυροδέματος.

Τα πλεονεκτήματα αυτά περιόρισαν την κατασκευή των τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος σε μέτωπα αντιστήριξης μικρότερα των 10 μέτρων, ενώ οι τοίχοι οπλισμένης γης, καλύπτουν μέτωπα έως και 30 μέτρων, πέραν των οποίων η λύση γεφύρωσης αποτελεί συνήθως πιο ελκυστική τεχνικά και οικονομικά λύση. Οι τοίχοι οπλισμένου σκυροδέματος έχουν την μορφή και τις αναλογίες του παραπάνω σχήματος. Σε ειδικές περιπτώσεις (λόγω έλλειψης χώρου) το εξωτερικό μέρος του πέλματος έχει μεγαλύτερο μήκος από το εσωτερικό (μορφή ανάποδου L).

Κατά τον σχεδιασμό ενός τοίχου αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα απαιτούνται οι ακόλουθοι έλεγχοι (κατά την διεξαγωγή των οποίων θεωρείται οριακή κατάσταση ισορροπίας):

- έλεγχος ανατροπής
- έλεγχος ολίσθησης
- έλεγχος φέρουσας ικανότητας πέλματος
- έλεγχος γενικής ευστάθειας
- έλεγχος υπερβολικών καθιζήσεων
- έλεγχος και διαστασιολόγηση διατομών

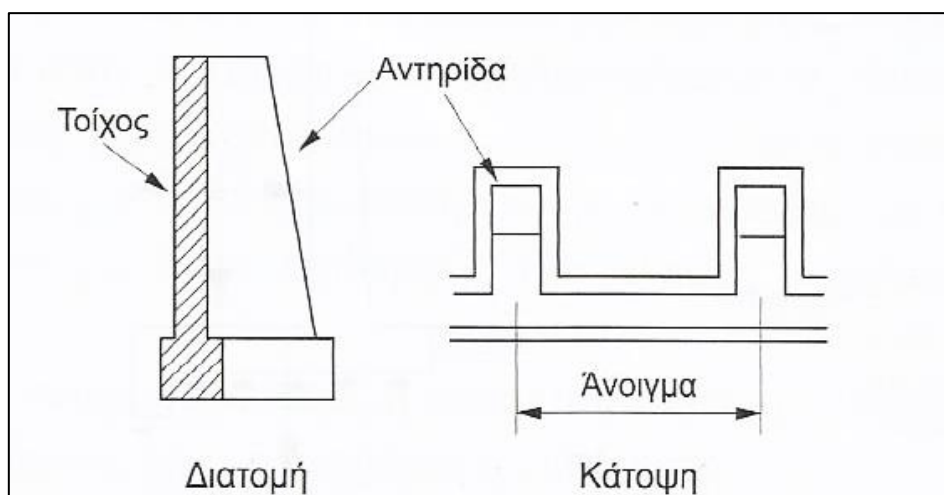


Απεικόνιση των πλέον χαρακτηριστικών μηχανισμών θραύσης τοίχων οπλ. Σκυροδέματος (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)

4.1.1 Αντηριδωτοί τοίχοι

Αυτός ο τύπος κατασκευής χρησιμοποιείται συνήθως όπου το συνολικό ύψος του τοιχίου είναι πολύ μεγάλο για να κατασκευαστεί αυτός είτε από σκυρόδεμα χωρίς οπλισμό είτε ως πρόβολος. Η βάση για την μελέτη των αντηριδωτών τοίχων είναι η δράση της ώθησης των γαιών σε έναν λεπτό τοίχο ο οποίος εκτείνεται οριζόντια μεταξύ των ογκωδών αντηρίδων. Αυτές πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλες ώστε να παρέχουν το απαραίτητο μόνιμο φορτίο για τις απαιτήσεις ευστάθειας, πιθανόν με την αρωγή του βάρους της επίχωσης σε μια μεγάλη βάση. Οι αντηρίδες θα πρέπει να μελετώνται με οπλισμό ως πρόβολοι που θα παραλάβουν τη σημαντική ροπή κάμψης η οποία συγκεντρώνεται στα σημεία αυτά.

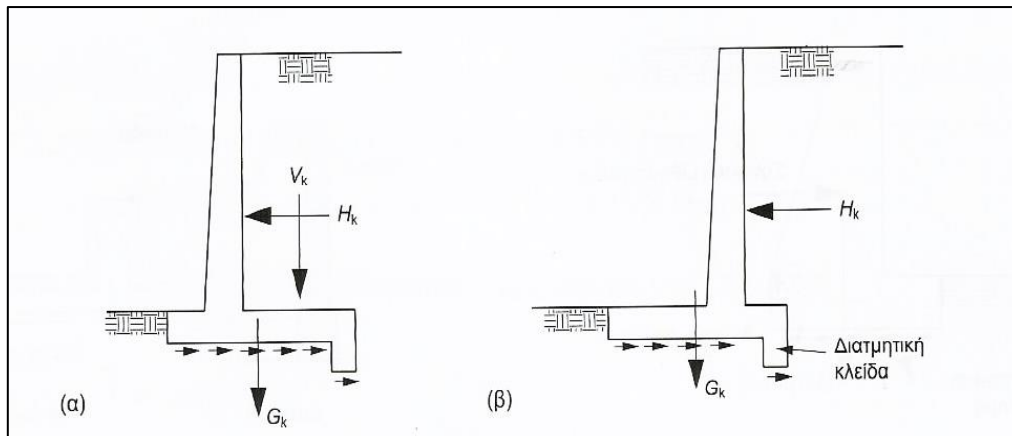
Η απόσταση των αντηρίδων εξαρτάται από τους παραπάνω παράγοντες, σε συνδυασμό με την ανάγκη διατήρησης ενός ικανοποιητικού λόγου ανοίγματος προς ύψος της πλακάς του τοίχου, η οποία θα πρέπει να μελετάται σε κάμψη ως συνεχής πλάκα. Το πλεονέκτημα αυτής της μορφής κατασκευής είναι ότι ο όγκος του σκυροδέματος μειώνεται σημαντικά, εξαλείφοντας έτσι πολλά από τα προβλήματα ογκώδους σκυροδέτησης, και μειώνοντας την ποσότητα των εκσκαφών. Σε αντιστάθμισμα αυτών πρέπει να έχουμε υπόψη μας τα αυξημένα γενικά προβλήματα πολυπλοκότητας του ξυλοτύπου και την πιθανή ανάγκη για αυξημένο οπλισμό.



Σχήμα 4.1.1: Αντηριδωτός τοίχος (Mosley, 2012)

4.1.2 Τοίχοι σε πρόβολο

Οι τοίχοι αυτοί υπολογίζονται ως κατακόρυφοι πρόβολοι, πακτωμένοι σε μια μεγάλη άκαμπτη βάση η οποία συχνά βασίζεται στο βάρος της επίχωσης που υπάρχει επάνω της για την ευστάθεια. Υπάρχουν δυο περιπτώσεις. Και στις δύο, οι υπολογισμοί για την ευστάθεια ακολουθούν την ίδια διαδικασία με αυτούς για τους τοίχους βαρύτητας με στόχο την εξασφάλιση ότι η συνισταμένη βρίσκεται μέσα στο μεσαίο τρίτο της βάσης και ότι πληρούνται οι απαιτήσεις αποφυγής ανατροπής και ολίσθησης.



Σχήμα 4.1.2:Τοίχοι σε πρόβολο(Mosley, 2012)

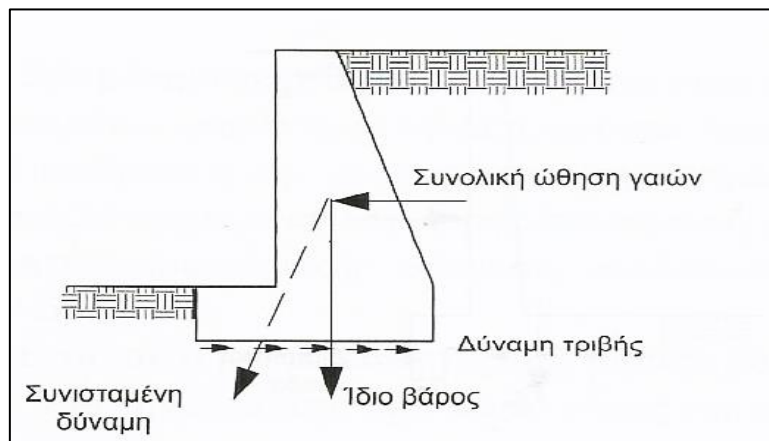
4.1.3 Τοίχοι βαρύτητας

Εδώ ερχόμαστε και στο κύριο αντικείμενο της εργασίας και θα σταθούμε αρκετά .Αυτοί συνήθως κατασκευάζονται από συμπαγές σκυρόδεμα, με οπλισμό στις όψεις τους για την αποφυγή ρηγμάτωσης από θερμοκρασιακές μεταβολές και συστολή. Οι κατασκευές αυτές βασίζονται στο ίδιο το βάρος τους για την εκπλήρωση των απαιτήσεων της ευστάθειας τόσο ως προς την ανατροπή όσο και ως προς την ολίσθηση. Γενικά θεωρείται ως απαίτηση ότι ,υπό συνθήκες λειτουργίας , η συνισταμένη του ίδιου βάρους και των δυνάμεων ανατροπής πρέπει να βρίσκεται μέσα στο μεσαίο τρίτο της διεπιφάνειας βάσης και εδάφους. Αυτό εξασφαλίζει ότι θα αποφευχθεί η άνωση στην διεπιφάνεια αυτή. Έτσι διατηρείται η τριβή σε όλη τη βάση, η οποία ανθίσταται στην ολίσθηση.



Τοίχος βαρύτητας από απλισμένο σκυρόδεμα.

Η κάμψη, η διάτμηση, και τα βέλη κάμψης σε τέτοιους τοίχους συνήθως είναι ασήμαντα λόγω του μεγάλου στατικού ύψους της διατομής. Παρόλα αυτά, απαιτείται οπλισμός διανομής για τον έλεγχο της ρηγματώσης λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών, οπότε θα πρέπει να δίνεται μεγάλη προσοχή στη μείωση της θερμοκρασίας ενυδάτωσης μέσω σχεδιασμού του μίγματος, κατάλληλων διαδικασιών κατασκευής, και τεχνικών σκλήρυνσης.



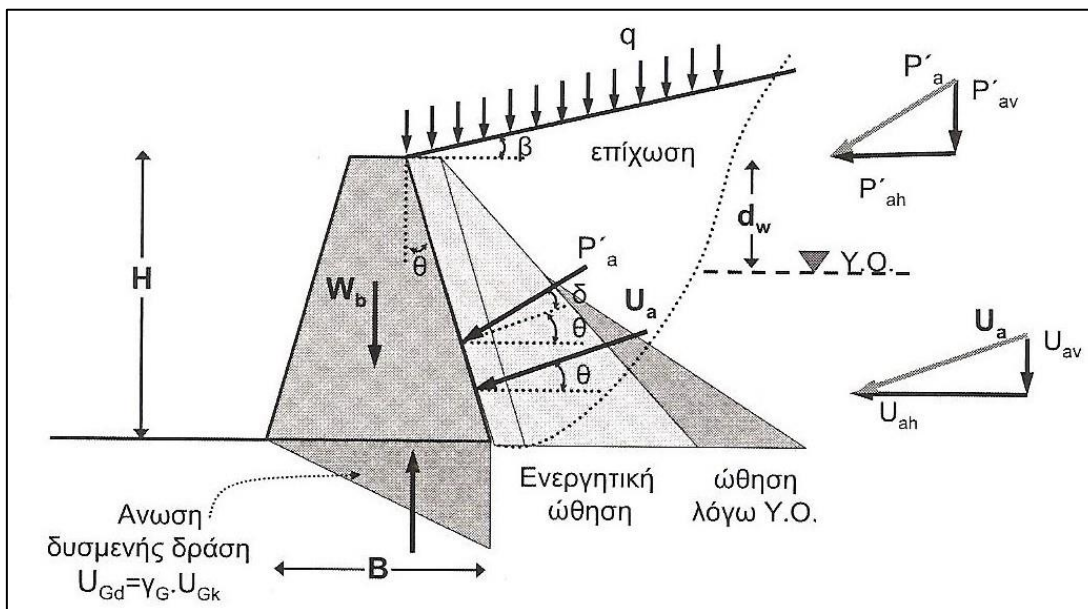
Σχήμα 4.1.3:Τοίχος βαρύτητας(Mosley, 2012)

4.2 ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ-ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ

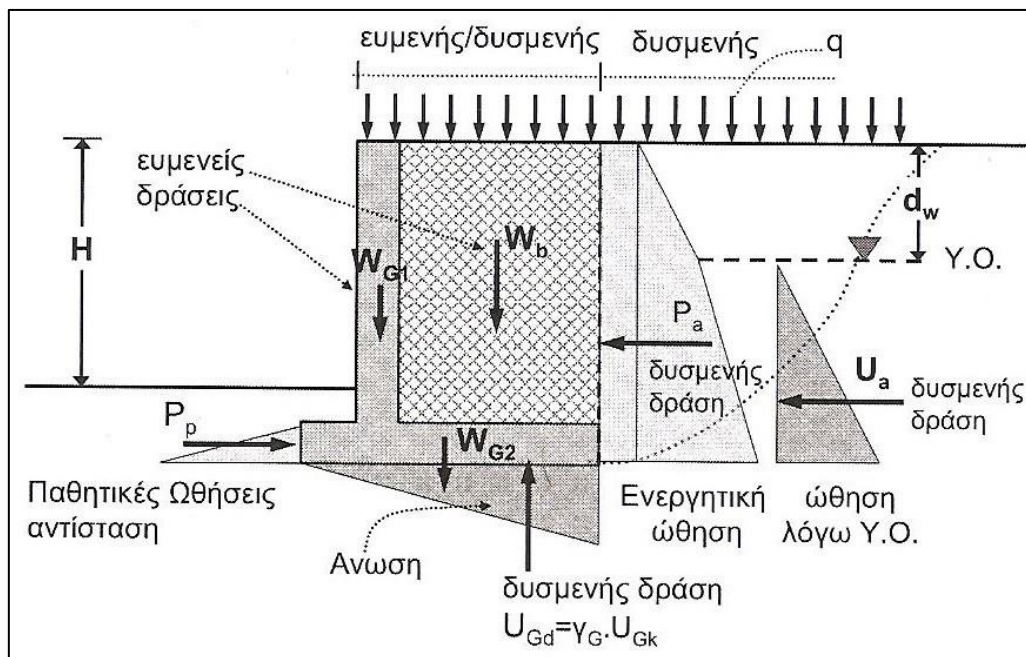
Ο σχεδιασμός των τοίχων βαρύτητας πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τον κανονισμό EC7 που υιοθετεί τη μέθοδο της οριακής κατάστασης και επιμέρους συντελεστές. Κάθε χώρα μέλος της Ευρωπαϊκής Ένωσης οφείλει να συντάξει το εθνικό της προσάρτημα συμβατό με τον EC7, ώστε να επιλέξει τις Εθνικά Καθορισμένες Παραμέτρους (National Determined Parameters, NDPs). Ορισμένες φορές υπάρχει ξεχωριστός Εθνικός Κανονισμός ο οποίος είναι πάντα συμβατός με τον EC7, όπως για παράδειγμα BS8002:1994 και DIN. Σε αυτή την εργασία θα αναλυθούν οι κλασικές μέθοδοι, οι οποίες υιοθετούν ολικούς συντελεστές ασφαλείας. Η μεθοδολογία σχεδιασμού ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τα παρακάτω γενικά στάδια:

- Επιλογή τύπου αντιστήριξης
- Επιλογή διαστάσεων - γεωμετρίας και υλικών (τοίχου και υλικού επίχωσης εάν ο τοίχος είναι μορφής L ή T) καθώς και εύρους αποδεκτής μετακίνησης.
- Καθορισμός εδαφικών στρώσεων, παραμέτρων αντοχής, στάθμης σχεδιασμού υδροφόρου ορίζοντα και βάθους θεμελίωσης.
- Υπολογισμός χαρακτηριστικών τιμών όλων των δράσεων (ωθήσεων εδάφους, ωθήσεων λόγω στάθμης υδροφόρου ορίζοντα, ίδια βάρη αντιστήριξης, αντιστάσεις, κλπ)
- Υπολογισμός δράσεων σχεδιασμού με την επιβολή των επιμέρους συντελεστών επί των αντίστοιχων χαρακτηριστικών τιμών.
- Έλεγχοι οριακών καταστάσεων αστοχίας
- Έλεγχοι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας (καθιζήσεις και οριζόντιες μετακινήσεις)

Στους τοίχους αντιστήριξης όπως και σε όλα τα έργα αντιστήριξης ασκούνται ωθήσεις γαιών, όπως είδαμε στο προηγούμενο κεφάλαιο ,στην λεγόμενη ενεργητική πλευρά και παθητική πλευρά. Οι ωθήσεις στην ενεργητική πλευρά θεωρούνται ως δυσμενείς γεωτεχνικές δράσεις. Ως δυσμενείς δράσεις θεωρούνται και οι υδατικές πιέσεις που ασκούνται στην ενεργητική πλευρά, ή η διαφορά των υδατικών πιέσεων στην ενεργητική και παθητική πλευρά. Επίσης ως μόνιμη δυσμενής δράση θεωρείται η άνωση (εφόσον υφίσταται) στην κάτω πλευρά του θεμελίου του τοίχου αντιστήριξης.



Σχήμα 4.2.α: Γεωμετρία και δράσεις σε τυπικό τοίχο βαρύτητας από τοιχοποιία ή άοπλο σκυρόδεμα (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)



Σχήμα 4.2.β: Γεωμετρία και δράσεις σε τυπικό τοίχο βαρύτητας ΟΣ μορφής T (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)

Οι ωθήσεις στην παθητική πλευρά μπορούν να θεωρηθούν ως αντιστάσεις (R) ή ως ευμενής δράσεις (E ή F). Ωστόσο επειδή προέρχονται με παρόμοιο μηχανισμό με τις ενεργητικές ωθήσεις, είναι θεωρητικά ορθότερο να θεωρηθούν ως ευμενείς δράσεις με τους ίδιους συντελεστές ασφαλείας. Επισημαίνεται πως επειδή η παθητική ώθηση αναπτύσσεται πλήρως σε μεγαλύτερη παραμόρφωση από ότι η ενεργητική, η οποία παραμόρφωση είναι μη επιθυμητή, είναι αναγκαίο η παθητική ώθηση να μην ληφθεί πλήρης αλλά μειωμένη π.χ. στο 1/2 ή στο 1/3. Η απομείωση αυτή μοιάζει με την εφαρμογή ενός πρόσθετου συντελεστή ασφαλείας, ο οποίος στο πλαίσιο του EC7 θα μπορούσε να θεωρηθεί ως συντελεστής προσομοιώματος (model factor) γ_m , ώστε να εξασφαλίσει την συμβατότητα μετατόπισης.

Άλλες δυνάμεις που τείνουν να σταθεροποιήσουν τον τοίχο, όπως είναι οι δυνάμεις αγκύρωσης, δυνάμεις αντηρίδων ή σταθεροποιητικές δυνάμεις στον πόδα του τοίχου θεωρούνται ως ευμενείς δράσεις και όχι ως αντιστάσεις. Η διαφοροποίηση αυτή είναι σημαντική επειδή επηρεάζει τις τιμές των επιμέρους συντελεστών, αφού οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και αντιστάσεων διαφέρουν σημαντικά. Οι έλεγχοι οριακών καταστάσεων αστοχίας στους τοίχους βαρύτητας πραγματοποιούνται όπως και στην περίπτωση ενός μεμονωμένου πεδύλου, απείρου μήκους με μονή εκκεντρότητα.

4.2.1 Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας που λαμβάνονται υπόψη είναι αυτές που δεν θα δημιουργήσουν σημαντική παραμόρφωση στην κατασκευή ή σημαντική μετακίνηση του εδάφους. Οι οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας είναι το κυρίαρχο κριτήριο για την ισορροπία, επειδή οι παραμορφώσεις που απαιτούνται για να ενεργοποιήσουν πλήρως τη διατμητική αντοχή είναι μεγάλες σε σύγκριση με τις παραμορφώσεις που είναι αποδεκτές στην πράξη.

Οι μετακινήσεις ενός τοίχου βαρύτητας δεν μπορούν να προσδιοριστούν με ακρίβεια χωρίς την χρήση σύνθετων αναλύσεων (π.χ. πεπερασμένα στοιχεία) και απλοποιητικών παραδοχών (π.χ. έμμεσα με χρήση συντελεστών ασφαλείας). Όμως θεωρείται ότι η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας μπορεί να εξασφαλιστεί με τον περιορισμό της αντοχής σχεδιασμού σε μια τιμή που ενεργοποιείται και όχι στις πλήρεις ενεργητικές ή παθητικές τιμές. Για το στατικό σχεδιασμό, οι δυνάμεις και οι καμπτικές ροπές από τις πλευρικές εδαφικές πιέσεις μειώνονται καθώς η κατασκευή παραμορφώνεται. Πρέπει να χρησιμοποιούνται οι πιο σημαντικές εδαφικές τάσεις, οι οποίες προσδιορίζονται για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, επειδή αυτές αναπτύσσονται κατά κανόνα υπό συνθήκες λειτουργίας. Οι επιμέρους συντελεστές που αυξάνουν τα φορτία δε χρειάζεται να εφαρμόζονται.

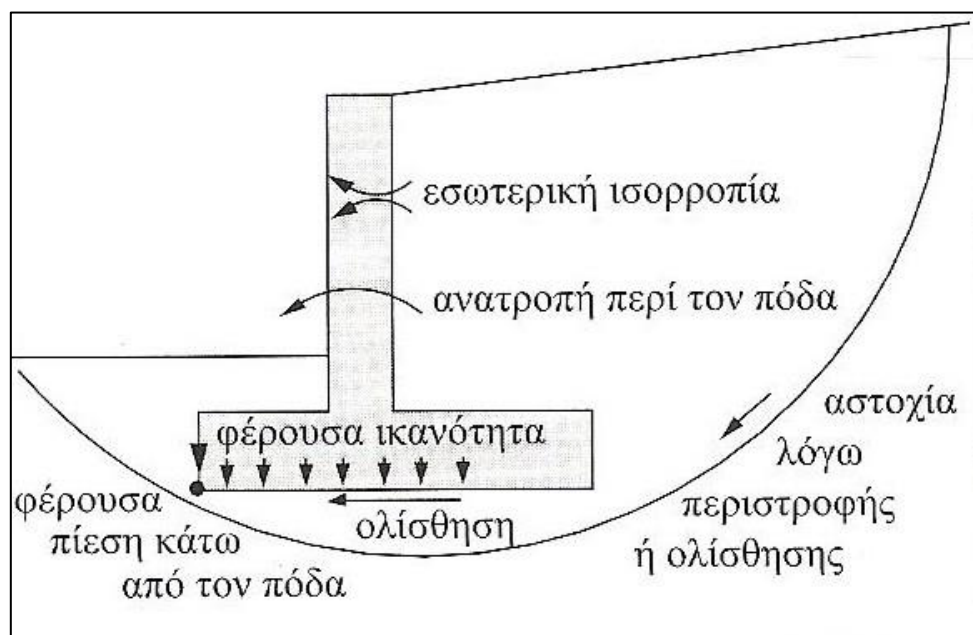
4.2.2 Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι κατασκευές αντιστήριξης πρέπει να σχεδιάζονται για να αποφεύγονται τρεις βασικές καταστάσεις. Η πρώτη κατάσταση που πρέπει να αποφευχθεί είναι η κατάρρευση ή σοβαρή βλάβη από αστάθειας της εδαφικής μάζας. Αυτή είναι η οριακή κατάσταση αστοχίας και όσον αφορά τον τοίχο βαρύτητας πρέπει να ελέγχεται σε:

- αστοχία ολίσθησης
- ανατροπή ή αστοχία από περιστροφή
- φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα
- αστοχία φέρουσας ικανότητας
- αστοχία λόγω μετατόπισης
- συνολική ευστάθεια

Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται με την εξασφάλιση των συνθηκών ισορροπίας με τις δράσεις σχεδιασμού και την αντοχή σχεδιασμού του εδάφους.

Η δεύτερη κατάσταση που πρέπει να αποφευχθεί είναι η αστοχία των δομικών μελών σε κάμψη και διάτμηση, που ονομάζεται εσωτερική ευστάθεια. Τρίτη και τελευταία κατάσταση είναι η υπερβολική παραμόρφωση του τοίχου ή του εδάφους, η οποία θα μπορούσε να γίνει αιτία οι γειτονικές κατασκευές ή εγκαταστάσεις να φτάσουν στην οριακή κατάσταση αντοχής τους. Ουσιαστικά μιλάμε για την λειτουργικότητα της κατασκευής. Από τα παραπάνω σημαντικότεροι είναι οι έλεγχοι σε ολίσθηση και ανατροπή που θα αναλύσουμε στην συνέχεια.



Σχήμα 4.2.2: Ευστάθεια τοίχου βαρύτητας (Mosley, 2012)

4.2.3 Αστοχία λόγω ολίσθησης

Η αντίσταση σε ολίσθηση παρέχεται από την τριβή μεταξύ του κάτω μέρους της βάσης και του εδάφους, και έτσι εξαρτάται από το συνολικό ίδιο βάρος G_k . Η αντίσταση που παρέχεται από τις παθητικές ωθήσεις γαιών στην εμπρός πλευρά της βάσης είναι πιθανό να έχει κάποια συνεισφορά, αλλά επειδή το υλικό αυτό συχνά είναι επιχώσεις, η αντίσταση του δεν είναι εγγυημένη και συνήθως αγνοείται. Άρα, θέλει καλή συμπύκνωση ή αγκύρωση με σκυροδετημένη κλείδα για να ληφθεί υπόψη. Η αστοχία λόγω ολίσθησης εξετάζεται υπό την δράση φορτίων που αντιστοιχούν στην

οριακή κατάσταση αστοχίας και συνήθως προκύπτει ότι είναι περισσότερο κρίσιμη από την αντίσταση σε ανατροπή.

Στο μόνιμο φορτίο G_k εφαρμόζεται ένας επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_G = 1,0$ αν η επίδραση του είναι "ευμενής" (δηλαδή εφόσον συνεισφέρει σε αντίσταση σε ολίσθηση), ενώ οι "δυσμενείς" επιδράσεις της μόνιμης φόρτισης από τις ωθήσεις γαιών στην πίσω πλευρά του τοίχου πολλαπλασιάζονται με έναν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_f = 1,35$. Οι δυσμενείς επιδράσεις της μεταβλητής επιφανειακής φόρτισης (κινητά φορτία) πολλαπλασιάζονται με έναν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_f = 1,5$. Έτσι, αν ο συντελεστής τριβής μεταξύ βάσης και εδάφους είναι μ , η συνολική δύναμη τριβής δίνεται από την έκφραση μG_k για το μήκος του τοίχου βάρους G_k , και υπάρχει η απαίτηση:

$$1,0\mu G_k \geq \gamma_f H_k \quad , \text{ όπου } H_k \text{ είναι η οριζόντια δύναμη στο συγκεκριμένο μήκος του τοίχου.}$$

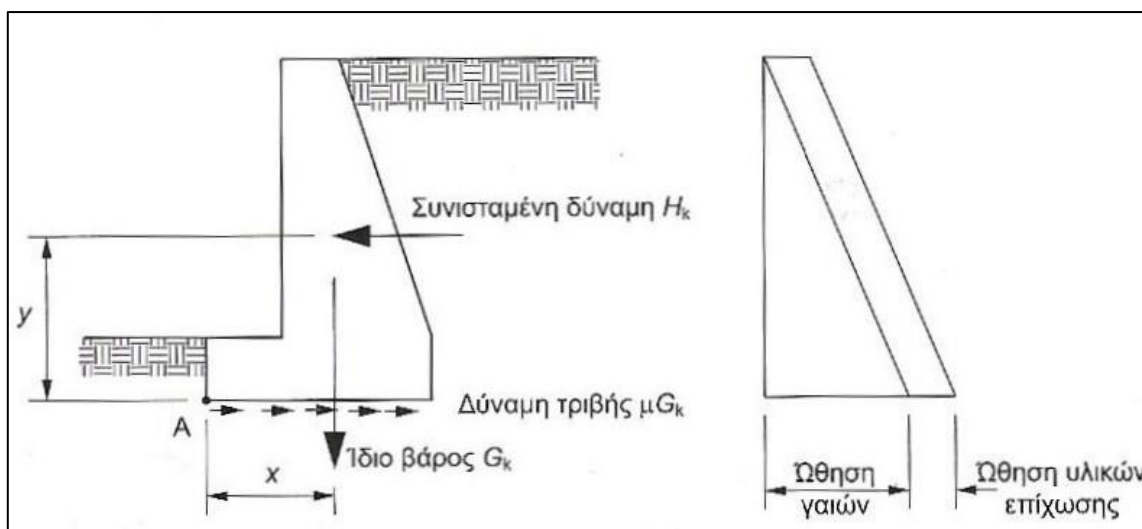
Αν το κριτήριο αυτό δεν πληρείται, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια διατμητική κλείδα (δοκός στην πτέρνα του τοίχου), και η δύναμη λόγω των παθητικών ωθήσεων γαιών στην εμπρός πλευρά του πόδα μπορεί να συμπεριληφθεί στην αντίσταση της δύναμης ολίσθησης. Ο επιμέρους συντελεστής φόρτισης γ_f στη δοκό του πόδα θα πρέπει να λαμβάνεται ίσος με 1,0 για την χειρότερη περίπτωση. Για να εξασφαλιστεί η κατάλληλη συμπεριφορά της διατμητικής κλείδας, η εμπρός πλευρά πρέπει να σκυροδετείται επάνω σε συμπαγές, αδιατάρακτο εδαφικό υλικό, και είναι σημαντικό να μην παραβλέπεται αυτό στην κατασκευή.

Αν ένας τοίχος υποστηρίζει και φορτίο που ασκείται στο έδαφος, όπως ένας τοίχος στον πόδα ενός βάθρου, τότε οι βραχυχρόνιες συνθήκες (για αργίλους από αστράγγιστες συνθήκες) είναι πιο κρίσιμες. Αν ο τοίχος κατασκευαστεί μέσα σε μια εκσκαφή, οι μακροχρόνιες στραγγιζόμενες συνθήκες είναι η κρισιμότερη περίπτωση.

Επαρκή μέτρα αποστράγγισης (διαπερατές στρώσεις, σωλήνες κλπ.) πίσω από τον τοίχο και μέσα στο επίχωμα, μπορούν να εξασφαλίσουν μια χαμηλότερη επιφάνεια ισορροπίας του φρεατίου ορίζοντα. Πρέπει όμως να εξασφαλίζεται η μακροχρόνια αποτελεσματικότητα αυτής της αποστράγγισης. Οι συνέπειες της αστοχίας ενός τοίχου αντιστήριξης πιθανόν να είναι πολύ σοβαρότερες από αυτές ενός πρανού. Στο Hambly (1979) δίνονται συνολικοί συντελεστές ασφαλείας με βάση την εμπιστοσύνη στην ακρίβεια των τιμών αντοχής του εδάφους, δηλαδή:

$F \geq 1.25$ - για εκτιμώμενες παραμέτρους αντοχής εδάφους που βασίζονται σε αντίστροφες αναλύσεις της αστοχίας του ίδιου τύπου εδάφους.

$F \geq 1.50$ - για εκτιμώμενες παραμέτρους αντοχής που βασίζονται σε εργαστηριακές ή επί τόπου δοκιμές.



Σχήμα 4.2.3: Δυνάμεις και πιέσεις σε έναν τοίχο βαρύτητας (Mosley, 2012)

4.2.4 Αστοχία λόγω ανατροπής

Υπό την δράση των φορτίων που αντιστοιχούν στην οριακή κατάσταση αστοχίας, ένας τοίχος αντιστήριξης θα πρέπει να παρουσιάζει ευστάθεια όσον αφορά την αντίστασή του σε ανατροπή. Αυτό, για την απλή περίπτωση ενός τοίχου βαρύτητας φαίνεται στο παραπάνω σχήμα. Οι κρίσιμες συνθήκες για την ανατροπή παρουσιάζονται όταν δρα μια μέγιστη οριζόντια δύναμη σε συνδυασμό με ένα ελάχιστο κατακόρυφο φορτίο. Για την αποφυγή αστοχίας λόγω ανατροπής είναι συνήθης η εφαρμογή συντηρητικών συντελεστών ασφαλείας στις δυνάμεις και στα φορτία.

Στο μόνιμο φορτίο G_k εφαρμόζεται ένας επιμέρους συντελεστής ασφαλείας $\gamma_G = 0,9$ αν η επίδραση του φορτίου είναι ευμενής, ενώ οι δυσμενείς επιδράσεις των μόνιμων ωθήσεων γαιών στην πίσω πλευρά του τοίχου πολλαπλασιάζονται με έναν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_f = 1,1$. Οι δυσμενείς επιδράσεις της μεταβλητής επιφανειακής επιφόρτισης, αν υπάρχει τέτοια, πολλαπλασιάζονται με έναν επιμέρους συντελεστή ασφαλείας $\gamma_f = 1,5$. Για τον υπολογισμό της αντίστασης σε ανατροπή, κανονικά λαμβάνονται οι ροπές ως προς τον πόδα της βάσης (σημείο A στο παραπάνω σχήμα). Έτσι η απαίτηση που υπάρχει είναι:

$$0,9G_k x \geq \gamma_f H_k y$$

Ακόμη για τον υπολογισμό με την οριακή κατάσταση αστοχίας, πρέπει να υπάρχει εξασφάλιση ότι η ισορροπία επιτυγχάνεται με εφαρμογή χαρακτηριστικών μεγεθών και μερικών συντελεστών ασφαλείας:

$$\Sigma \text{ροπών ανατροπής} \leq \Sigma \text{ροπών αντίστασης}$$

Για τον προσδιορισμό των εδαφικών πιέσεων σχεδιασμού, χρησιμοποιούνται παράμετροι σχεδιασμού του εδάφους και συντελεστές για τις τιμές των ασκούμενων φορτίων. Η γενική λογική του EC είναι η ακόλουθη:

1. Μέση τιμή
2. Χαρακτηριστική τιμή (συντηρητική εκτίμηση της μέσης τιμής, είναι το 95% μη υπερβάσιμη)

3. Τιμές σχεδιασμού (επιμέρους συντελεστές στις χαρακτηριστικές τιμές)

Ο ολικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής περί τον πόδα μπορεί να ληφθεί από την σχέση:

$$F_{\text{συνολικό}} = \Sigma \text{ροπών αντίστασης} / \Sigma \text{ροπών ανατροπής}$$

Συνιστάται να λαμβάνεται ένας ελάχιστος ολικός συντελεστής ίσος με 2, ωστόσο η προσέγγιση αυτή δεν εφαρμόζεται στους σύγχρονους κανονισμούς, όπως ο EC7.

Η παθητική ώθηση στο εμπρός μέρος του τοίχου συνήθως αγνοείται, επειδή απαιτείται σημαντική περιστροφή πριν ενεργοποιηθεί, και αυτός ο τρόπος κίνησης μπορεί να μην αποκτήσει την μέγιστη αναμενόμενη τιμή. Αν ένας τοίχος στηρίζεται σε υψηλότερη στάθμη από μια αντηρίδα, μία ήλωση, ή ένα αγκύριο, η δύναμη αντίδρασης σε αυτή τη στάθμη μπορεί να προστεθεί στις ροπές που αντιστέκονται.

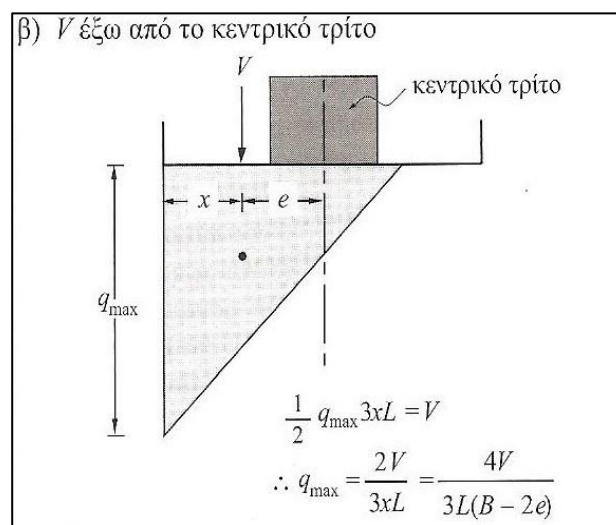
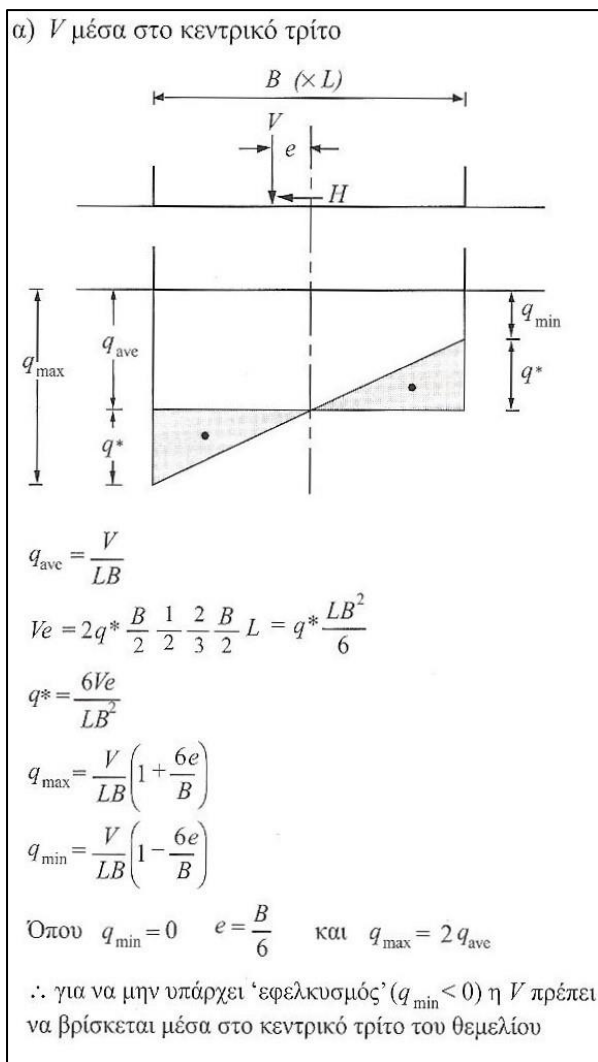
4.2.5 Φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα

Αν υποθεθεί ότι το έδαφος μπορεί να υποστεί γραμμική κατανομή της τάσης και ότι παραμένει στην ελαστική περιοχή, χωρίς πλαστική διαρροή, μπορεί να αναλυθεί μία τραπεζοειδής κατανομή της πίεσης όπως στο παρακάτω σχήμα για να δώσει τις ασκούμενες μέγιστες και ελάχιστες πιέσεις.

Ο BS 8002:1994 απαιτεί η μέγιστη πίεση κάτω από τον πόδα του τοίχου να μην υπερβαίνει την επιτρεπόμενη φέρουσα πίεση εδάφους. Αυτό δεν είναι εντελώς ασφαλές κριτήριο, επειδή η μέγιστη πίεση αναπτύσσεται σε μια πολύ μικρή επιφάνεια ακριβώς κάτω από τον πόδα και είναι πιθανό η εντατική κατάσταση να δημιουργήσει πλαστική διαρροή.

Η επιτρεπόμενη φέρουσα πίεση ενός εδάφους περιορίζεται από το μέγεθος της καθίζησης που μπορεί να αναληφθεί. Αυτή η καθίζηση βρίσκεται μέσα στην ελαστική περιοχή του εδάφους και εξαρτάται από τις ασκούμενες πιέσεις σε όλο το πλάτος ενός θεμελίου. Η άμεση σύγκριση των δύο αυτών τιμών δεν είναι ρεαλιστική και μπορεί να οδηγήσει σε δυσμενείς συνθήκες, ειδικά αν μπορούν να αναληφθούν μόνον μικρές καθιζήσεις. Το κριτήριο αυτό μπορεί να ικανοποιείται από :

- Το σχεδιασμό του τοίχου με έναν ολικό συντελεστή ασφαλείας έναντι ανατροπής, π.χ. 2 ή μεγαλύτερο.
- Το σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε η συνισταμένη κατακόρυφη ώθηση V να βρίσκεται μέσα στο κεντρικό τρίτο της βάσης του τοίχου. Σε αυτή την περίπτωση το q_{\max} δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερο από 2 φορές το q_{ave} . Ο Hambly (1979) συνοψίζει τις συστάσεις του Huntington (1957) ότι για την ευστάθεια έναντι ανατροπής πρέπει να ελέγχεται αν η κατακόρυφη ώθηση βρίσκεται:
 - I. μέσα στο κεντρικό τρίτο για τοίχους σε συμπαγή εδάφη
 - II. μέσα στο κεντρικό τμήμα πλάτους ίσο με το μισό της βάσης για τοίχους σε βράχο
 - III. στο μέσο της βάσης ή πίσω από αυτό για τοίχους σε πολύ συμπιεστά εδάφη ώστε να αποφευχθεί κλίση προς τα εμπρός.



Σχήμα 4.2.5:Κανόνας του κεντρικού τρίτου(Barnes, 2000)

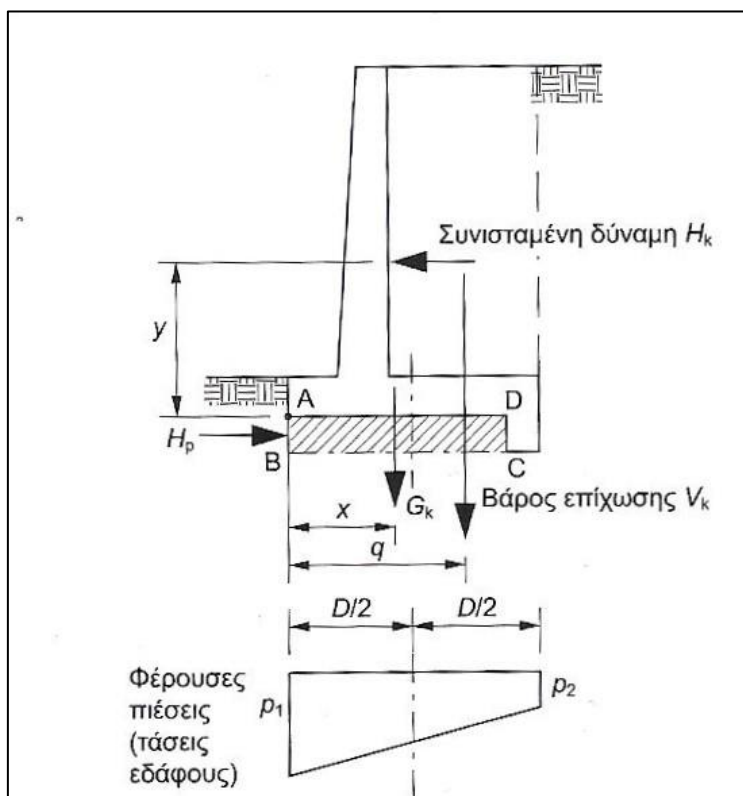
4.2.6 Ανάλυση φέρουσας πίεσης

Οι φέρουσες πιέσεις (τάσεις εδάφους) κάτω από τους τοίχους αντιστήριξης υπολογίζονται με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΓΕΩ) κατά τον προσδιορισμό του μεγέθους της βάσης που απαιτείται. Η ανάλυση είναι παρόμοια με την περίπτωση ενός θεμελίου το οποίο υπόκειται στις συνδυασμένες επιδράσεις ενός έκκεντρου κατακόρυφου φορτίου και μιας ροπής ανατροπής. Αν θεωρήσουμε μια μονάδα μήκους του τοίχου σε πρόβολο, όπως στο σχήμα 4.2.6, η συνισταμένη ροπή ως προς τον κεντροβαρικό άξονα της βάσης είναι:

$$M = \gamma_{f1} H_k y + \gamma_{f2} G_k (D/2 - x) + \gamma_{f3} V_k (D/2 - q)$$

και το κατακόρυφο φορτίο είναι:

$$N = \gamma_{f2} G_k + \gamma_{f3} V_k$$



Σχήμα 4.2.6: Δυνάμεις που ασκούνται σε ένα τοίχο σε πρόβολο (Mosley, 2012)

όπου στην περίπτωση αυτή των οριακών καταστάσεων αστοχίας ΔΟΜ και ΓΕΩ οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας θα είναι:

Για τον συνδυασμό φορτίσεων 1: $\gamma_{f1}=1.35$ και $\gamma_{f2}=\gamma_{f3}=1.0$

Για τον συνδυασμό φορτίσεων 2: $\gamma_{f1}=\gamma_{f2}=\gamma_{f3}=1.0$

υποθέτοντας ότι, για τον συνδυασμό φορτίσεων 1, η επίδραση της ροπής λόγω του οριζόντιου φορτίου στη μέγιστη φέρουσα πίεση στον πόδα του τοίχου στο σημείο Α είναι δυσμενής, ενώ οι ροπές του ίδιου βάρους του τοίχου και των γαιών που ασκούνται στον πόδα του τοίχου δρουν με την αντίθετη έννοια και επομένως είναι ευμενείς. Η παραδοχή αυτή είναι πιθανό να χρειαστεί έλεγχο σε συγκεκριμένες περιπτώσεις και επίσης να χρειαστεί να εφαρμοστούν οι κατάλληλοι επιμέρους συντελεστές ανάλογα με το αν η επίδραση του φορτίου μπορεί να θεωρηθεί ευμενής ή δυσμενής. Η κατανομή της φέρουσας πίεσης θα είναι όπως στο παραπάνω σχήμα, με την προϋπόθεση ότι η ενεργός εκκεντρότητα βρίσκεται μέσα στο μεσαίο τρίτο της βάσης. Δηλαδή θα έχουμε:

$$\frac{M}{N} \leq \frac{D}{6}$$

Η μέγιστη φέρουσα πίεση τότε δίνεται από τη σχέση:

$$p_1 = N/D + M/I \times D/2 \quad \text{όπου } I = D^3/12$$

Επομένως θα έχουμε:

$$p_1 = N/D + 6M/D^2 \quad \text{και} \quad p_2 = N/D - 6M/D^2$$

4.3 Έλεγχοι αστοχίας δομικού στοιχείου - STR(έλεγχος έναντι κάμψης και διάτμησης)

Ο έλεγχος και η διαστασιολόγηση διατομών πραγματοποιείται σύμφωνα με τις διατάξεις του οπλισμένου σκυροδέματος. Η τρέχουσα τακτική υπολογισμού τοίχων οπλισμένου σκυροδέματος σημαντικών διαστάσεων πραγματοποιείται με χρήση πεπερασμένων στοιχείων κατά την οποία οι ωθήσεις εισάγονται ως φορτίο κατανεμημένο μαζί με όλες τις υπόλοιπες φορτίσεις. Στη βάση του πέλματος εισάγονται ελατηριακές σταθερές οι οποίες υπολογίζονται μετά από την ανάλυση των καθιζήσεων. Η ανάλυση πραγματοποιείται με εφαρμογή μερικών συντελεστών ασφαλείας και περιλαμβάνει επαλληλία δράσεων. Στην ανάλυση περιλαμβάνεται ως ξεχωριστή φόρτιση και η σεισμική ανάλυση με τροποποίηση των ωθήσεων (ωθήσεις κατά Mononobe - Okabe) σε συνδυασμό πάντα με άλλες πιθανές δράσεις (επιφανειακά φορτία, ανάπτυξη πίεσης πόρων). Ο συνδυασμός φορτίσεων οδηγεί στον υπολογισμό της περιβάλλουσας των εντατικών μεγεθών (καμπτικών ροπών και τεμνουσών δυνάμεων) και ακολουθεί η διαστασιολόγηση των διατομών με το απαιτούμενο ποσοστό χάλυβα και την κατάλληλη διάταξη του.

Υπολογίζεται η κατανομή των εντατικών μεγεθών στον τοίχο με βάση την οποία γίνεται ο έλεγχος επάρκειας των διατομών του τοίχου και ο υπολογισμός των οπλισμών. Η εφαρμογή των επιμέρους συντελεστών αύξησης των δράσεων και μείωσης των αντιστάσεων γίνεται στα εντατικά μεγέθη στο τέλος των υπολογισμών. Δηλαδή υπολογίζεται το διάγραμμα των καμπτικών ροπών και τεμνουσών (εντάσεις) με βάση τις χαρακτηριστικές τιμές των φορτίων και στη συνέχεια υπολογίζονται οι δράσεις σχεδιασμού με εφαρμογή των επιμέρους μερικών συντελεστών.

Επειδή τα φορτία που προκαλούν ροπές είναι μόνιμα και πρόσκαιρα και οι επιμέρους συντελεστές τους διαφέρουν, γίνεται χωριστός υπολογισμός των ροπών λόγω μόνιμων δράσεων και λόγω πρόσκαιρων δράσεων. Οι χαρακτηριστικές διατομές ελέγχονται με βάση τις εντάσεις σχεδιασμού (E_d) δηλαδή ροπές και τέμνουσες για τους συνδυασμούς φόρτισης:

- I. $E_d = 1.35E$ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00 (μόνιμα ευμενή) + 1.50 (κινητά δυσμενή)
- II. $E_d = 1.00$ (μόνιμα δυσμενή) + 1.00(μόνιμα ευμενή) + 0.30(κινητά δυσμενή) + 1.00(σεισμός)

4.4 Μελέτη και κατασκευαστικές λεπτομέρειες δομικών μελών

Όπως και με τα θεμέλια, ο υπολογισμός του οπλισμού κάμψης και διάτμησης βασίζεται σε μία ανάλυση φορτίων για την οριακή κατάσταση αστοχίας (ΔΟΜ), με τις αντίστοιχες φέρουσες πιέσεις. Οι τοίχοι βαρύτητας σπάνια χρειάζονται οπλισμό κάμψης ή διάτμησης, ενώ οι τοίχοι αντιστήριξης με αντηρίδες ή πρόβολο μελετώνται ως πλάκες. Η μελέτη αντηριδωτών τοίχων είναι γενικά παρόμοια με αυτή των προβόλων, εκτός όταν το μέγεθος τους είναι μεγάλο.

Με έναν τοίχο αντιστήριξης τύπου προβόλου, ο κορμός μελετάται έτσι ώστε να ανθίσταται στη ροπή που προκαλεί η δύναμη $\gamma_f H_f$, με τις τιμές γ_f να λαμβάνονται για τον συνδυασμό φορτίσεων 1, εφόσον αυτός ο συνδυασμός φορτίσεων χαρακτηρίζεται ως κρίσιμος. Για προκαταρκτική διαστασιολόγηση, το πάχος του τοίχου μπορεί να λαμβάνεται ίσο με 80mm ανά μέτρο ύψους της επίκλισης.

Το πάχος της βάσης είναι συνήθως ίδιας τάξης μεγέθους όπως αυτό του κορμού. Η πτέρνα και ο πόδας θα πρέπει να μελετώνται έτσι ώστε να ανθίστανται στις ροπές λόγω των ανοδικών τάσεων του εδάφους και στο βάρος του εδάφους και της βάσης. Οι φέρουσες πιέσεις(τάσεις) του εδάφους υπολογίζονται όπως δείξαμε στην παράγραφο 4.2.6, με την προϋπόθεση ότι η συνισταμένη των οριζόντιων και κατακόρυφων δυνάμεων βρίσκεται εντός του μεσαίου τρίτου. Αν η συνισταμένη βρίσκεται έξω από αυτό, τότε οι φέρουσες πιέσεις θα υπολογίζονται από την εξίσωση:

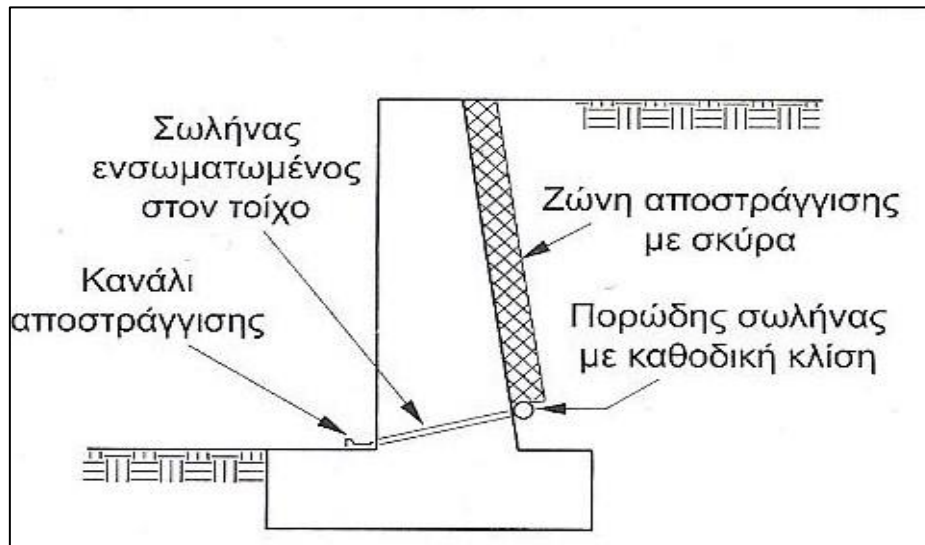
$$p = 2N / (3B(D/2 - e))$$

Οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ_f θα πρέπει να λαμβάνονται έτσι ώστε να προκύπτει ένας Συνδυασμός που θα δίνει την κρίσιμη συνθήκη για την μελέτη (τον δυσμενέστερο από τους Συνδυασμούς 1 και 2)

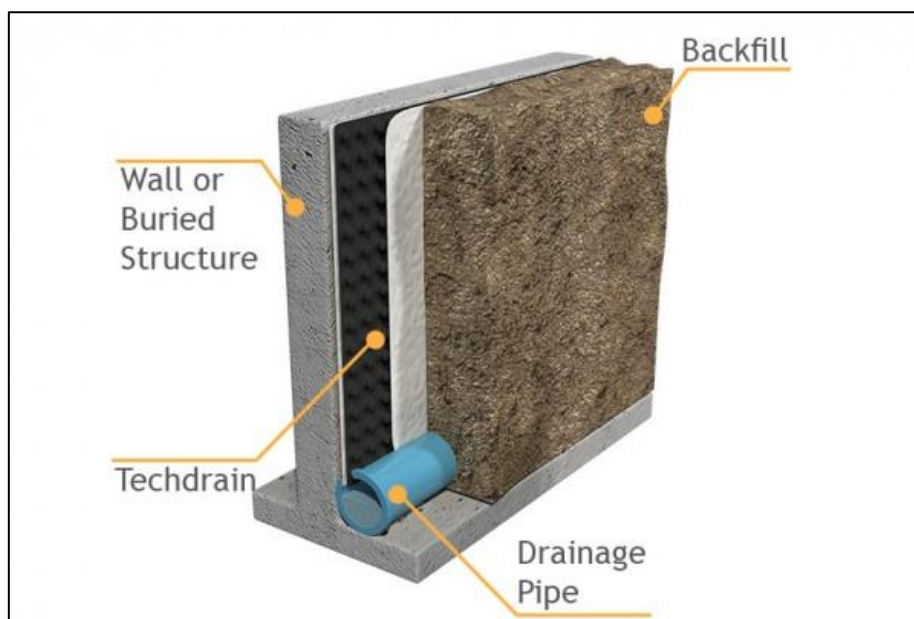
Η τοποθέτηση του οπλισμού θα πρέπει να γίνεται με βάση τους γενικούς κανόνες για τις πλάκες και τις δοκούς, σύμφωνα με τις ανάγκες. Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δίνεται στις λεπτομέρειες του οπλισμού που έχουν στόχο τον περιορισμό της ρηγμάτωσης λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολής ξήρανσης. Οι τοίχοι βαρύτητας είναι ιδιαίτερα ευπαθείς λόγω της έγχυσης μεγάλου όγκου σκυροδέματος που γενικά περιλαμβάνει η κατασκευή τους.

Οι περιορισμοί στις μετακινήσεις λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και συστολής θα πρέπει να είναι ελάχιστοι. Αυτό πάντως αντισταθμίζεται στην κατασκευή των βάσεων από την ανάγκη ύπαρξης καλής τριβής μεταξύ της βάσης και του εδάφους. Έτσι δεν είναι εφικτή η χρήση στρώσης ολίσθησης. Επομένως ο οπλισμός της βάσης θα πρέπει να είναι επαρκής για τον έλεγχο της ρηγμάτωσης που προκαλείται από έναν υψηλό αριθμό βαθμό περιορισμών. Επιμήκεις τοίχοι που περιορίζονται από άκαμπτες βάσεις είναι εξαιρετικά ευπαθείς στη ρηγμάτωση κατά τη θερμική μετακίνηση λόγω απώλειας θερμότητας κατά την ενυδάτωση, για αυτό οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες θα πρέπει να έχουν ως στόχο την ισοκατανομή αυτών των ρωγμών ώστε να εξασφαλίζεται το αποδεκτό πλάτος τους. Θα πρέπει να υπάρχουν κατακόρυφοι αρμοί διαστολής. Οι αρμοί αυτοί συχνά περιλαμβάνουν μια διατμητική κλειδα (όπως και στο δικό μας παράδειγμα) για την αποτροπή της διαφορικής μετακίνησης γειτονικών τμημάτων του τοίχου, ενώ θα πρέπει να χρησιμοποιούνται στεγανωτικές ταινίες και παρεμβύσματα.

Η πίσω πλευρά των τοίχων αντιστήριξης συνήθως υπόκειται σε υδροστατικές δυνάμεις από τα υπόγεια ύδατα. Η μείωση αυτών των πιέσεων είναι δυνατή με την παροχή μιας διαδρομής αποστράγγισης στην πρόσοψη του τοίχου. Συνήθης πρακτική είναι να παρέχεται μια τέτοια αποστράγγιση με μία στρώση σκύρων ή πορωδών κυβόλιθων, με σωλήνες για την αφαίρεση των υδάτων, συχνά μέσω της όψης του τοίχου. Εκτός από την μείωση της υδροστατικής πίεσης στον τοίχο, μειώνεται και η πιθανότητα να περάσει το νερό στο έδαφος κάτω από την θεμελίωση του τοίχου και να προξενήσει βλάβη.



Σχήμα 4.5.α: Στρώση αποστράγγισης (Mosley, 2012)



Σχήμα 4.5.β: Αποστράγγιση τοίχου αντιστήριξης (TCS GEOTECHNICS)

4.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός

Σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες έχουμε τα εξής:

1. Οι επιμέρους συντελεστές των σεισμικών δράσεων και των αποτελεσμάτων των σεισμικών δράσεων θα λαμβάνονται ίσοι με την μονάδα ($\gamma_F = \gamma_E = 1$)
2. Θα εφαρμόζεται ο τρόπος ανάλυσης 2 και ειδικότερα η παραλλαγή DA-2* σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης, δηλαδή ακόμη και σε προβλήματα ολικής ευστάθειας όπου η ανάλυση υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις γίνεται με τον τρόπο ανάλυσης 3 (DA-3)

3. Θα χρησιμοποιείται τιμή του συντελεστή προσομοίωσης γ_M , ίση με αυτή που εφαρμόζεται στις αναλύσεις υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις.
4. Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών των εδαφικών παραμέτρων (γ_M) και αντιστάσεων (γ_R) καθορίζονται στον Εθνικό Προσάρτημα του Ευρωκώδικα 8 - μέρος 5 (1998-5) $\gamma_M = \gamma_R = 1$. Προτείνεται όμως προκειμένου να αντιμετωπιστούν οι αβεβαιότητες στον υπολογισμό της αντοχής του εδάφους $\gamma_{\phi'} = 1.40$, $\gamma_{c'} = 1.25$, $\gamma_{cu} = 1.25$, να χρησιμοποιούνται οι τιμές που προτείνει ο EC8 στο βασικό του κείμενο.

Η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης εξαρτάται από:

- την συμπεριφορά του επιχώματος
- την τυπολογία του τοίχου αντιστήριξης
- την αδρανειακή και κινηματική συμπεριφορά του τοίχου
- την συμπεριφορά του εδάφους έδρασης του τοίχου
- την φύση και τα χαρακτηριστικά του σεισμού και της σεισμικής ταλάντωσης

Παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη στον υπολογισμό της δυναμικής συμπεριφοράς του τοίχου αντιστήριξης:

- Επιτάχυνση εδάφους που προκαλείται από τον σεισμό στην περιοχή του τοίχου.
- Μεταβολή των παραμέτρων αντοχής όπως είναι η γωνία τριβής (ϕ) και η συνοχή (c) του επιχώματος και του εδάφους έδρασης.
- Το αποδεκτό επίπεδο των "ανεκτών μετακινήσεων" σε συνθήκες λειτουργίας και σεισμού σχεδιασμού.

Κύριος στόχος είναι τόσο κατά την διάρκεια λειτουργίας του έργου όσο και μετά το σεισμό σχεδιασμού τόσο το έργο αντιστήριξης όσο και τα αντιστηριζόμενα έργα να μην υποστούν σημαντικές βλάβες και οι παραμένουσες μετακινήσεις να είναι συμβιβαστές με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου.

4.5.1 Μέθοδοι Ανάλυσης- Ισοδύναμη Στατική Μέθοδος (ψευδοστατική ανάλυση)

Μπορούν να εφαρμόζονται όλες οι μεθοδολογίες οι οποίες βασίζονται σε αρχές ανάλυσης κατασκευών και εδαφομηχανικής οι οποίες υποστηρίζονται από εμπειρία εφαρμογής τους καθώς και από παρατηρήσεις και μετρήσεις. Το προσομοίωμα για την ισοδύναμη στατική ανάλυση περιλαμβάνει την κατασκευή της αντιστήριξης, την επίχωση (σε κατάσταση ενεργητικής ισορροπίας) και κάθε φορτίο το οποίο δρα στην κατασκευή ή στην μάζα του ενεργού πρίσματος επίχωσης. Η σεισμική φόρτιση περιγράφεται από:

- οριζόντιες και κατακόρυφες αδρανειακές δυνάμεις στα δομικά στοιχεία του τοίχου (και στο τμήμα της επίχωσης στους τοίχους ΟΣ μορφής L ή T)
- δυναμικές ωθήσεις (ενεργητικές και παθητικές)
- υδροδυναμικές ωθήσεις στην περίπτωση κορεσμένων διαπερατών εδαφικών στρώσεων ή ύπαρξης στάθμης νερού στο εμπρός τμήμα του τοίχου π.χ. στην περίπτωση κρυπιδότοιχων.

Ο οριζόντιος συντελεστής στη οριζόντια διεύθυνση είναι :

$$k_h = a \times S/R$$

όπου, $a = a_g/g$, η επιτάχυνση σχεδιασμού στην επιφάνεια του εδάφους η οποία προκύπτει από την επιτάχυνση σε συνθήκες εδάφους A κατά EC8 και τον συντελεστή σπουδαιότητας της κατασκευής γ_I , όπου $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$, και S ο συντελεστής της κατηγορίας υπεδάφους θεμελίωσης.

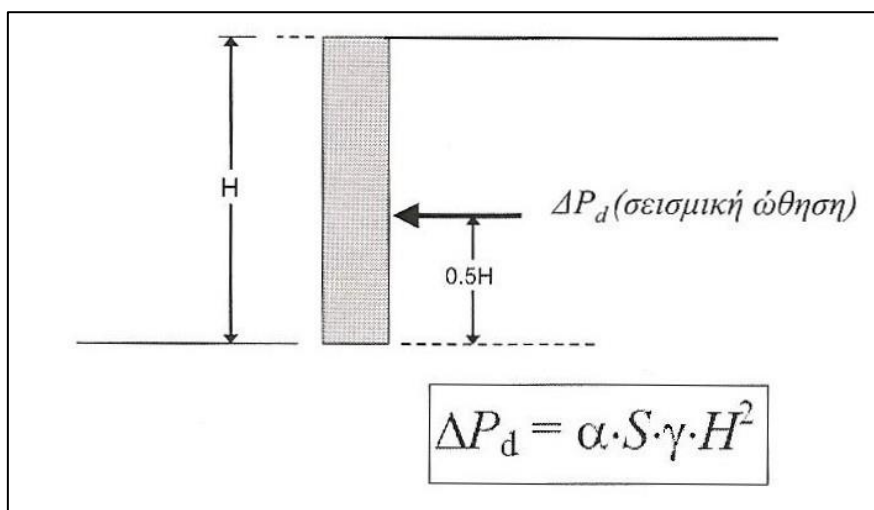
Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής είναι:

$k_v = \pm 0.5k_h$, όταν οι κατακόρυφες επιταχύνσεις είναι υψηλές $a_{vg}/a_g > 0.6$

$k_v = \pm 0.33k_h$ σε όλες τις υπόλοιπες περιπτώσεις

Πίνακας 4.6.1(Συντελεστές r ανάλογα με την δυνατότητα μετακίνησης του τοίχου αντιστήριξης.)
(Mosley, 2012)

ΤΥΠΟΣ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	Συντελεστής r
Τοίχοι βαρύτητας με δυνατότητα μετακίνησης μέχρι $dr(\text{mm}) = 300 \times a \times S$	2.0
Τοίχοι βαρύτητας με δυνατότητα μετακίνησης μέχρι $dr(\text{mm}) = 200 \times a \times S$	1.5
Εύκαμπτοι τοίχοι ΟΣ, τοίχοι με αγκυρώσεις, τοίχοι σε πασσάλους, ακλόνητοι τοίχοι,	1.0



Σχήμα 4.6.1: Πρόσθετη Οριζόντια δύναμη στην ενεργητική, λόγω οριζόντιας σεισμικής δράσης. (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)

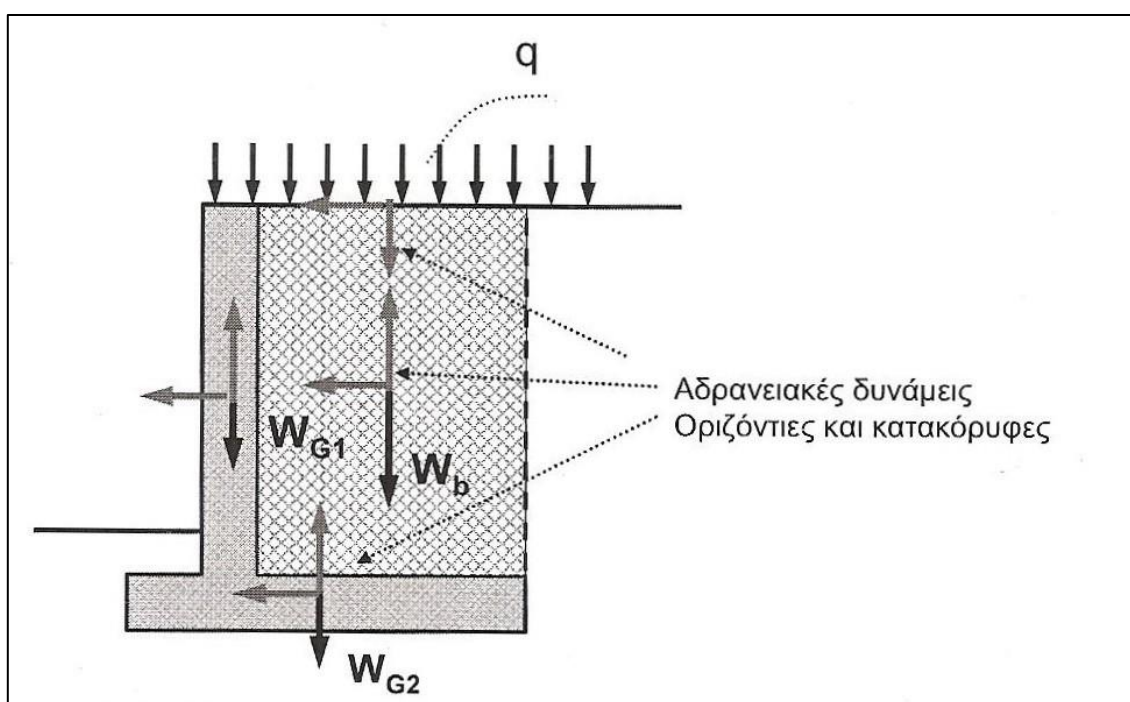
Παρατηρήσεις:

- Στην περίπτωση κορεσμένων μη συνεκτικών εδαφών και πιθανής αύξησης της πίεσης του νερού των πόρων $r=1.0$

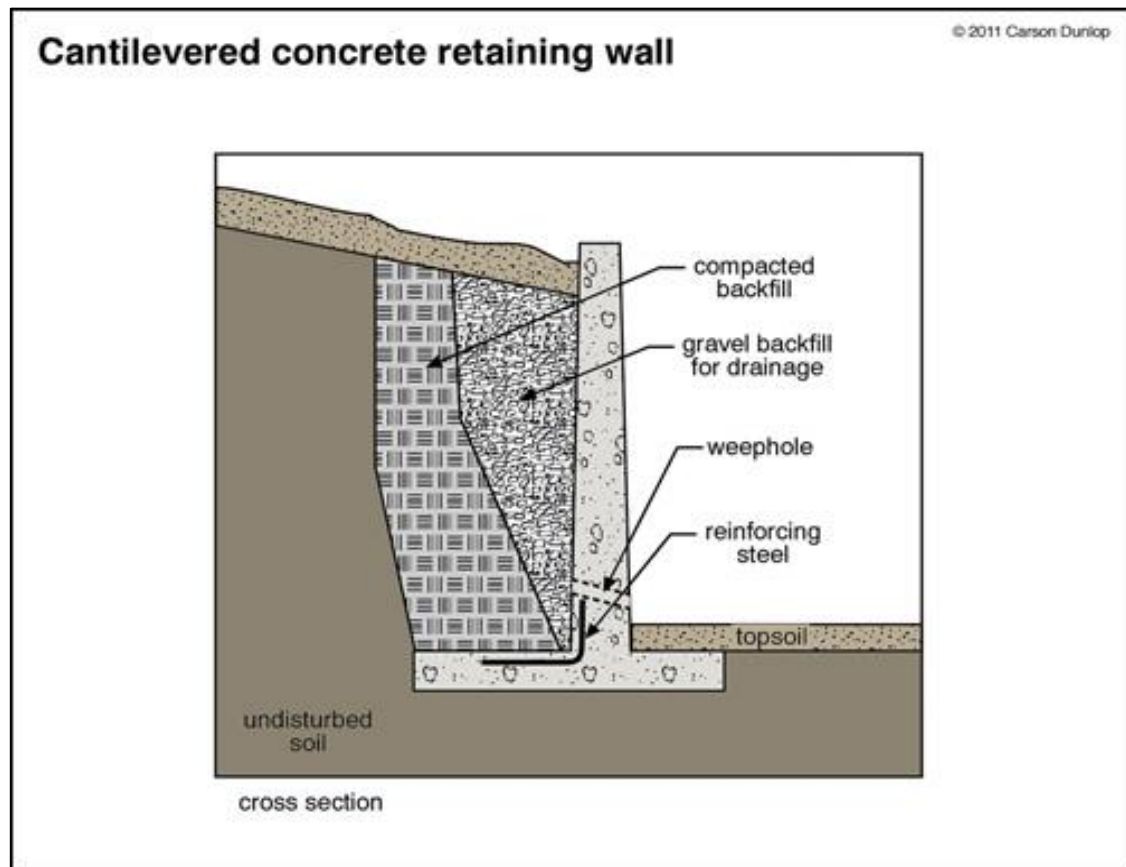
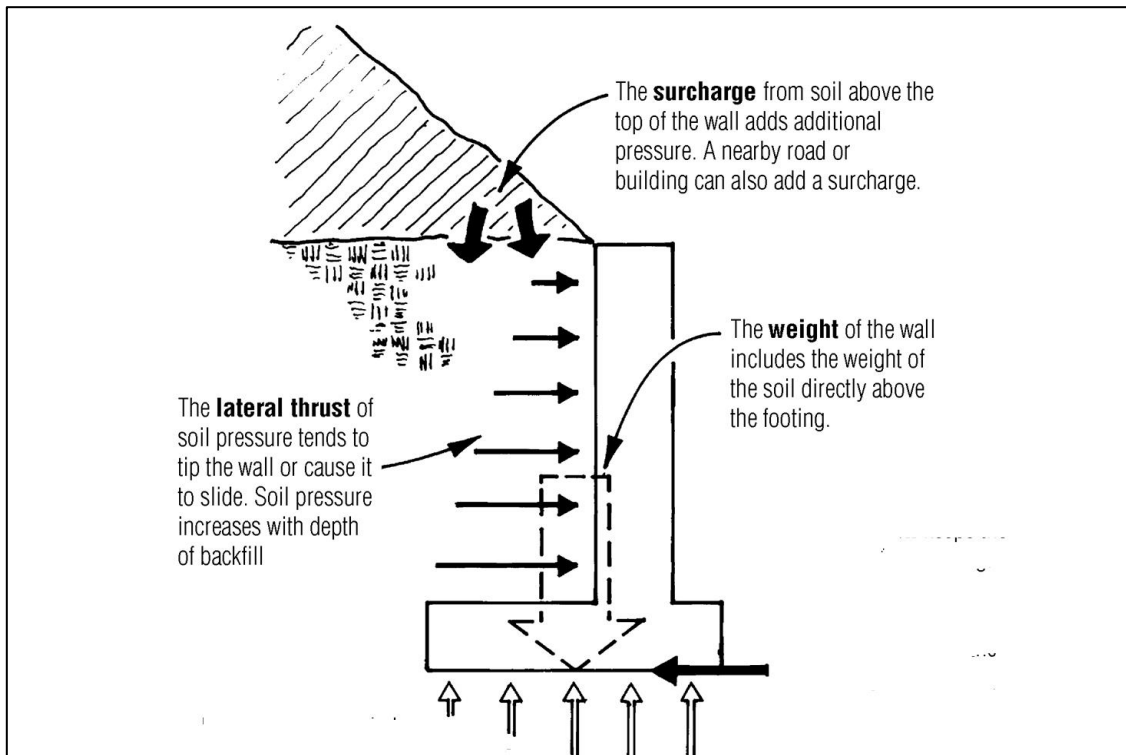
- Για τοίχους ύψους μεγαλύτερου από 10m απαιτείται ακριβέστερη ανάλυση υπολογισμού της εδαφικής επιτάχυνσης (α) μέσω εδαφικής απόκρισης (μπορεί να ληφθεί η μέση τιμή βάσης-στέψης)
- Σε τοίχους που δεν λειτουργούν με το βάρος τους, η κατακόρυφη συνιστώσα μπορεί να μην ληφθεί υπόψη για τα δομικά στοιχεία της αντιστήριξης
- Οι συνολικές ενεργητικές ωθήσεις δρουν υπό κλίση όχι μεγαλύτερη από $(2/3)\phi'$ και οι παθητικές ωθήσεις με κλίσεις 0° .
- Σημείο εφαρμογής της συνολικής σεισμικής και στατικής δύναμης στο $1/2$ του ύψους. Για τοίχους οι οποίοι μπορούν να στραφούν ως προς τον πόδα μπορεί να ληφθεί στο σημείο εφαρμογής της στατικής συνισταμένης ($H/3$)
- Όσο αφορά τις υδροδυναμικές ωθήσεις, γίνεται διάκριση στα κορεσμένα εδάφη ανάλογα με την διαπερατότητα τους. Για διαπερατότητα $k < 5 \cdot 10^{-4} \text{m/s}$ μπορεί να θεωρηθούν αστράγγιστες συνθήκες (η μετακίνηση του εδάφους και του νερού θεωρείται συζευγμένη). Σε διαπερατά εδάφη η κίνηση θεωρείται μη συζευγμένη κίνηση (υδροδυναμικές πιέσεις που η συνισταμένη τους δρα στο 40% του ύψους της εδαφικής στρώσεις).

4.5.2 Αδρανειακές δυνάμεις δομικών στοιχείων

Οι αδρανειακές δυνάμεις λόγω σεισμικής φόρτισης υπολογίζονται στα δομικά στοιχεία του τοίχου αντιστήριξης, στην επίχωση καθώς και σε οποιαδήποτε φόρτιση. Οι δυνάμεις αυτές λαμβάνονται υπόψη σε κάθε επιμέρους έλεγχο με δυσμενή δράση (πχ στον έλεγχο έναντι ολίσθησης οι δυνάμεις λαμβάνονται υπόψη με φορά προς το κατάντη τμήμα του τοίχου ώστε να προκαλούν ολίσθηση).



Σχήμα 4.6.2: Αδρανειακές δυνάμεις σε τοίχο ΟΣ μορφής T (Αναγνωστόπουλος-Αναστασιάδης, 2012)



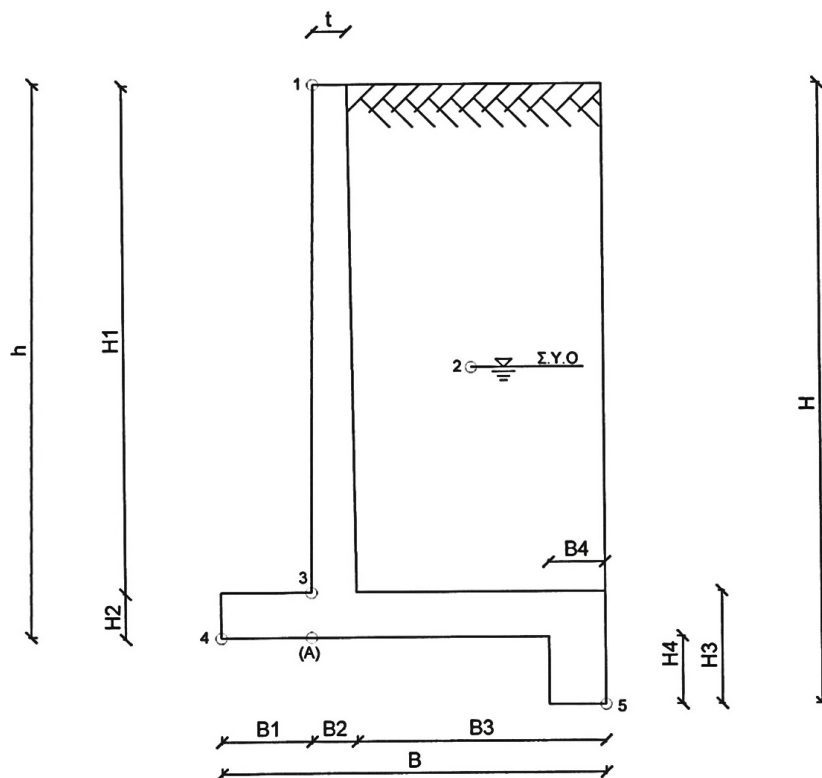
5. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

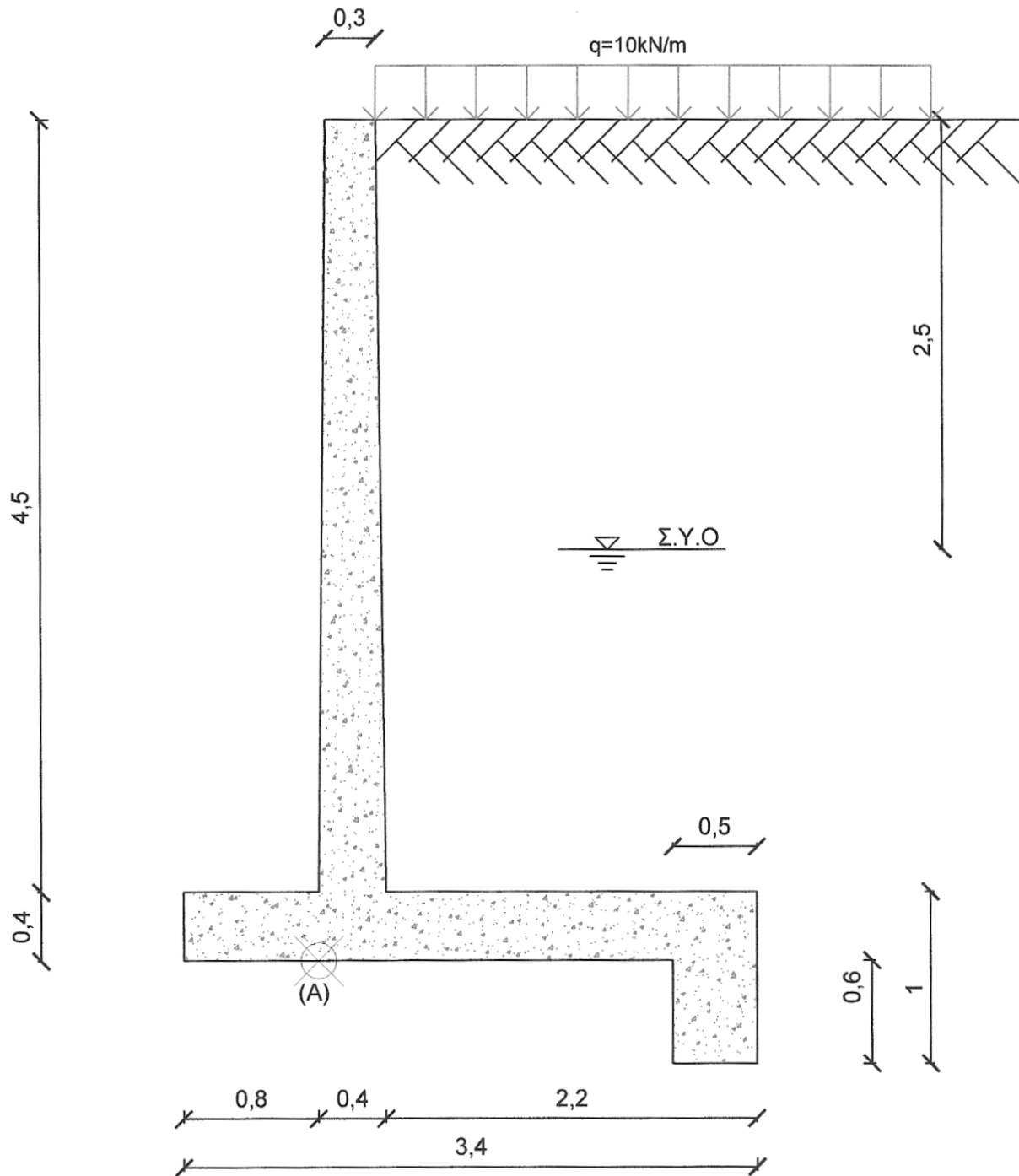
Σε αυτό το κεφάλαιο της εργασίας θα γίνει μια βασική ανάλυση και μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης με σκοπό την κατανόηση και την χρήση των θεωρητικών μας γνώσεων από τα παραπάνω κεφάλαια. Με βάση λοιπόν γενικούς κανονισμούς θα προχωρήσουμε στην επίλυση του τοίχου στο πρόγραμμα Microsoft Excel 2007, και αναλυτικά όλο το αρχείο βρίσκεται στο Παράρτημα Α, προς το τέλος της εργασίας. Στο τμήμα αυτό θα βρίσκονται αναλυτικά οι υπολογισμοί, οι μέθοδοι, οι παραδοχές αλλά και το σκεπτικό των επιλογών του πολιτικού μηχανικού.

5.1 Εκφώνηση και ζητούμενα για τον τοίχο αντιστήριξης

Ο τοίχος αντιστήριξης οπλισμένου σκυροδέματος σε πρόβολο συγκρατεί ένα κοκκώδες υλικό με κορεσμένη πυκνότητα ίση με 1700 kg/m^3 . Τα ζητούμενα είναι τα εξής:

- να ελεγχθεί η ευστάθεια του τοίχου (μέσω των ανάλογων ελέγχων)
- να προσδιοριστούν οι φέρουσες πιέσεις σε οριακή κατάσταση αστοχίας
- να υπολογιστεί η ο οπλισμός κάμψης για χάλυβα υψηλού ορίου διαρροής, $f_{yk}=500 \text{ kN/mm}^2$ και κατηγορία αντοχής σκυροδέματος C30/37.



5.2 Γεωμετρία τοίχου

5.3 Δεδομένα παραδείγματος

Α)ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΙΧΟΥ		
H1=	4,5	
H2=	0,4	
H3=	1	
H4=	0,6	
H=	5,5	
B1=	0,8	
B2=	0,4	
B3=	2,2	
B4=	0,5	
B=	3,4	
t=	0,3	

Όλες οι μονάδες είναι σε μέτρα (m)

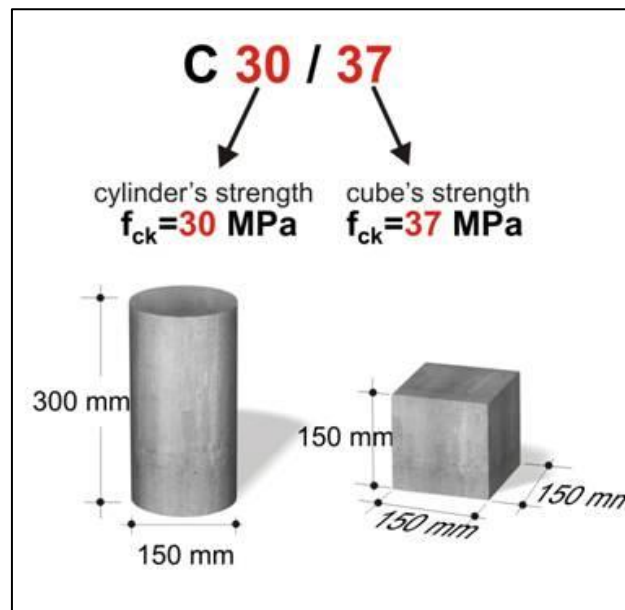
Β)ΣΤΑΘΜΗ ΥΔΡΟΦΟΡΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΑ	
Zw=	2,5

Γ)ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΦΟΥΣ		
γ_{dry} =	18	(kN/m ³)
γ_{sat} =	20	(kN/m ³)
c'=	0	(kPa)
ϕ' =	30	(μοίρες)
πυκνότητα επιχώματ.	18	(kN/m ³)

Επιφόρτιση με ένα ομοιόμορφο φορτίο q, άπειρης έκτασης και μεγεθους:

q=	10	(kN/m ²)
γ_w =	10	(kN/m ³)
g=	9,81	(m/s ²)
πυκνότητα επιχ.=	1700	(kg/m ³)

Δ)ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ		
$\gamma_{σκυρ}$ =	25	(kN/m ³)
Οι υπολογισμοί θα γίνουν για κατηγορία αντοχής σκυροδέματος C30/37		



Ε)ΣΥΝΑΦΕΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΕΛΑΦΟΥΣ		
A=Συντελεστής συνάφειας=	0,7	
	$\delta = A \cdot \varphi$	
	A= 0,7	
άρα:	$\delta = 21$	(μοίρες)

5.4 Πίνακες απαραίτητοι για τον υπολογισμό των δράσεων και του οπλισμού σύμφωνα με τους Ευρωκώδικες)

Επιμέρους συντελεστές:

Μόνιμη ή προσωρινή κατάσταση μελέτης	Μόνιμες δράσεις		Κύρια μεταβλητή δράση		Συνοδευτική μεταβλητή δράση	
	Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής	Ευμενής	Δυσμενής
(α) Για τον έλεγχο της δοκιμής και γεωτεχνικής αστοχίας: συνδυασμός 1 (ΔΟΜ) & (ΓΕΩ)	1.35	1.00*	1.50	0	1.50	0
(β) Για τον έλεγχο της δοκιμής και γεωτεχνικής αστοχίας: συνδυασμός 2 (ΔΟΜ) & (ΓΕΩ)	1.00	1.00*	1.30	0	1.30	0
(γ) Για τον έλεγχο της στατικής ισορροπίας	1.1	0.9	1.50	0	1.50	0

*Προς εφαρμογή σε δυνάμεις έδρασης, ολίσθησης και ωθήσεις γαιών.

ΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΤΙΜΗ
Μόνιμη Δυσμενής ^α	$\gamma_{G,sat}$	1,1
Ευνοική ^β	$\gamma_{G,stab}$	0,9
Μεταβλητή Δυσμενής ^α	$\gamma_{Q,dst}$	1,5
Ευνοική ^β	$\gamma_{Q,stab}$	0
^α Αποσταθεροποιητική ^β Σταθεροποιητική		

Πίνακας Α.1(Εθνικό Προσάρτημα): Επιμέρους συντελεστές σε δράσεις(EQU)

ΔΡΑΣΗ		ΣΥΜΒΟΛΟ	ΟΜΑΔΑ	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,0
	Ευνοική		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,5	1,3
	Ευνοική		0	0

Πίνακας Α.3(Εθνικό Προσάρτημα): Επιμέρους συντελεστές σε δράσεις η στα αποτελέσματα δράσεων(GEO)

Εμβαδά διατομής για διάφορες αποστάσεις ράβδων:

D (mm)	Απόσταση ράβδων								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
6	566	377	283	226	189	162	142	113	94
8	1010	671	503	402	335	287	252	201	168
10	1570	1050	785	628	523	449	393	314	262
12	2260	1510	1130	905	754	646	566	452	377
16	4020	2680	2010	1610	1340	1150	1010	804	670
20	6280	4190	3140	2510	2090	1800	1570	1260	1050
25	9820	6550	4910	3930	3270	2810	2450	1960	1640
32	16100	10700	8040	6430	5360	4600	4020	3220	2680
40	25100	16800	12600	10100	8380	7180	6280	5030	4190

Εμβαδά διατομής για διάφορες αποστάσεις ράβδων από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Mosley, Bungey, Hulse.)

K	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
I_a	0,954	0,945	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891
K	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,167	
I_a	0,880	0,868	0,856	0,843	0,830	0,820	

Τιμές μοχλοβραχίονα ανάλογα με το εκάστοτε K.

Εφελκόμενος οπλισμός σε δοκούς και πλάκες	Κατηγορία σκυροδέματος ($f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$)			
$A_{smin}/btd > 0.26f_{ctm}/f_{yk}(>0,0013)$	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
	0,0013	0,0015	0,0018	0,0021
Δευτερέων οπλισμός	>20% κυρίου οπλισμού			
Διαμήκης οπλισμός σε υποστυλώματα	$A_{smin}>0,10N_{sd}/0,87f_{yk}>0,002A_c$ όπου N_{sd} είναι η αξονική θλιπτική δύναμη			
Κατακόρυφος οπλισμός σε τοιχώματα	$A_{smin}>0,002A_c$			
Σημείωση: bt =μέσο πλάτος της εφελκόμενης ζώνης.				

ελάχιστα εμβαδά οπλισμού, από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Mosley, Bungey, Hulse.)

Αναλυτικά το παράδειγμα βρίσκεται στο Παράρτημα Α στο τέλος της εργασίας .

6. ΣΧΕΔΙΑΣΗ, ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΣΜΟΙ ΣΕ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕ PLAXIS 2D

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται η χρήση ενός από τα πλέον γνωστά λογισμικά στο χώρο των έργων αντιστήριξης. Του PLAXIS 2D. Στόχος είναι να παρουσιαστεί με τα σύγχρονα μέσα κομμάτι της μελέτης των τοίχων αντιστήριξης. Το λογισμικό μας δίνει την δυνατότητα να πειραματιστούμε και να επεξεργαστούμε οποιαδήποτε στιγμή τα δεδομένα ενός έργου. Ακόμη μέσω της σχηματικής απεικόνισης (του τοίχου, του εδάφους, της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα κ.α.) ο μηχανικός και ειδικότερα ο μελετητής μπορεί να διαπιστώσει που κινδυνεύει το έργο μας αλλά και να βρει τις αποδοτικότερες λύσεις για την βελτιστοποίηση αυτού.

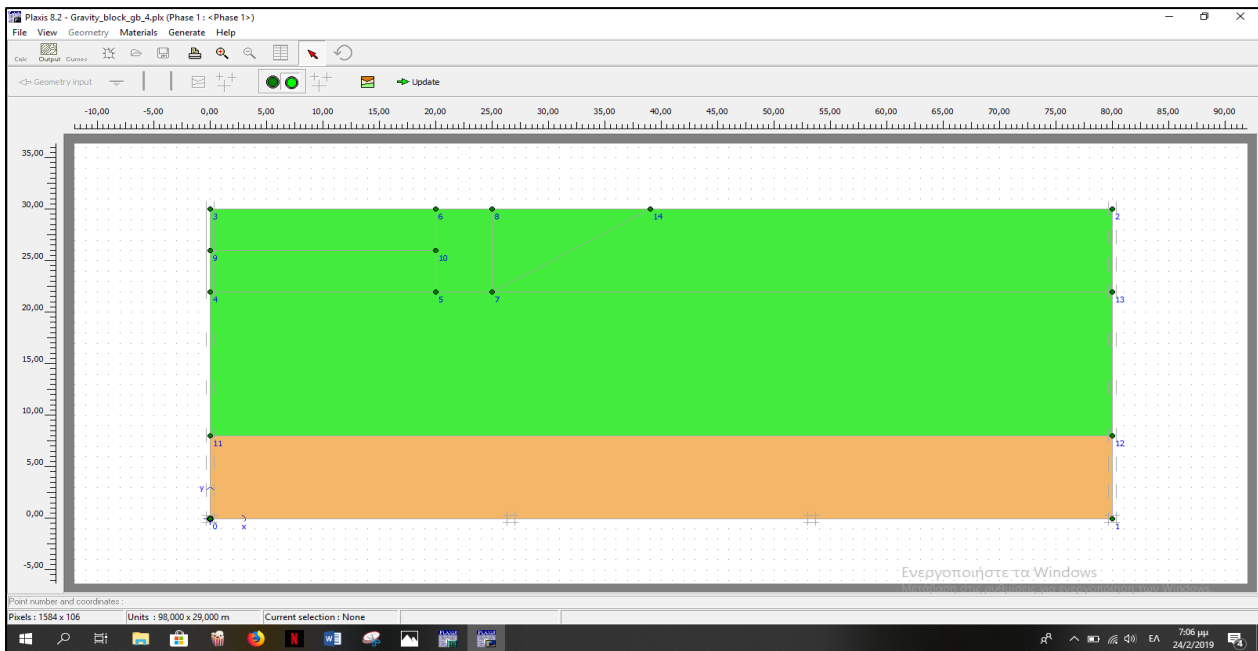
6.1 Πλεονεκτήματα του PLAXIS 2D

Το PLAXIS 2D είναι ένα πολύτιμο και φιλικό προς το χρήστη πακέτο πεπερασμένων στοιχείων που προορίζεται για τη δισδιάστατη ανάλυση της παραμόρφωσης και της σταθερότητας στη γεωτεχνική μηχανική και στη βραχομηχανική. Το PLAXIS χρησιμοποιείται παγκοσμίως από κορυφαίες εταιρίες μηχανικών και ιδρύματα στον κλάδο των δομοστατικών και γεωτεχνικών μηχανικών. Οι εφαρμογές κυμαίνονται από αναχώματα και θεμέλια μέχρι σήραγγες, τοίχους αντιστήριξης και γεωτρήσεις.

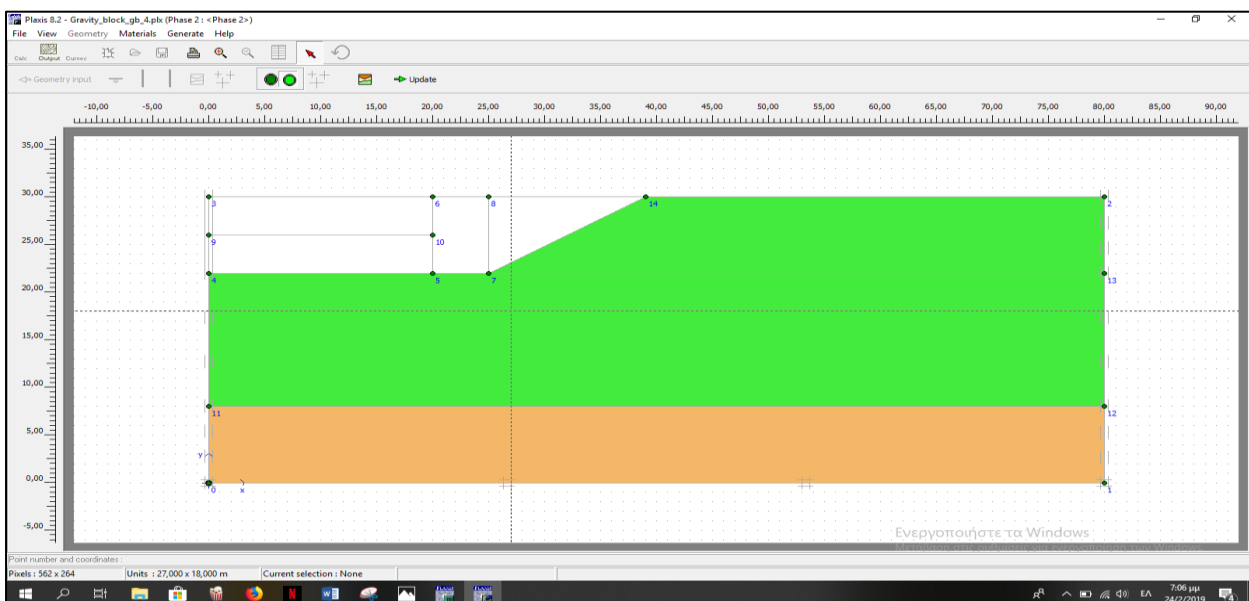
- Παροχή γρήγορης και αποτελεσματικής δημιουργίας μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων: Η φιλική προς το χρήστη διεπαφή καθοδηγεί τον χρήστη να δημιουργήσει αποτελεσματικά μοντέλα με λογική γεωτεχνική ροή εργασίας. Μέσω των γεωτρήσεων οι χρήστες μπορούν να ορίσουν σύνθετα γεωλογικά προφίλ ή γεωλογικές διατομές. Στον τρόπο δομών, μπορούν να οριστούν δομικά στοιχεία, όπως πασσάλους, άγκυρες, γεωφάσματα και προδιαγεγραμμένα φορτία και μετατοπίσεις. Η γεωμετρία μπορεί επίσης να εισαχθεί από αρχεία CAD. Η διαδικασία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων δημιουργείται σχεδόν αμέσως.
- Ρεαλιστική εκτίμηση των τάσεων και των μετατοπίσεων με μεγάλη ακρίβεια και ταχύτητα: Με την σταδιακή κατασκευή οι χρήστες μπορούν να μοντελοποιήσουν με ακρίβεια τη διαδικασία κατασκευής, ενεργοποιώντας και απενεργοποιώντας τα στρώματα εδάφους και τα δομικά στοιχεία σε κάθε φάση υπολογισμού. Τα μοντέλα κυμαίνονται από απλά γραμμικά έως μη γραμμικά μοντέλα μέσω των οποίων μπορεί να προσομοιωθεί η συμπεριφορά του εδάφους και του βράχου. Οι καλά αποδεδειγμένες και αξιόπιστες διαδικασίες υπολογισμού εξασφαλίζουν αξιόπιστους υπολογισμούς και ακριβή αποτελέσματα. Με υπολογιστές πολλών πυρήνων και με σχεδιασμό 64-bit, το PLAXIS μπορεί να αντιμετωπίσει τα δυσκολότερα και πιο σύνθετα μοντέλα.
- Ισχυρή και ευέλικτη επεξεργασία: Το ευέλικτο πρόγραμμα εξόδου προσφέρει διάφορους τρόπους για την εμφάνιση των δυνάμεων, των μετατοπίσεων, των τάσεων και των δεδομένων ροής. Τα εργαλεία διατομής επιτρέπουν πιο λεπτομερή ανάλυση των αποτελεσμάτων. Τα δεδομένα μπορούν να αντιγραφούν από πίνακες για περαιτέρω σκοπούς επεξεργασίας εκτός του PLAXIS. Ακόμη (μέσω του Curve manager) επιτρέπει τη δημιουργία γραφικών παραστάσεων, σχεδιάζοντας διάφορους τύπους αποτελεσμάτων από τα διαθέσιμα δεδομένα των υπολογισμών.

6.2 Σχεδιασμός, μελέτη και υπολογισμοί σε τοίχο βαρύτητας (απλούστερη περίπτωση)

Αρχικά η πρώτη φάση στο πρόγραμμα θα είναι η απλούστερη. Πιο συγκεκριμένα θα είναι ένας τοίχος βαρύτητας από σκυρόδεμα, χωρίς να υπάρχει ροή νερού (ο υδροφόρος ορίζοντας θα είναι κατά πολύ κάτω από την επιφάνεια του εδάφους). Πιο συγκεκριμένα η διαστάσεις του τοίχου θα είναι 5 μέτρα πλάτος και το ύψος του θα είναι 8 μέτρα. Παρακάτω μπορούμε να παρατηρήσουμε και το υπέδαφος που έχει επιλεγθεί το οποίο αποτελείται από στρώμα αργίλου (πράσινο) και μάργας (πορτοκαλί). Επίσης υλικό επίχωσης έχουμε με $c=10$ και $\phi=25^\circ$. Πιο αναλυτικά τα στοιχεία που αντικατοπτρίζουν το έδαφος μας παρουσιάζονται παρακάτω :

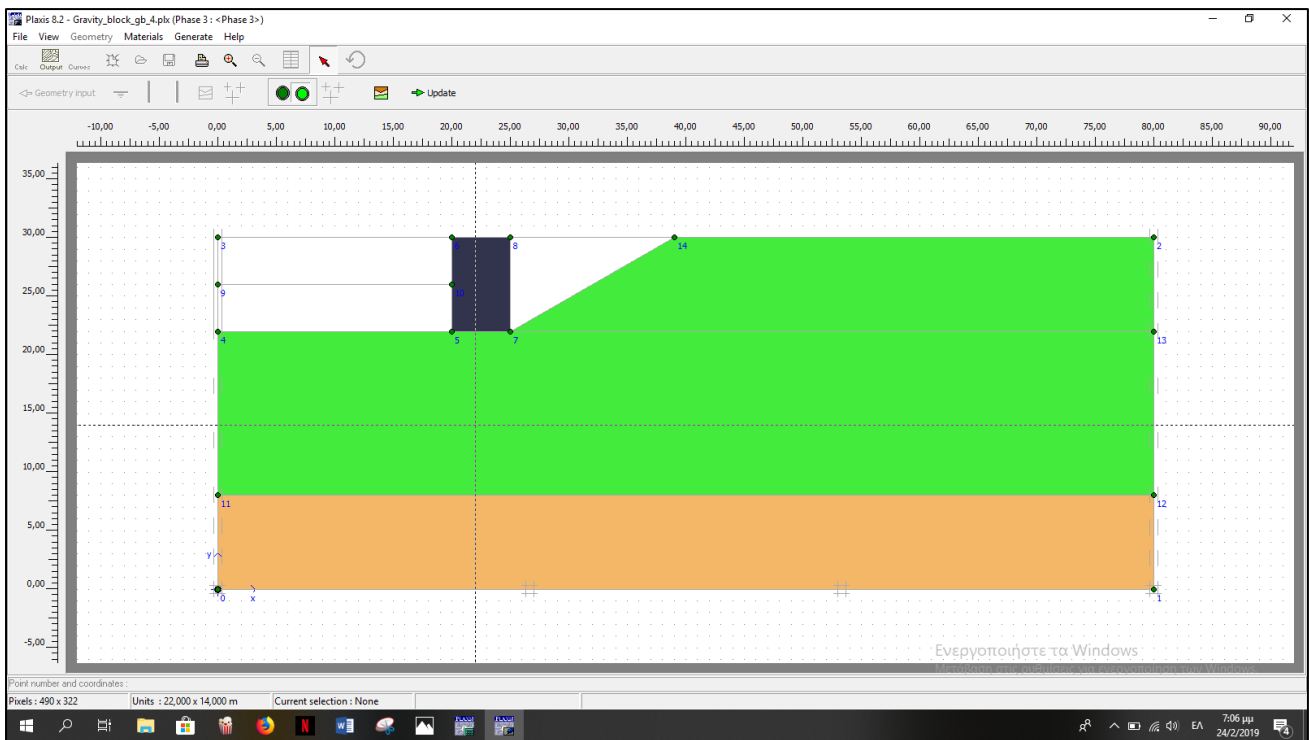


Εικόνα 6.2.1:Στρωματογραφία εδάφους στο παράδειγμα μας.

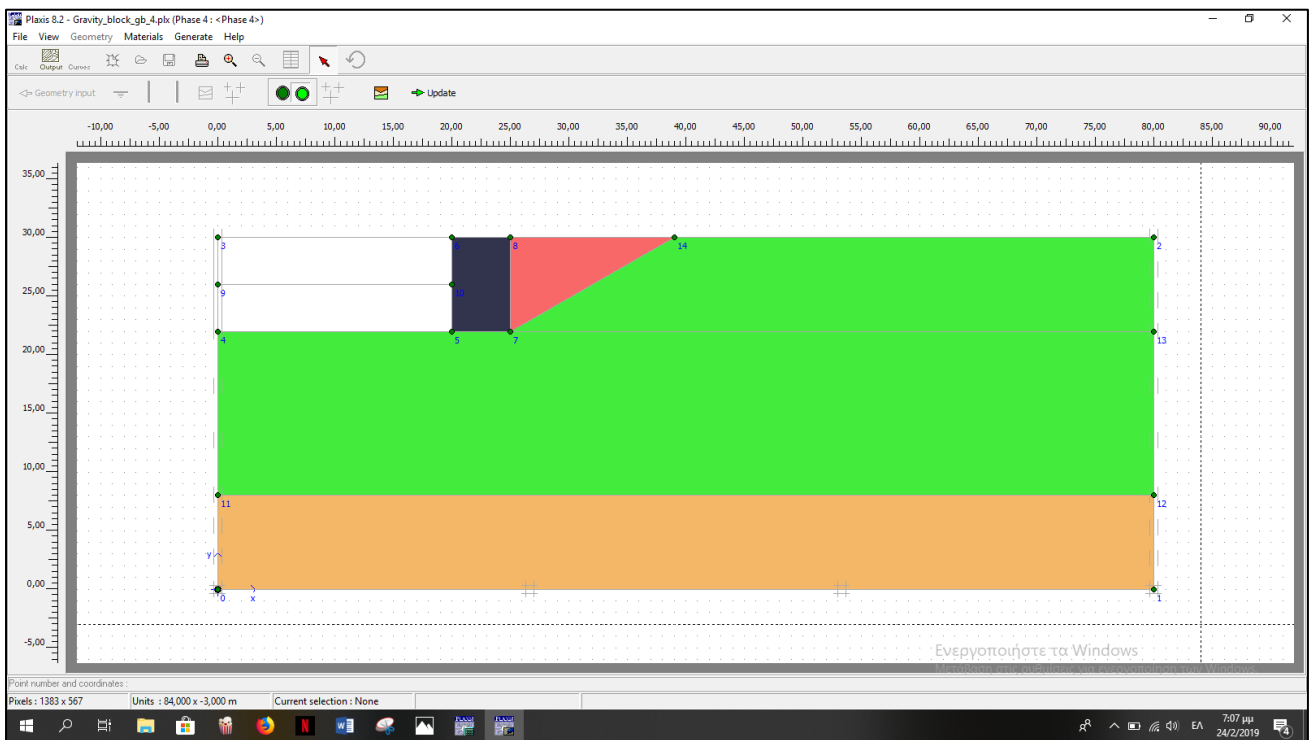


Εικόνα 6.2.2:Κατάσταση μετά την εκσκαφή

Έπειτα τοποθετείται ο τοίχος βαρύτητας και αμέσως μετά το υλικό επίχωσης (Clay fill):

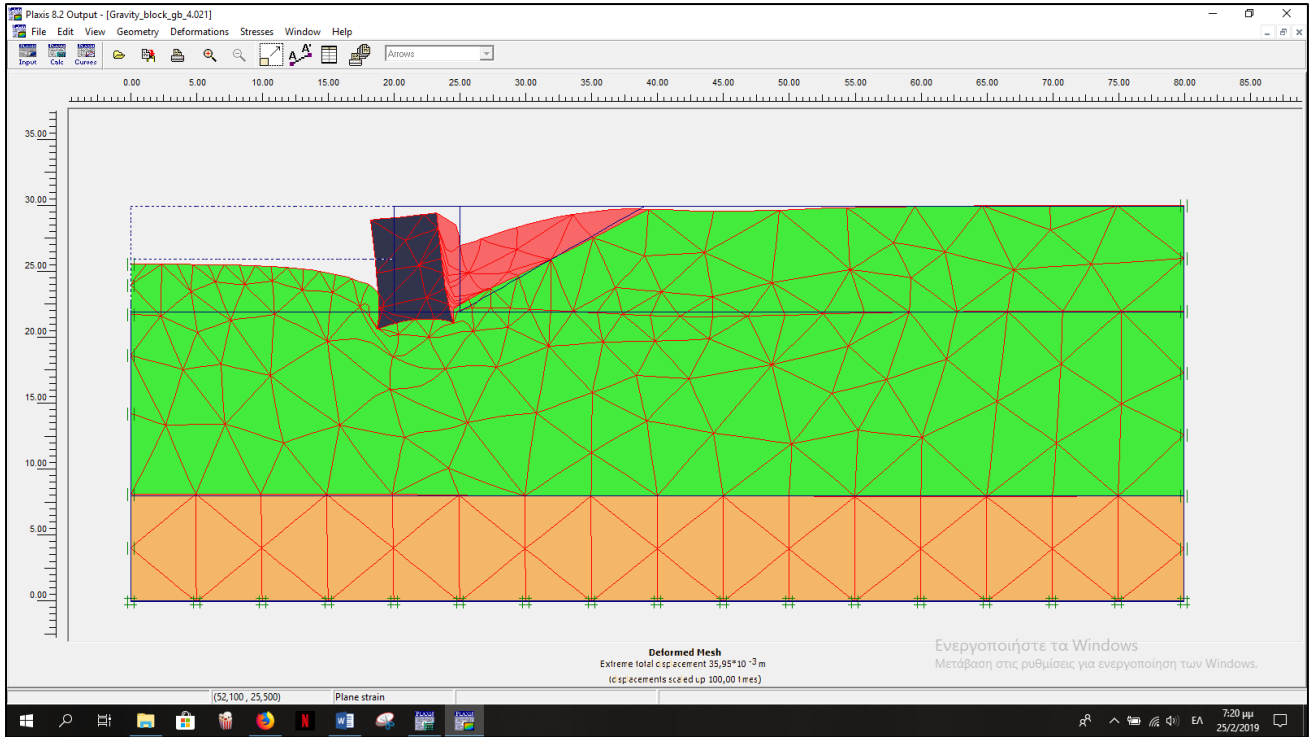


Εικόνα 6.2.3: Τοποθέτηση τοίχου βαρύτητας

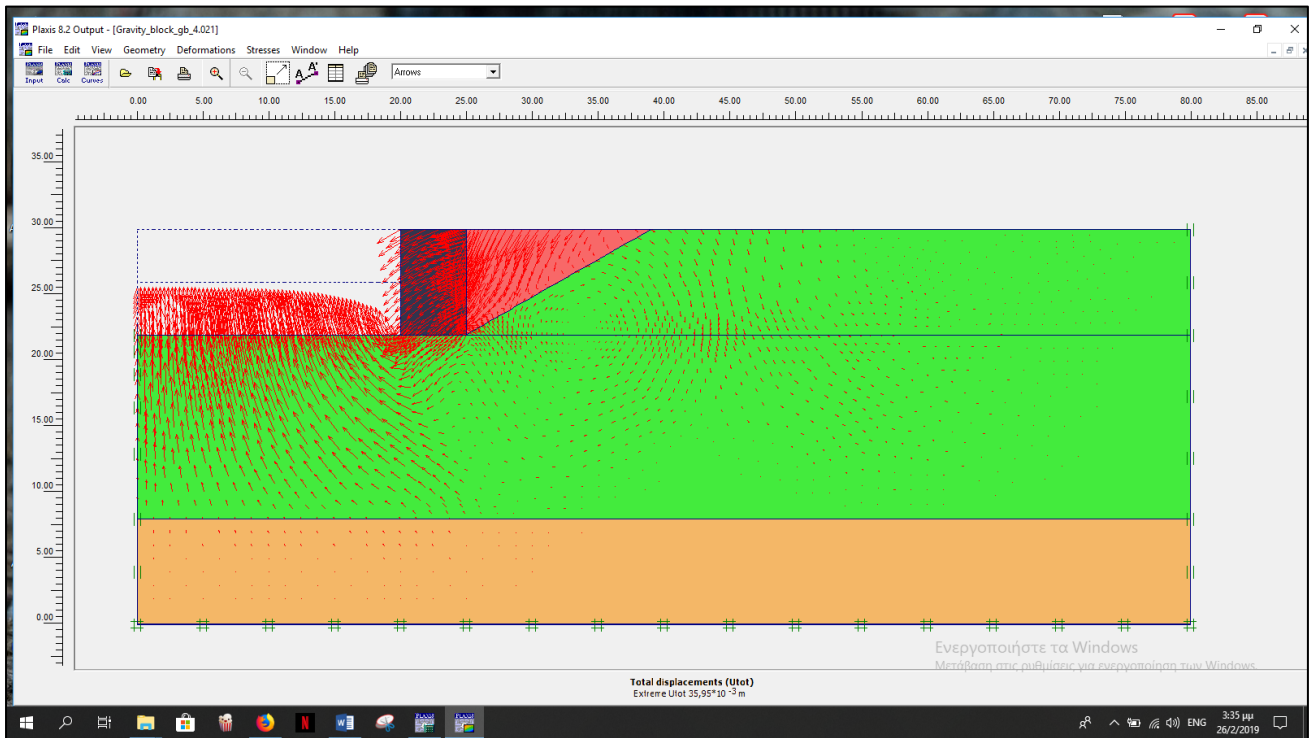


Εικόνα 6.2.4: Επίχωση

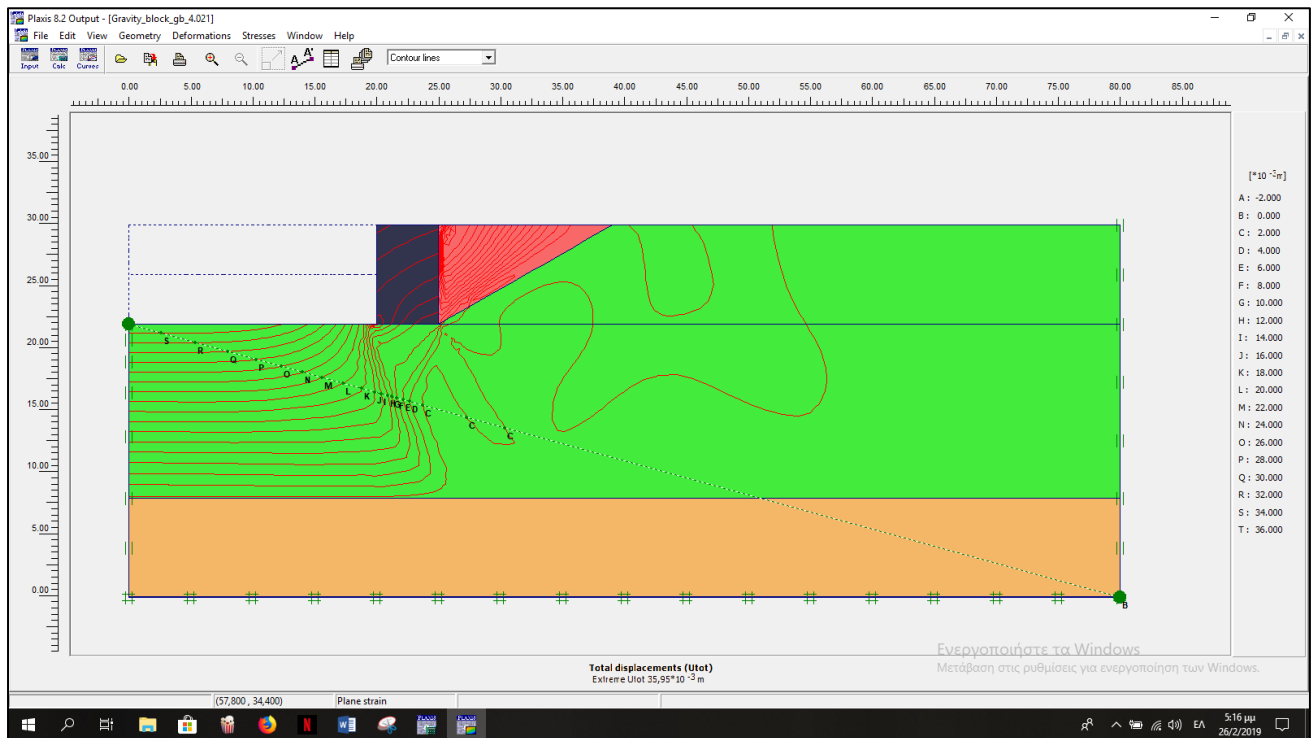
Και το αποτέλεσμα θα είναι έτσι σχηματικά:



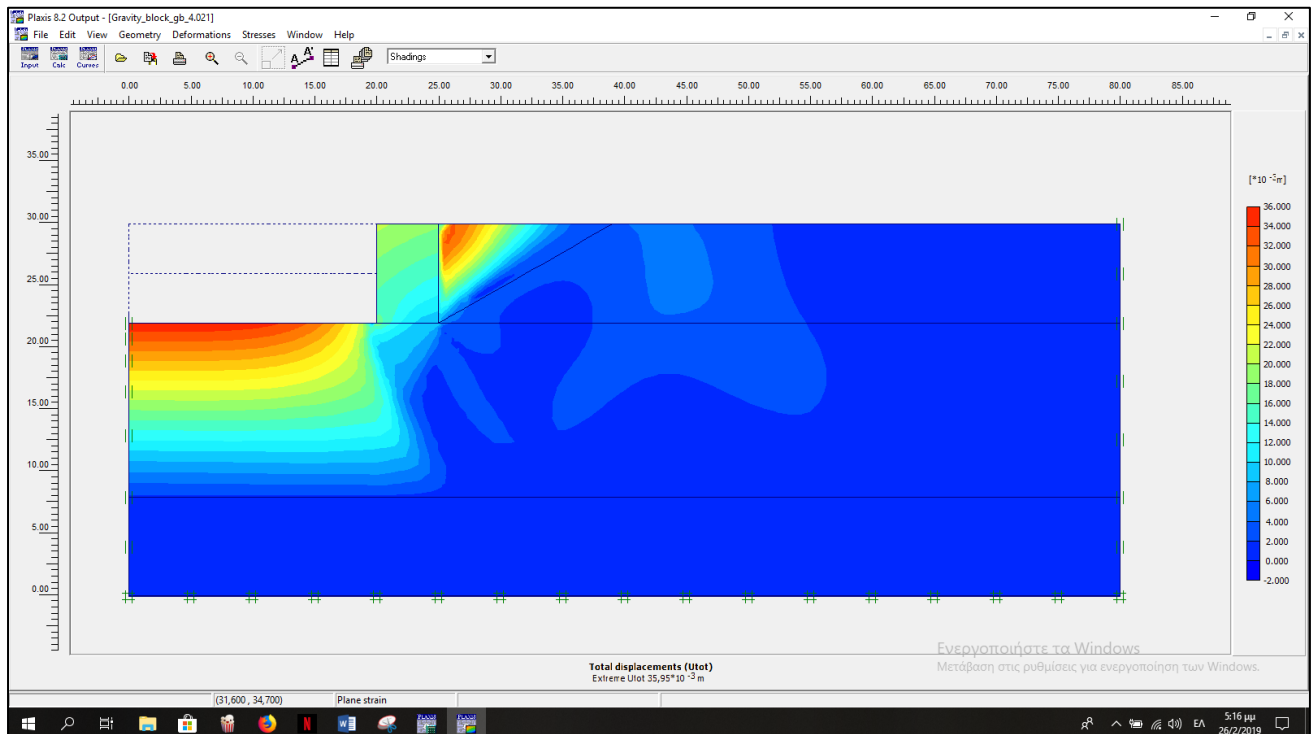
Εικόνα 6.2.5: Παραμορφωμένος φορέας



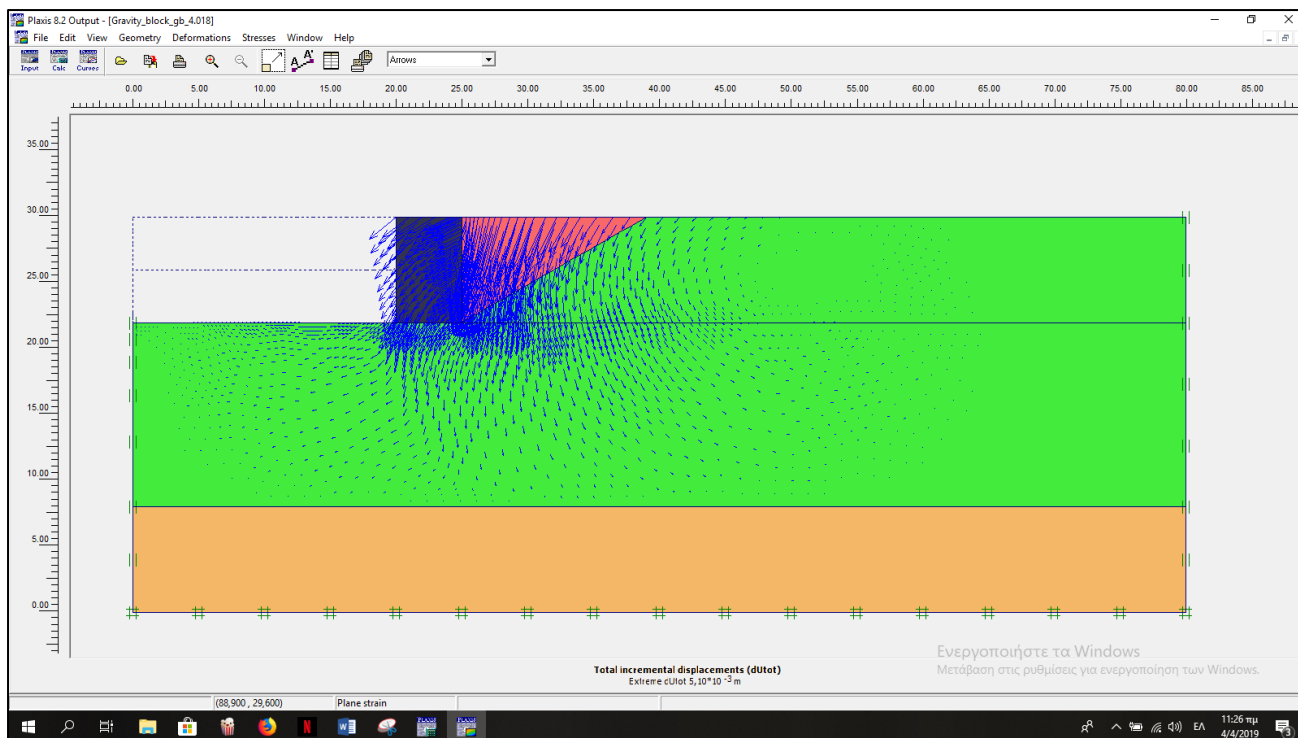
Εικόνα 6.2.6: Ολικές μετατοπίσεις-arrows



Εικόνα 6.2.7: Ολικές μετατοπίσεις-arrows



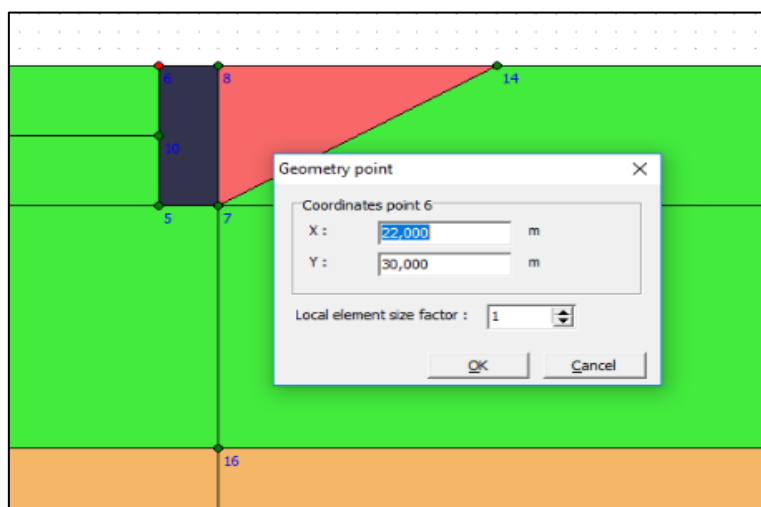
Εικόνα 6.2.8: Ολικές μετατοπίσεις-Shadings



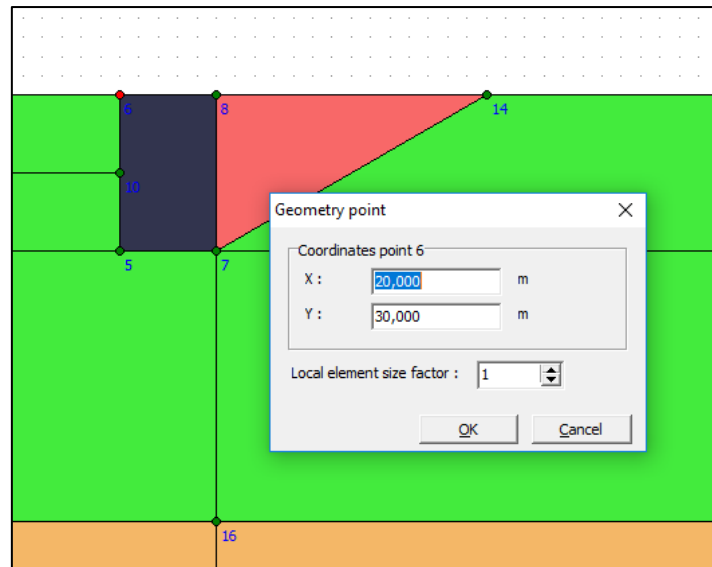
Εικόνα 6.2.9:Αυξανόμενες μετατοπίσεις-arrows

6.3 Μείωση πλάτους στον ίδιο τοίχο μέχρι να αστοχήσει

Στην συνέχεια θα προσπαθήσουμε στον ίδιο τοίχο να μειώσουμε σταδιακά το πλάτος του μέχρι το σημείο που θα αστοχήσει. Συγκεκριμένα σε αυτή την περίπτωση ορίζουμε την αστοχία ως την συνθήκη στην οποία δεν υπάρχει αριθμητική σύγκλιση. Δηλαδή ο διακριτοποιημένος φορέας δεν βρίσκεται σε ισορροπία. Το αρχικό πλάτος του τοίχου είναι 5m. Επομένως θα ξεκινάμε να μειώνουμε ανά μισό μέτρο έως τα 3,5m και έπειτα θα μειώσουμε το βήμα αυτό έτσι ώστε να βρούμε μεγαλύτερη ακρίβεια στα πόσα μέτρα θα έχουμε αστοχία. Στην συγκεκριμένη περίπτωση αστοχεί όταν το πλάτος είναι ίσο με 3m.



Εικόνα 6.3.1:Συντεταγμένες μετά την μείωση του πλάτους(πλάτος3m).



Εικόνα 6.3.2: Αρχικές συντεταγμένες(πλάτος 5 m).

Plaxis 8.2 Calculations - Gravity_block_gb_5.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves [Icons] Output...

General Parameters Multipliers Preview

Phase
 Number / ID.: 4 <Phase 4>
 Start from phase: 3 - <Phase 3>

Calculation type
 Plastic [Advanced]

Log info
 Prescribed ultimate state not reached!
 Soil body collapses
 Inspect output and load-displacement curve

Comments

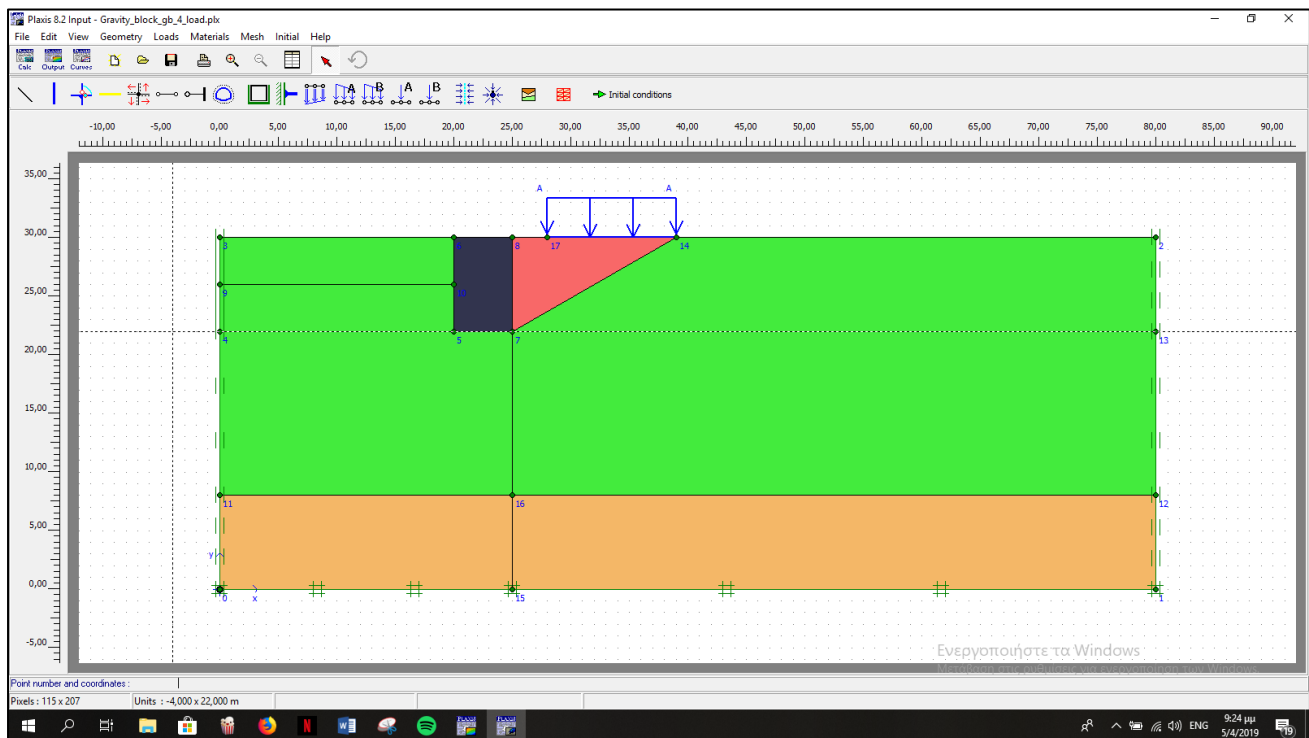
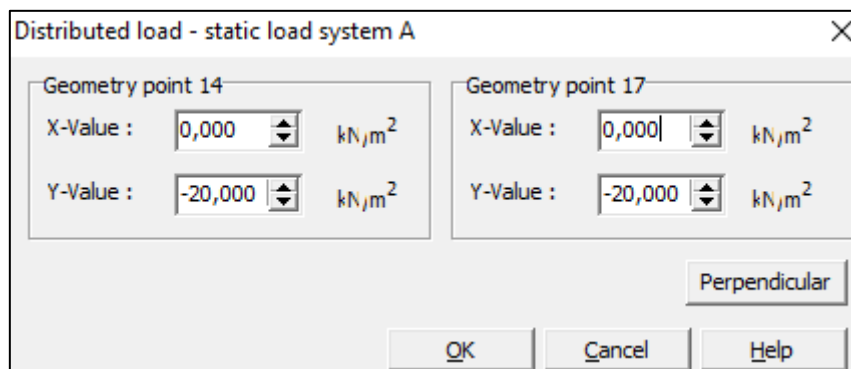
[Parameters]

[Next] [Insert] [Delete...]

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	2
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	3	3
✗ <Phase 4>	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 ...	4	4

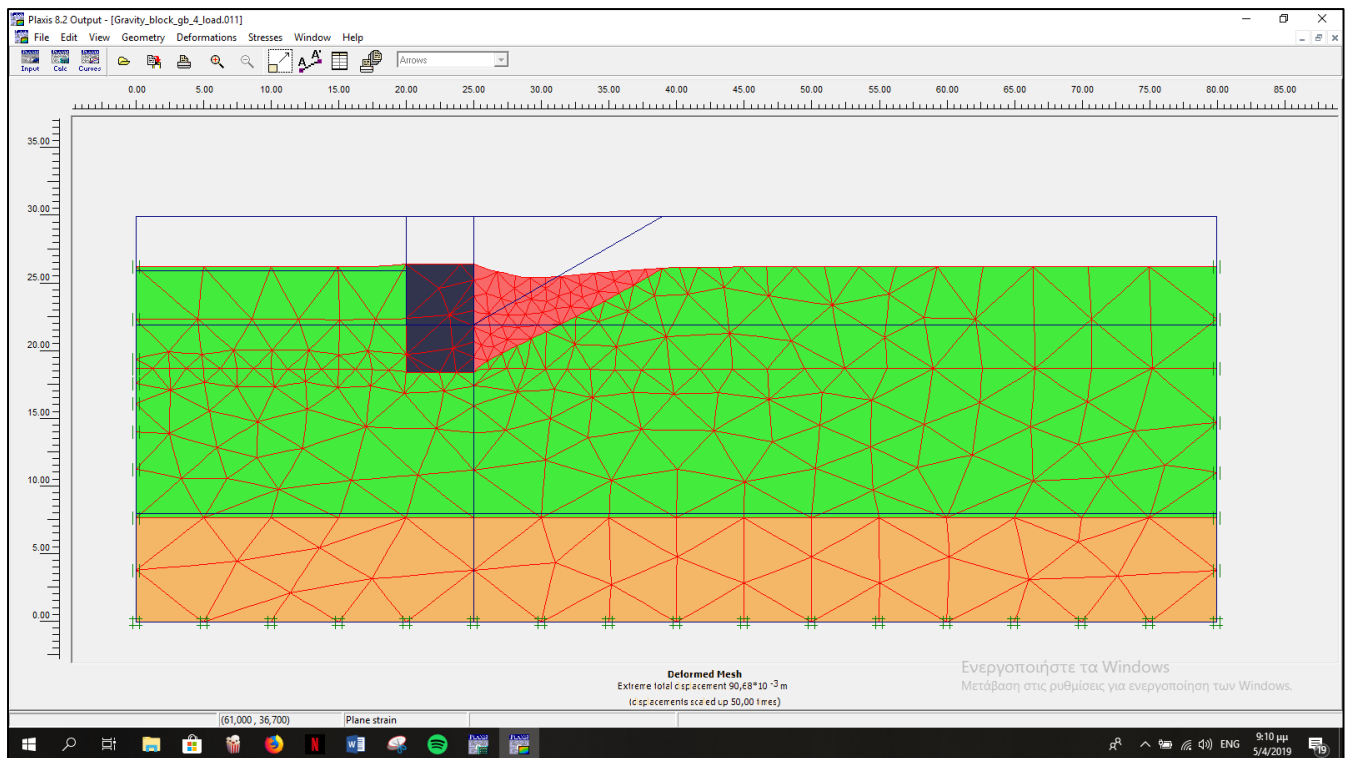
6.4 Παράδειγμα τοίχου βαρύτητας με φορτίο

Στην υποενότητα αυτή θα τοποθετήσουμε ένα φορτίο το οποίο θα δρα επάνω στο υλικό επίχωσης σε μήκος 11 μέτρων και το μέγεθος του φορτίου αυτού θα είναι 20 kN/m^2 , και θα παρατηρήσουμε ακριβώς ότι και στις προηγούμενες υποενότητες έτσι ώστε να γίνει κατανοητή η δύναμη του φορτίου στις δυνάμεις που δέχεται ο τοίχος μας. Σε αυτό το σημείο να σημειωθεί πως και σε αυτό τον υπολογισμό οι φάσεις παρέμειναν 4. Δηλαδή ακριβώς σαν την απλή περίπτωση, με μόνη διαφορά ότι εδώ στην 4^η φάση μαζί με το υλικό επίχωσης βάζουμε και το φορτίο. Συνεπώς:

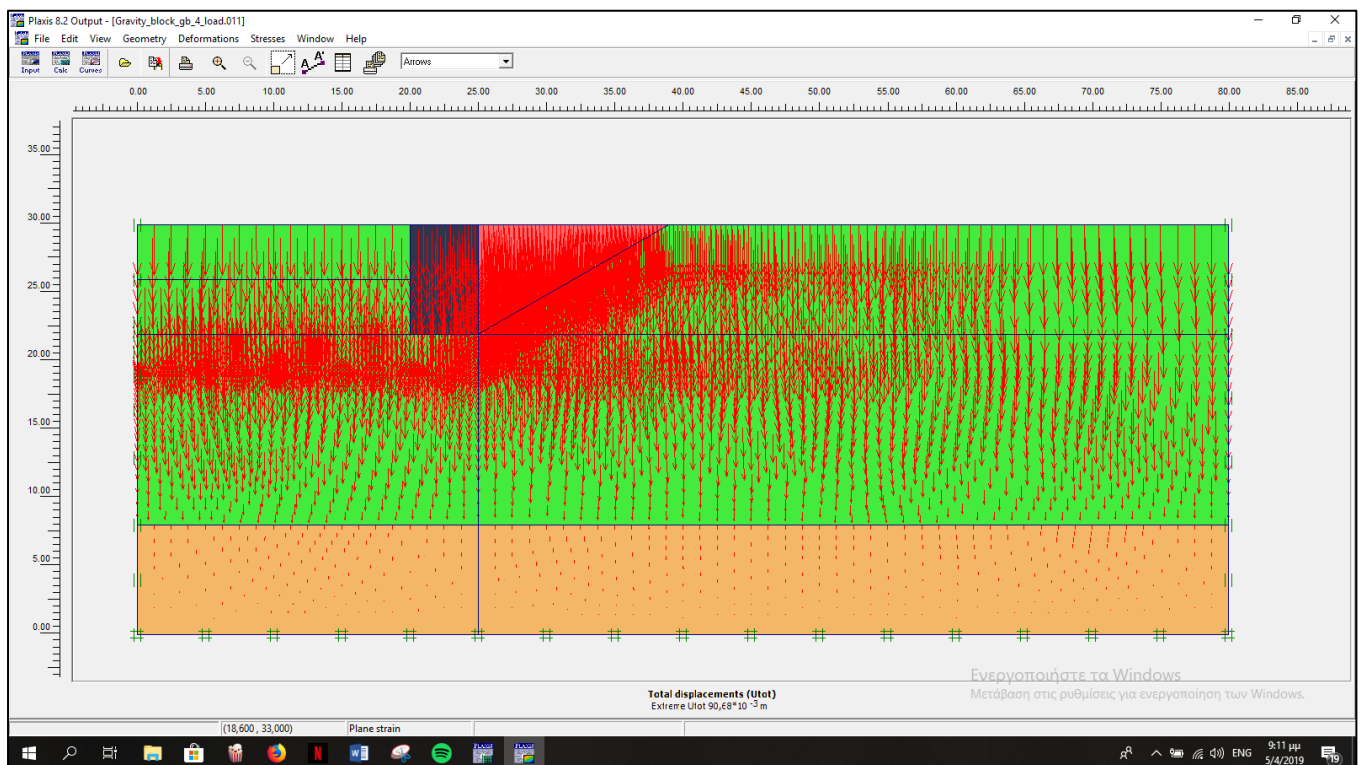


Εικόνα 6.4.1: Προσθήκη φορτίου στον τοίχο βαρύτητας.

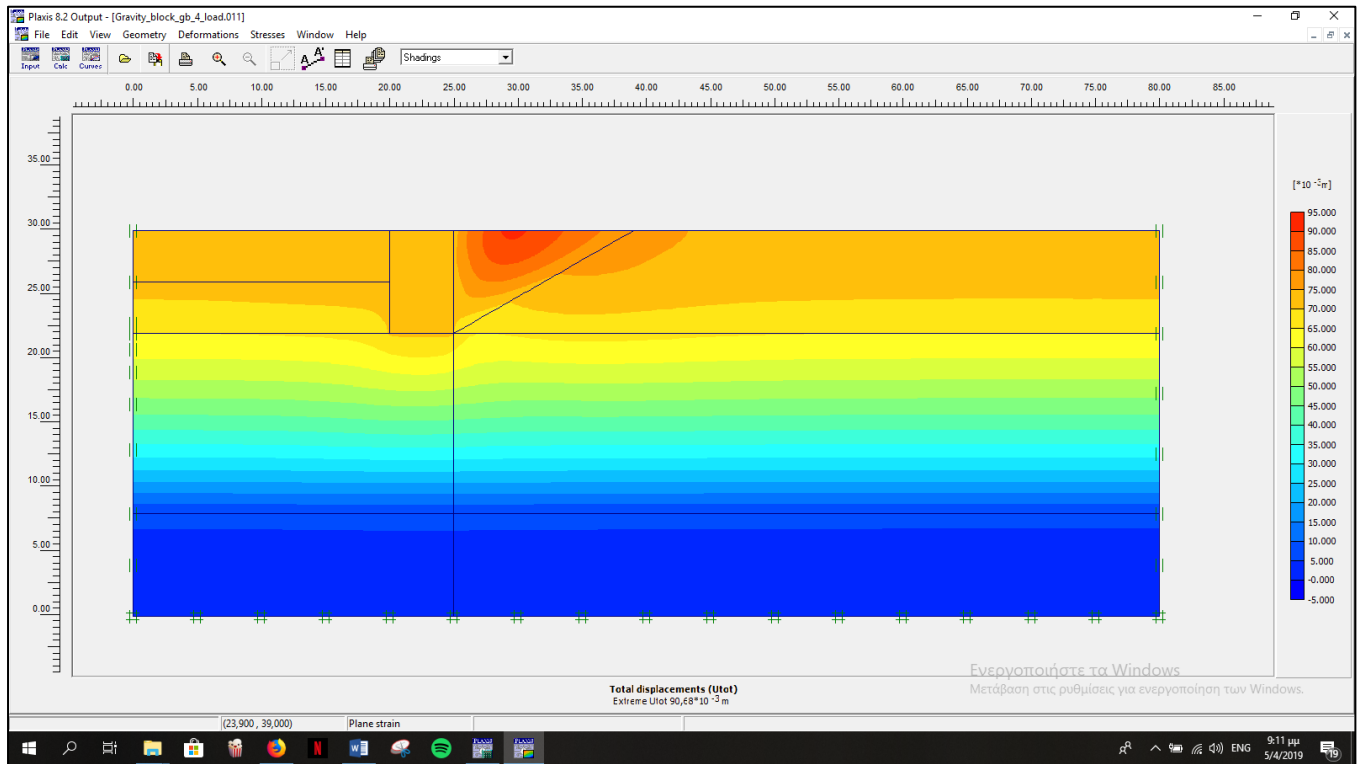
Και παρακάτω βλέπουμε τα αποτελέσματα που θα πάρουμε:



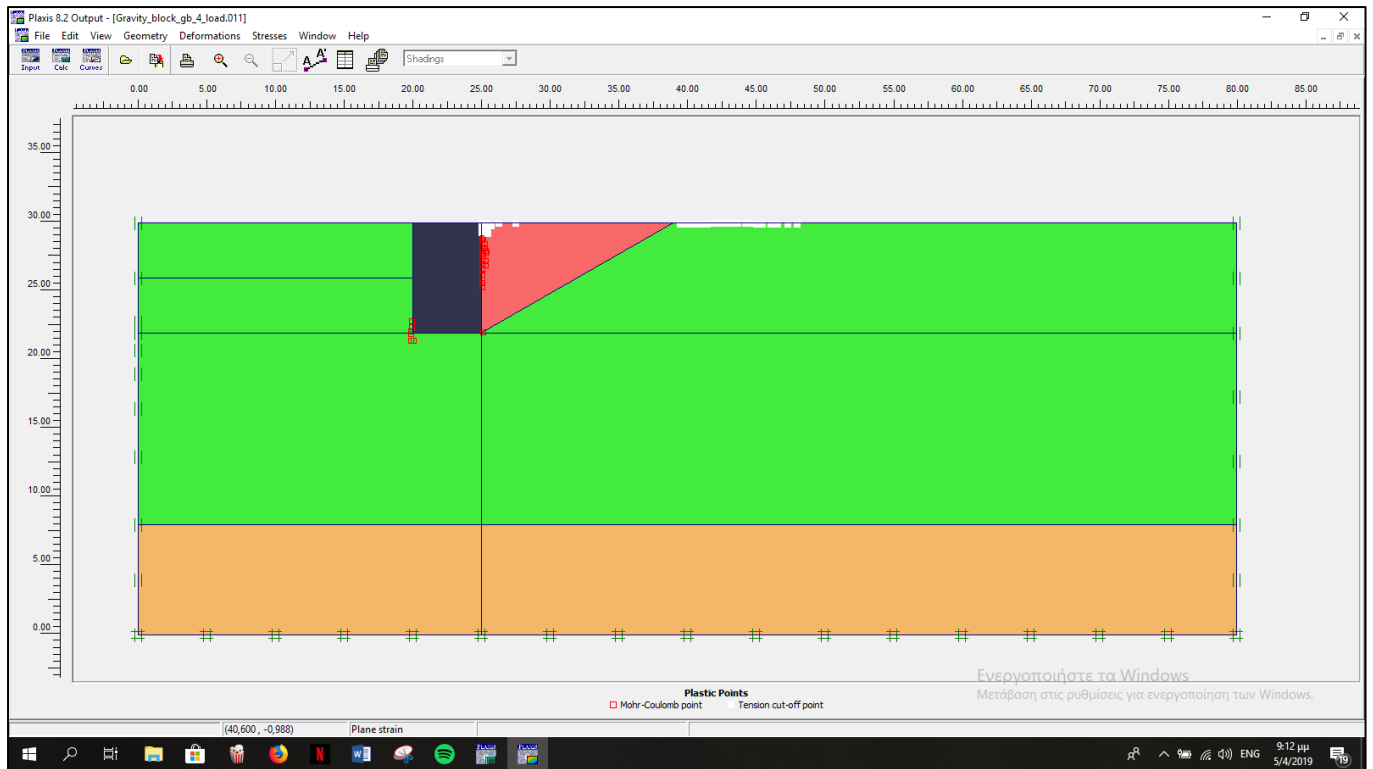
Εικόνα 6.4.2: Παραμορφωμένος φορέας



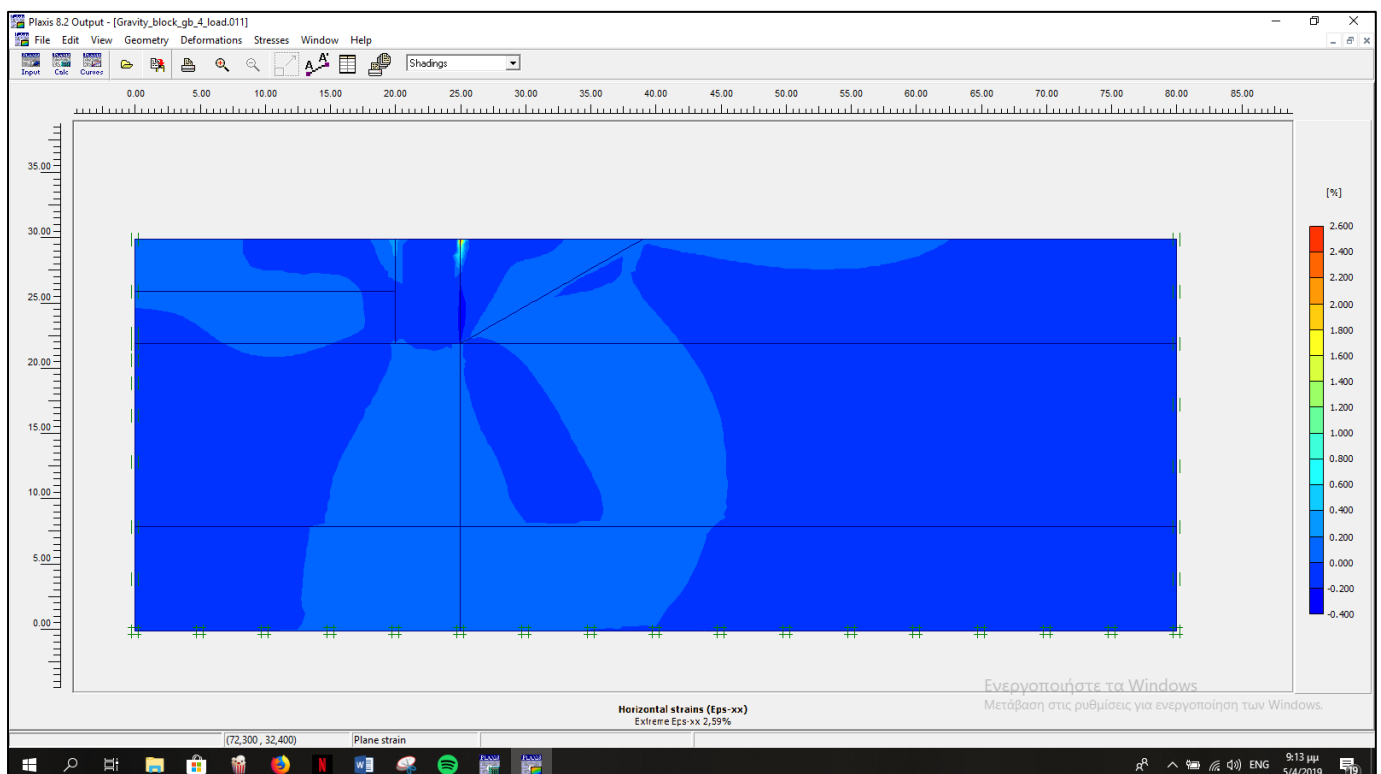
Εικόνα 6.4.3: Ολικές μετατοπίσεις-arrows



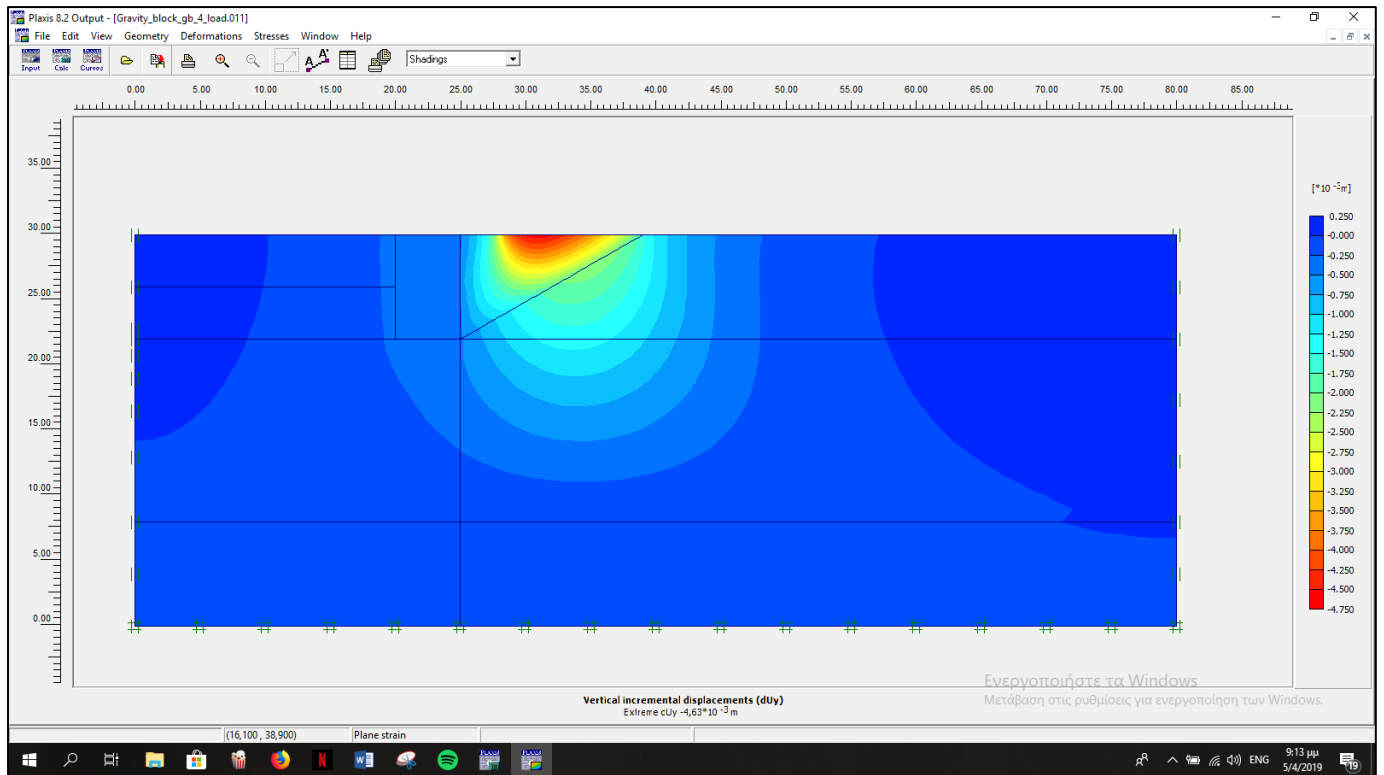
Εικόνα 6.4.4: Ολικές μετατοπίσεις-Shadings



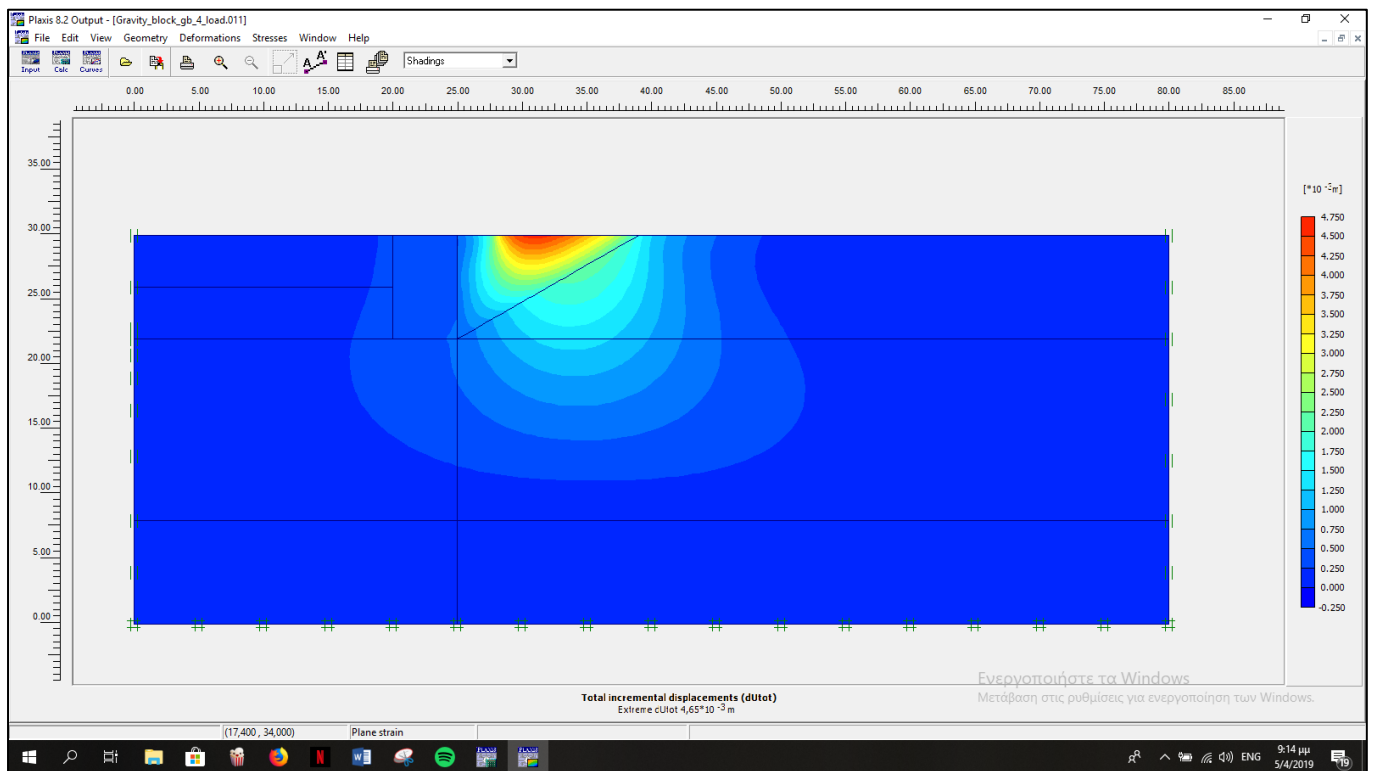
Εικόνα 6.4.5: Πλαστικά σημεία.



Εικόνα 6.4.6: Οριζόντιες πιέσεις.

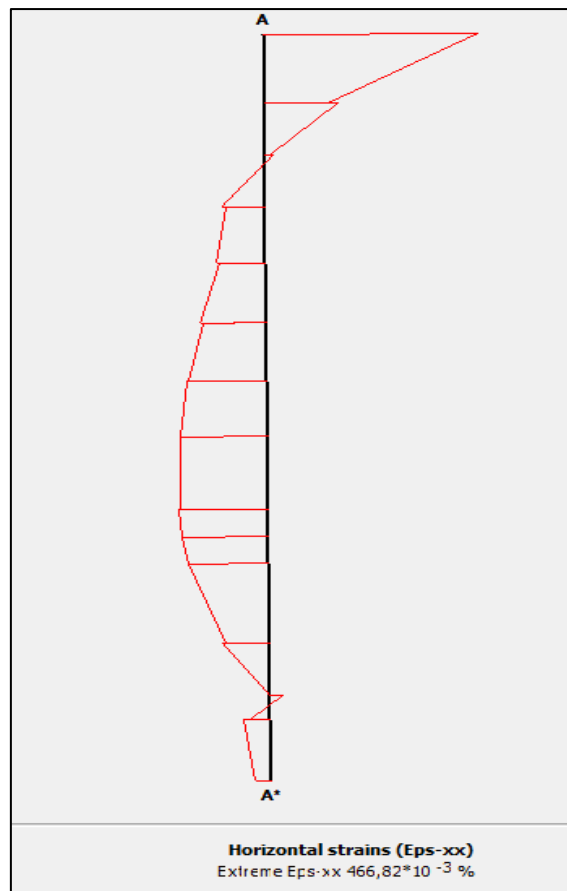


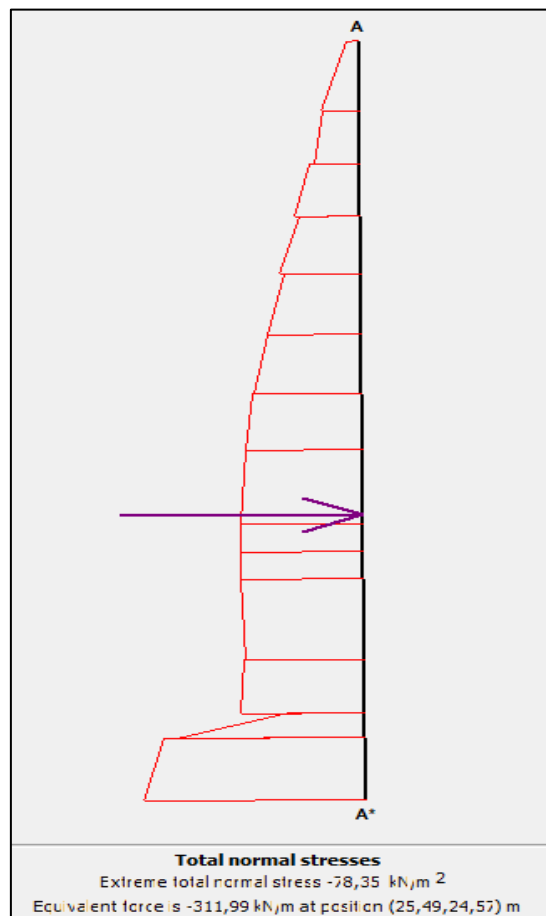
Εικόνα 6.4.7:Κάθετες μετατοπίσεις.



Εικόνα 6.4.8:Ολικές μετατοπίσεις-shadings

Τα παρακάτω στοιχεία αφορούν στην νοητή γραμμή κατά ύψος του τοίχου:



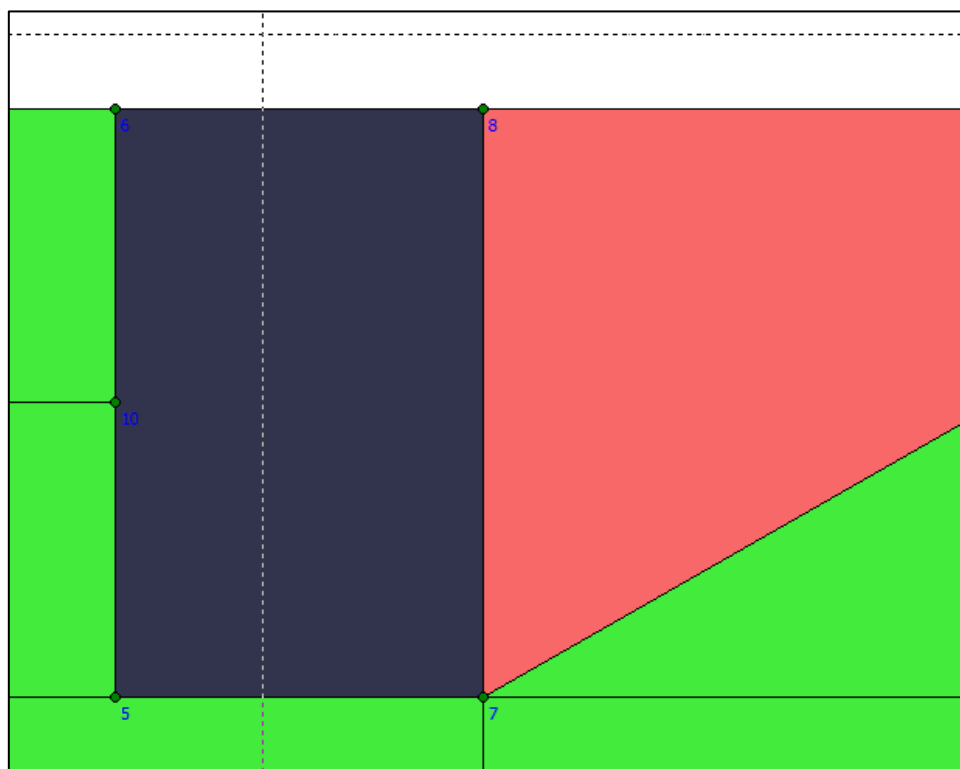


6.5 Υπολογισμοί με βάση το FS

Συνεχίζοντας τους υπολογισμούς στο PLAXIS 2D θα πρέπει να βγάλουμε τα συμπεράσματα μας και μέσω αλλαγών που θα επηρεάσουν τον συντελεστή ασφαλείας μας, δηλαδή το FS. Ουσιαστικά ο συντελεστής ασφαλείας, ο οποίος πρέπει πάντα να είναι μεγαλύτερος του 1 (αναγκαία συνθήκη για ένα έργο), είναι το κριτήριο μας για να διαπιστώσουμε εάν οι υπολογισμοί μας είναι στα πλαίσια που μας ορίζουν οι κανονισμοί.

$$FS = \frac{\text{ανθιστάμενες.δυνάμεις}}{\text{δρώσες.δυνάμεις}} = \frac{R(\text{resisting})}{D(\text{distarbing})}$$

Επομένως στο ίδιο τοίχο βαρύτητας με τα προηγούμενα παραδείγματα και με ακριβώς το ίδιο εδαφικό προφίλ, θα επεξεργαστούμε ανάλογα με τον εκάστοτε συντελεστή ασφαλείας (FS) τα δεδομένα μας που αφορούν εξ ολοκλήρου το υλικό επίχωσης. Σε αυτό το σημείο να υπενθυμίσω πως το εδαφικό αυτό στοιχείο είναι άργιλος (clay fill) και θα τροποποιούμε κάθε φορά τα c και φ (μέσω του tanφ) ώστε να πάρουμε τα αποτελέσματα που επιθυμούμε για παρατήρηση. Στους μέχρι τώρα υπολογισμούς είχαμε ορίσει με c=10 και φ=25°. Οι παρακάτω μετρήσεις από το πρόγραμμα έχουν παρθεί για το ευθύγραμμο τμήμα 7-8, όπως μπορούμε να διακρίνουμε στην εικόνα που ακολουθεί, δηλαδή για την διεπιφάνεια τοίχου και εδαφικού υλικού επίχωσης.



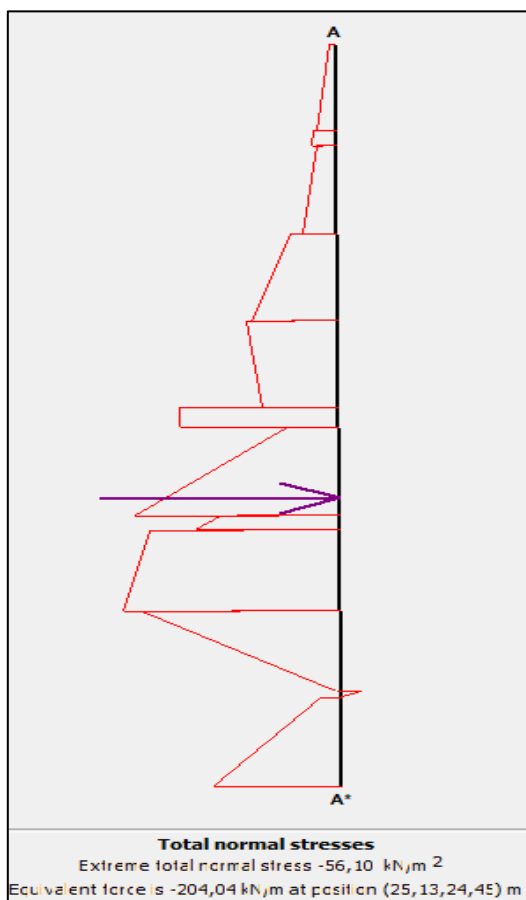
Εικόνα 6.5.1: Διεπιφάνεια τοίχου (μαύρο) – εδάφους (μωβ)

Στο πρόβλημα μας όπως έχουμε αναφέρει και παραπάνω το $c=10$ και το $\varphi=25^\circ$. Αυτά όμως όταν μεταβάλλεται ο συντελεστής ασφαλείας θα μεταβληθούν και αυτά με τη σειρά τους. Συνοπτικά παρακάτω φαίνεται για κάθε ένα FS ,ποιες θα είναι οι τιμές των φ και c .

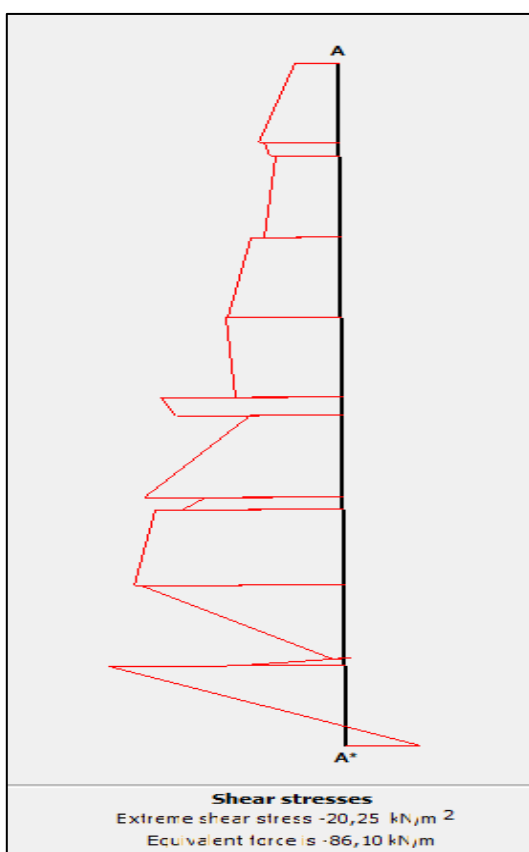
- Για **FS=2**,
 $c=5,00$ και $\varphi=13,12^\circ$
- Για **FS=3**,
 $c=3,33$ και $\varphi=8,83^\circ$
- Για **FS=4**,
 $c=2,50$ και $\varphi=6,65^\circ$
- Για **FS=5**,
 $c=2,00$ και $\varphi=5,33^\circ$
- Για **FS=6**,
 $c=1,67$ και $\varphi=4,44^\circ$

Στην συνέχεια για κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις των c και φ παρουσιάζονται τα γραφήματα για τις ολικές (σ_N) και τις διατμητικές πιέσεις (τ) με τους πίνακες των συντεταγμένων τους αντίστοιχα όπως μας έδωσε το Plaxis για κάθε μια από τις επί μέρους αναλύσεις. Επιπρόσθετα μας δίνεται και η συνισταμένη των πιέσεων τις περιπτώσεις αυτές (το μέτρο της και η θέση της) πάνω στην διεπιφάνεια τοίχου - εδαφικού υλικού.

- Για FS=2 θα έχουμε τα εξής:



X [m]	Y [m]	σ_N [kN/m ²]
25,095	30,000	-1,744
25,102	28,951	-4,860
25,102	28,951	-5,690
25,103	28,766	-6,397
25,103	28,766	-4,829
25,111	27,690	-8,673
25,111	27,690	-12,198
25,118	26,623	-22,335
25,118	26,623	-23,653
25,126	25,565	-19,628
25,126	25,565	-41,303
25,127	25,321	-41,340
25,127	25,321	-13,192
25,135	24,236	-53,282
25,135	24,236	-30,936
25,136	24,066	-37,329
25,136	24,066	-49,135
25,143	23,068	-56,105
25,143	23,068	-51,023
25,150	22,085	-1,488
25,150	22,085	4,939
25,150	22,000	-0,696
25,150	22,000	-5,298
25,158	20,918	-33,169

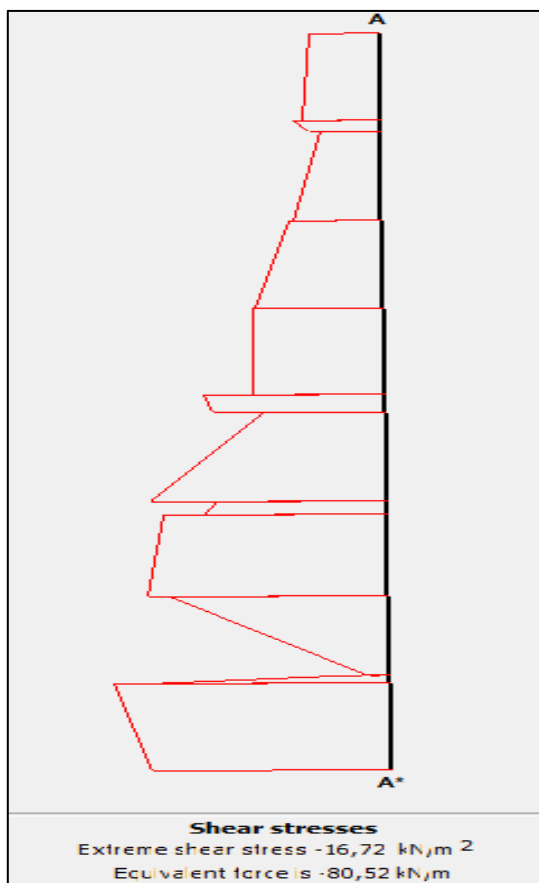


X [m]	Y [m]	τ [kN/m ²]
25,095	30,000	-3,747
25,102	28,951	-7,015
25,102	28,951	-6,480
25,103	28,766	-5,962
25,103	28,766	-5,463
25,111	27,690	-6,582
25,111	27,690	-7,665
25,118	26,623	-9,785
25,118	26,623	-9,878
25,126	25,565	-9,196
25,126	25,565	-15,525
25,127	25,321	-14,354
25,127	25,321	-7,938
25,135	24,236	-17,162
25,135	24,236	-11,900
25,136	24,066	-13,879
25,136	24,066	-16,168
25,143	23,068	-18,128
25,143	23,068	-17,430
25,150	22,085	-0,981
25,150	22,085	0,478
25,150	22,000	-8,834
25,150	22,000	-20,252
25,158	20,918	6,471

- Για FS=3 θα έχουμε τα εξής:



X [m]	Y [m]	σ_N [kN/m ²]
25,063	30,000	-1,973
25,074	28,925	-3,340
25,074	28,925	-6,753
25,076	28,790	-7,912
25,076	28,790	-1,688
25,088	27,695	-13,180
25,088	27,695	-17,233
25,100	26,615	-32,530
25,100	26,615	-32,593
25,112	25,550	-32,252
25,112	25,550	-48,632
25,114	25,333	-49,210
25,114	25,333	-27,582
25,126	24,239	-74,373
25,126	24,239	-46,993
25,128	24,080	-53,617
25,128	24,080	-71,563
25,139	23,070	-76,663
25,139	23,070	-62,884
25,150	22,086	-4,276
25,150	22,086	7,208
25,151	22,000	-2,992
25,151	22,000	-5,221
25,162	20,923	-9,203

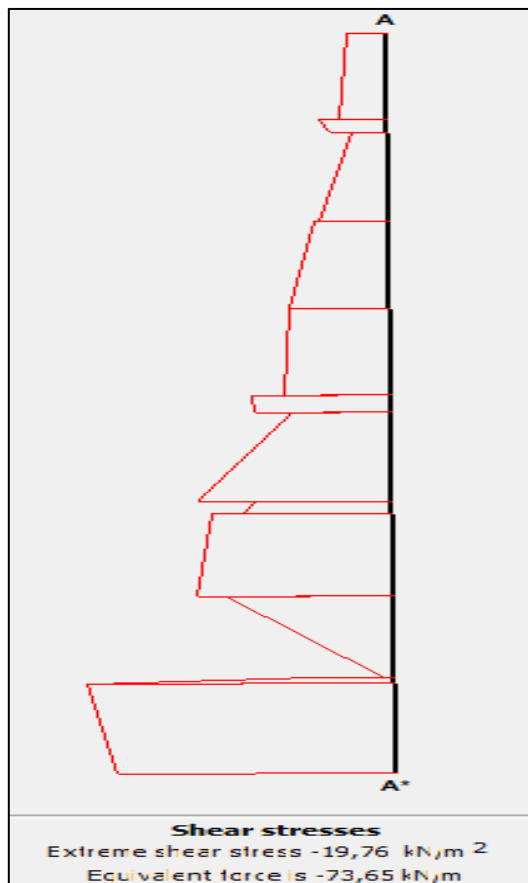


X [m]	Y [m]	τ [kN/m ²]
25,063	30,000	-4,102
25,074	28,925	-4,625
25,074	28,925	-5,149
25,076	28,790	-4,346
25,076	28,790	-3,601
25,088	27,695	-5,264
25,088	27,695	-5,655
25,100	26,615	-7,693
25,100	26,615	-7,929
25,112	25,550	-8,003
25,112	25,550	-10,879
25,114	25,333	-10,437
25,114	25,333	-7,259
25,126	24,239	-14,260
25,126	24,239	-10,274
25,128	24,080	-11,080
25,128	24,080	-13,499
25,139	23,070	-14,493
25,139	23,070	-13,176
25,150	22,086	-1,281
25,150	22,086	-3,414
25,151	22,000	-14,600
25,151	22,000	-16,725
25,162	20,923	-14,546

- Για FS=4 θα έχουμε τα εξής:

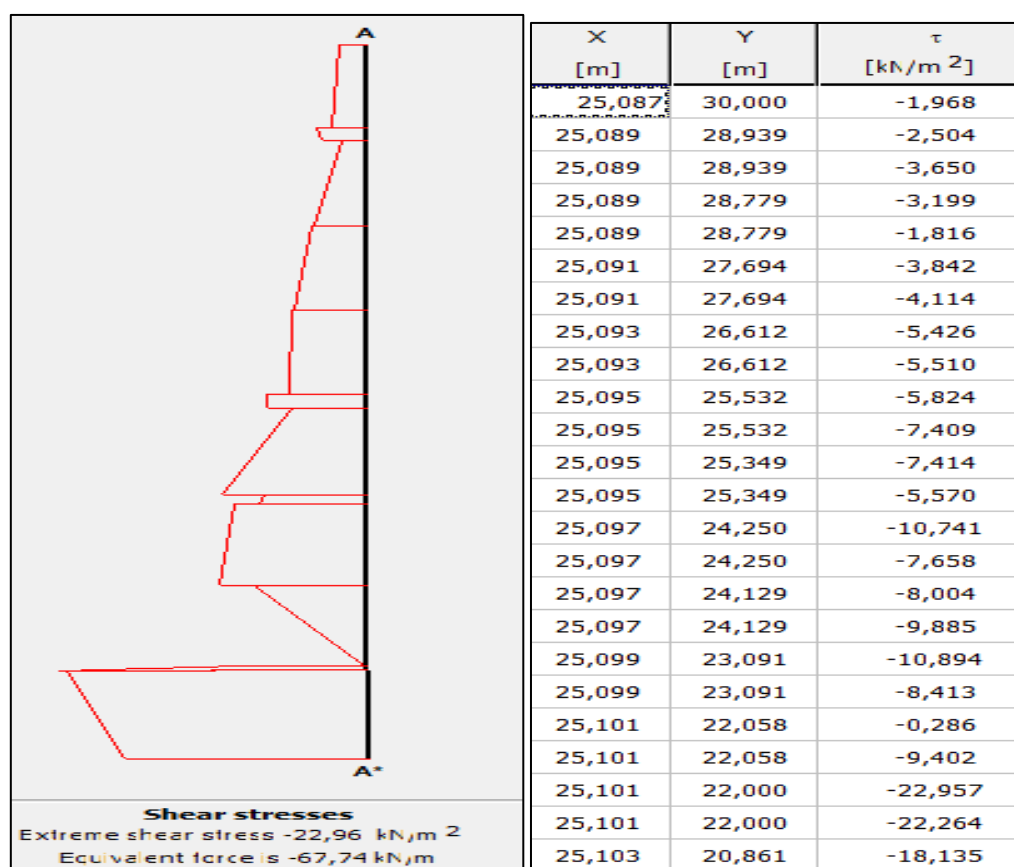
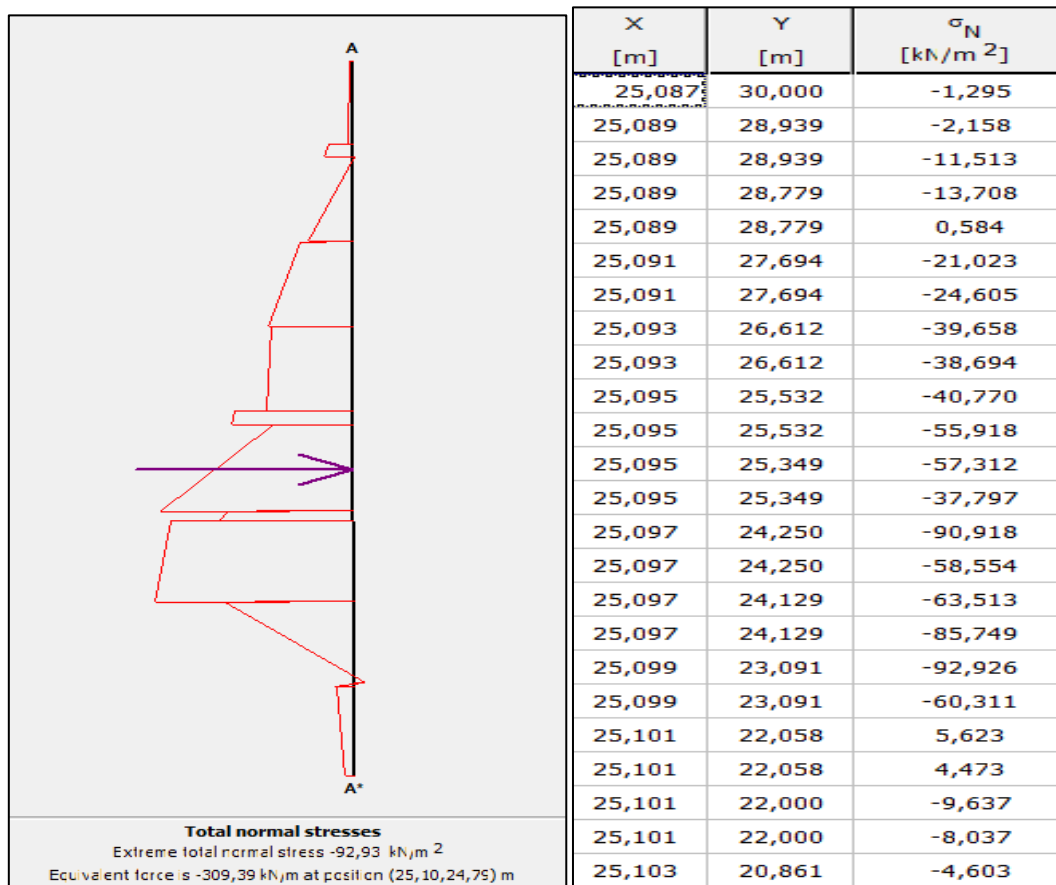


X [m]	Y [m]	σ_N [kN/m ²]
25,079	30,000	-1,841
25,086	28,936	-3,201
25,086	28,936	-9,898
25,087	28,781	-11,620
25,087	28,781	0,811
25,094	27,693	-17,187
25,094	27,693	-21,202
25,101	26,615	-36,363
25,101	26,615	-35,453
25,108	25,546	-37,196
25,108	25,546	-52,432
25,110	25,336	-53,557
25,110	25,336	-33,555
25,117	24,242	-84,339
25,117	24,242	-53,809
25,118	24,096	-59,854
25,118	24,096	-79,766
25,124	23,078	-85,219
25,124	23,078	-63,234
25,131	22,075	-1,269
25,131	22,075	7,218
25,131	22,000	-7,279
25,131	22,000	-8,081
25,139	20,898	-5,202

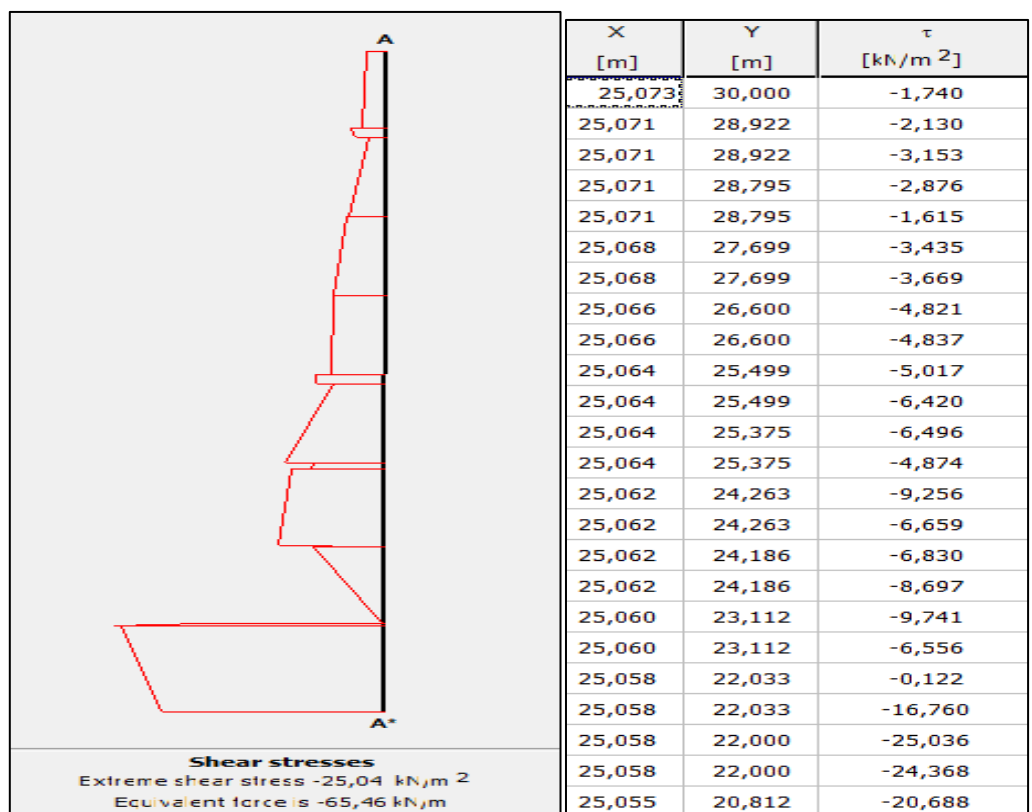
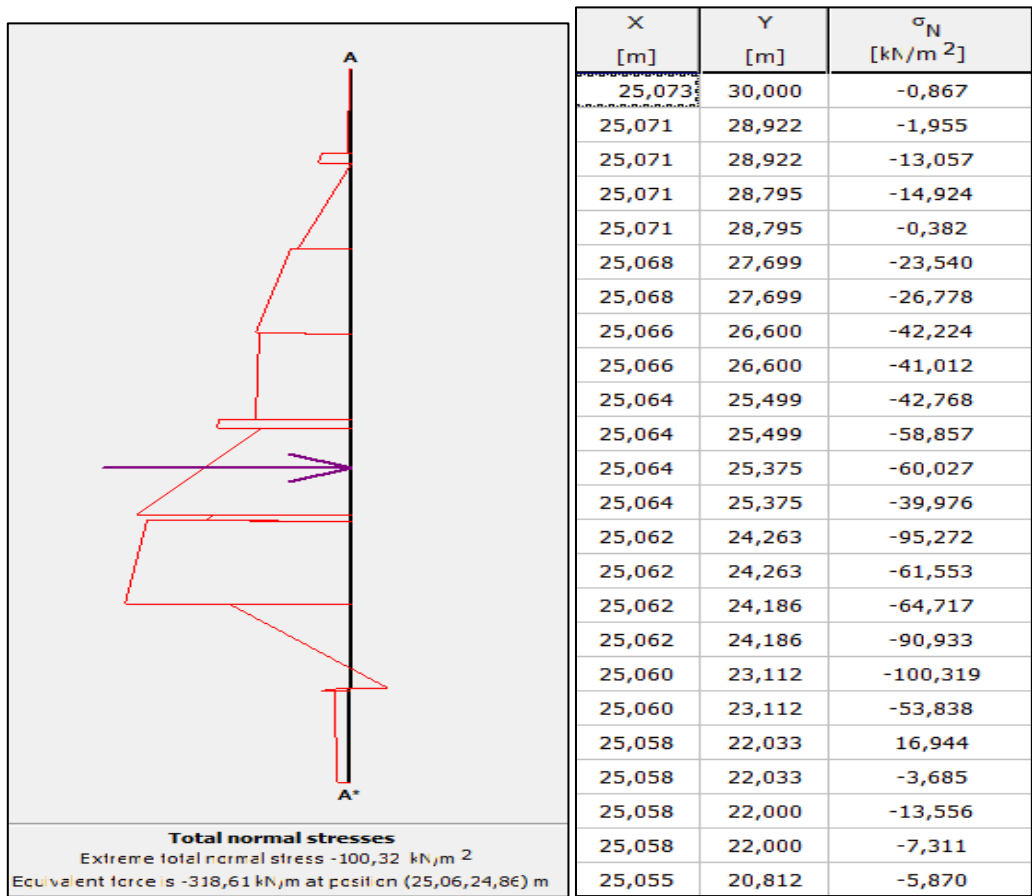


X [m]	Y [m]	τ [kN/m ²]
25,079	30,000	-2,590
25,086	28,936	-3,167
25,086	28,936	-4,405
25,087	28,781	-3,695
25,087	28,781	-2,328
25,094	27,693	-4,425
25,094	27,693	-4,775
25,101	26,615	-6,406
25,101	26,615	-6,507
25,108	25,546	-6,852
25,108	25,546	-8,884
25,110	25,336	-8,715
25,110	25,336	-6,377
25,117	24,242	-12,532
25,117	24,242	-8,920
25,118	24,096	-9,464
25,118	24,096	-11,586
25,124	23,078	-12,528
25,124	23,078	-10,607
25,131	22,075	-0,714
25,131	22,075	-5,339
25,131	22,000	-19,484
25,131	22,000	-19,758
25,139	20,898	-17,837

- Για FS=5 θα έχουμε τα εξής:

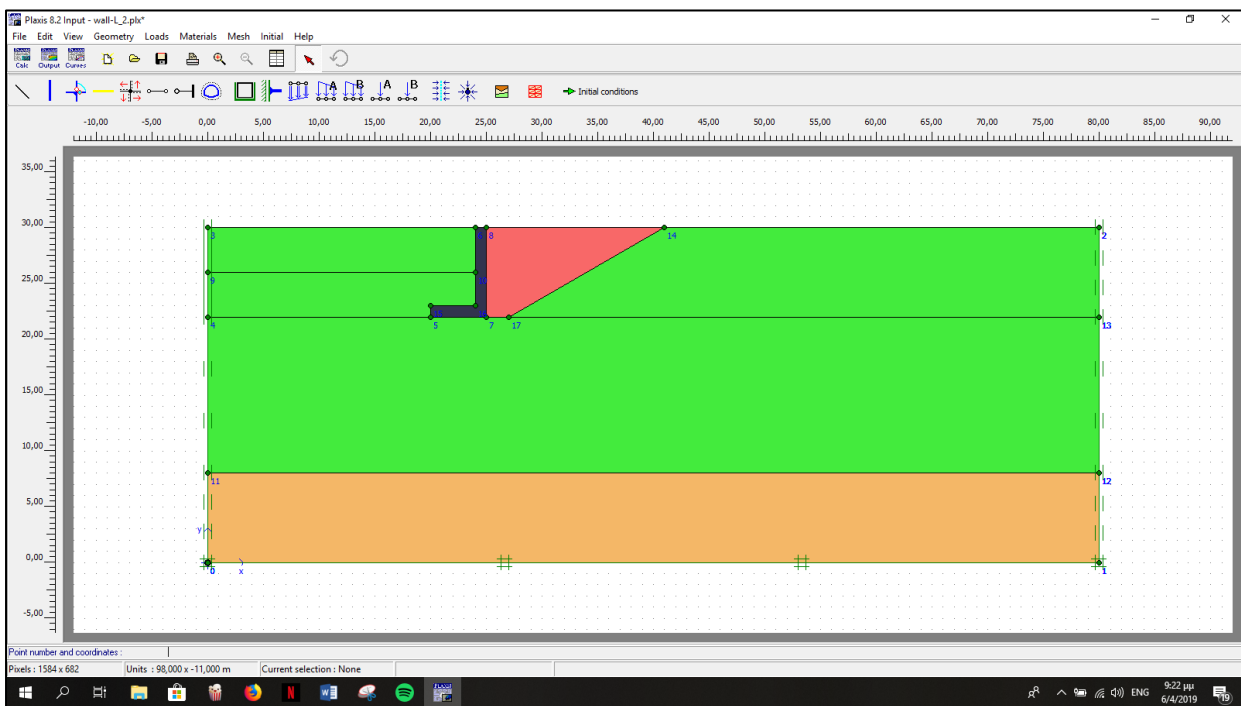


- Για FS=6 θα έχουμε τα εξής:



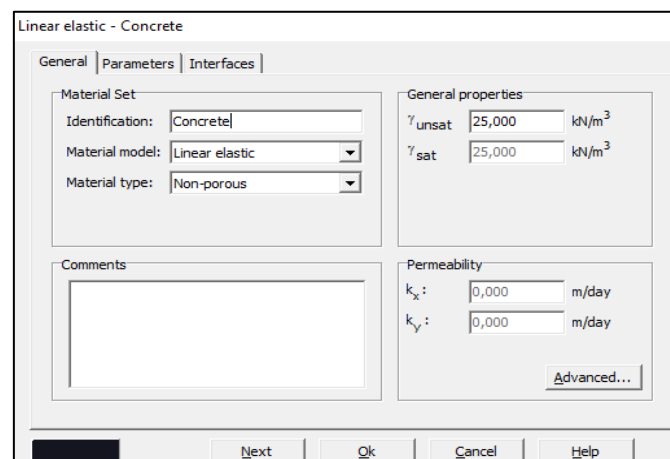
6.6 Υπολογισμοί για τοίχο αντιστήριξης τύπου L

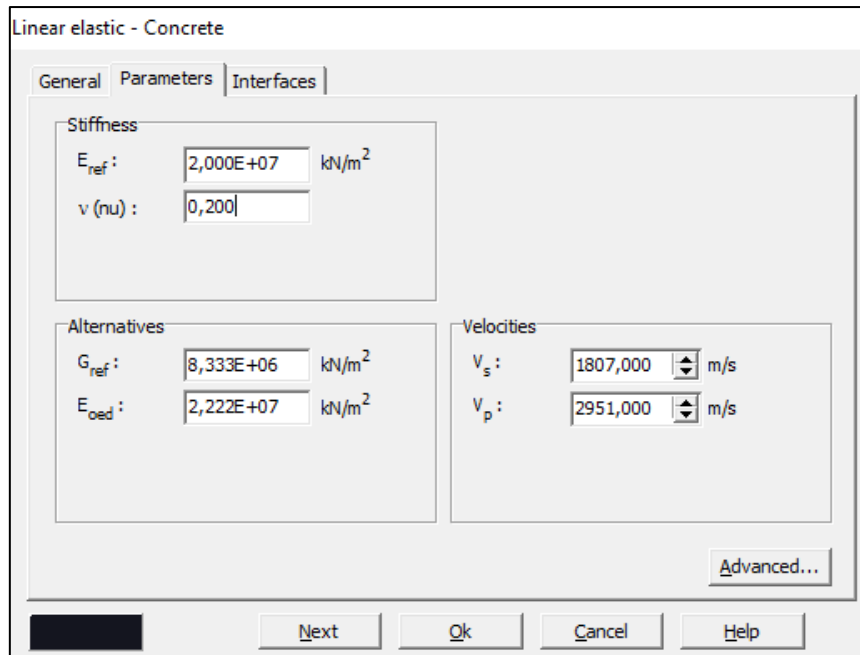
Σε αυτό το σημείο ουσιαστικά θα φύγουμε από την απλή περίπτωση των τοίχων βαρύτητας και θα εισέλθουμε σε πιο ρεαλιστικά και λιγότερο ιδανικά παραδείγματα. Επιλέγουμε λοιπόν να υπολογίσουμε μέσω του προγράμματος PLAXIS 2D ένα τοίχο αντιστήριξης τύπου L (πάχους 1 m) που παρουσιάζεται παρακάτω. Το προφίλ του εδάφους μας θα διατηρηθεί ακριβώς ίδιο με τις προηγούμενες περιπτώσεις που εξετάσαμε. Η διαφορά επομένως, πέρα από την μορφή και την γεωμετρία του τοίχου μας θα είναι και ως προς την μορφή της εκσκαφής (στο σημείο δηλαδή που έχουμε το υλικό επίχωσης) έτσι ώστε, όπως προανέφερα να πλησιάσουμε σε μια περισσότερη ρεαλιστική εκδοχή.



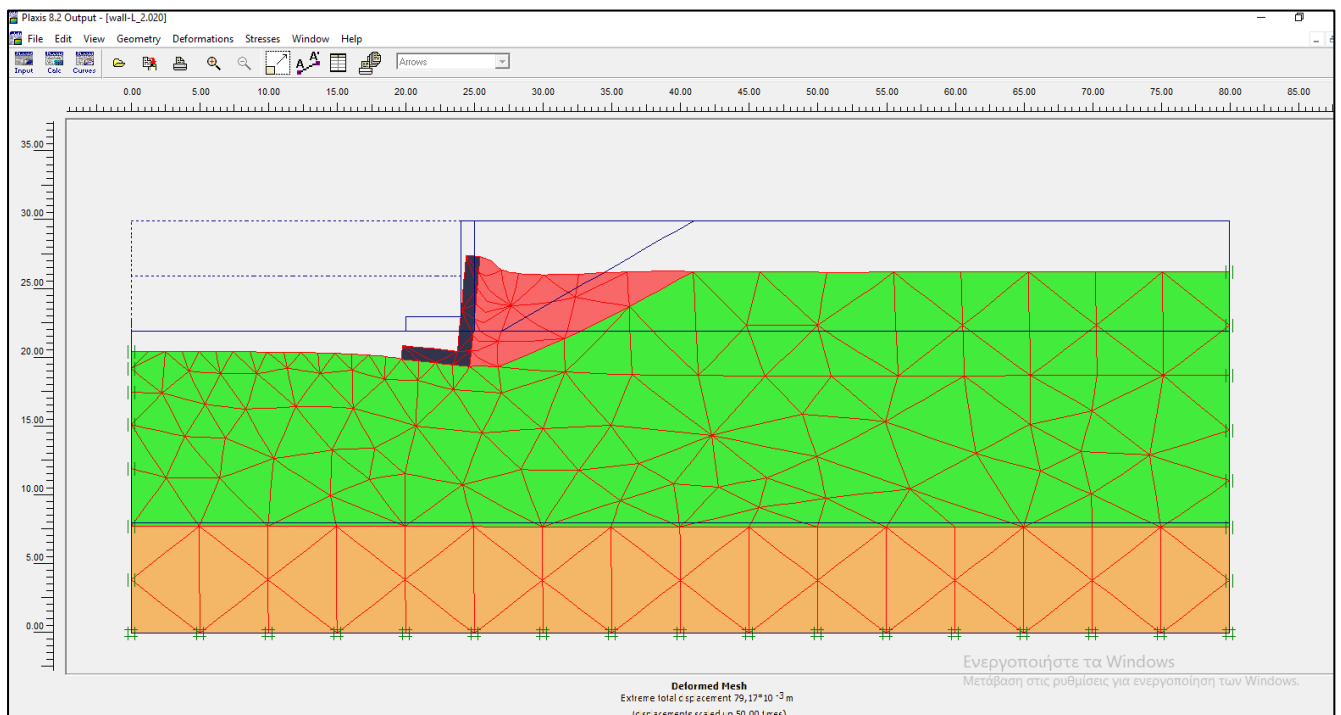
Εικόνα 6.6.1: Τοίχος αντιστήριξης τύπου L.

Στο σημείο αυτό να τονίσουμε τα στοιχεία που έχουμε θεωρήσει για να αναπαραστήσουμε με τον κοντινότερο τρόπο το σκυρόδεμα. Ουσιαστικά δημιουργούμε ένα εδαφικό υλικό το οποίο έχει τα στοιχεία του σκυροδέματος. Αναλυτικότερα:

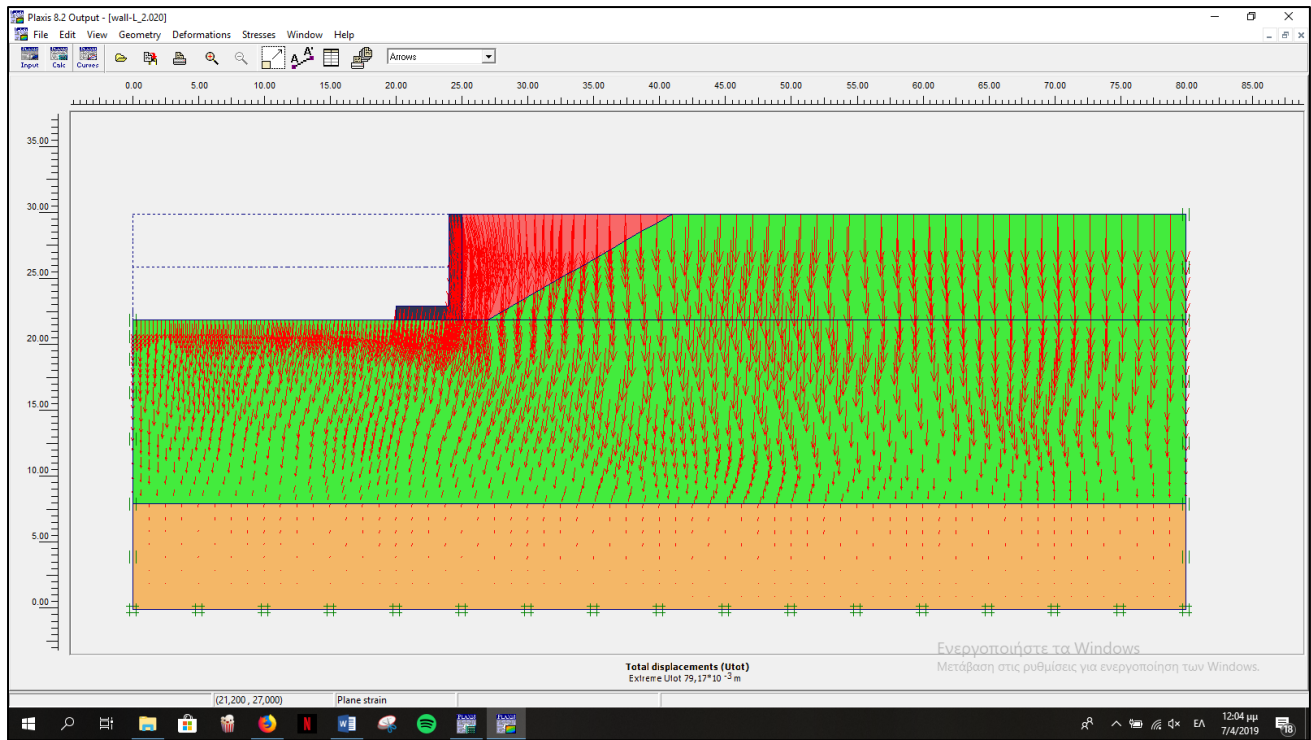




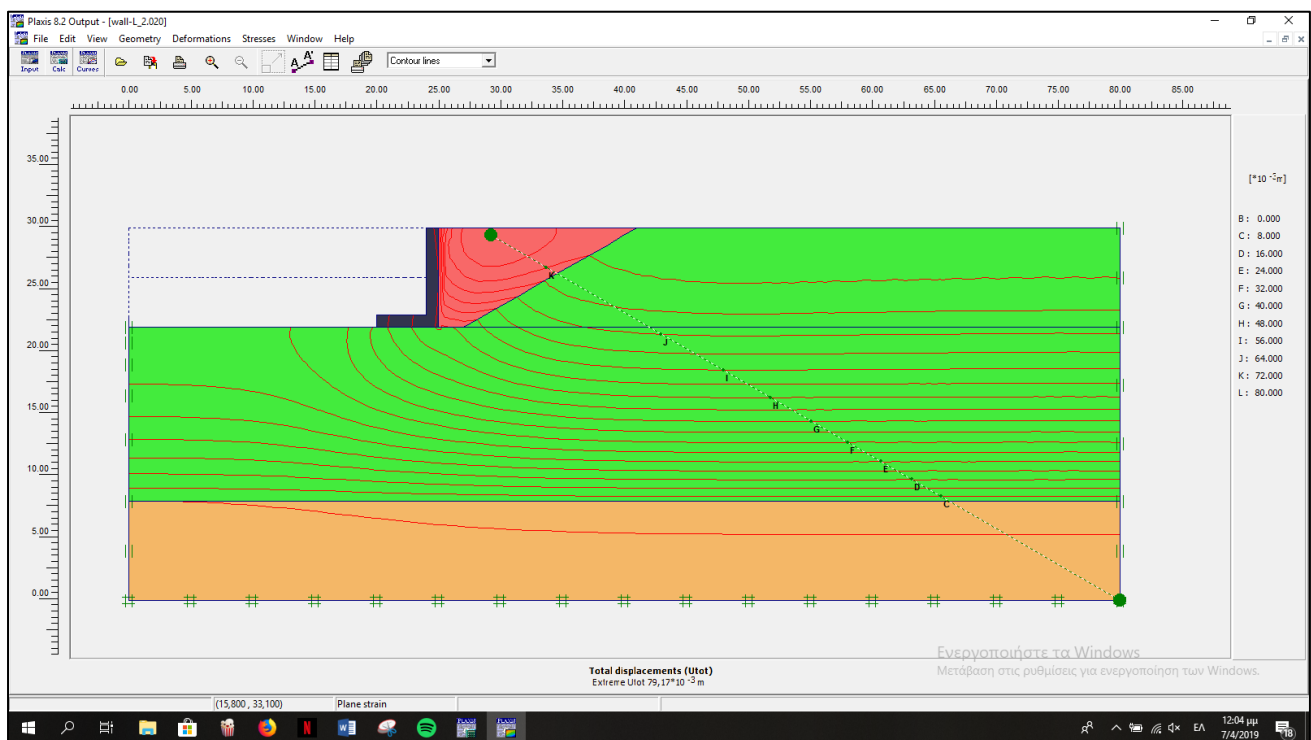
Και παρακάτω βλέπουμε τα αποτελέσματα που θα πάρουμε:



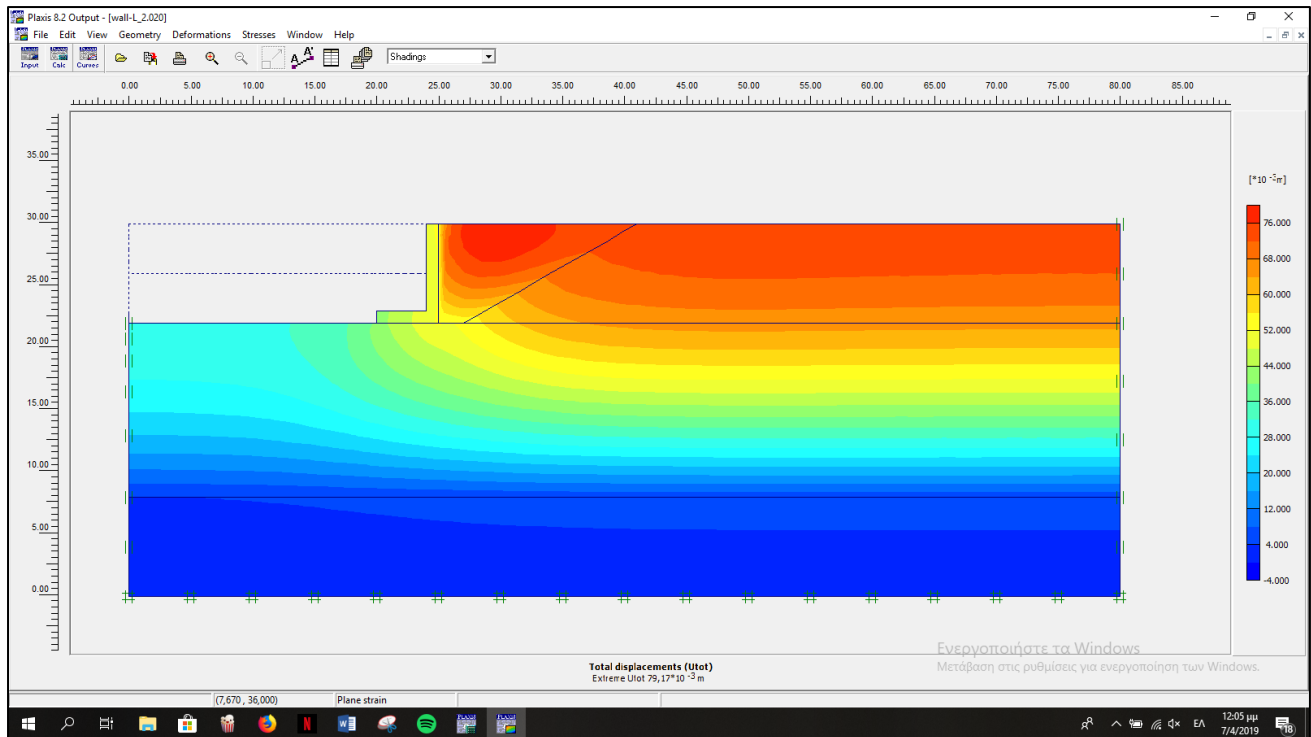
Εικόνα 6.6.2: Παραμορφωμένος φορέας



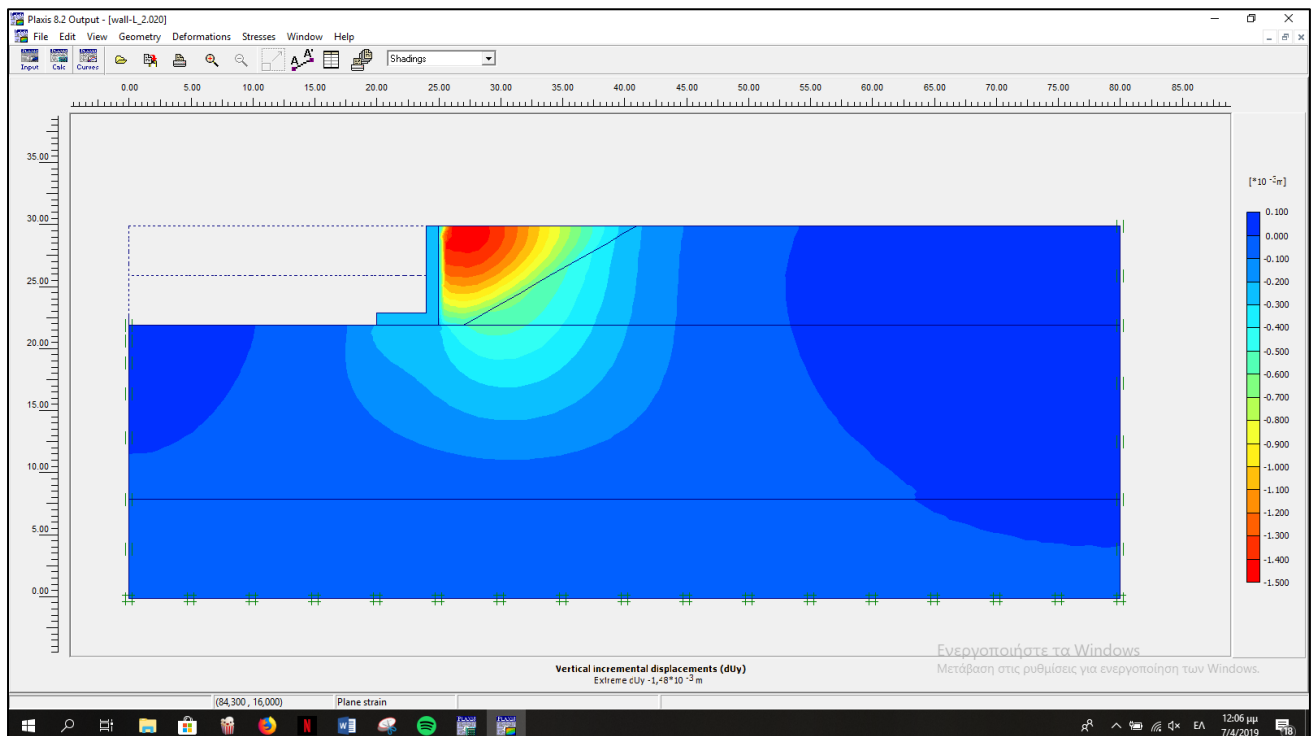
Εικόνα 6.6.3: Ολικές μετατοπίσεις-arrows



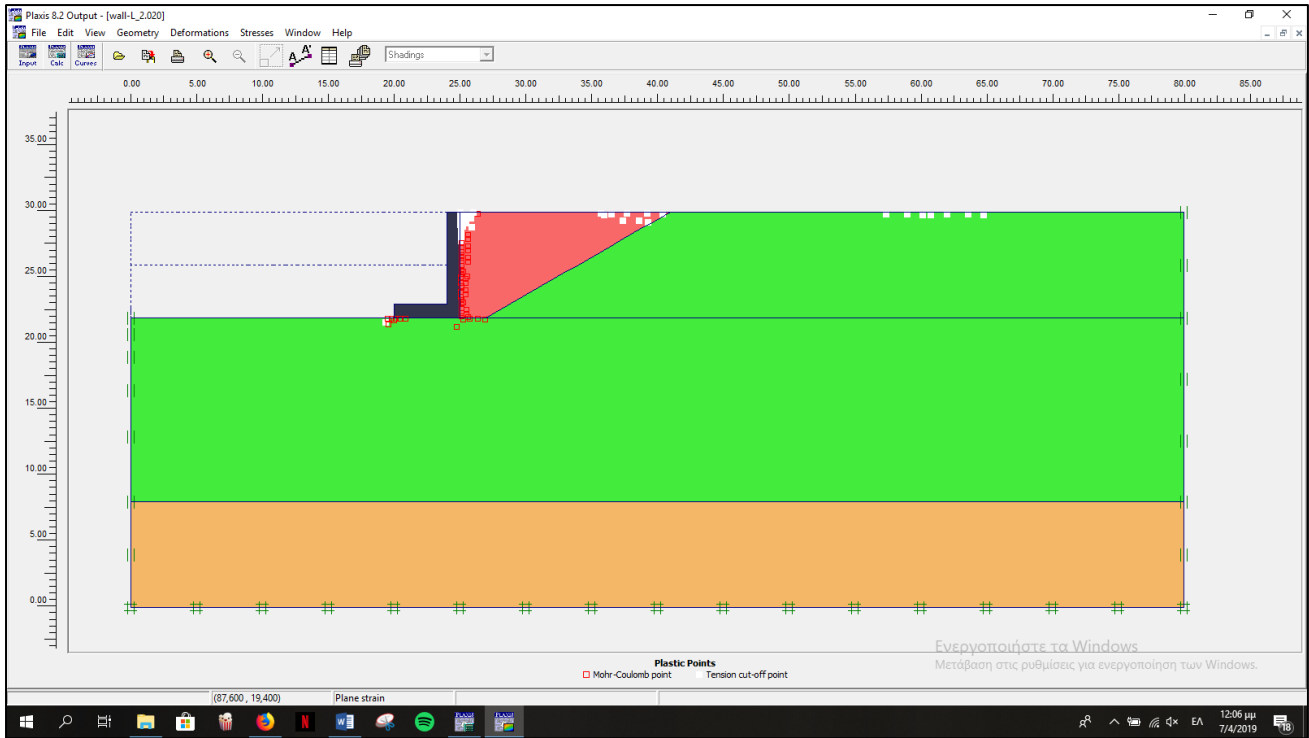
Εικόνα 6.6.4: Ολικές μετατοπίσεις-contour lines



Εικόνα 6.6.5: Ολικές μετατοπίσεις-shadings



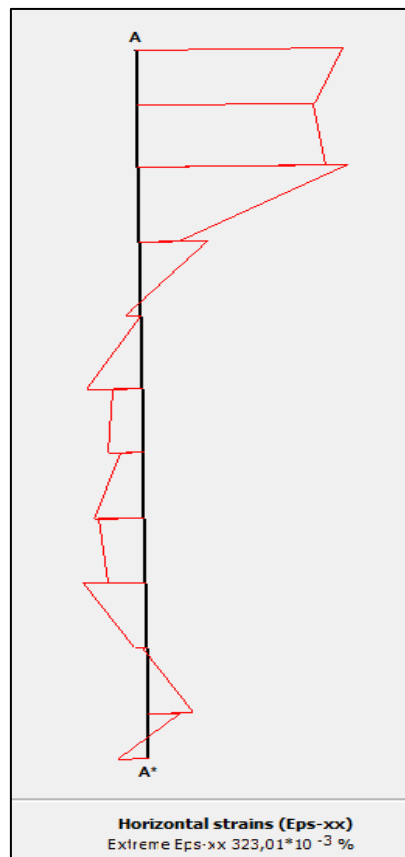
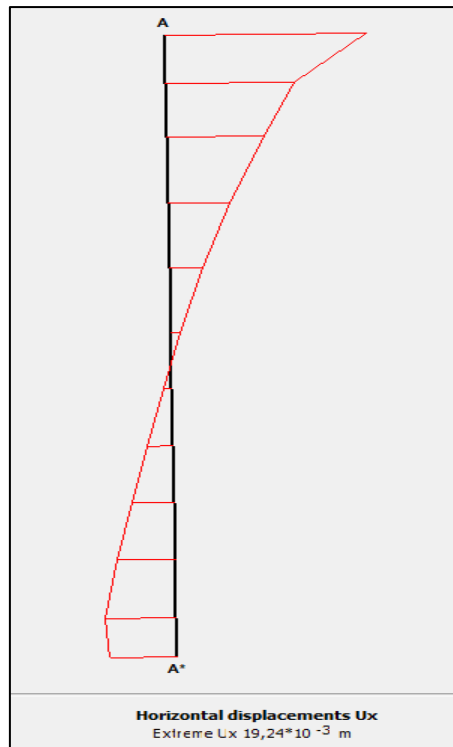
Εικόνα 6.6.6: Κάθετες μετατοπίσεις-shadings



Εικόνα 6.6.7: Πλαστικά σημεία

Τα παρακάτω στοιχεία αφορούν την διεπιφάνεια τοίχου-εδαφικού υλικού και μας δείχνουν την κατανομή των διατμητικών τάσεων, τις οριζόντιες μετατοπίσεις, τις ορθές τάσεις και τις ολικές τάσεις.







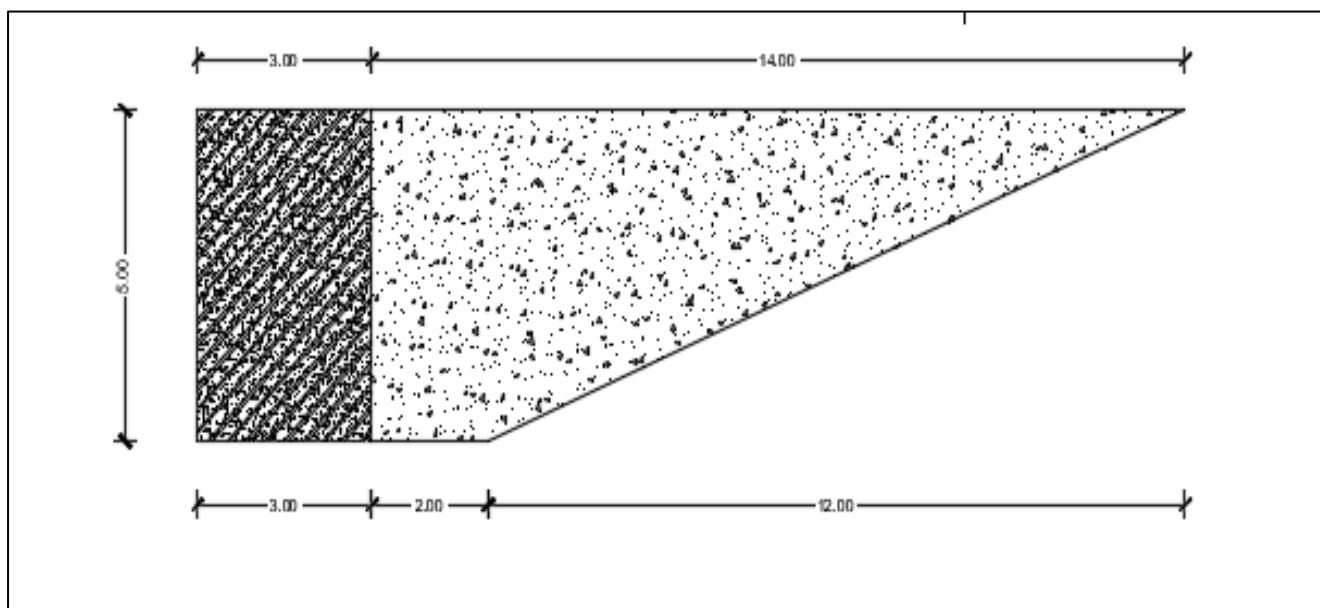
7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ RANKINE-NUMERICAL

Στο κεφάλαιο αυτό ο στόχος είναι η ανάλυση ενός τοίχου αντιστήριξης με δύο διαφορετικούς τρόπους. Η πρώτη ανάλυση-επίλυση θα είναι κατά Rankine (Rankine analysis) ενώ η δεύτερη θα είναι σύμφωνα με την θεωρία των πεπερασμένων στοιχείων (Numerical analysis). Για να γίνει αυτό θα χρησιμοποιηθεί εκ νέου η ανάλυση στο πρόγραμμα Plaxis 2D καθώς θα δουλέψουμε πάνω στους αντίστοιχους τοίχους αντιστήριξης καθώς και το Excel αφού εκεί θα περαστούν όλα τα στοιχεία. Τα στοιχεία τα οποία χρειαζόμαστε θα ληφθούν από το Plaxis και τις παραδοχές που είχαμε κάνει εκεί για τις αναλύσεις του κεφαλαίου 6. Επιπλέον, σχετικά με τα υλικά επίχωσης και εδάφους θα παρθούν από βιβλία. Πιο αναλυτικά όλα τα παραπάνω θα φανούν στα ακόλουθα υποκεφάλαια.

7.1 Καθορισμός του προβλήματος

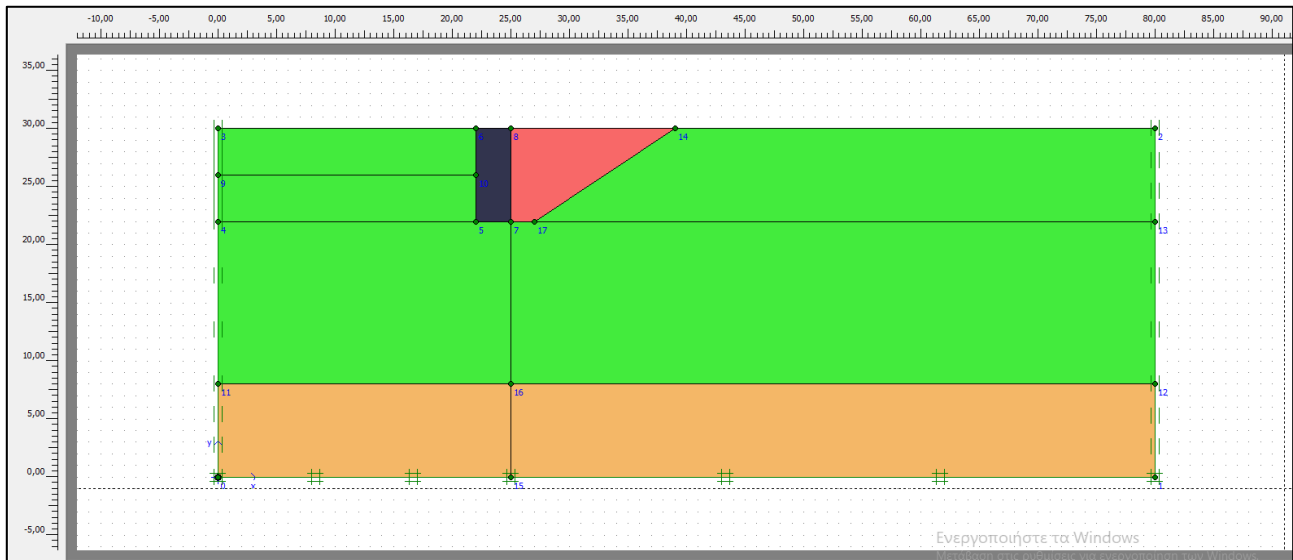
Σε αυτό το στάδιο πρέπει να καθοριστεί το πρόβλημα. Πρέπει δηλαδή να οριστούν τα δεδομένα και να γίνουν και οι αντίστοιχες παραδοχές σχετικά με την εκσκαφή, τα εδαφικά υλικά, τα υλικά επανεπίχωσης, τον τοίχο αντιστήριξης κ.α.. Αυτά τα δεδομένα θα χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση του Plaxis.

Σε πρώτη φάση ορίζουμε την γεωμετρία του προβλήματος. Οι αναλύσεις θα γίνουν σε τοίχο βαρύτητας (3 x 8)m από σκυρόδεμα με επανεπίχωση. Παρακάτω βλέπουμε την γεωμετρία της κατασκευής:



Εικόνα 7.1.1: Γεωμετρία τοίχου αντιστήριξης και εκσκαφής.

Σε δεύτερη φάση επιλέγουμε το υλικό επανεπίχωσης. Θα γίνουν δύο βασικές αναλύσεις. Μία πρώτη με συνεκτικό υλικό (άργιλος) και μία δεύτερη με μη συνεκτικό υλικό (άμμος-χαλίκι). Έπειτα θα γίνουν επιμέρους αναλύσεις και συγκρίσεις για το εκάστοτε υλικό με διάφορες συνεκτικότητες (c'), γωνίες τριβής (ϕ), και μέτρα ελαστικότητας (E).



Εικόνα 7.1.2: Τοίχος βαρύτητας ανάλυσης και εδαφικές στρώσεις.

Με το ροζ χρώμα απεικονίζεται το υλικό επανεπίχωσης (Clay Fill) ενώ με πράσινο είναι το έδαφος γύρω από την εκσκαφή (Stiff Clay).

7.2 Σταθερές του προβλήματος

7.2.1 Διερεύνηση σταθερών από βιβλιογραφία

Στο στάδιο αυτό υπήρξε μία γενικότερη ανάλυση σε βιβλιογραφία σχετικά με τις σταθερές μας. Η έρευνα αυτή έγινε στην διεθνή κυρίως βιβλιογραφία αλλά και σε κανονισμούς χωρών εκτός Ευρώπης.

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα γίνει απλά η παρουσίαση των επιμέρους σταθερών και η πηγές θα φανούν στην τελική καταγραφή της εργασίας. Οι ακόλουθοι πίνακες είναι αυτοί που προέκυψαν σχετικά με τις τιμές γ (dry or saturated), γωνίας τριβής ϕ εδαφικού υλικού και συνοχής c (cohesion). Στα στοιχεία που συγκεντρώθηκαν θα επικεντρωθούμε προφανώς σε αυτά που αφορούν την άργιλο και την άμμο.

Πίνακας 7.2.1.α

(τύπος)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{dry} (KN/m ³)
Χάλικες	15-17	20-22
άμμοι	13-16	18-20
ιλύς	14-18	18-20
άργιλος	14-21	16-22

Πίνακας 7.2.1.β

(-)	Soil	E (Mpa)
Clay	very soft	2-15
	Soft	5-25
	Medium	15-50
	Hard	50-100
	Sandy	25 -250
Glacial Till	Loose	10-150
	Dense	150-720
	very dense	500-1440
Loess		15-60
Sand	Silty	5-20
	Loose	10-25
	Dense	50-81
Sand and Gravel	Loose	50-150
	Dense	100-200
Shale		150-5000
Silt		2-20
Value range is too large to use an "average" value for design		

7.2.2 Επιλογή των σταθερών για την ανάλυση

Σε αυτό το σημείο θα παρατηρήσουμε τον Πίνακα 7.2.2 ,ο οποίος έχει προκύψει από την διερεύνηση της προηγούμενης υποενότητας, σχετικά με τις ιδιότητες (που μας είναι αναγκαίες για τις αναλύσεις μας) της αργίλου και της άμμου. Στόχος του πίνακα είναι να μας παρουσιάσει τη κωδικοποίηση στις ονομασίες που έχουμε επιλέξει έτσι ώστε να είναι πιο κατανοητή η ανάγνωση, καθώς επίσης και να μας δείξει ουσιαστικά τις διάφορες περιπτώσεις που θα αναλυθούν και συγκριθούν αργότερα.

Πίνακας 7.2.2.α: Περιπτώσεις αναλύσεων και κωδικοποίηση ονομασίας.

Soil constants				Analysis Name	
Analysis	c' (kPa)	φ (o)	E (kPa)	Rankine (excel)	Numerical (plaxis)
Clay_01	2,5	20	7500	RCL001	NCL001
Clay_02	2,5	20	10000		NCL002
Clay_03	2,5	20	15000		NCL003
Clay_11	2,5	25	7500	RCL011	NCL011
Clay_12	2,5	25	10000		NCL012
Clay_13	2,5	25	15000		NCL013
Sand_01	0	30	15000	RSA001	NSA001
Sand_02	0	30	20000		NSA002
Sand_03	0	30	25000		NSA003
Sand_11	0	35	15000	RSA011	NSA011
Sand_12	0	35	20000		NSA012
Sand_13	0	35	25000		NSA013

Στον συμπληρωματικό Πίνακα 7.2.2.β επεξηγείται πλήρως η αντιστοιχία ψηφίου ονόματος αρχείου με το τι συμβολίζει και διατίθενται και πιθανά παραδείγματα για ευκολότερη κατανόηση.

Πίνακας 7.2.2.β: Επεξήγηση ονόματος αρχείου ανάλυσης.

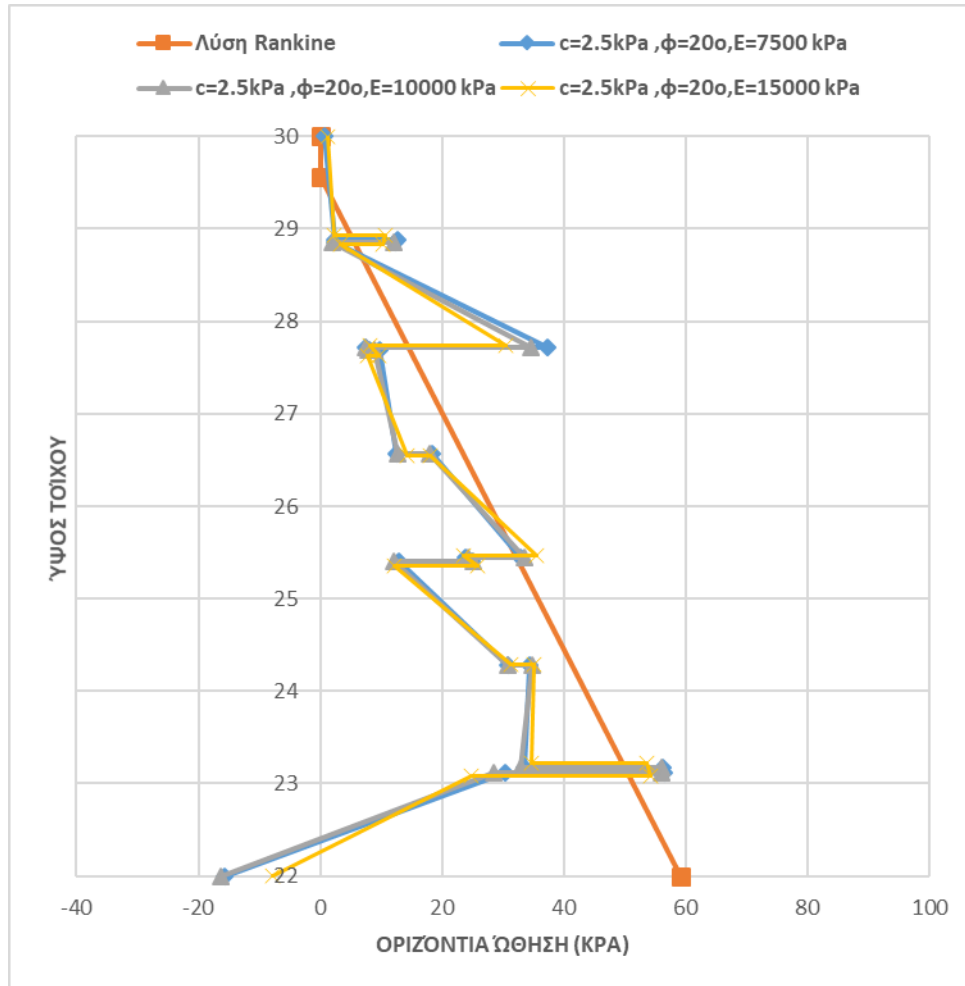
Χαρακτήρας	Σημασία
1	Τύπος Ανάλυσης (R: Rankine - Excel, N: Numerical - Plaxis)
2,3	Τύπος Υλικού (CL: Clay, SA: Sand)
4,5,6	Αύξοντας αριθμός ανάλυσης (π.χ. 001, 111)
Παράδειγμα	Σημασία
RCL001	Rankine - Clay - Analysis 001
RGC	Rankine - Gravity – Clay

7.3 Αποτελέσματα αναλύσεων

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων (αν και έχουμε δώδεκα περιπτώσεις Numerical αναλύσεων) θα παρουσιαστούν σε τέσσερις κατηγορίες. Όσες δηλαδή και οι περιπτώσεις κατά Rankine (RCL001, RCL011, RSA001 ,RSA011).Με τον τρόπο αυτό γίνεται πιο κατανοητή η σύγκριση των δύο μεθόδων καθώς επίσης θα φανεί μέσω των συγκεντρωτικών διαγραμμάτων για την εκάστοτε περίπτωση, πόσο επηρεάζει το μέτρο ελαστικότητας (E) τα αποτελέσματα. Οι επιμέρους πίνακες, τα επιμέρους στοιχεία και οι σχετικοί υπολογισμοί για κάθε ανάλυση ξεχωριστά παραθέτονται στο Παράρτημα Β στο τέλος της εργασίας.

7.3.1 Άργιλος ($c=2.5\text{kPa}$ και $\phi=20^\circ$)

Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο και σύμφωνα πάντα με τον Πίνακα 7.2.2.α είναι τα ακόλουθα: RCL001 , NCL001 , NCL002 και NCL003 .

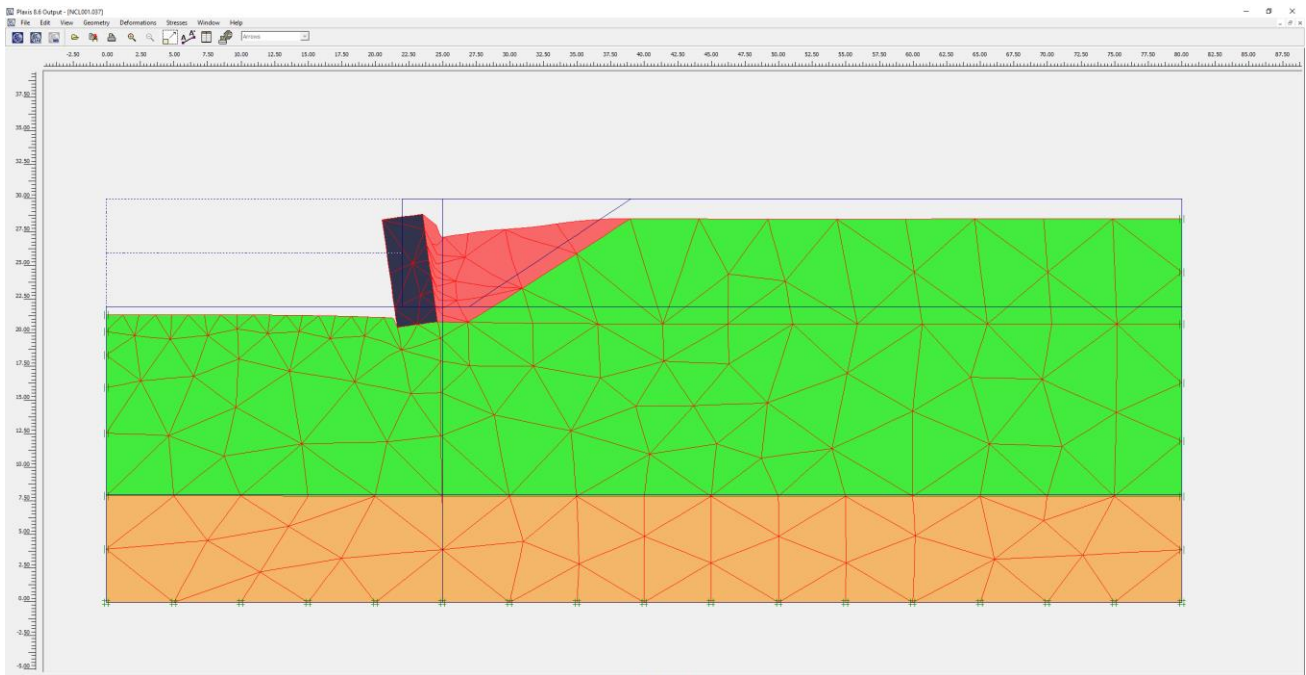


Διάγραμμα 7.3.1: Ωθήσεις για όλες τις περιπτώσεις συγκριτικά.

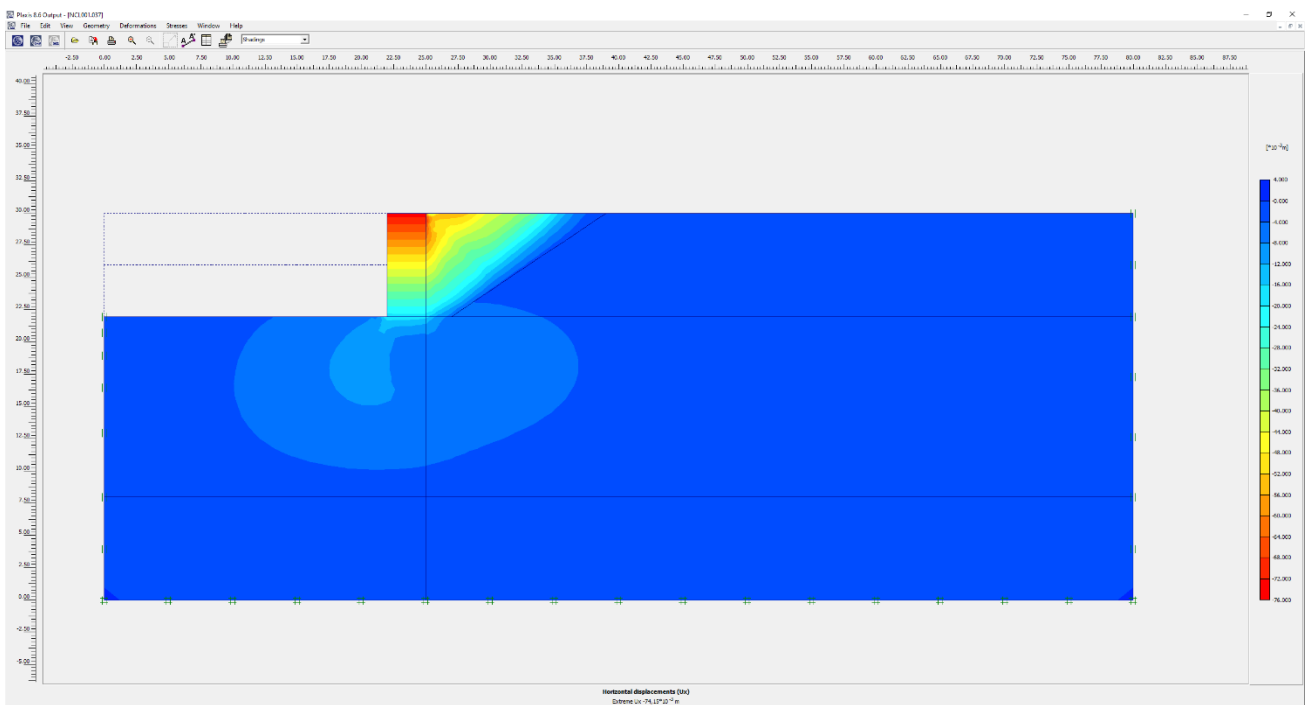
Πίνακας 7.3.1: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα πρώτης ομάδας ανάλυσης.

Ανάλυση	c	ϕ	E	P	M	γ	δ/H
RCL001	2,5	20	-	223,802	563,511	2,518	-
NCL001	2,5	20	7500	140,797	483,704	3,435	0,0087
NCL002	2,5	20	10000	134,309	453,828	3,379	0,0079
NCL003	2,5	20	12500	143,677	474,916	3,305	0,0077

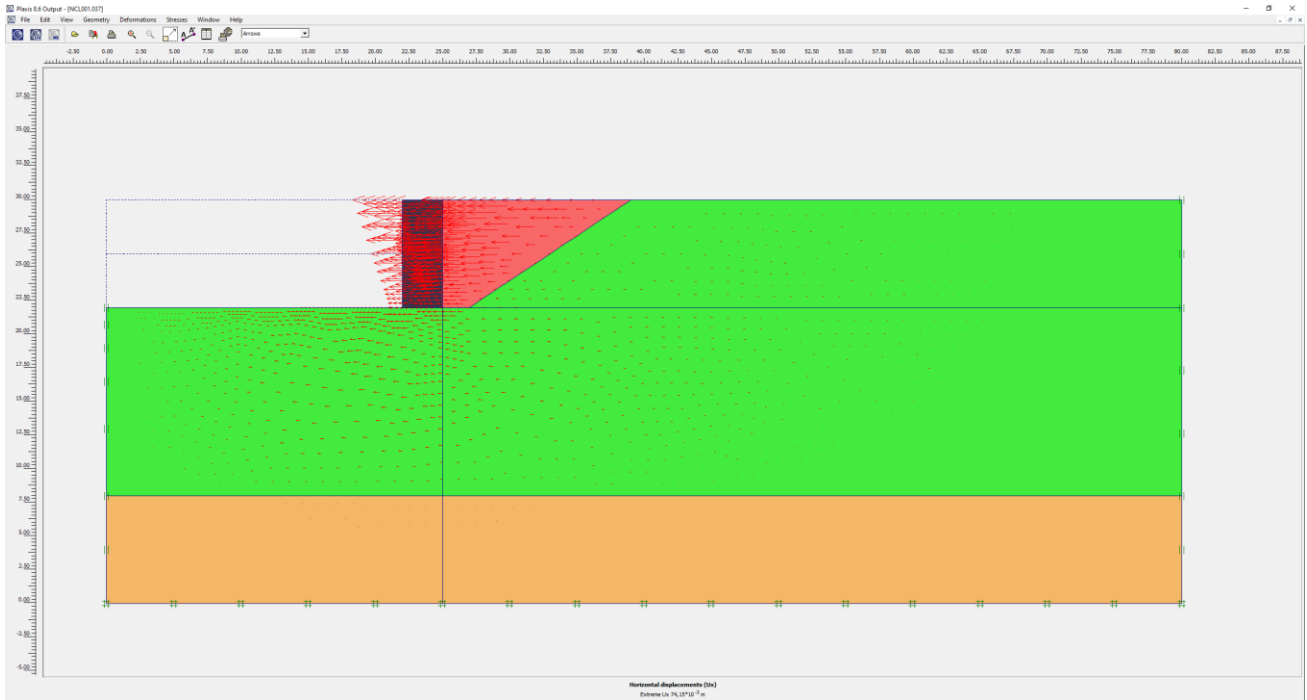
Αποτελέσματα Plaxis για την ανάλυση NCL001:



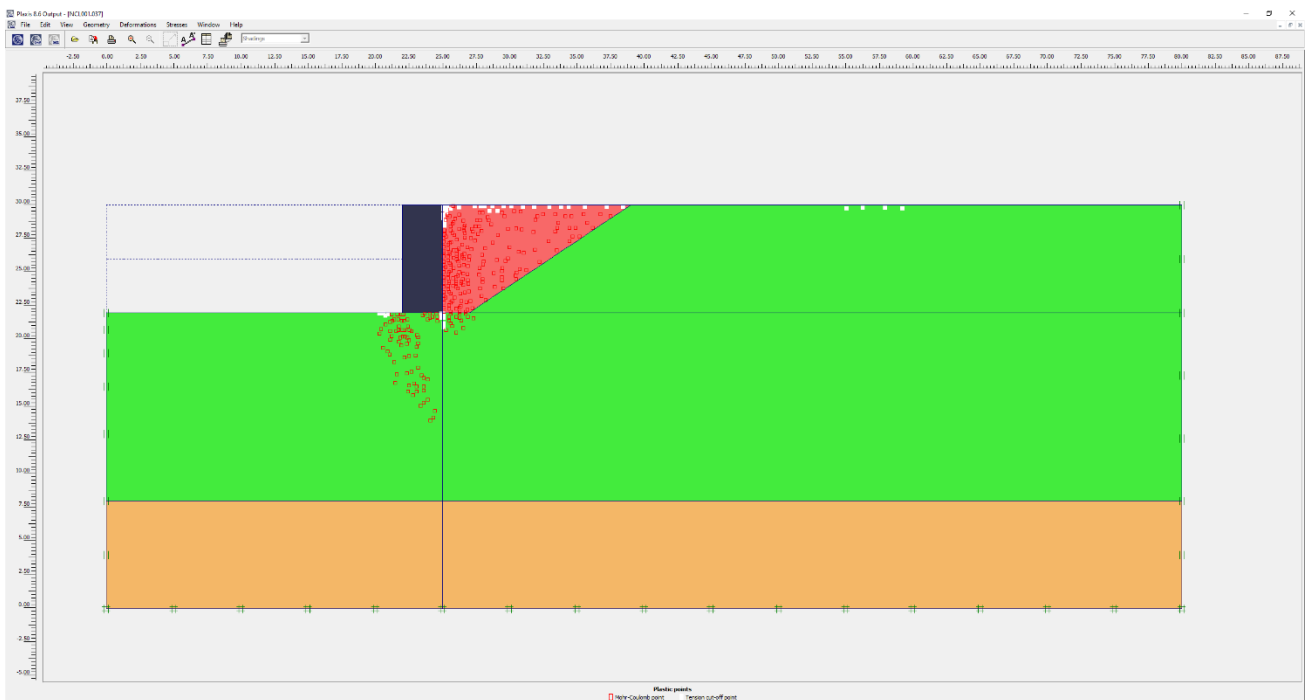
Εικόνα 7.3.1.α: NCL001 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.1.β: NCL001 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

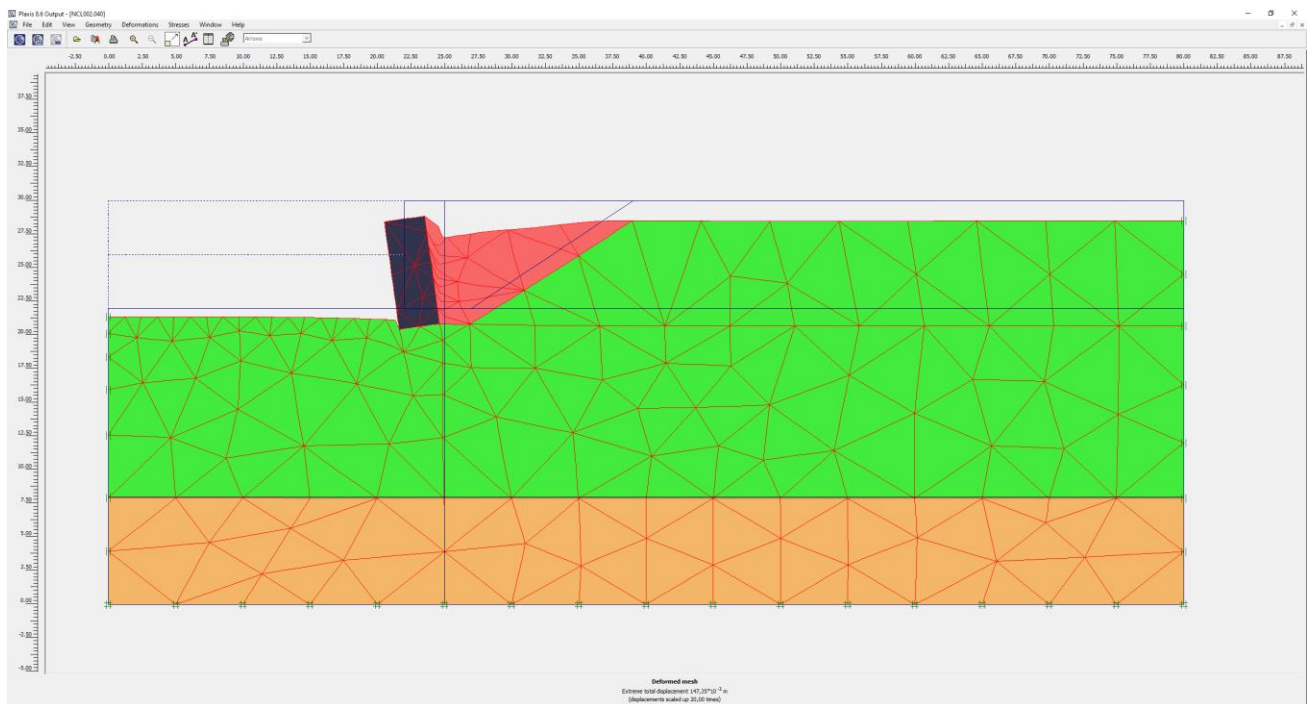


Εικόνα 7.3.1.γ: NCL001 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

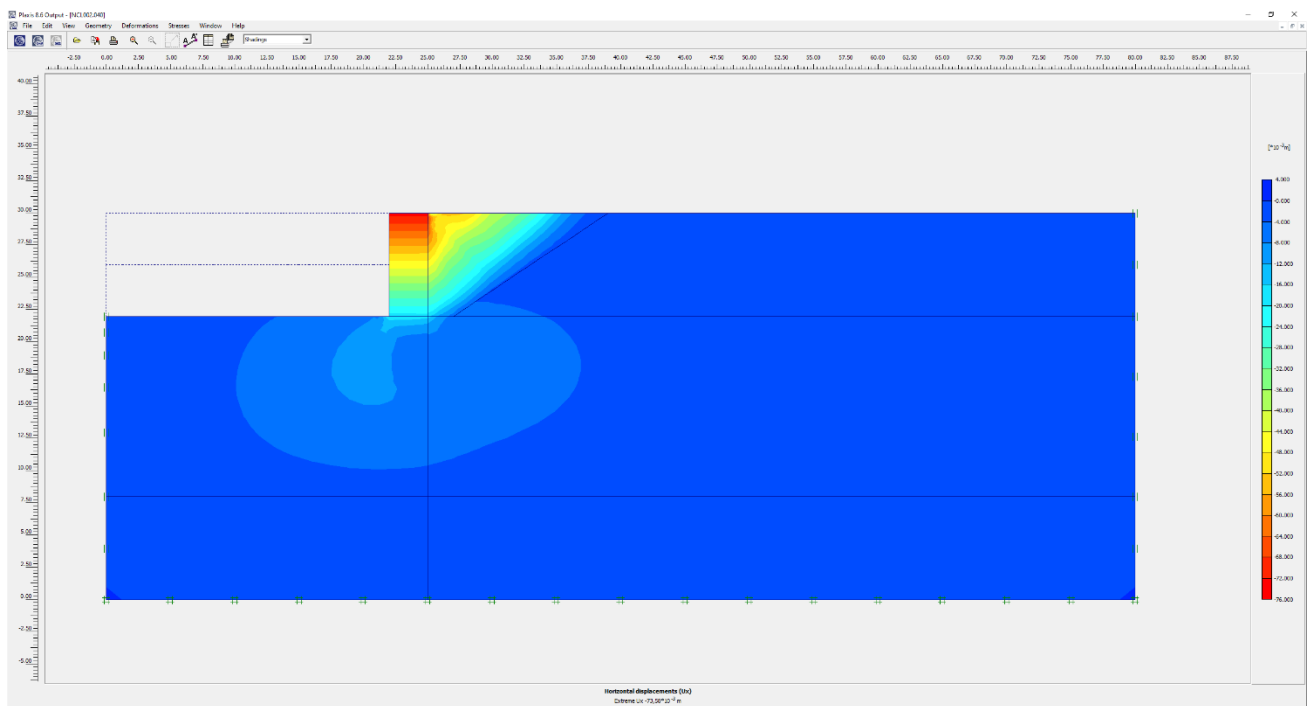


Εικόνα 7.3.1.δ: NCL001 Plastic Points

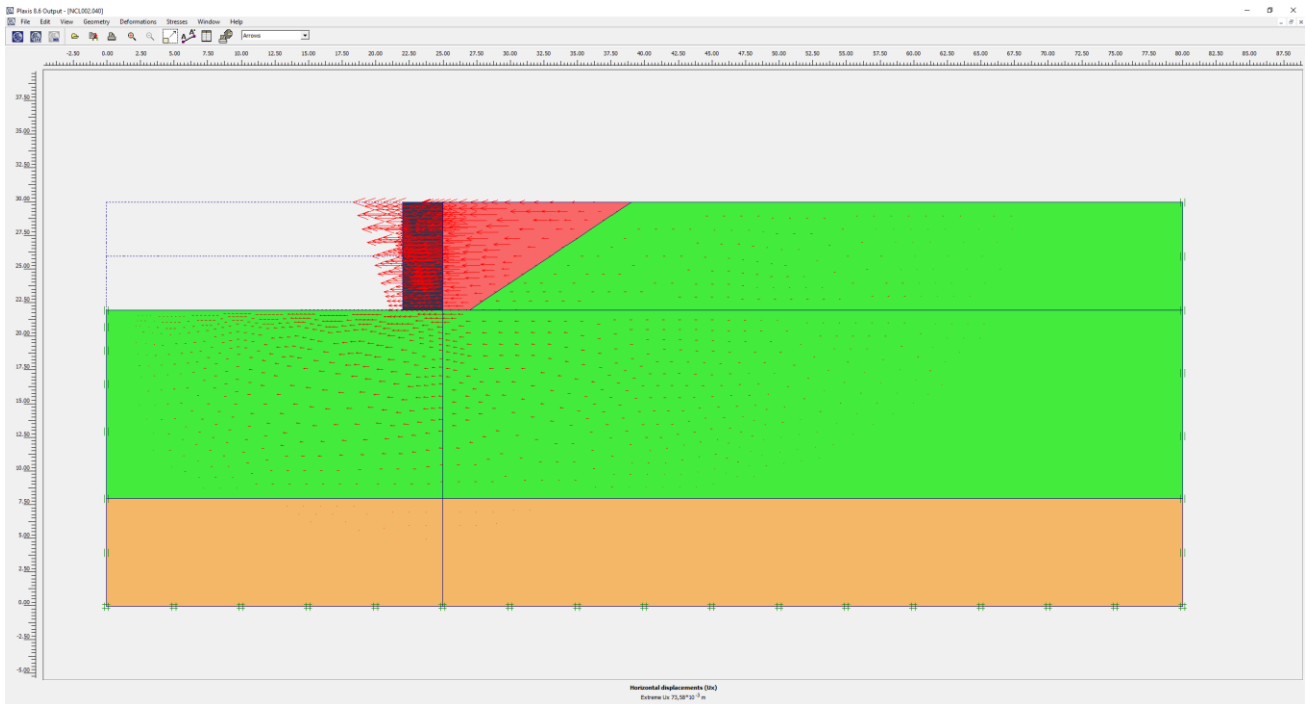
Αποτελέσματα Ραχίς για την ανάλυση NCL002:



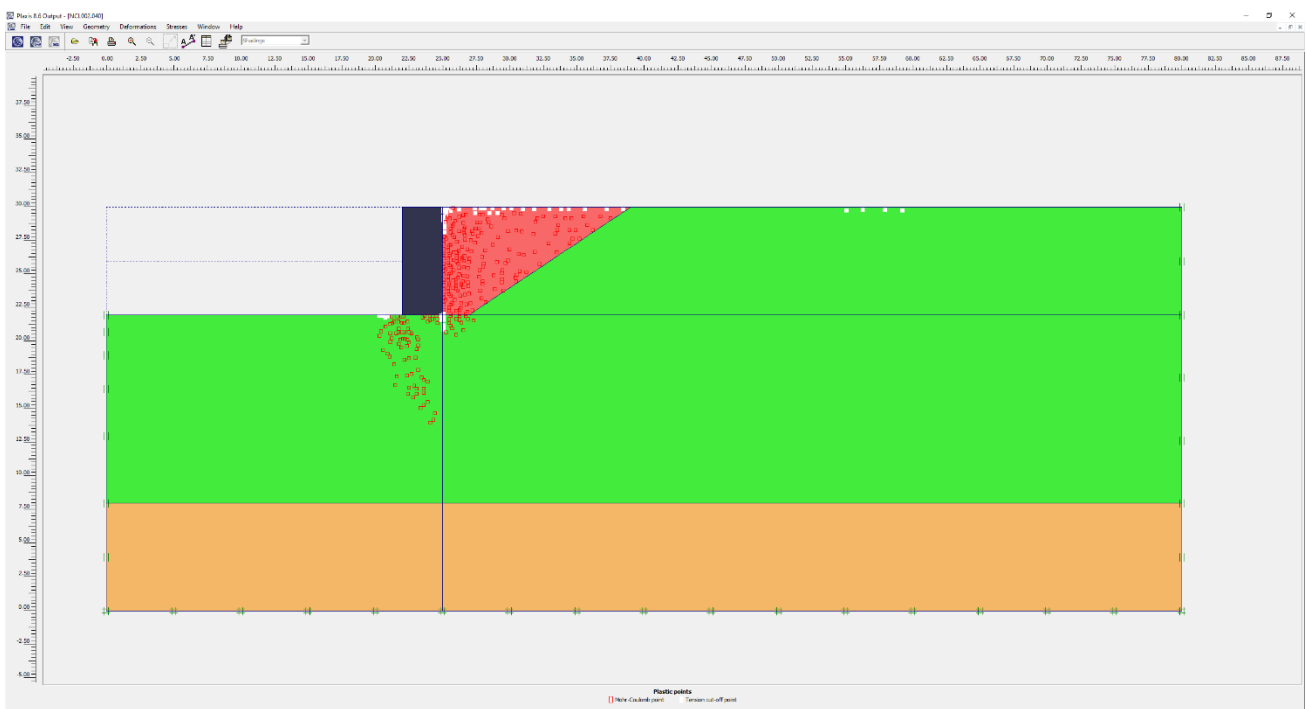
Εικόνα 7.3.1.ε: NCL002 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.1.ζ: NCL002 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

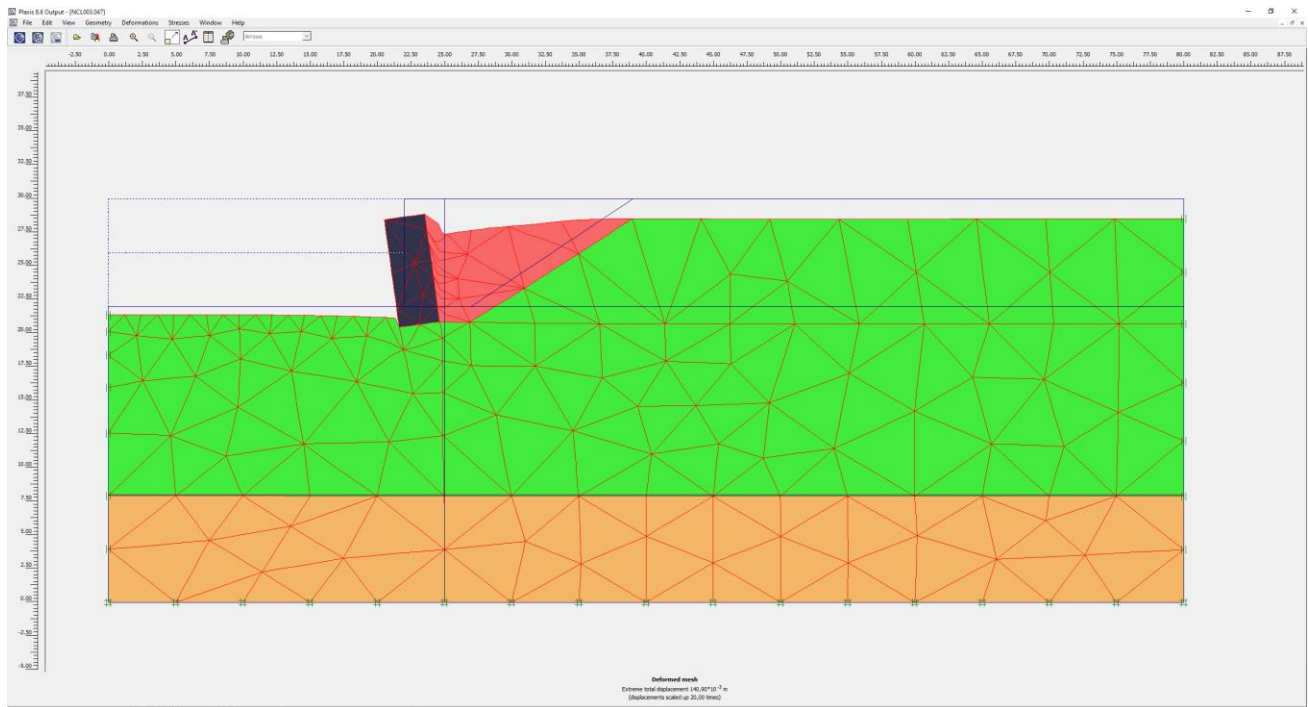


Εικόνα 7.3.1.η: NCL002 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

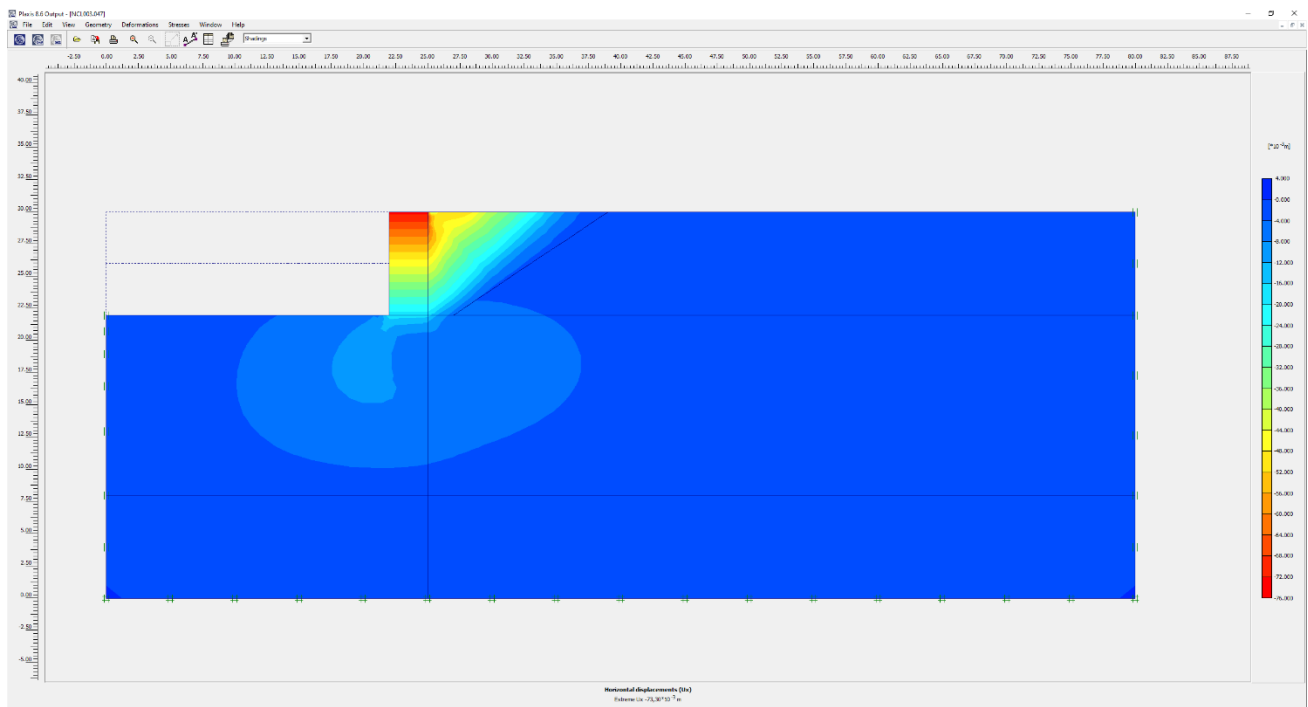


Εικόνα 7.3.1.θ: NCL002 Plastic Points

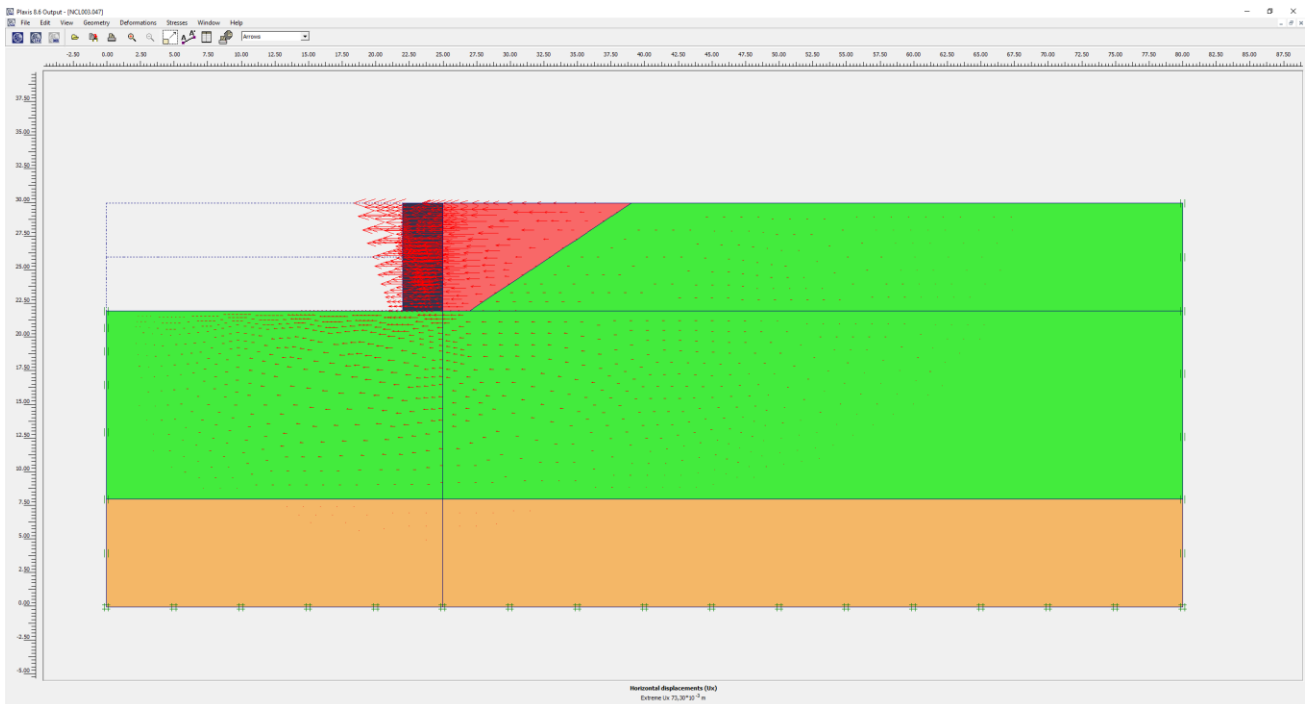
Αποτελέσματα Ραχίς για την ανάλυση NCL003:



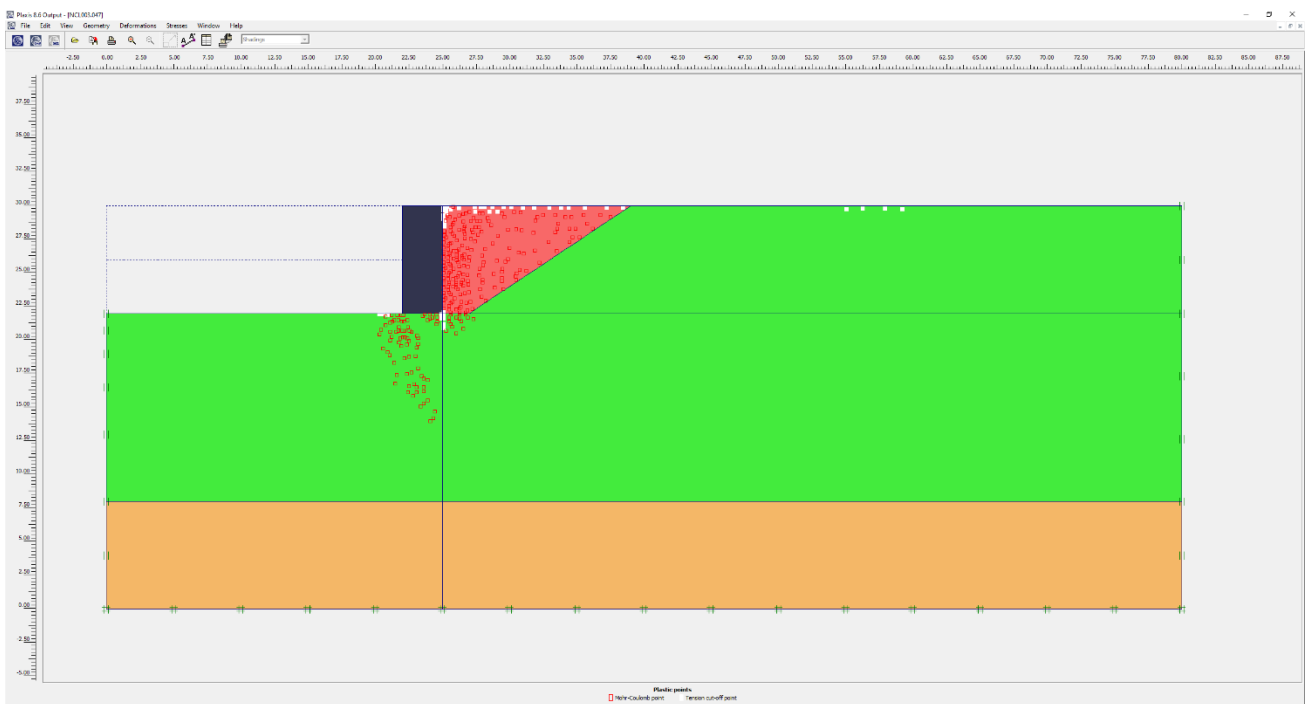
Εικόνα 7.3.1.1: NCL003 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.1.κ: NCL003 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



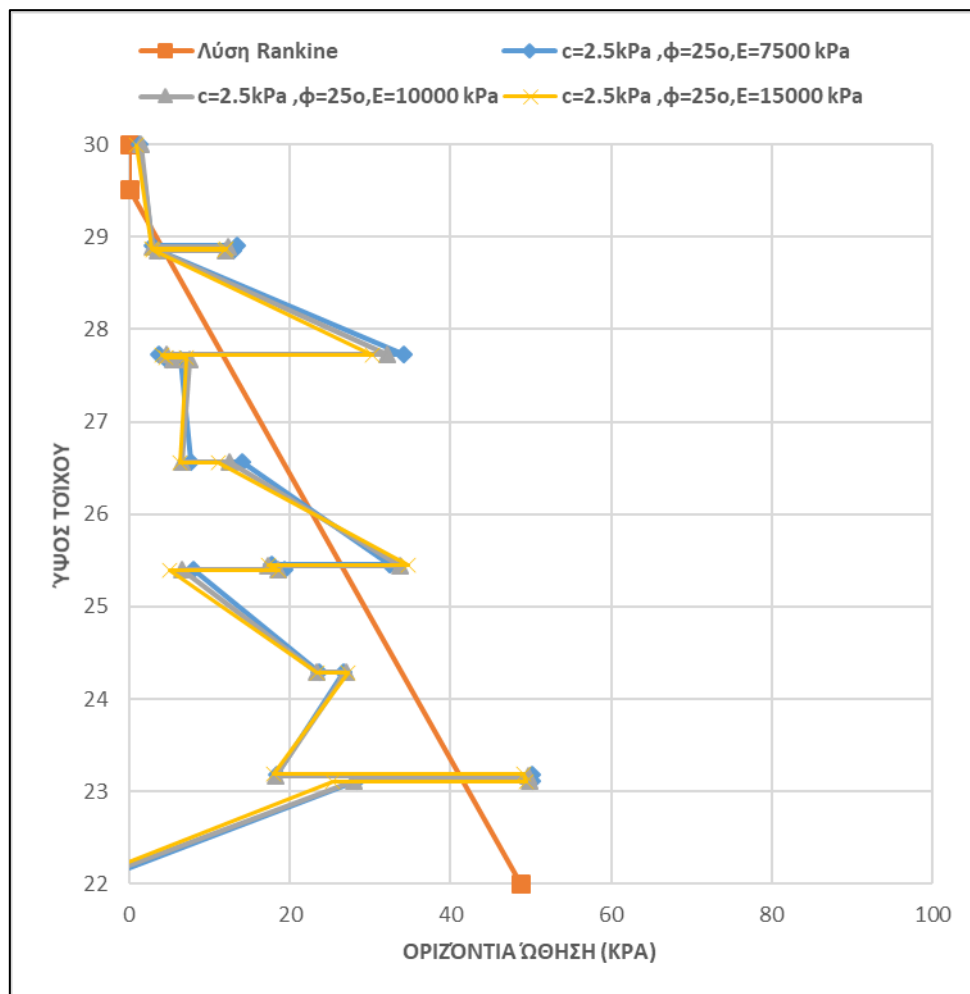
Εικόνα 7.3.1.λ: NCL003 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.3.1.μ: NCL003 Plastic Points

7.3.2 Άργιλος ($c=2.5\text{kPa}$ και $\phi=25^\circ$)

Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο και σύμφωνα πάντα με τον Πίνακα 7.2.2.α είναι τα ακόλουθα: RCL011 , NCL011 , NCL012 και NCL013 .

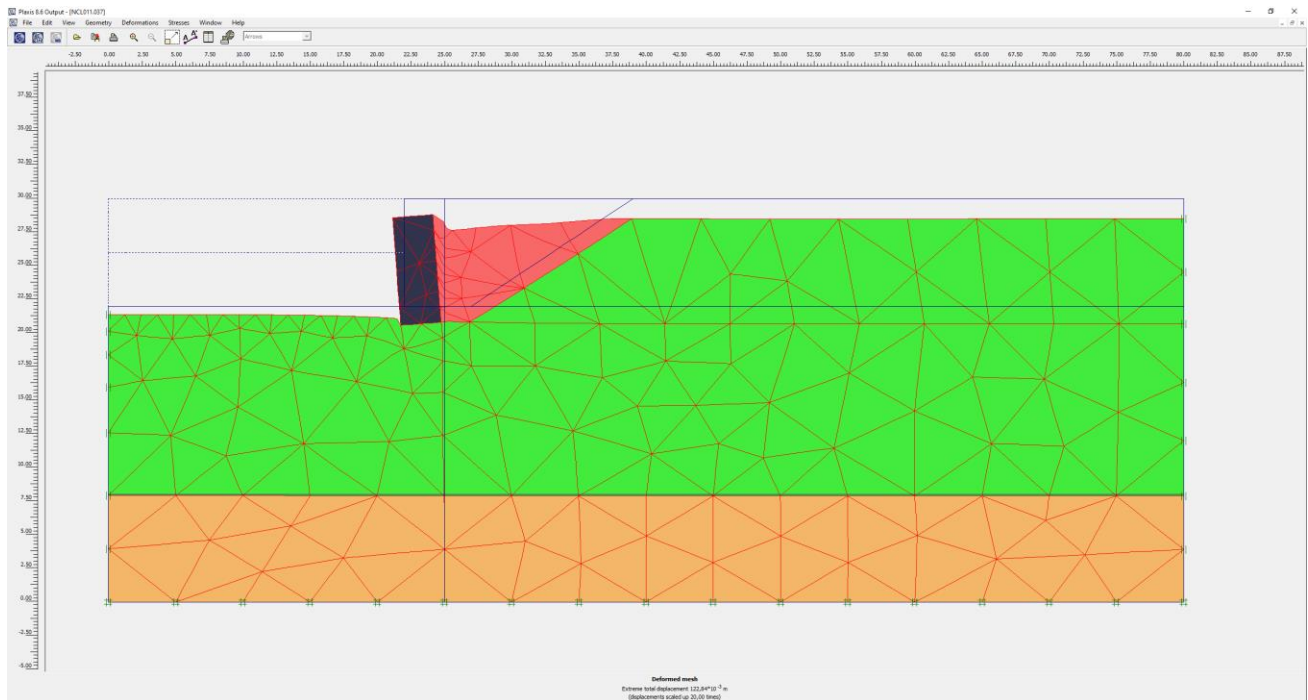


Διάγραμμα 7.3.2: Ωθήσεις για όλες τις περιπτώσεις συγκριτικά.

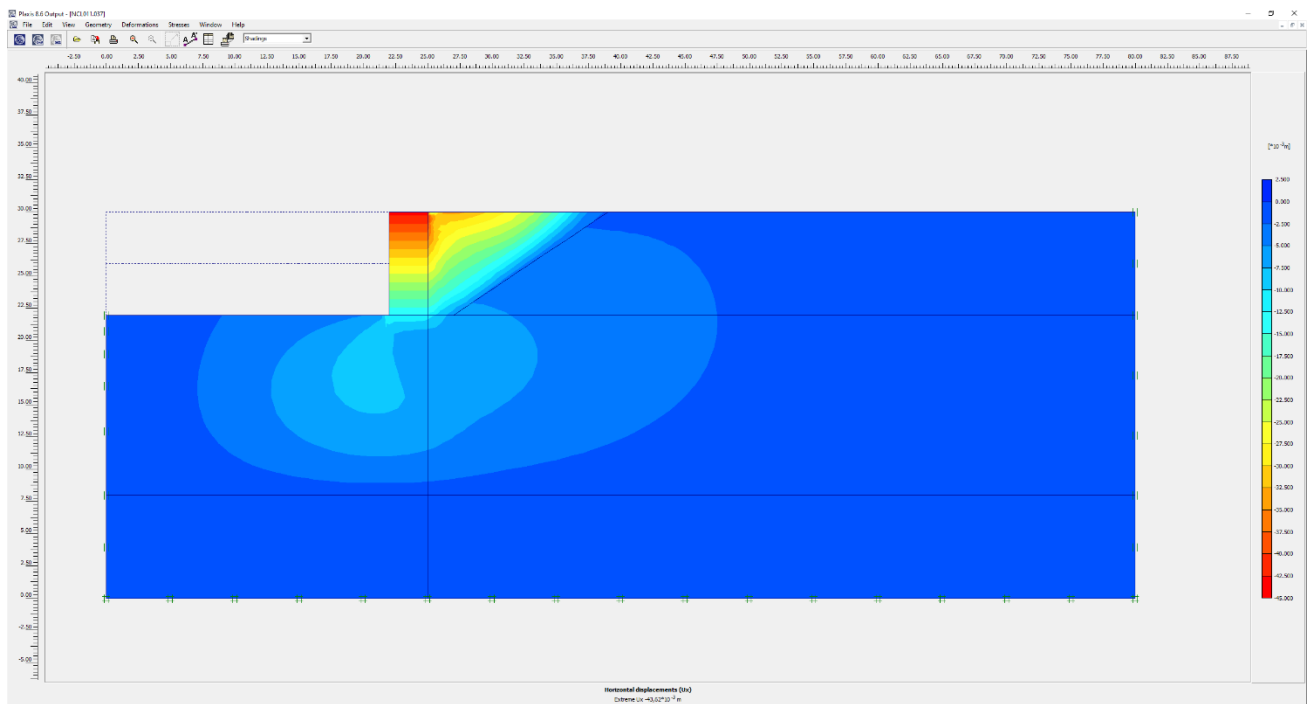
Πίνακας 7.3.2: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα δεύτερης ομάδας ανάλυσης.

Ανάλυση	c	ϕ	E	P	M	γ	δ/H
RCL011	2,5	25	-	183,098	458,3232	2,503	-
NCL011	2,5	25	7500	117,6636	407,1658	3,460	0,0047
NCL012	2,5	25	10000	114,2131	394,4854	3,454	0,0052
NCL013	2,5	25	12500	110,1239	378,6139	3,438	0,0046

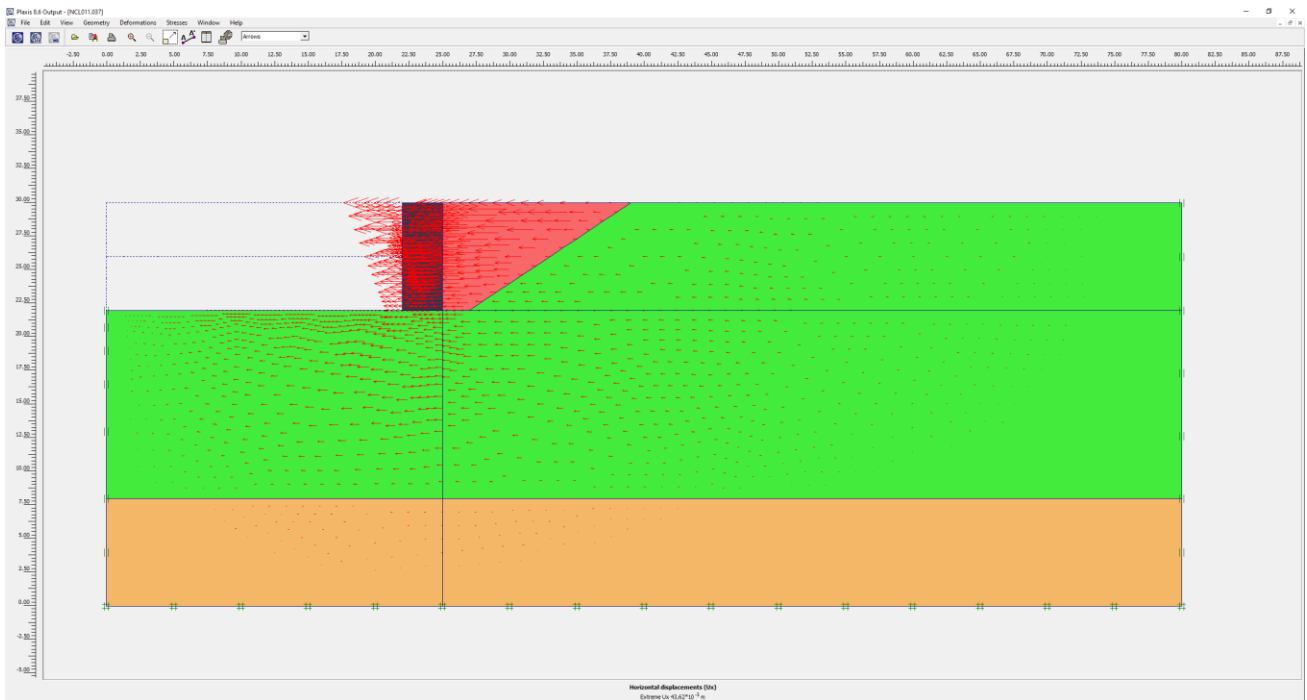
Αποτελέσματα Plaxis για την ανάλυση NCL011:



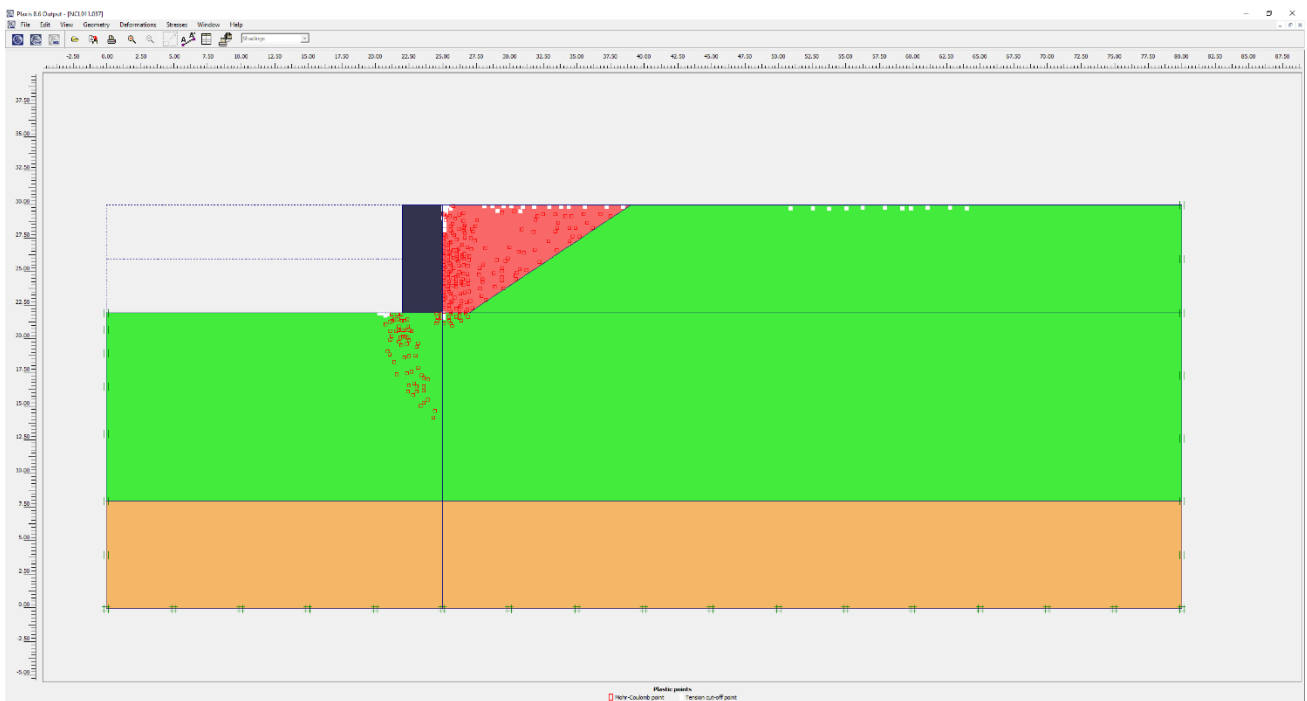
Εικόνα 7.3.2.α: NCL011 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.2.β: NCL011 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

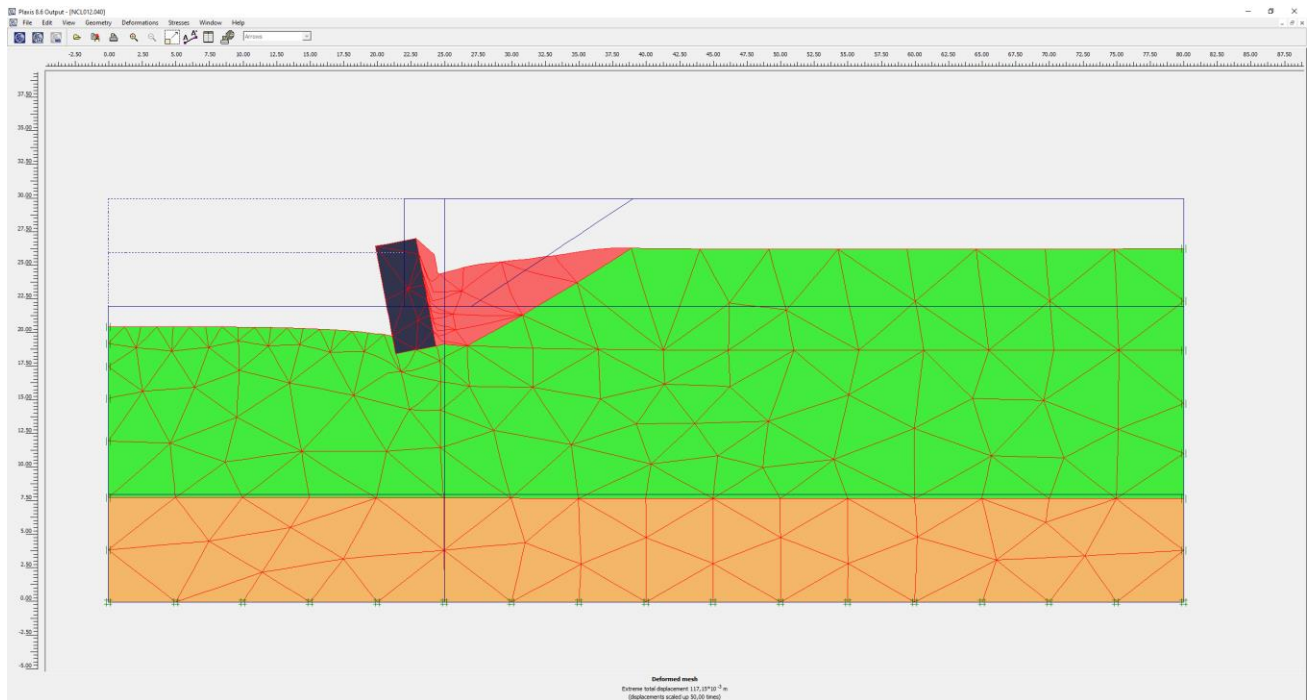


Εικόνα 7.3.2.γ: NCL011 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

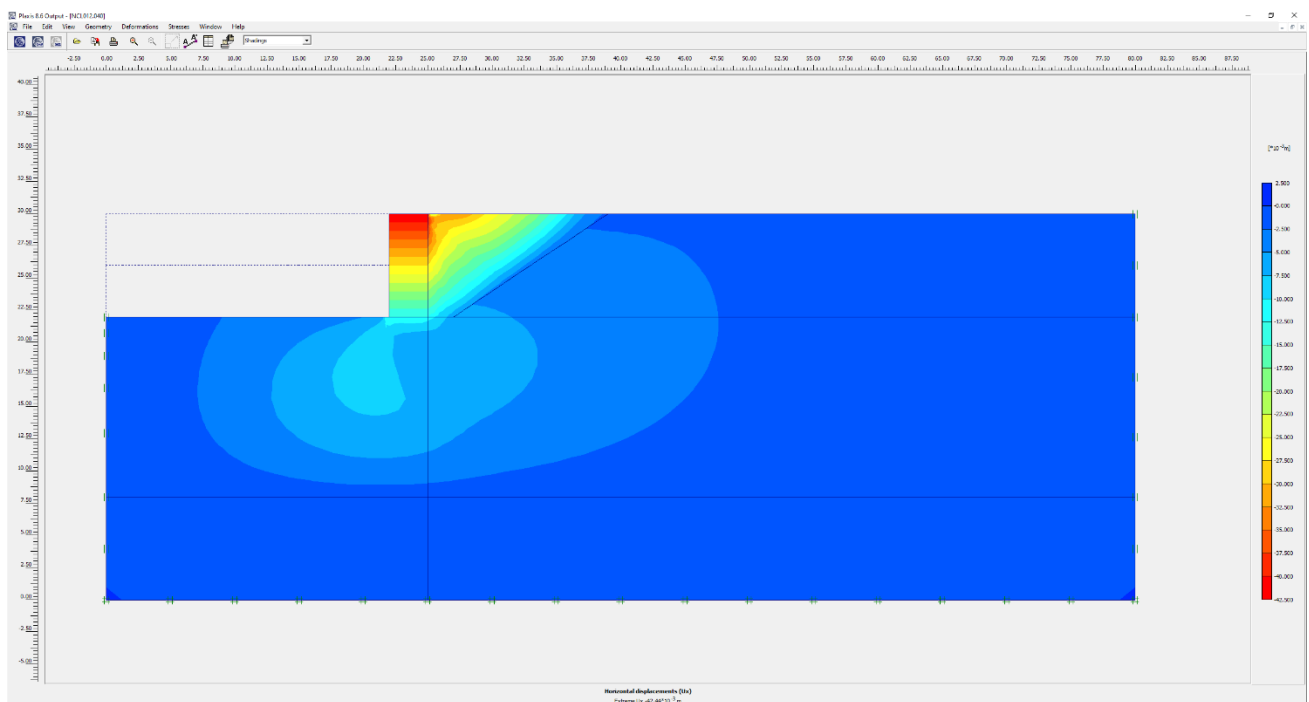


Εικόνα 7.3.2.δ: NCL011 Plastic Points

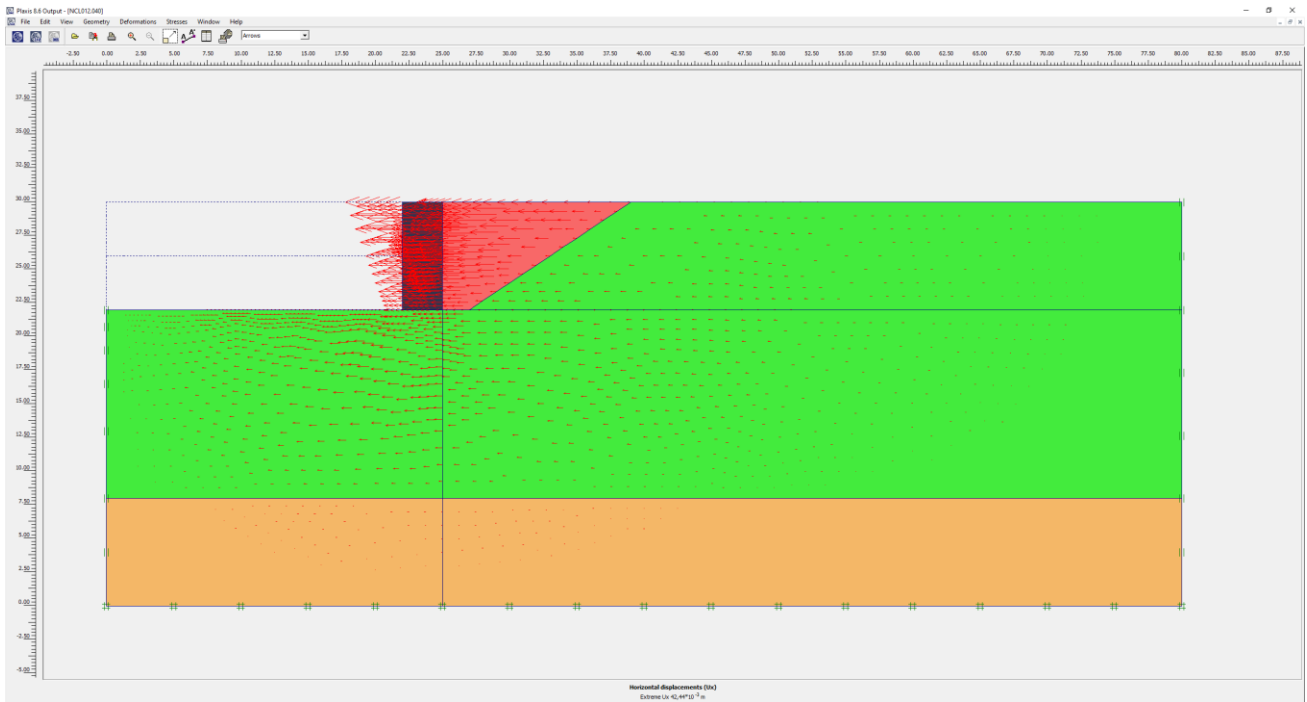
Αποτελέσματα Plaxis για την ανάλυση NCL012:



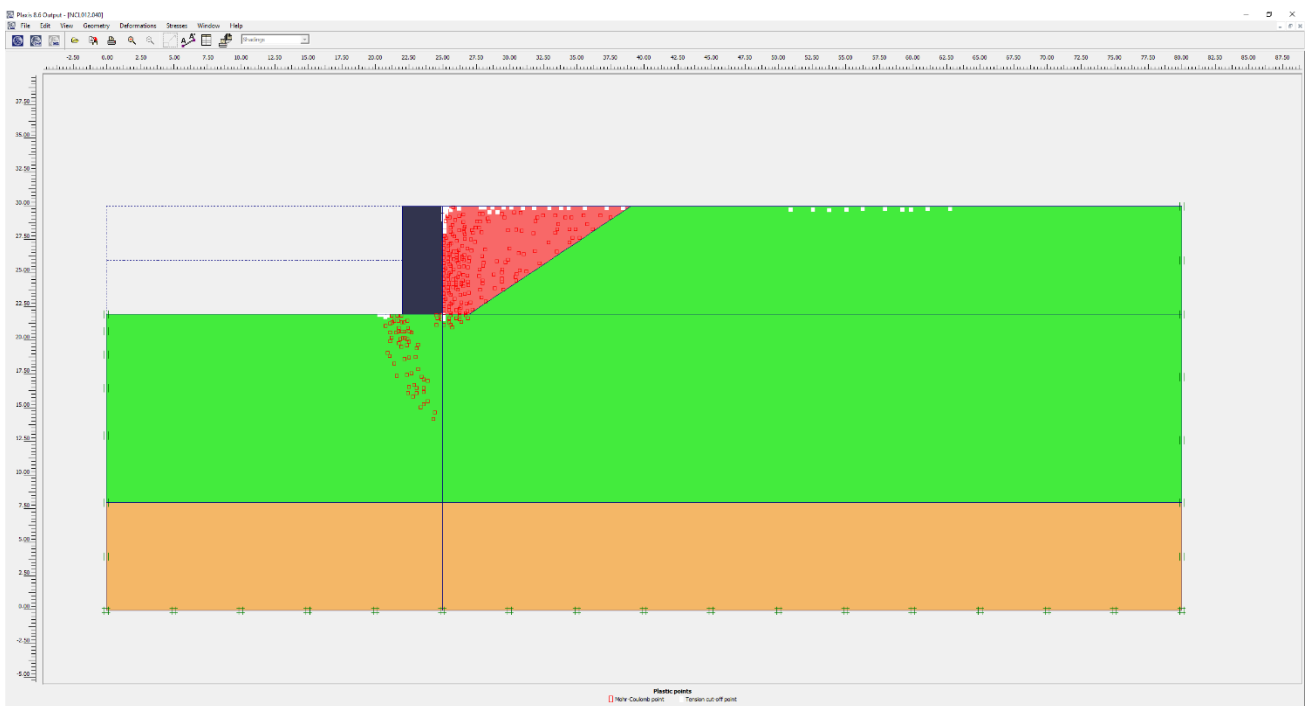
Εικόνα 7.3.2.ε: NCL012 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.2.ζ: NCL012 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

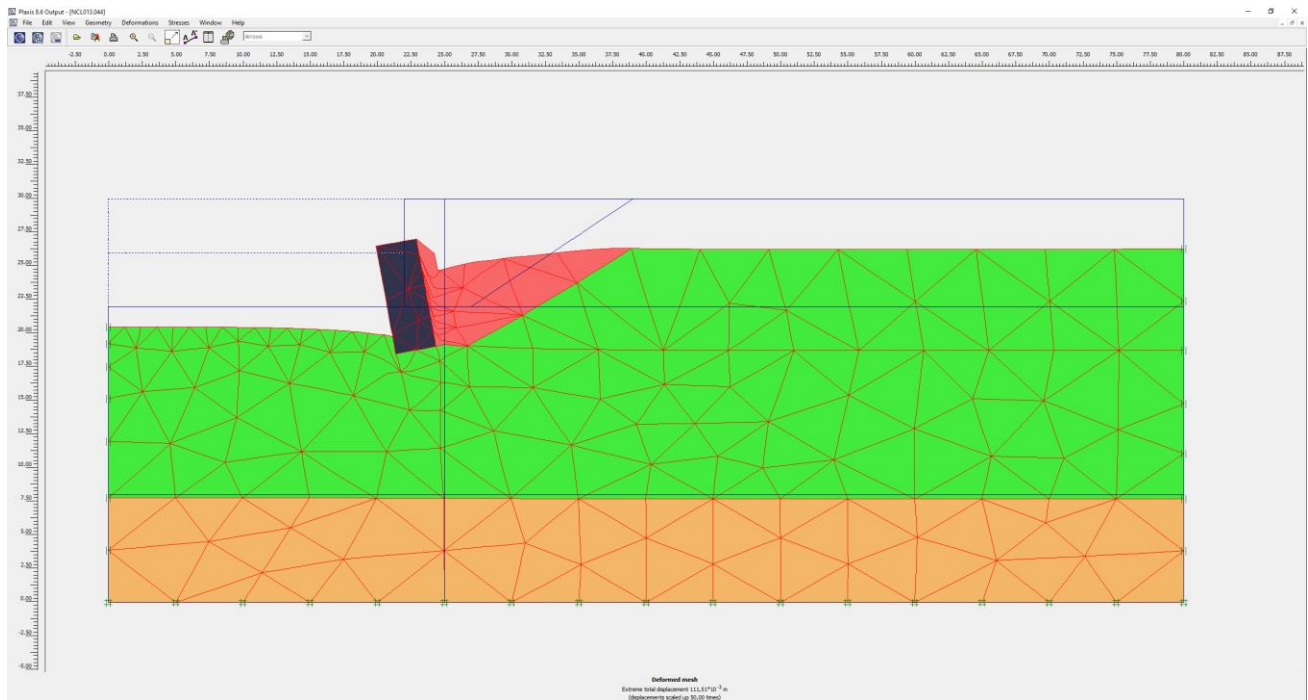


Εικόνα 7.3.2.η: NCL012 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

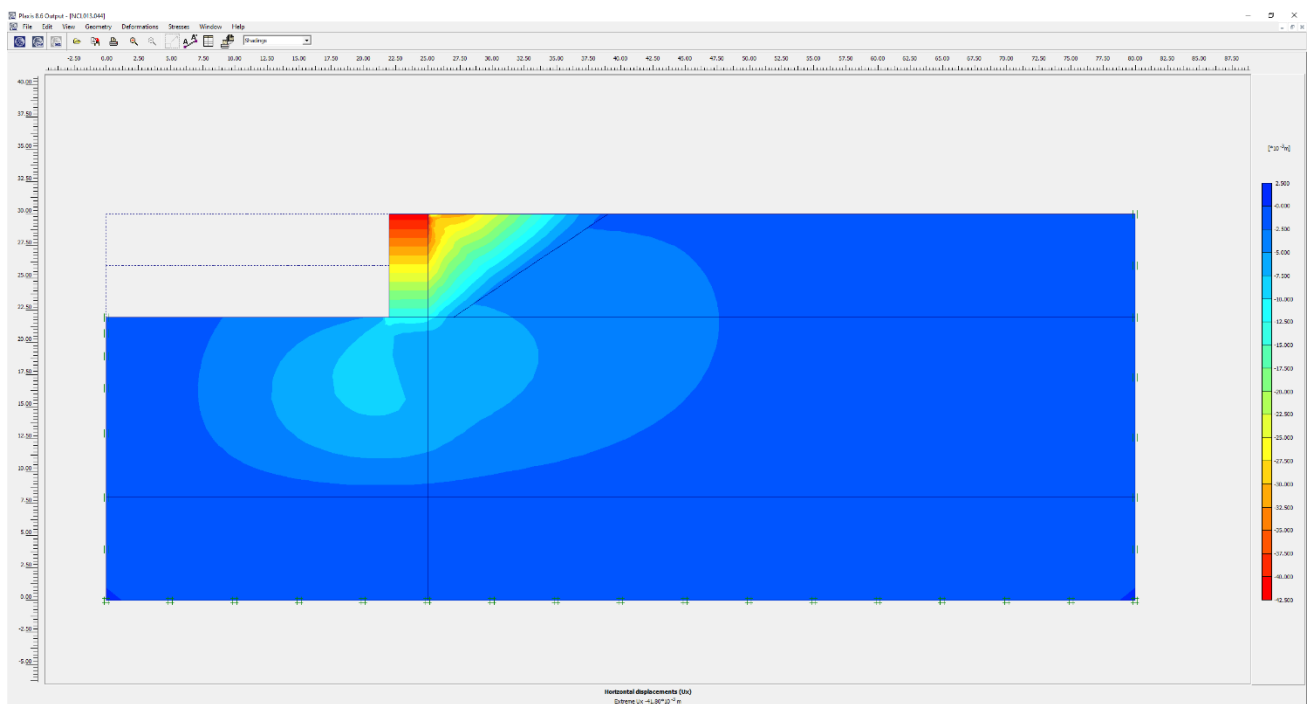


Εικόνα 7.3.2.θ: NCL012 Plastic Points

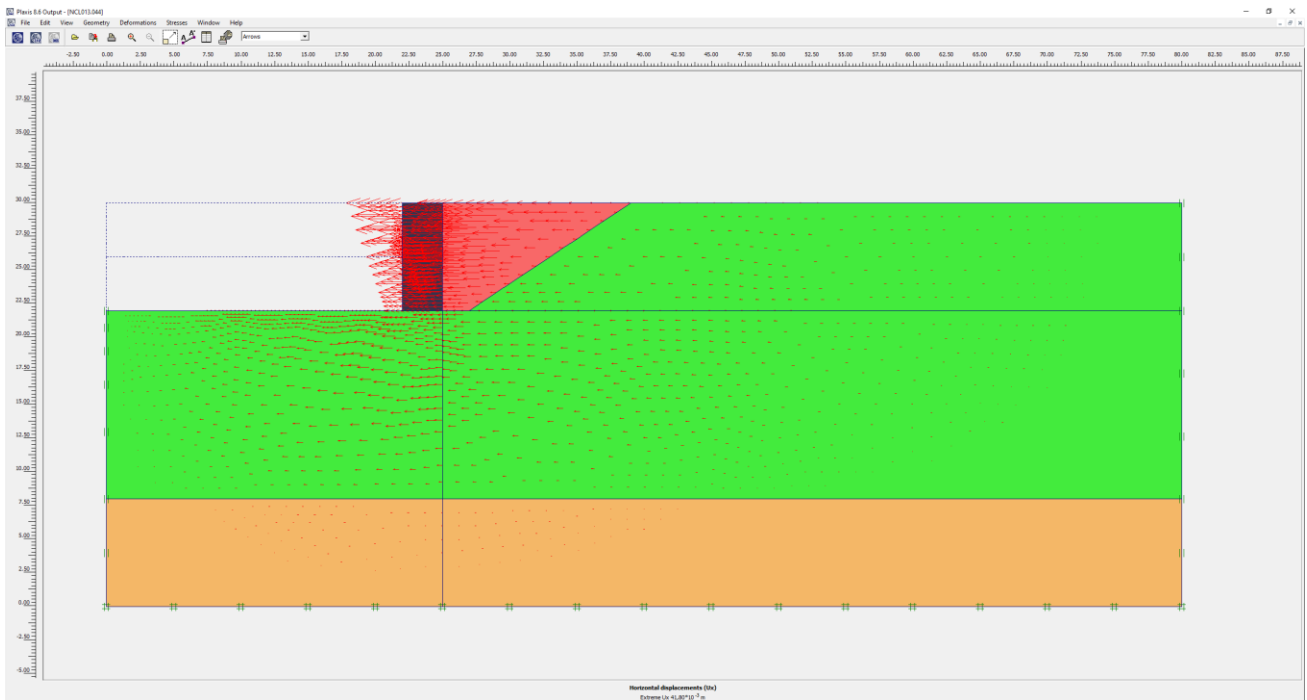
Αποτελέσματα Ραξίς για την ανάλυση NCL013:



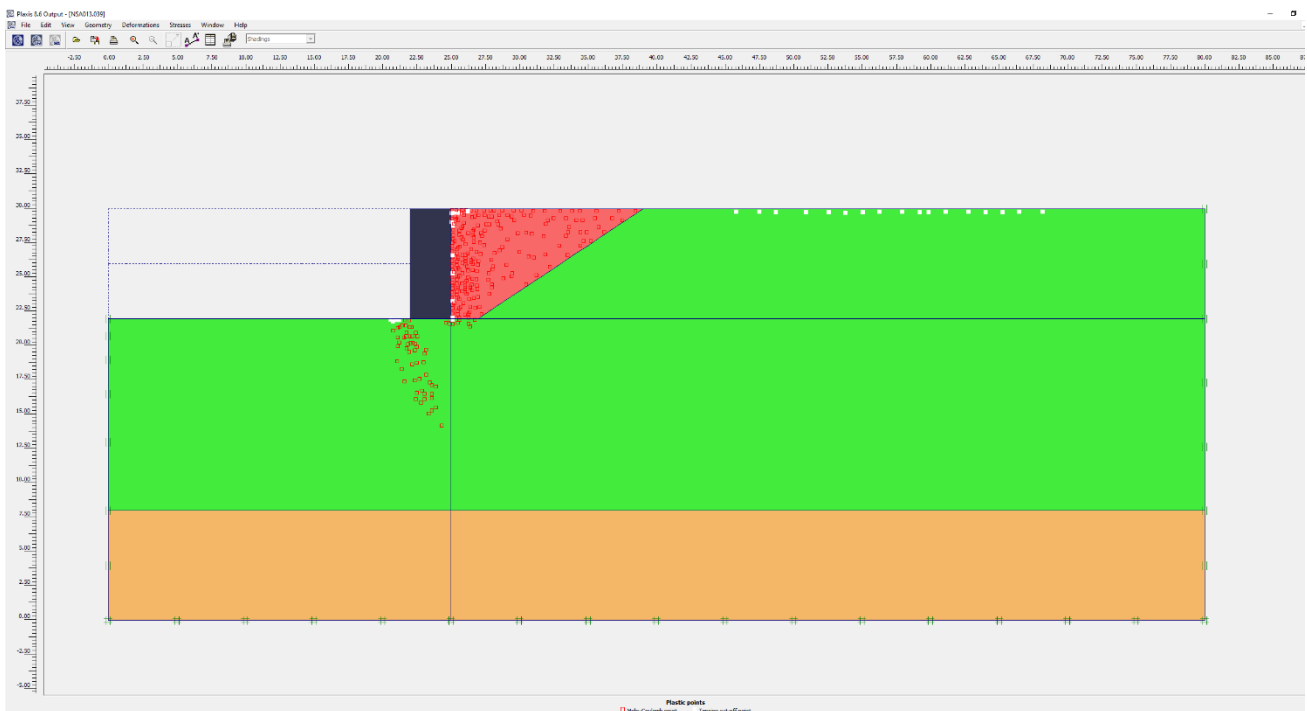
Εικόνα 7.3.2.ι: NCL013 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.2.κ: NCL013 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



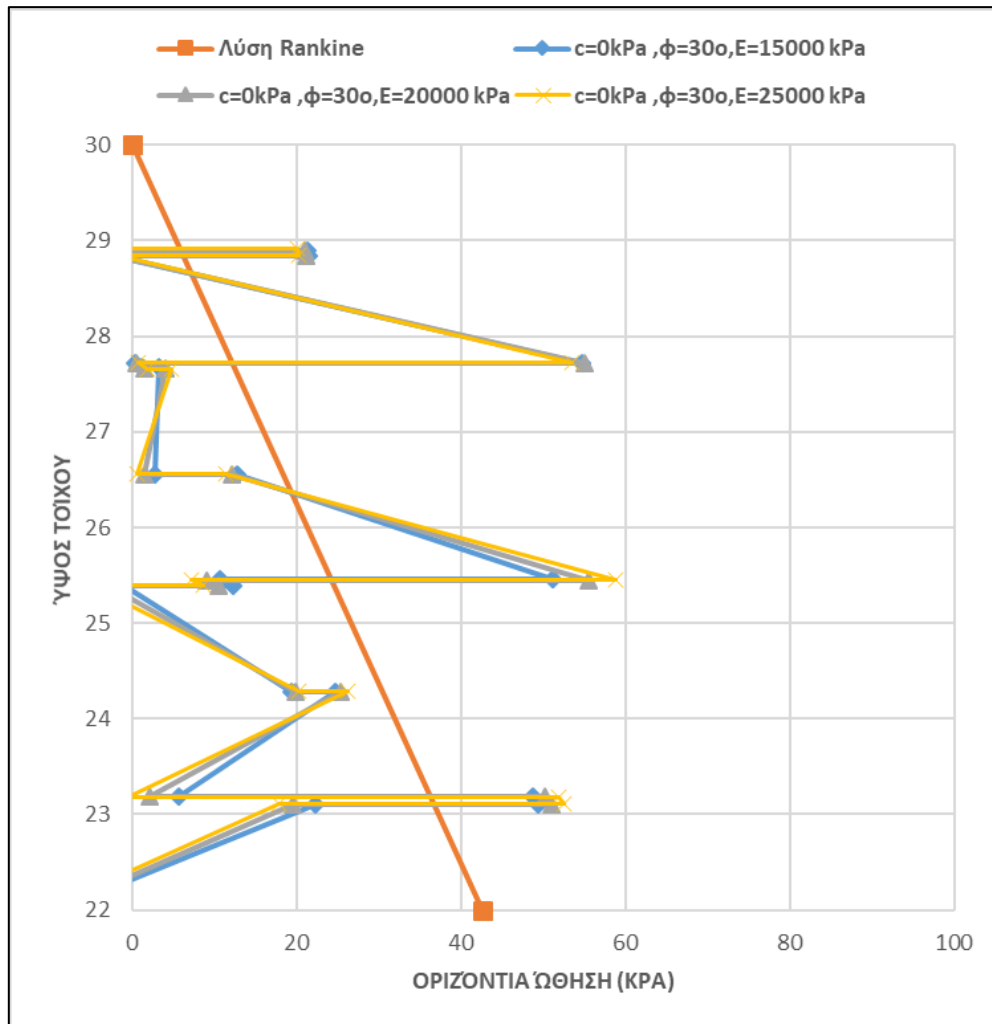
Εικόνα 7.3.2.λ: NCL013 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.3.2.μ: NCL013 Plastic Points

7.3.3 Άμμος ($c=0$ kPa και $\phi=30^\circ$)

Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο και σύμφωνα πάντα με τον Πίνακα 7.2.2.α είναι τα ακόλουθα: RSA001 , NSA001 , NSA002 και NSA003 .

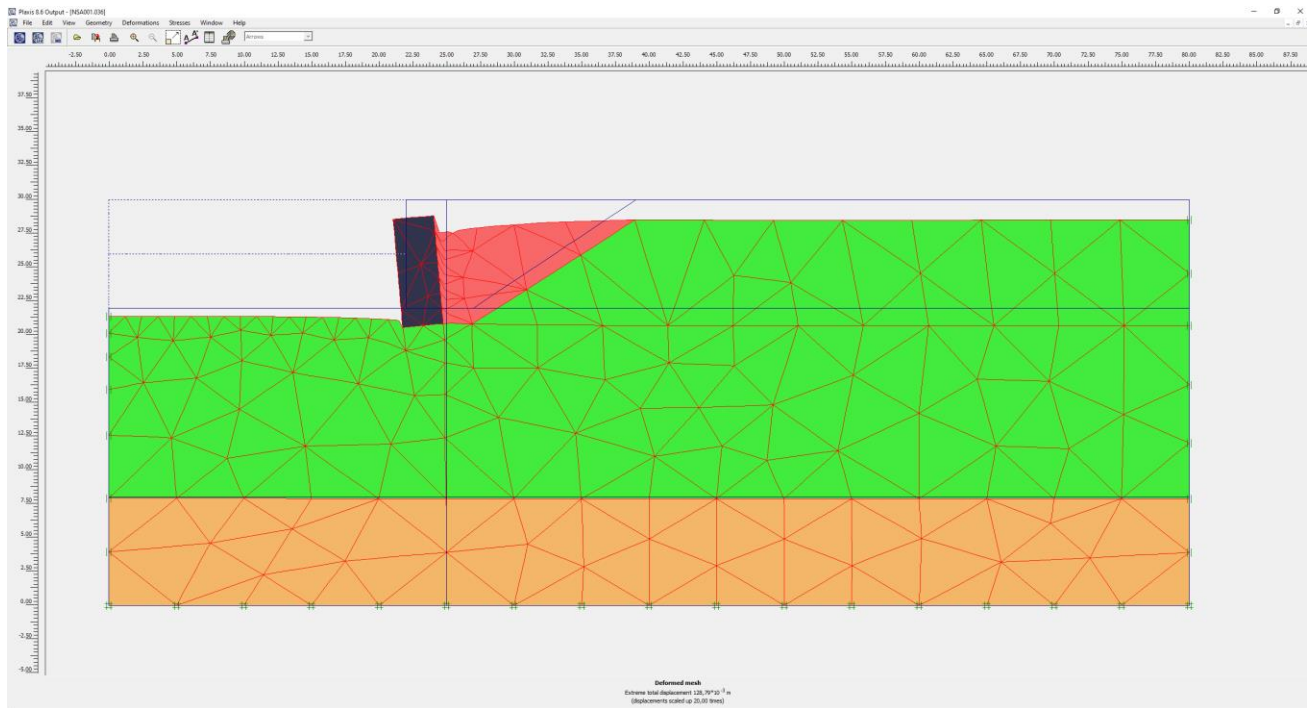


Διάγραμμα 7.3.3: Ωθήσεις για όλες τις περιπτώσεις συγκριτικά.

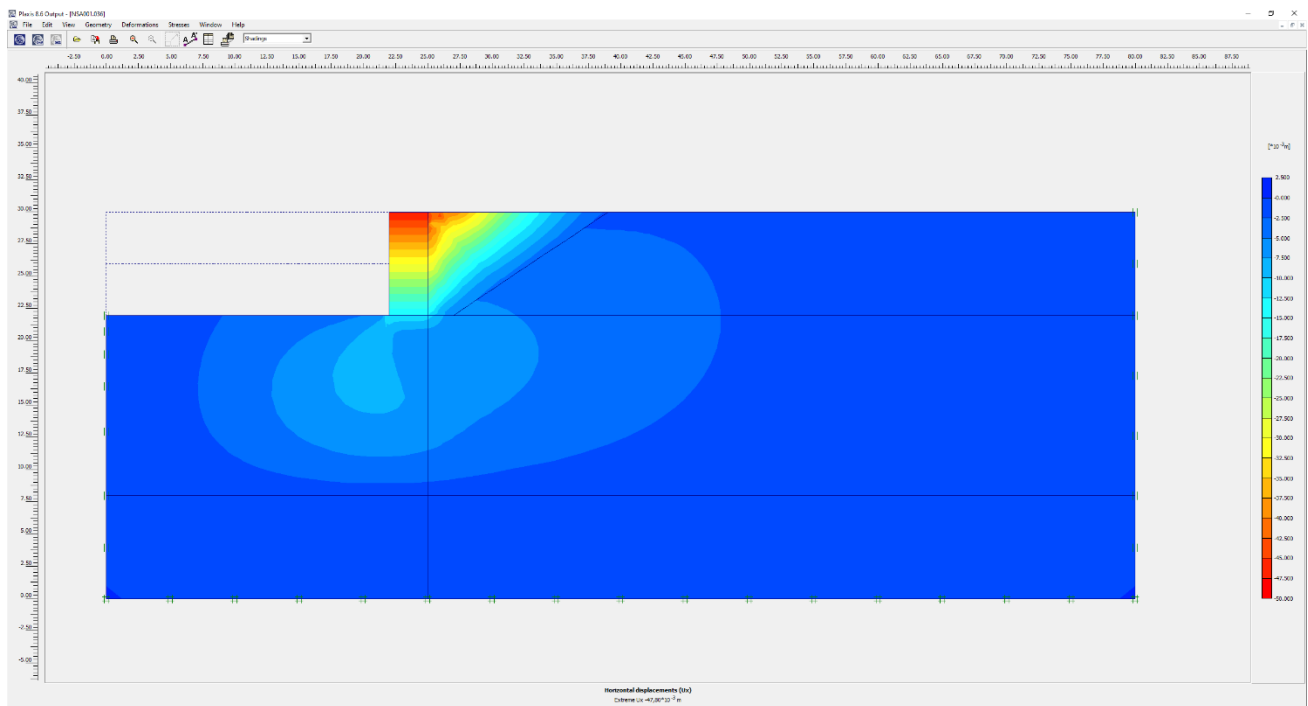
Πίνακας 7.3.3: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τρίτης ομάδας ανάλυσης.

Ανάλυση	c	φ	E	P	M	γ	δ/H
RSA001	0	30	-	170,667	455,111	2,667	-
NSA001	0	30	15000	106,409	407,750	3,832	0,00583
NSA002	0	30	20000	104,193	411,067	3,945	0,00577
NSA003	0	30	25000	101,004	408,290	4,042	0,00583

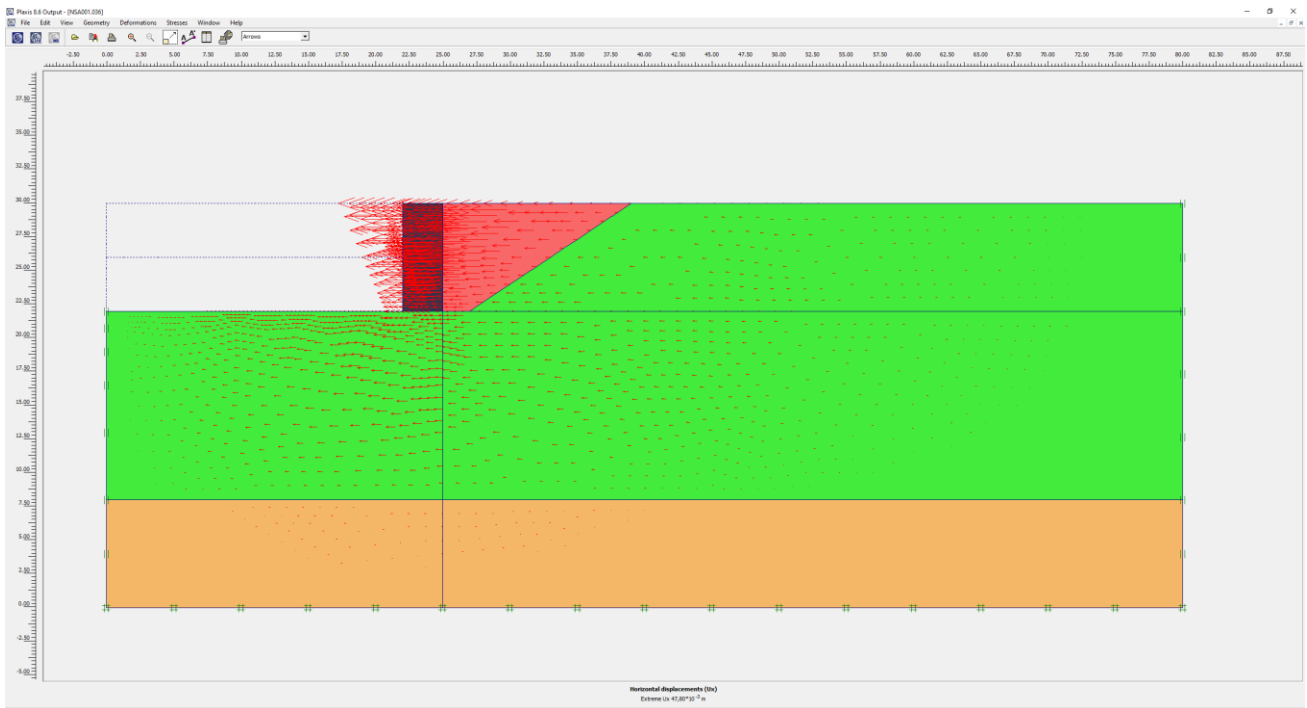
Αποτελέσματα Ριλαxis για την ανάλυση NSA001:



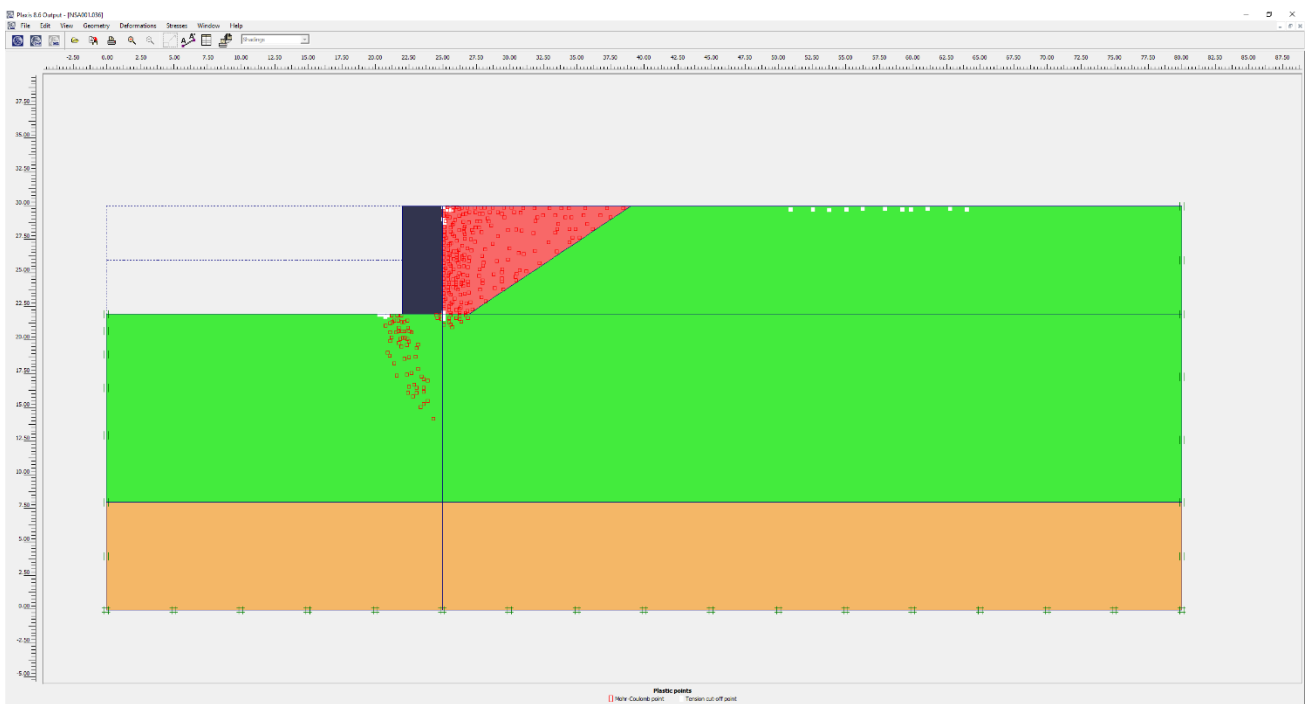
Εικόνα 7.3.3.α: NSA001 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.3.β: NSA001 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

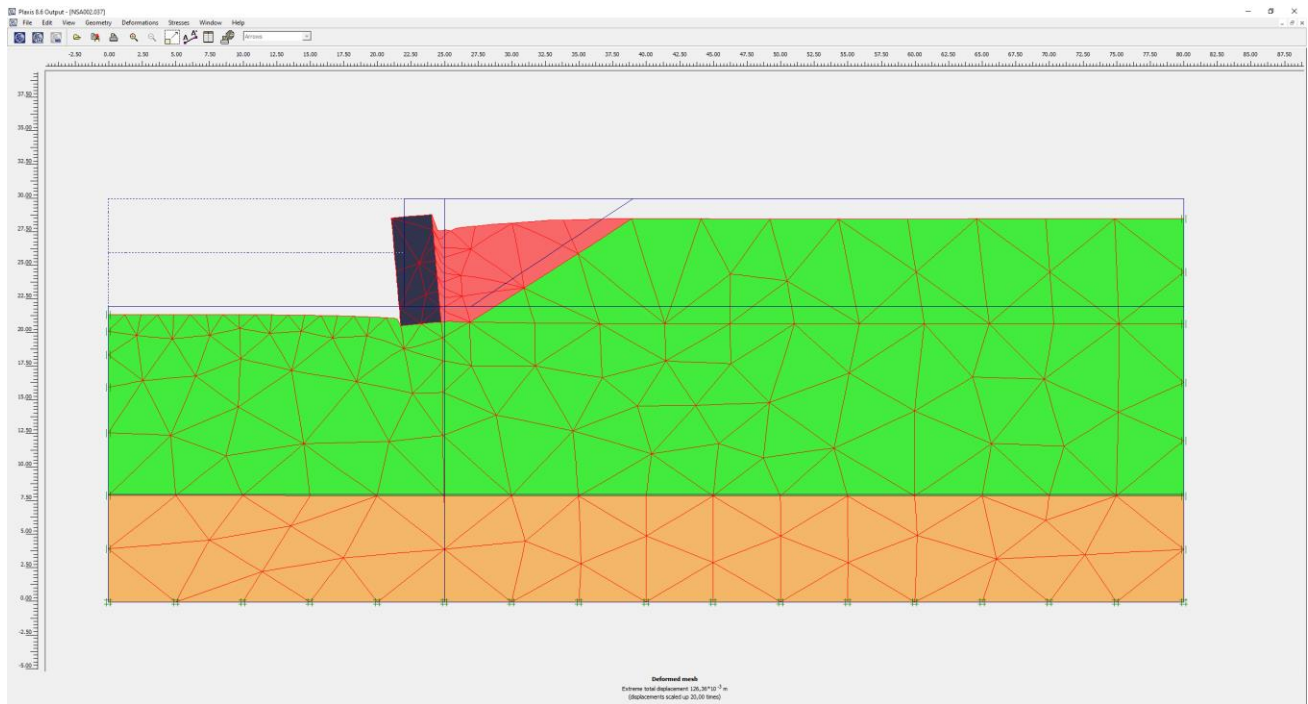


Εικόνα 7.3.3.γ: NSA001 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

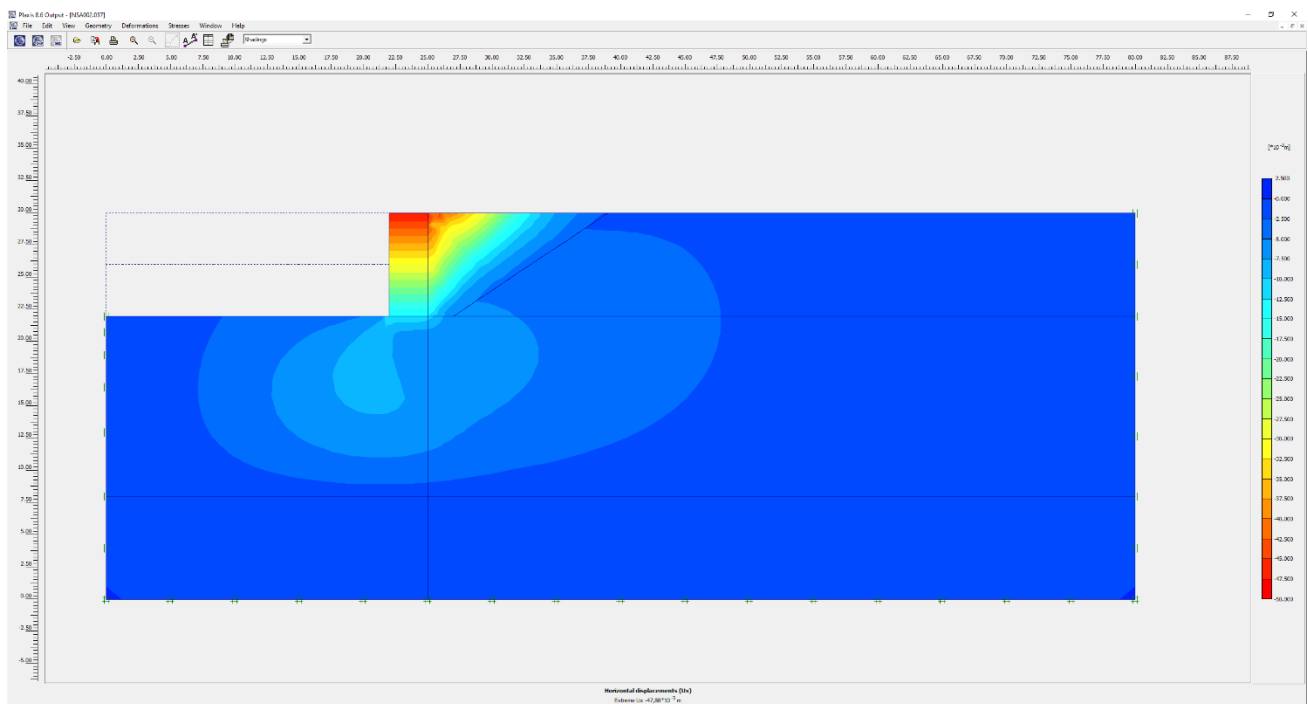


Εικόνα 7.3.3.δ: NSA001 Plastic Points

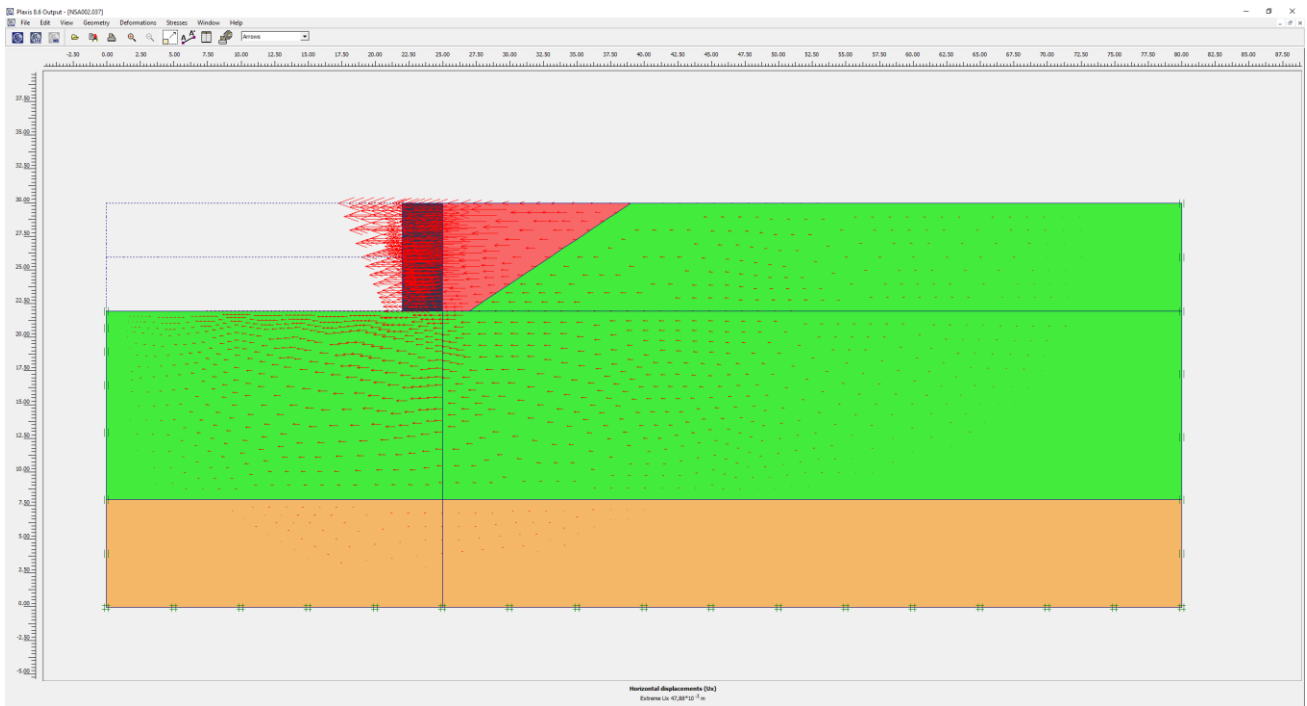
Αποτελέσματα Ριαχis για την ανάλυση NSA002:



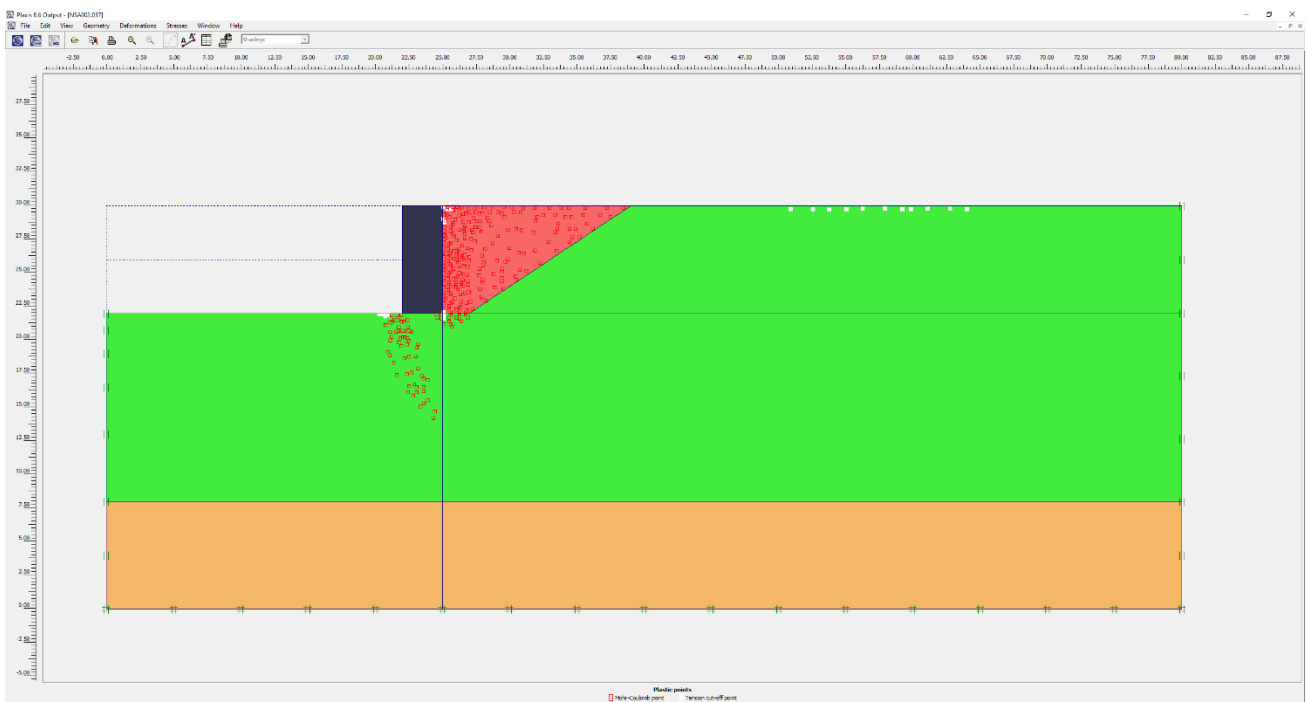
Εικόνα 7.3.3.ε: NSA002 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.3.ζ: NSA002 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

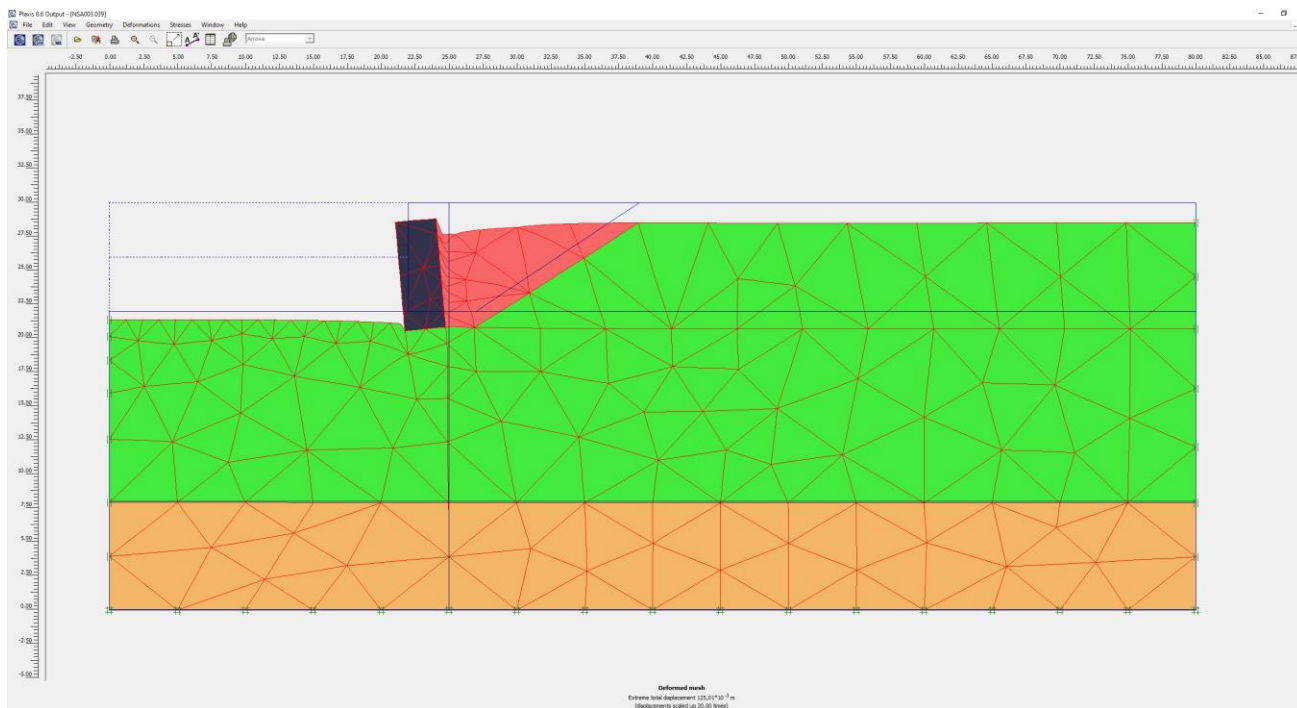


Εικόνα 7.3.3.η: NSA002 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

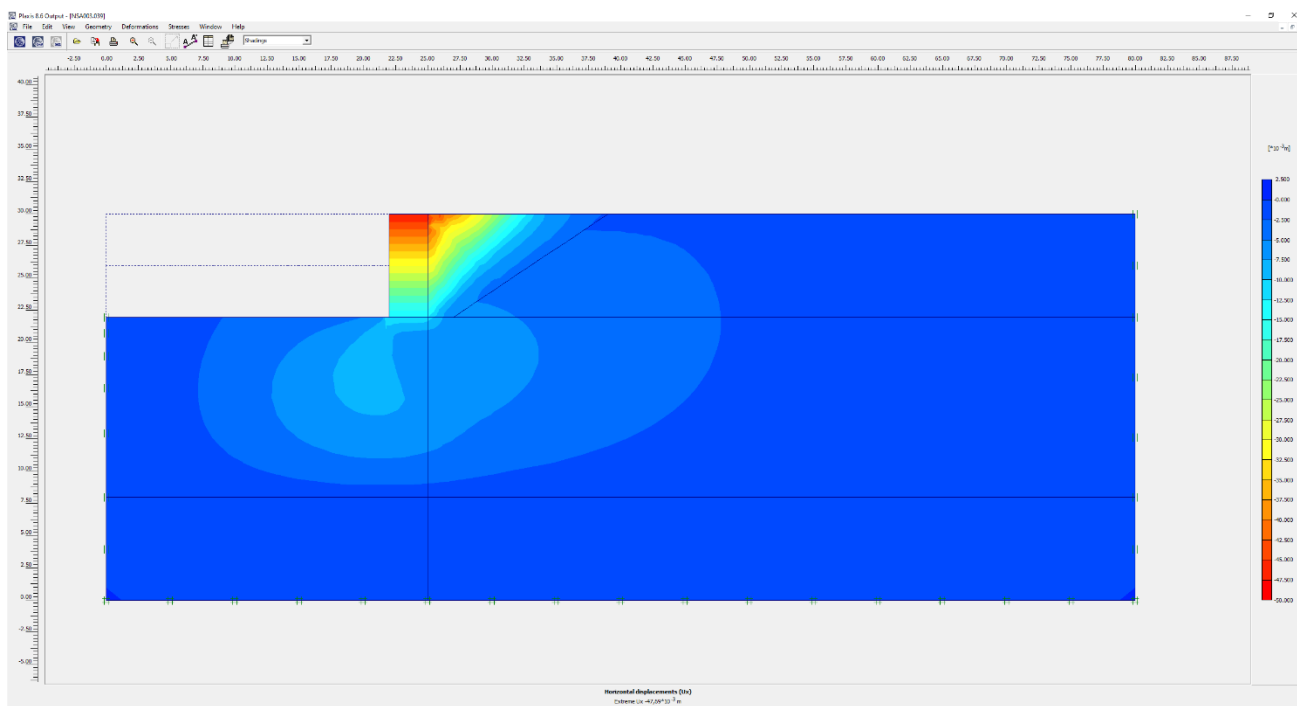


Εικόνα 7.3.3.θ: NSA002 Plastic Points

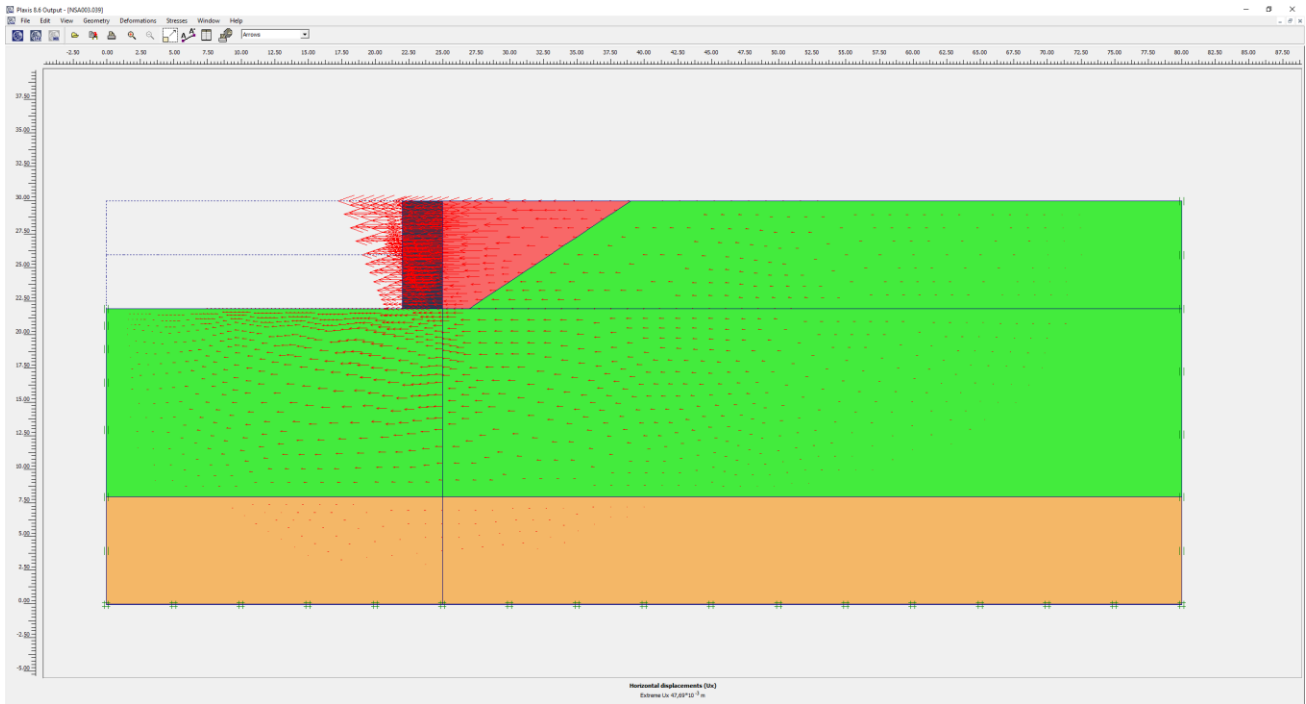
Αποτελέσματα Ριλαξίς για την ανάλυση NSA003:



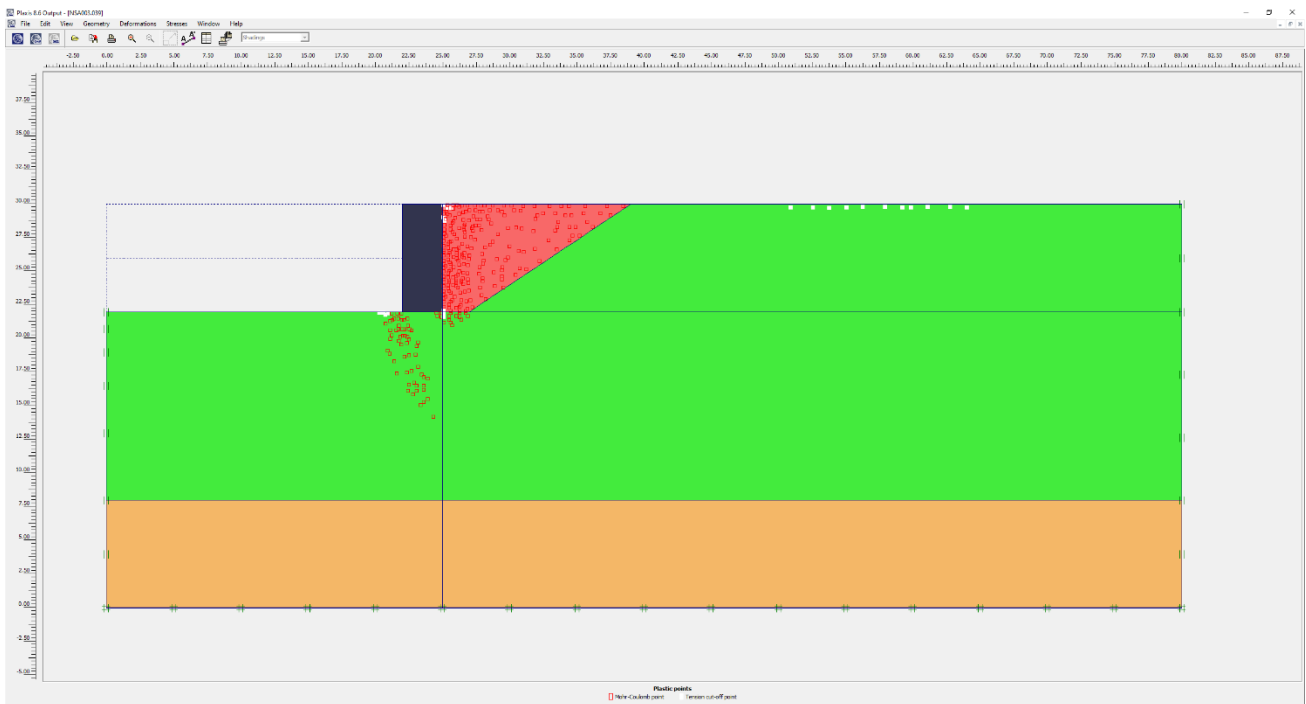
Εικόνα 7.3.3.ι: NSA003 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.3.κ: NSA003 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



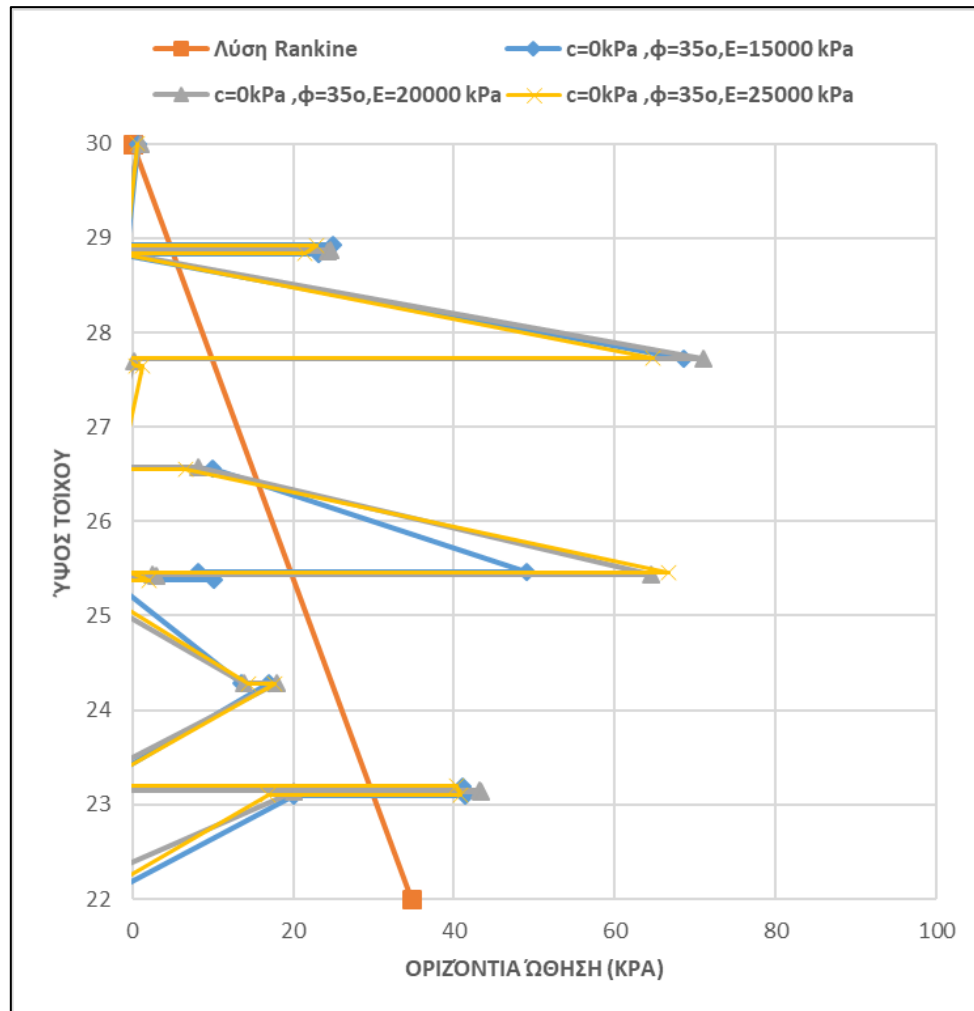
Εικόνα 7.3.3.λ: NSA003 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.3.3.μ: NSA003 Plastic Points

7.3.4 Άμμος ($c=0$ kPa και $\phi=35^\circ$)

Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο και σύμφωνα πάντα με τον Πίνακα 7.2.2.α είναι τα ακόλουθα: RSA011 , NSA011 , NSA012 και NSA013 .

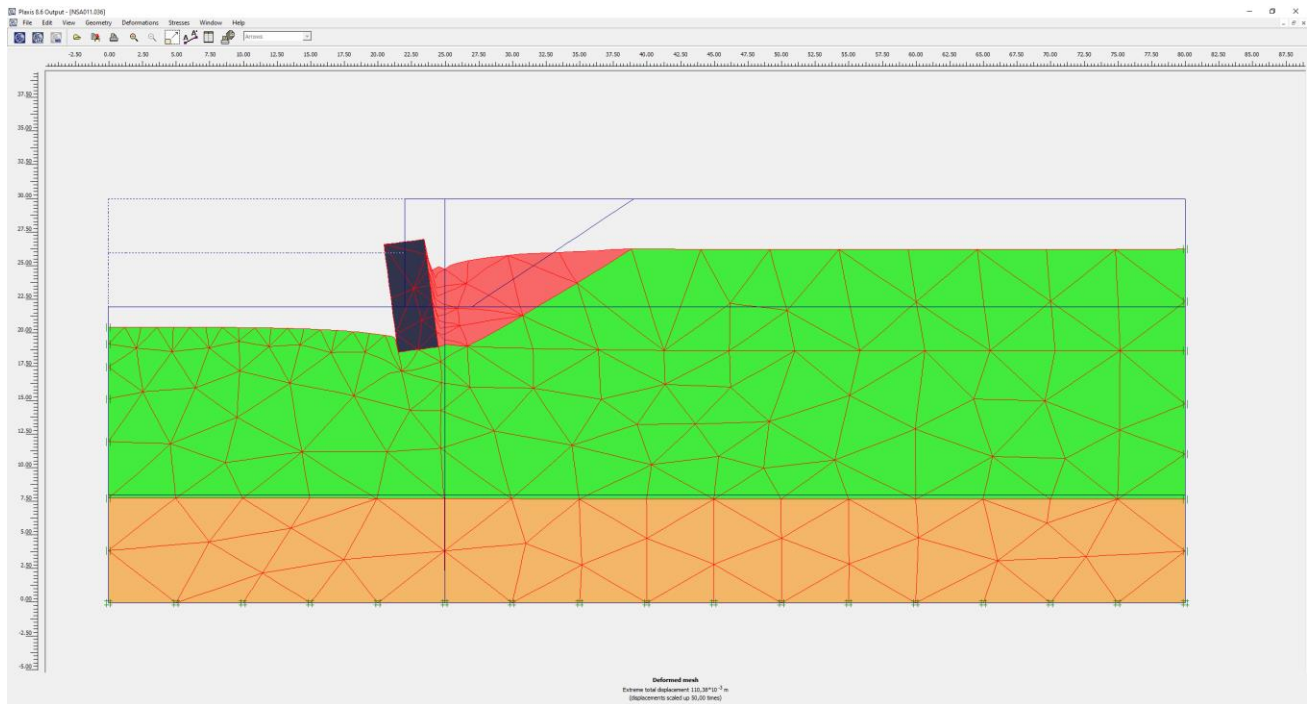


Διάγραμμα 7.3.3: Ωθήσεις για όλες τις περιπτώσεις συγκριτικά.

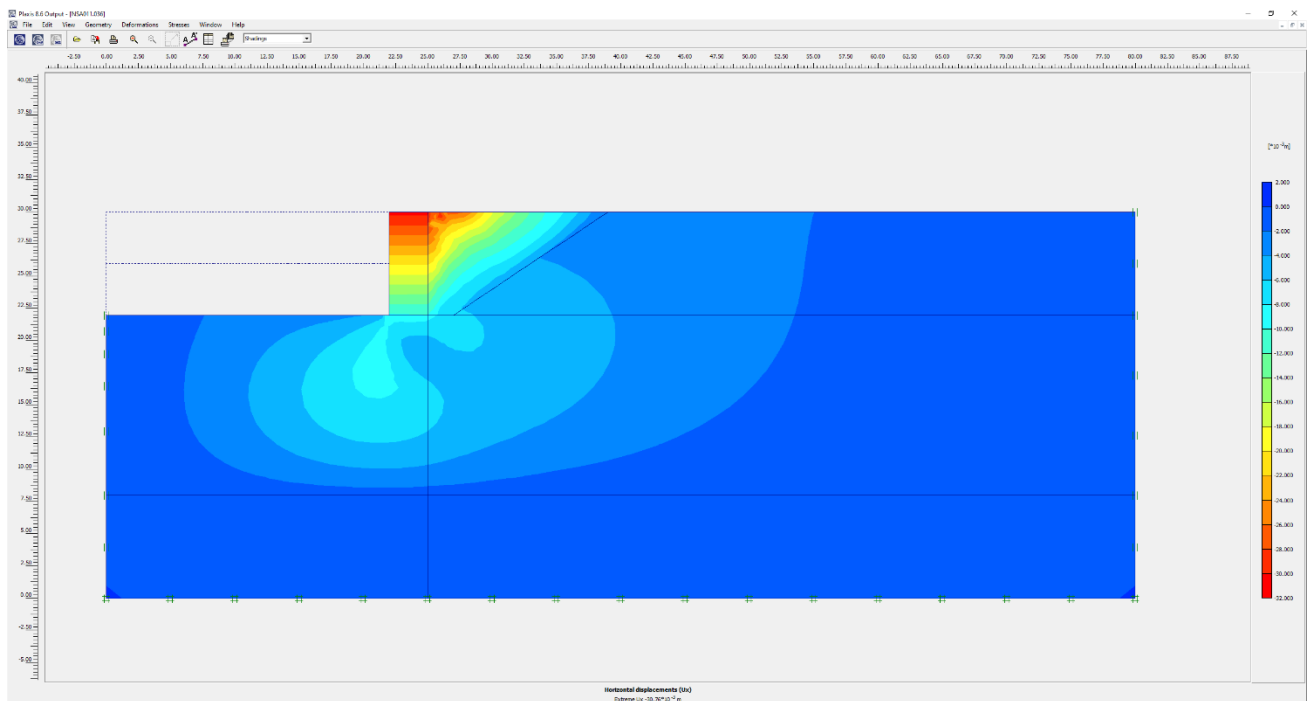
Πίνακας 7.3.4: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα τέταρτης ομάδας ανάλυσης.

Ανάλυση	c	φ	E	P	M	y	δ/H
RSA011	0	35	-	138,747	369,992	2,667	-
NSA011	0	35	15000	94,793	404,023	4,262	0,00372
NSA012	0	35	20000	92,072	416,278	4,521	0,00366
NSA013	0	35	25000	98,540	425,797	4,321	0,00371

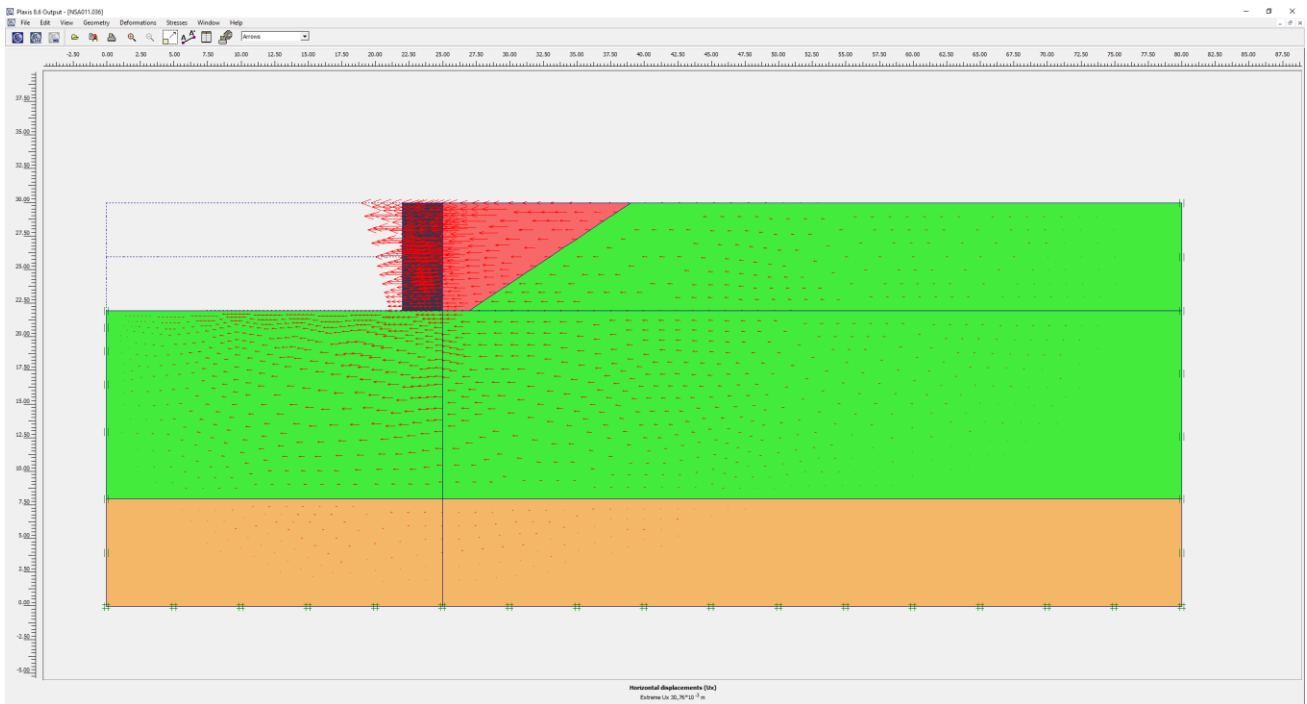
Αποτελέσματα Ριαχis για την ανάλυση NSA011:



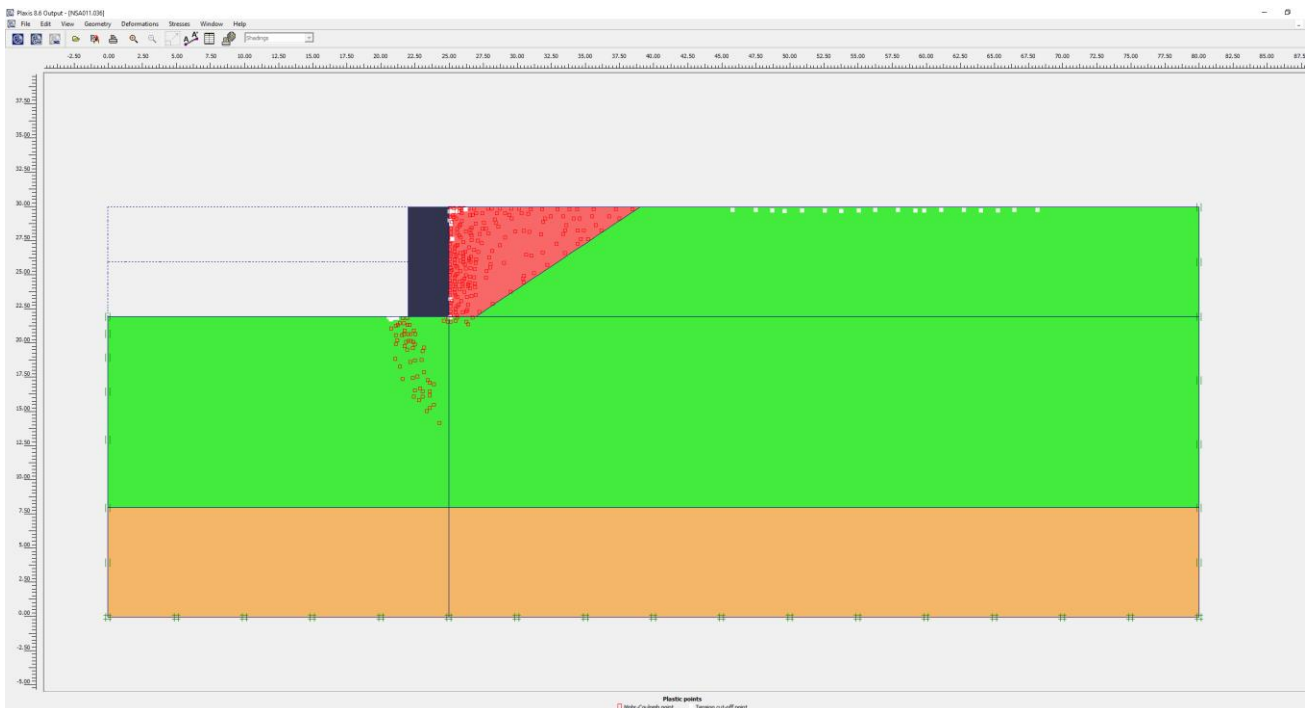
Εικόνα 7.3.4.α: NSA011 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.4.β: NSA011 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

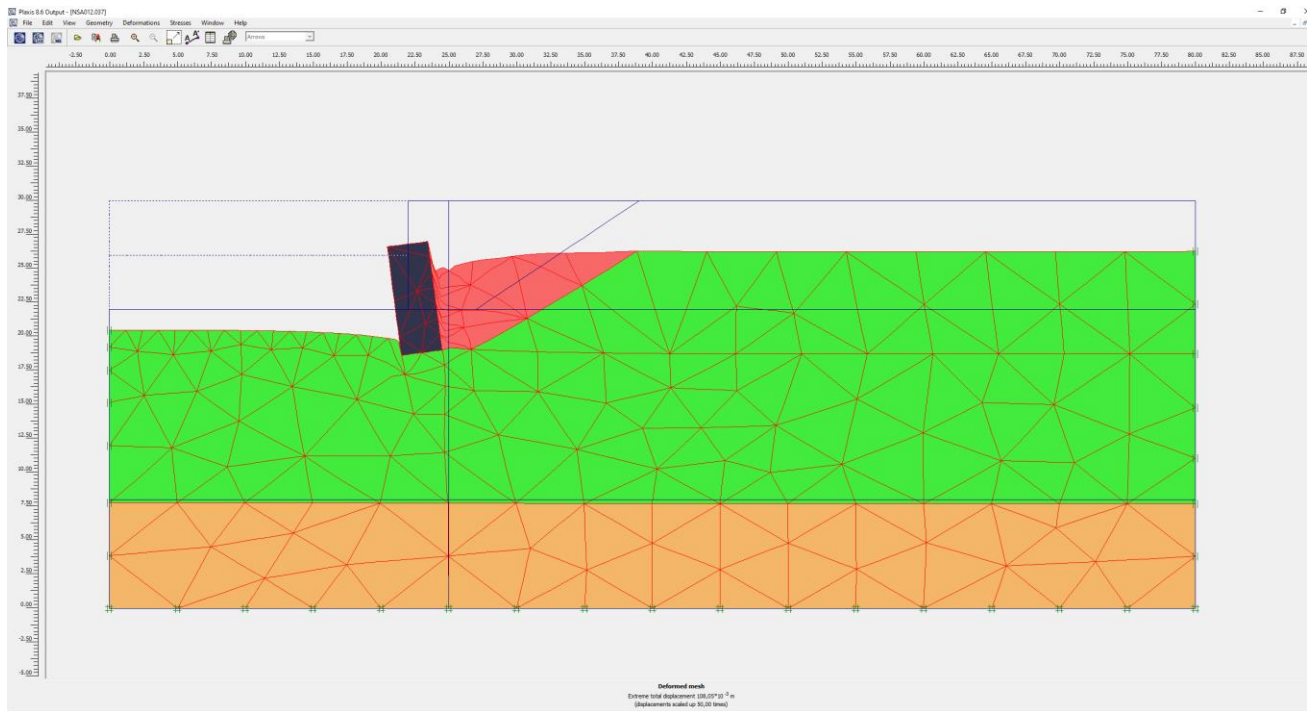


Εικόνα 7.3.4.γ: NSA011 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

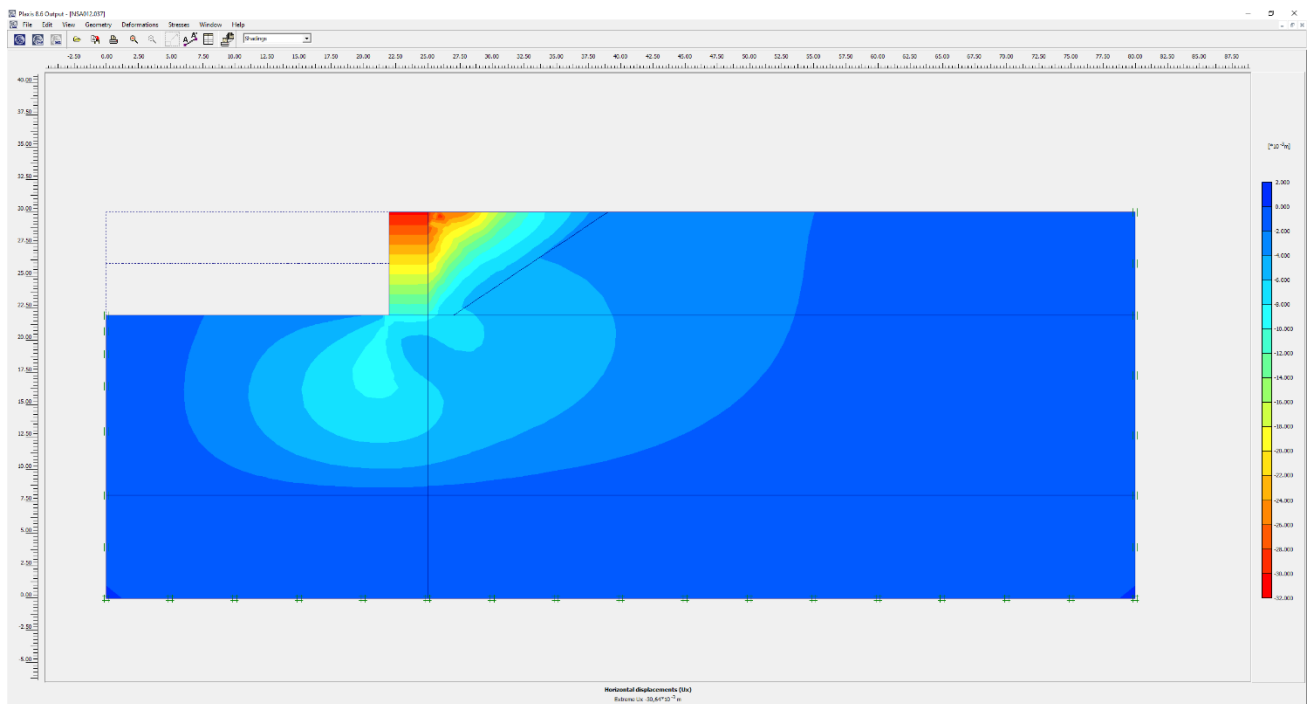


Εικόνα 7.3.4.δ: NSA011 Plastic Points

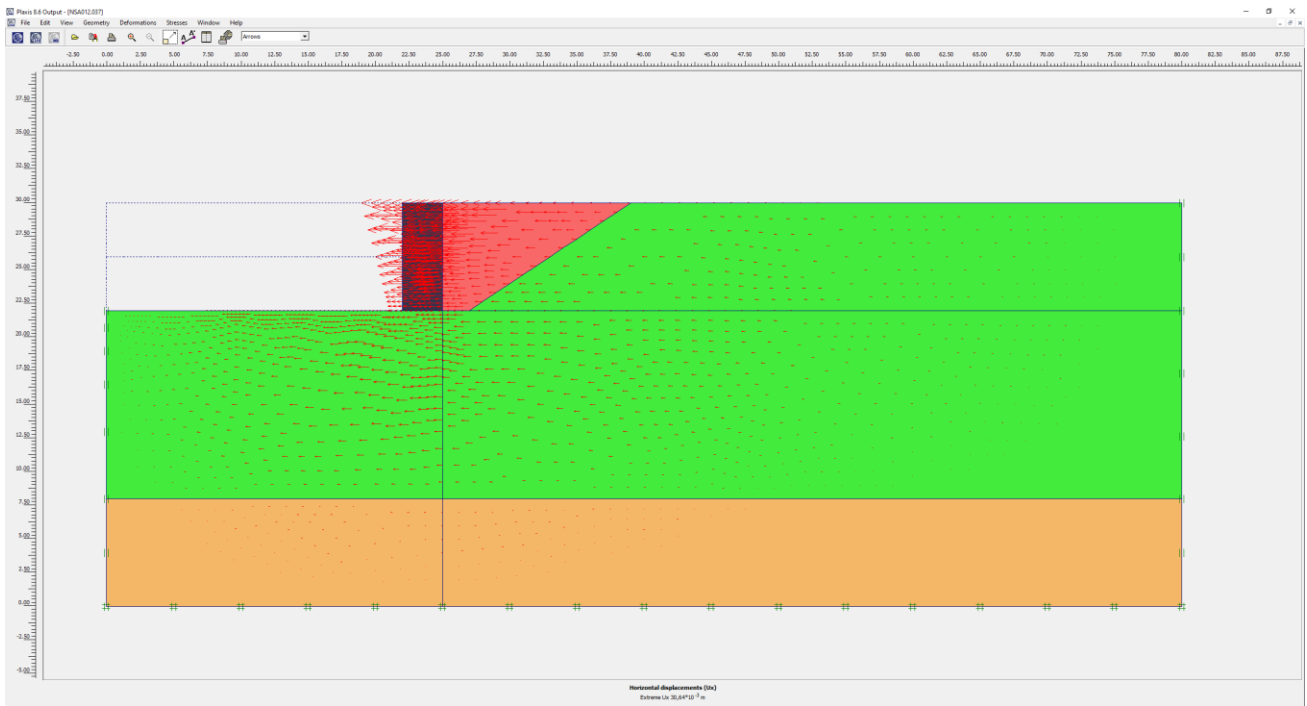
Αποτελέσματα Ριλαxis για την ανάλυση NSA012:



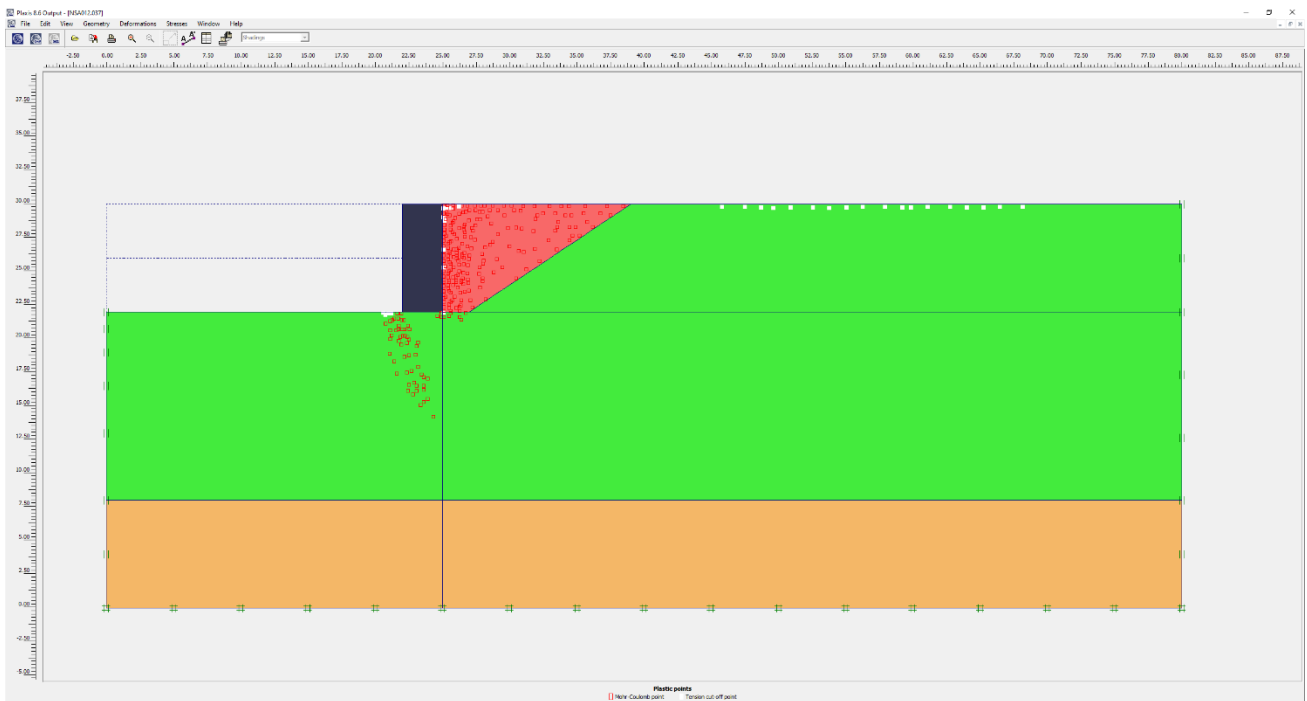
Εικόνα 7.3.4.ε: NSA012 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.4.ζ: NSA012 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)

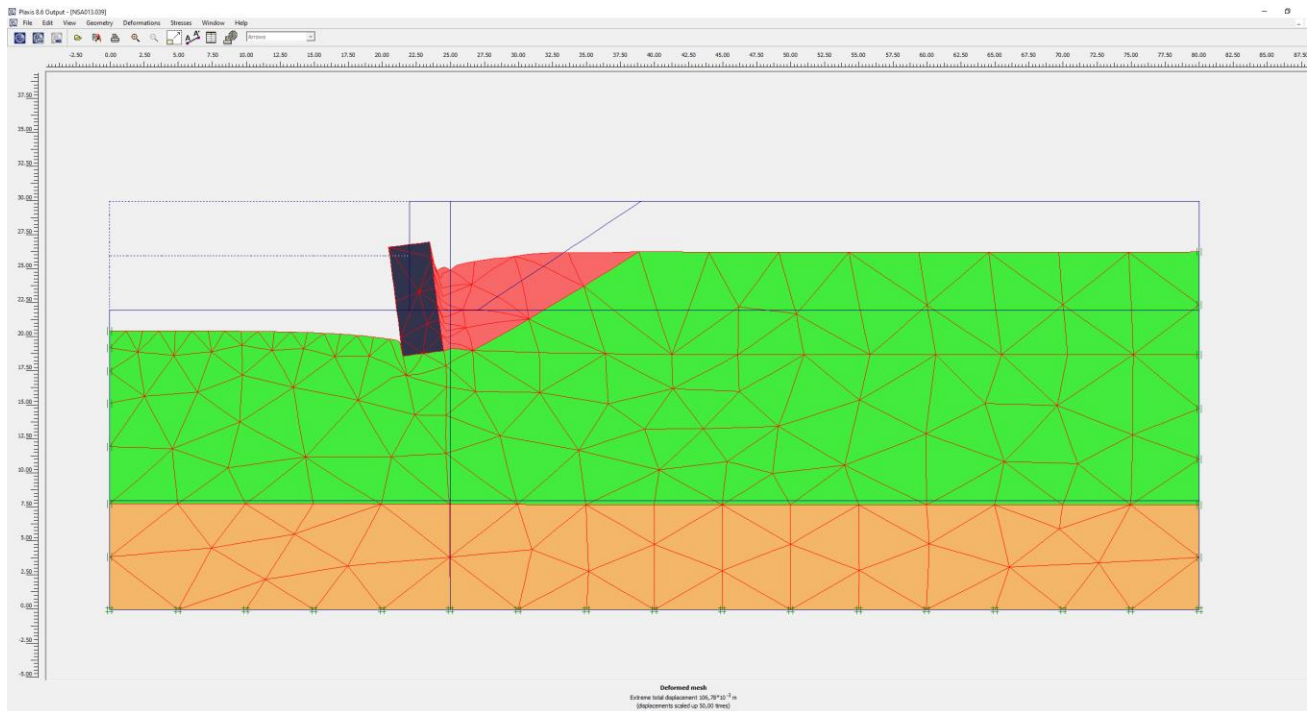


Εικόνα 7.3.4.η: NSA012 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)

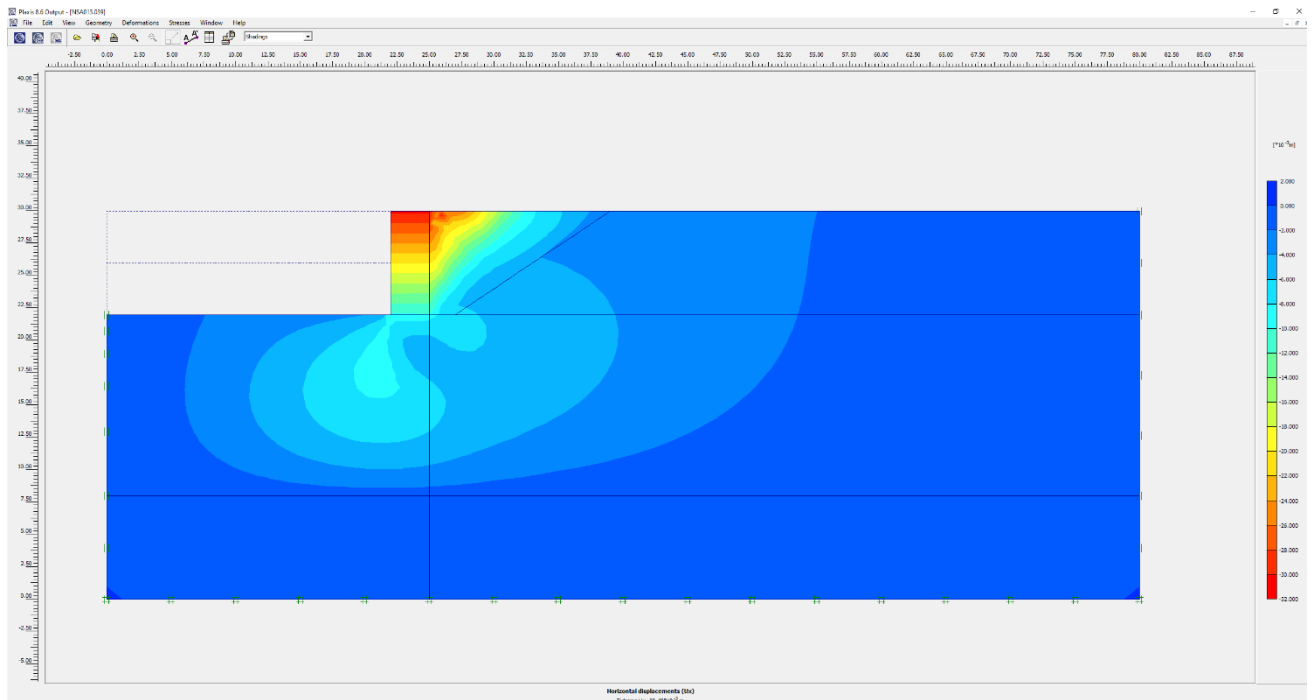


Εικόνα 7.3.4.θ: NSA012 Plastic Points

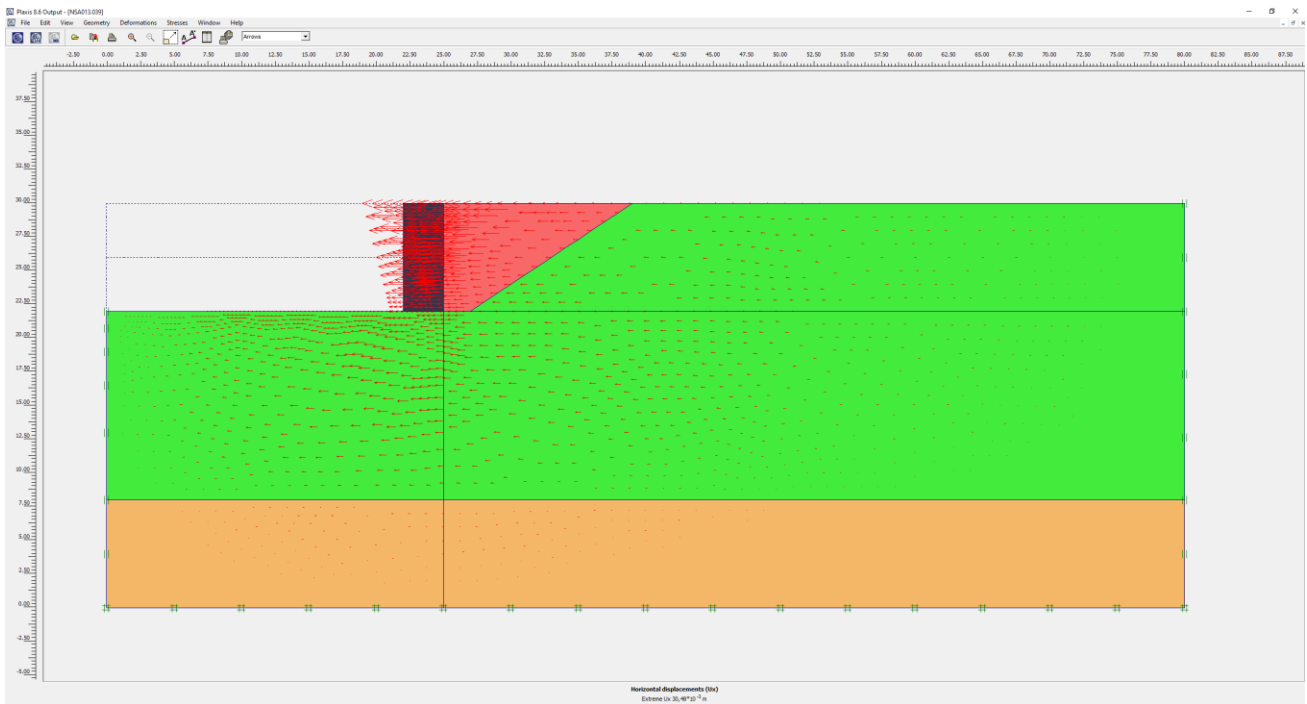
Αποτελέσματα Ριαχίς για την ανάλυση NSA013:



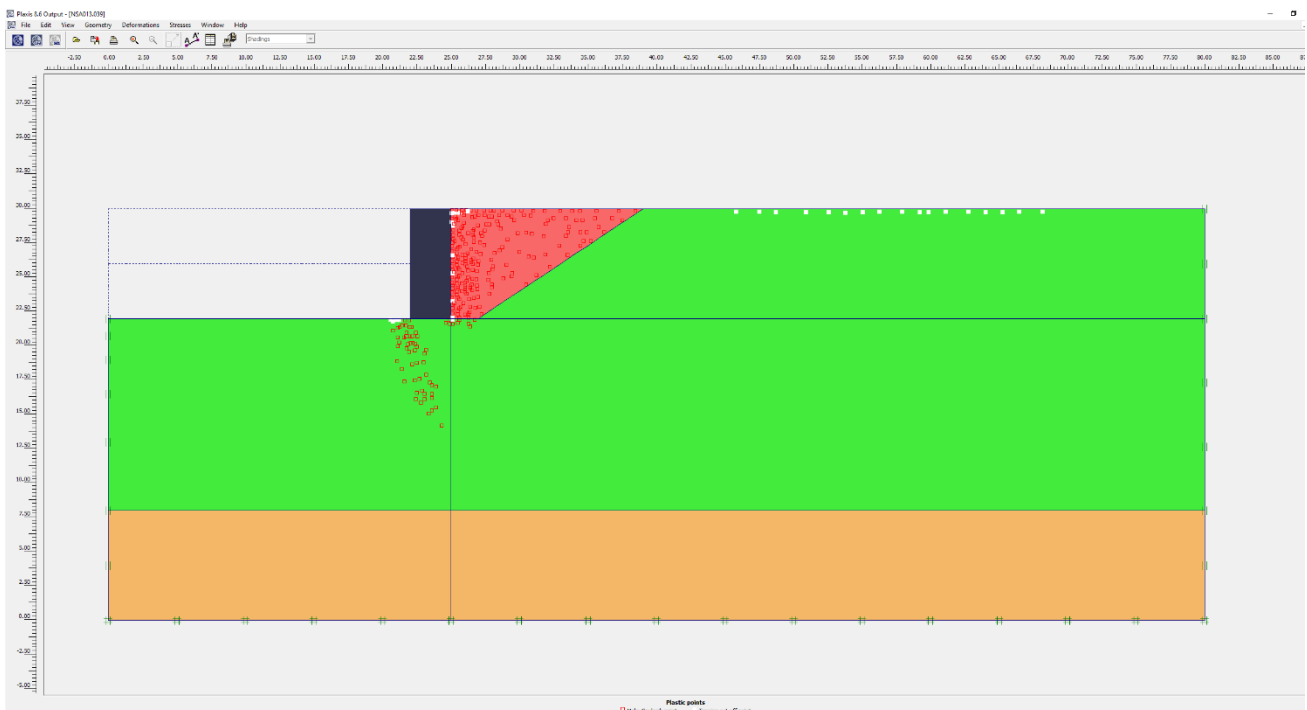
Εικόνα 7.3.4.ι: NSA013 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.3.4.κ: NSA013 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



Εικόνα 7.3.4.λ: NSA013 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.3.4.μ: NSA013 Plastic Points

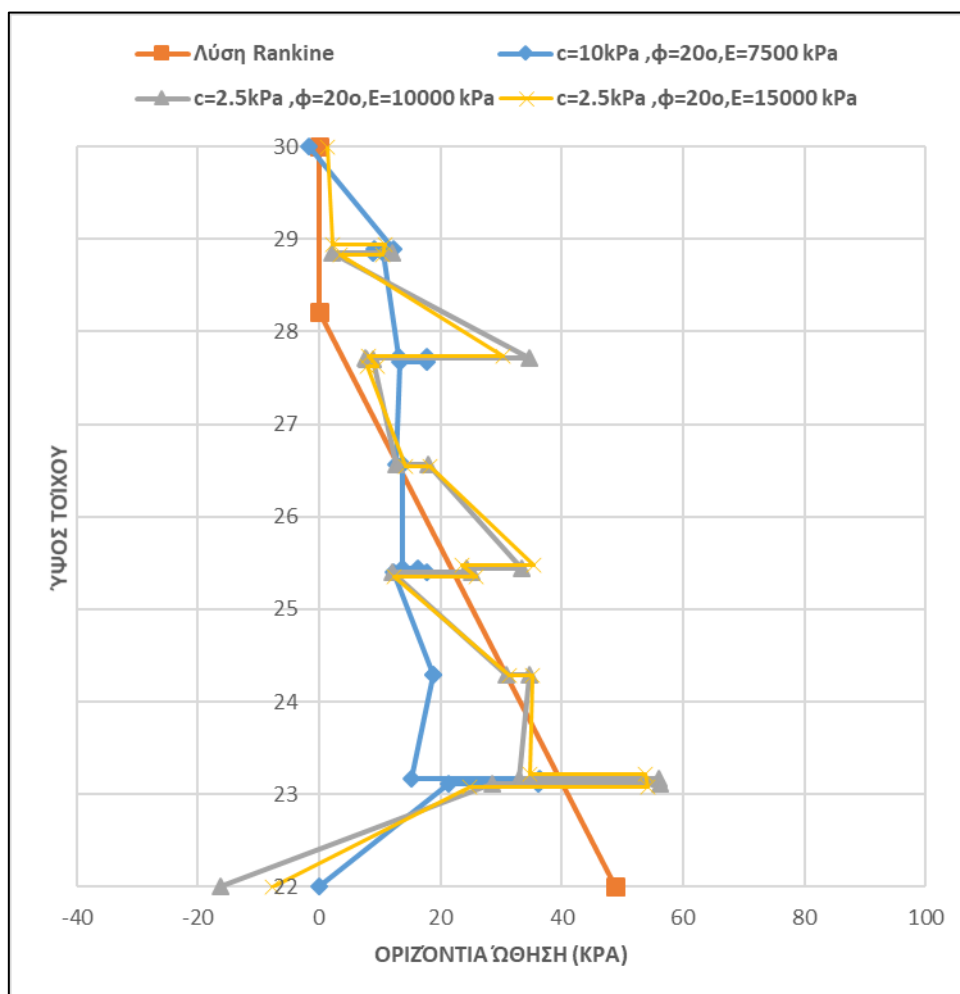
7.4 Πρόσθετες Αναλύσεις:

Όπως γίνεται σχετικά ευκολά αντιληπτό από την υποενότητα 7.3 (σε συνδυασμό με τα συνολικά αποτελέσματα στο Παράρτημα Β) οι διαφορές είναι μικρές οπτικά και σε καμία ανάλυση δεν αστοχεί πρακτικά το έργο μας. Στόχος στην ενότητα αυτή είναι να πλησιάσουμε τις ακραίες συνθήκες, αλλάζοντας τα χαρακτηριστικά των υλικών επανεπίκωσης (άργιλος και άμμος) έτσι ώστε να κατανοήσουμε καλύτερα πως λειτουργεί το έργο μας.

Οι πρόσθετες αυτές αναλύσεις είναι πέντε στον αριθμό εκ των οποίων οι 2 είναι με υλικό επανεπίκωσης άργιλο (RCL, NCL) και 3 με άμμο-χαλίκι (RSA, NSA). Θα γίνουν παρόμοιες αναλύσεις λοιπόν κατά Rankine και με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Numerical-Plaxis).

7.4.1 Άργιλος ($c=10 \text{ kPa}$ και $\phi=20^\circ$ και $E=7500 \text{ kPa}$)

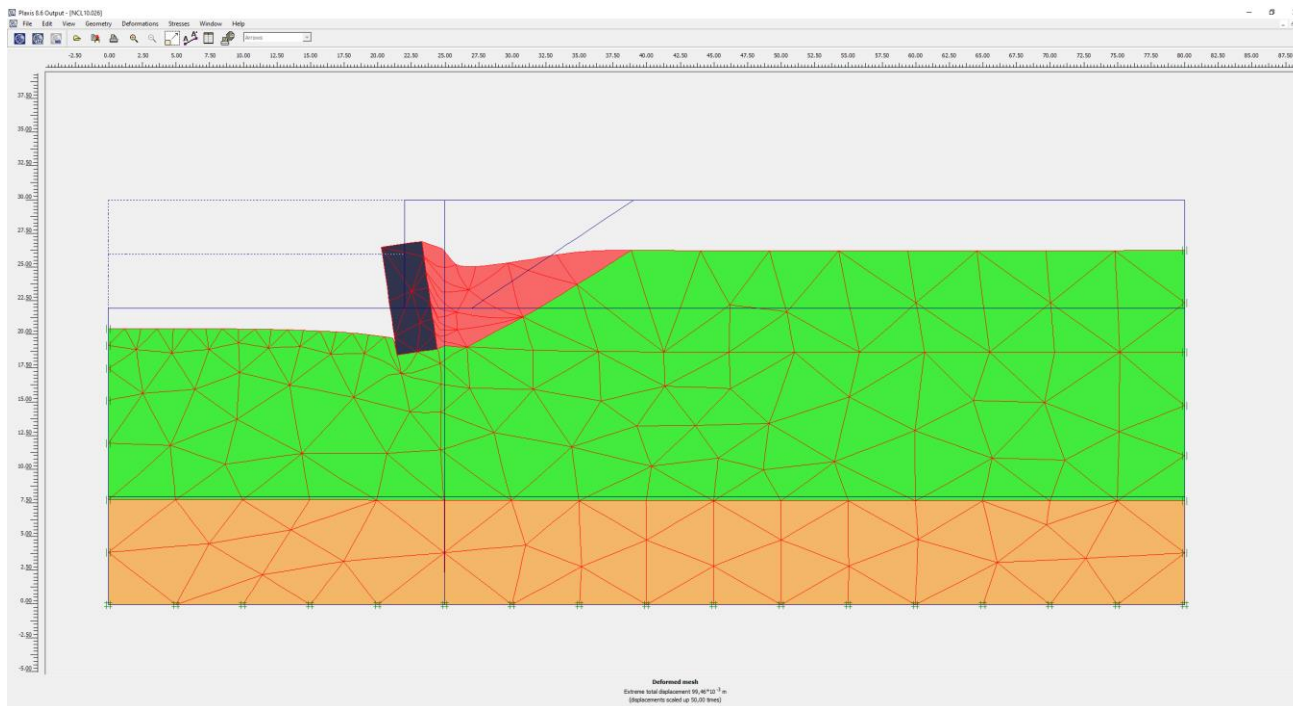
Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο είναι οι: RCL10 και NCL10.



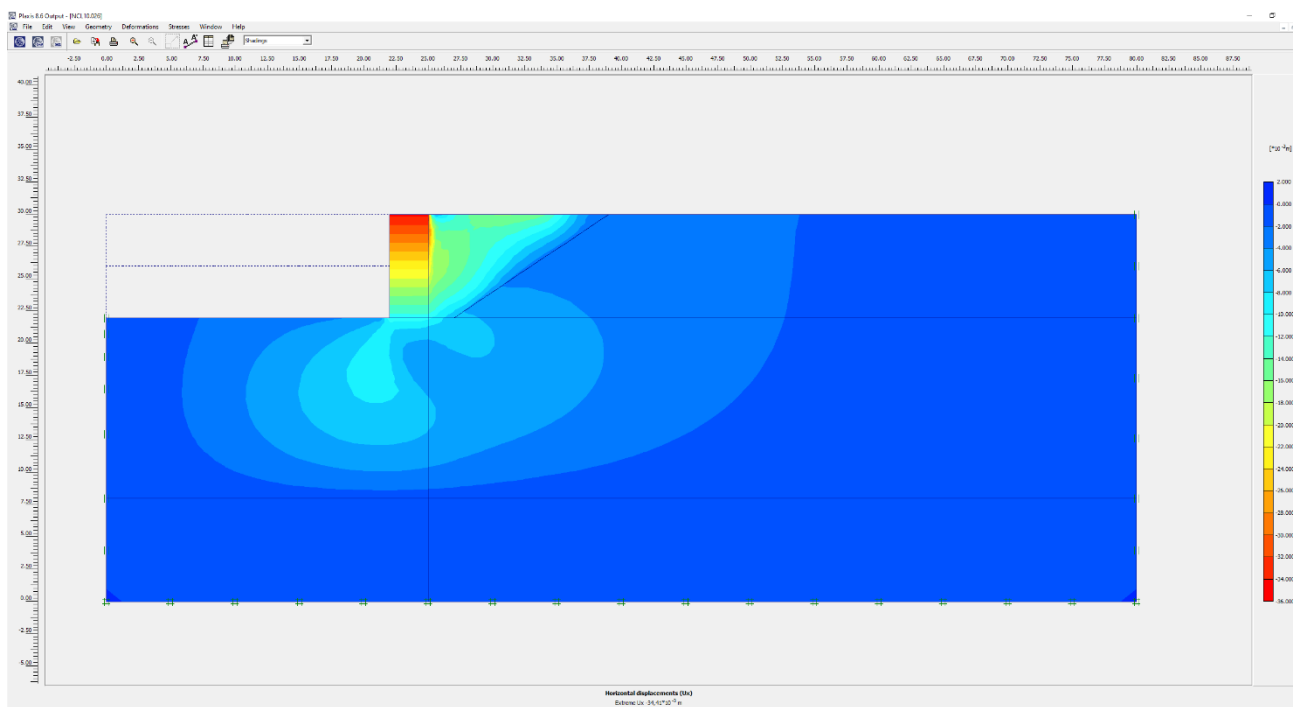
Διάγραμμα 7.4.1: Ωθήσεις γαιών.

Ανάλυση	c	φ	E	P	M	γ	δ/H
RCL10	10	20	-	151,496	313,839	2,072	-
NCL10	10	20	7500	101,041	363,087	3,593	0,0041

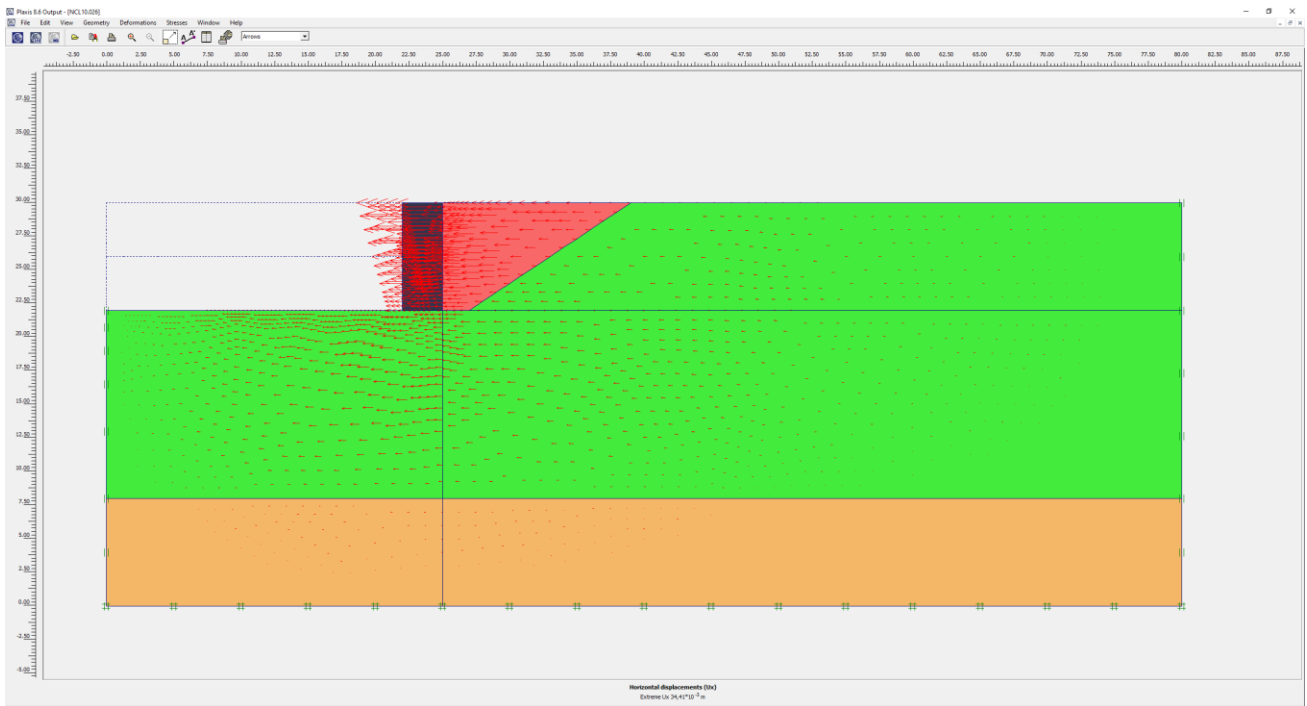
Αποτελέσματα Plaxis για την ανάλυση NCL10:



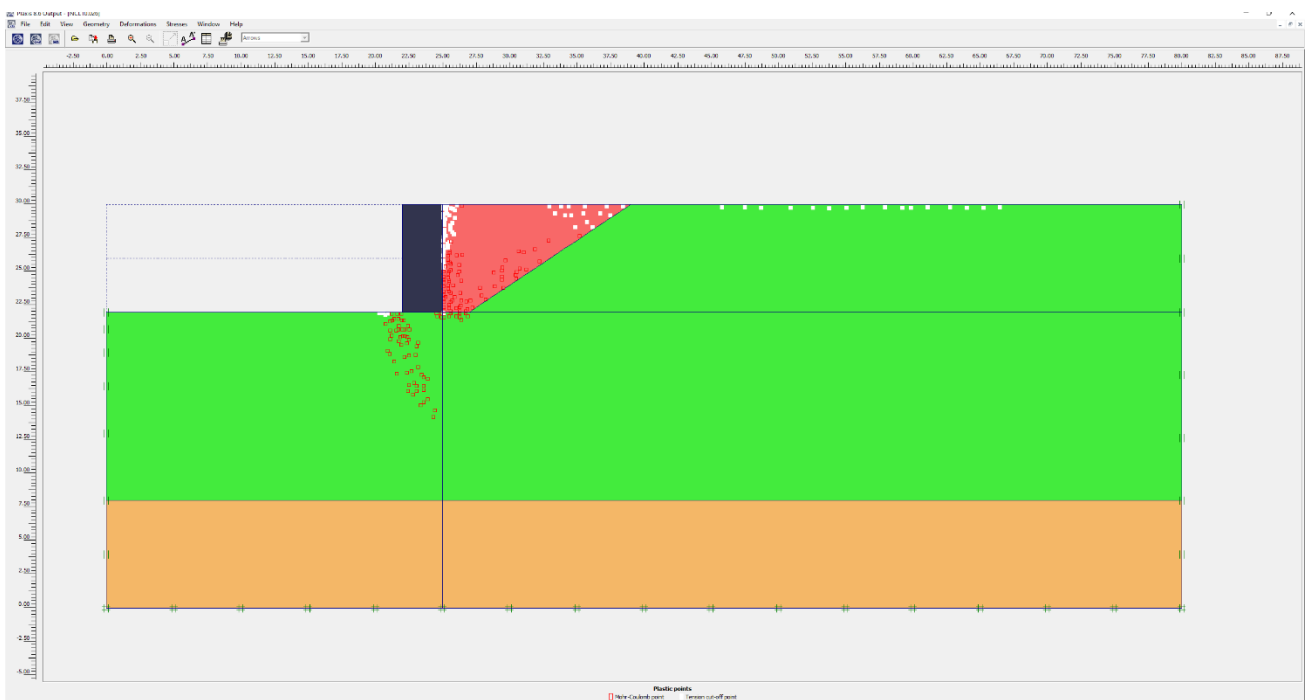
Εικόνα 7.4.1.α: NCL10 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.4.1.β: NCL10 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



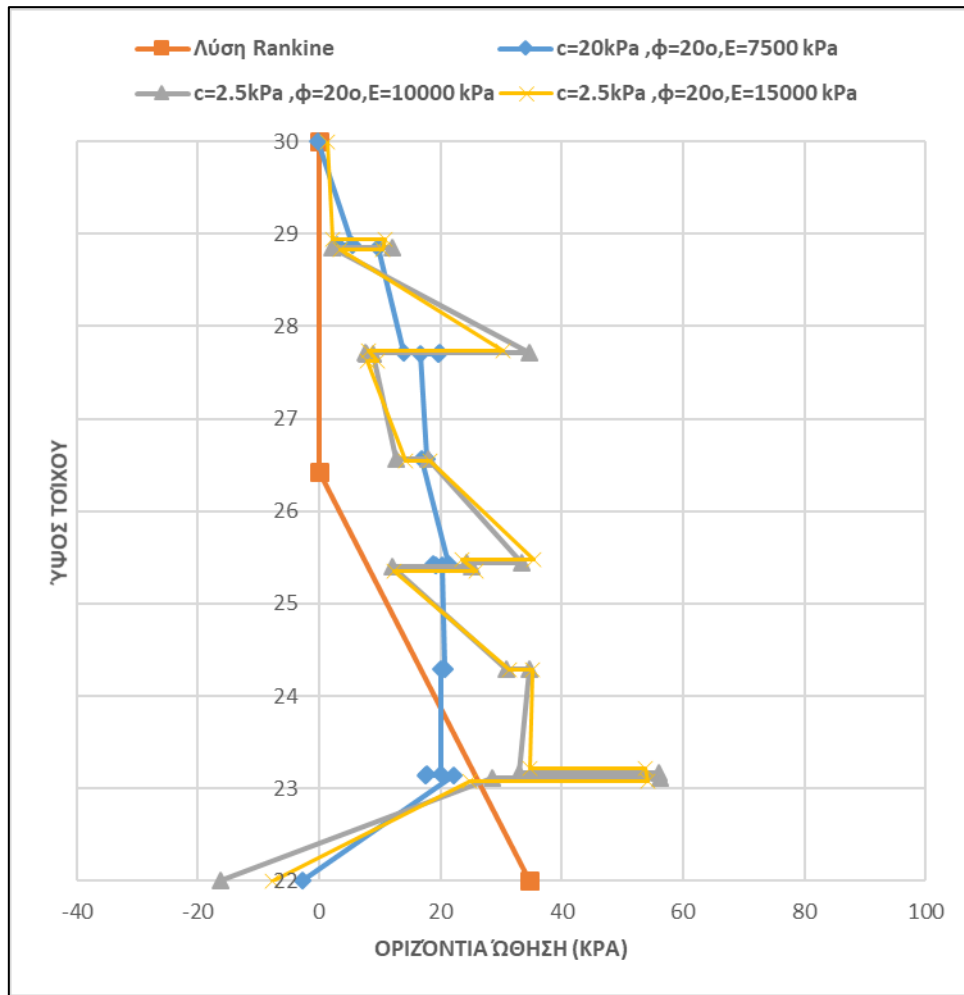
Εικόνα 7.4.1.γ: NCL10 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.4.1.δ: NCL10 Plastic Points

7.4.2 Άργιλος (c=20 kPa και φ=20° και E=7500 kPa)

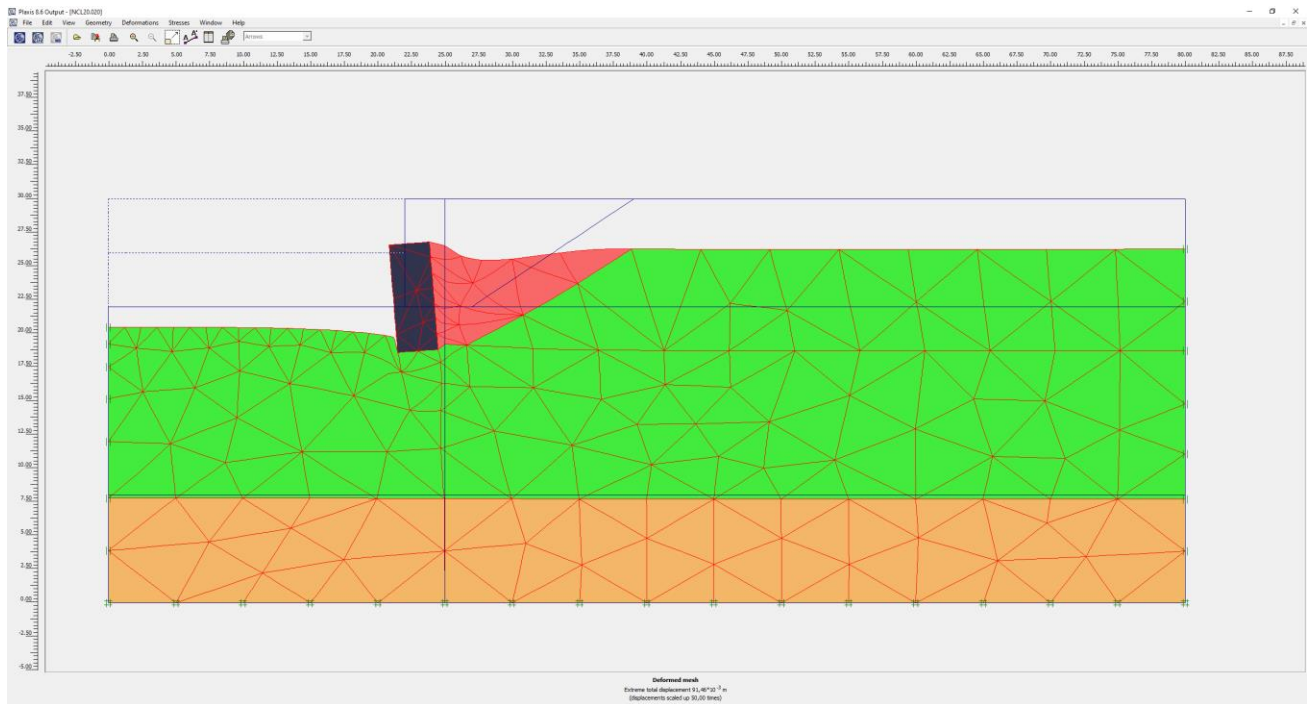
Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο είναι οι: RCL20 και NCL20.



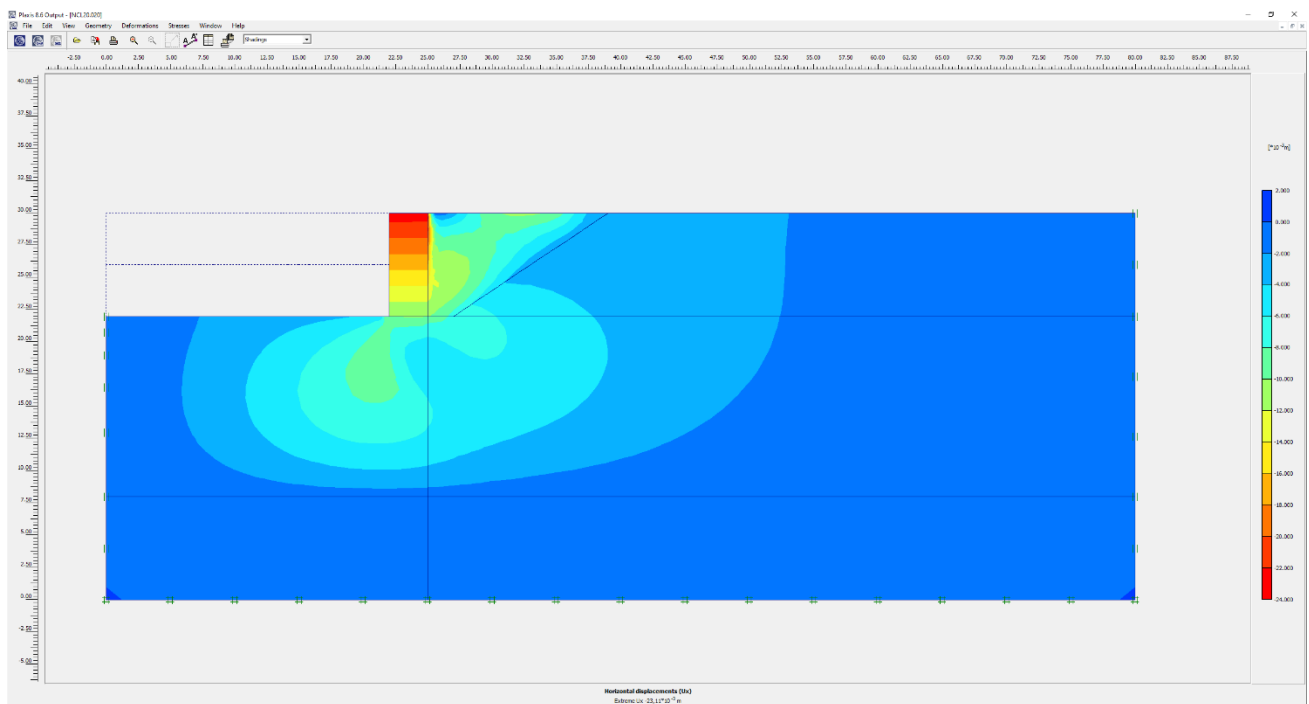
Διάγραμμα 7.4.2:Ωθήσεις γαιών.

Ανάλυση	c	φ	E	P	M	γ	δ/H
RCL20	20	20	-	76,962	113,638	1,477	-
NCL20	20	20	7500	115,601	408,308	3,532	0,0026

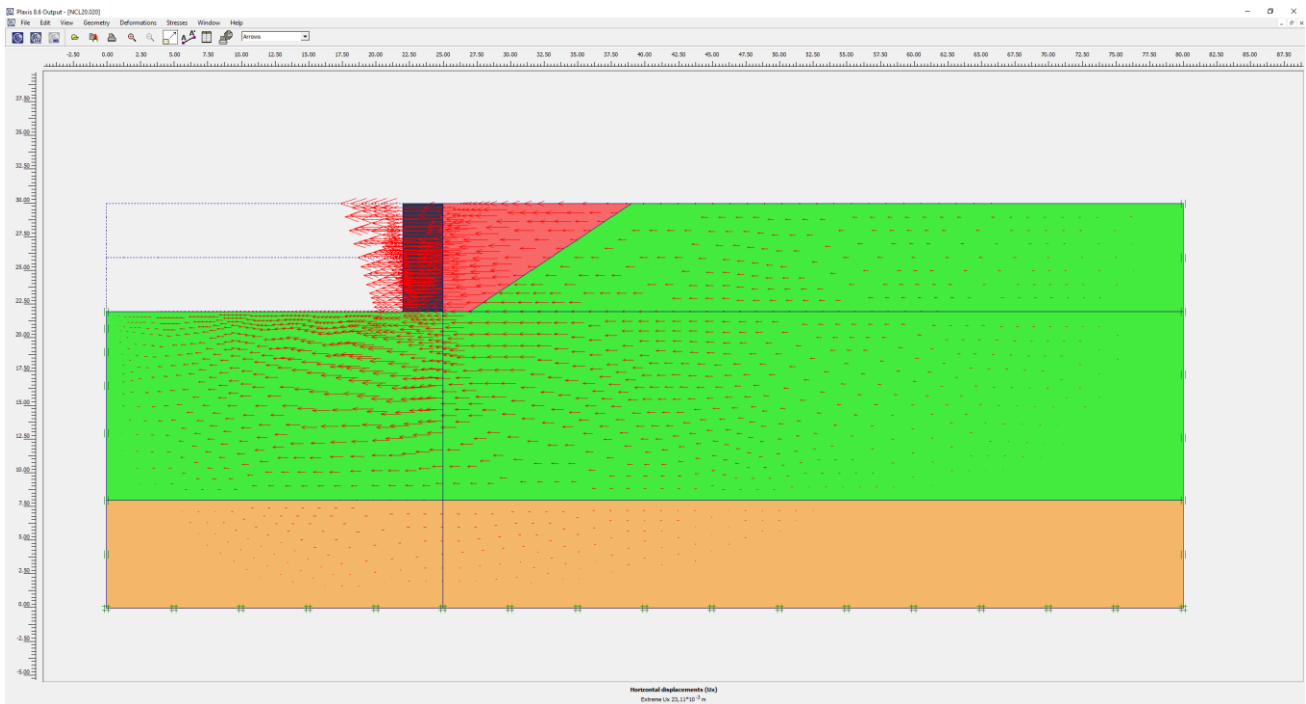
Αποτελέσματα Ριαχίς για την ανάλυση NCL20:



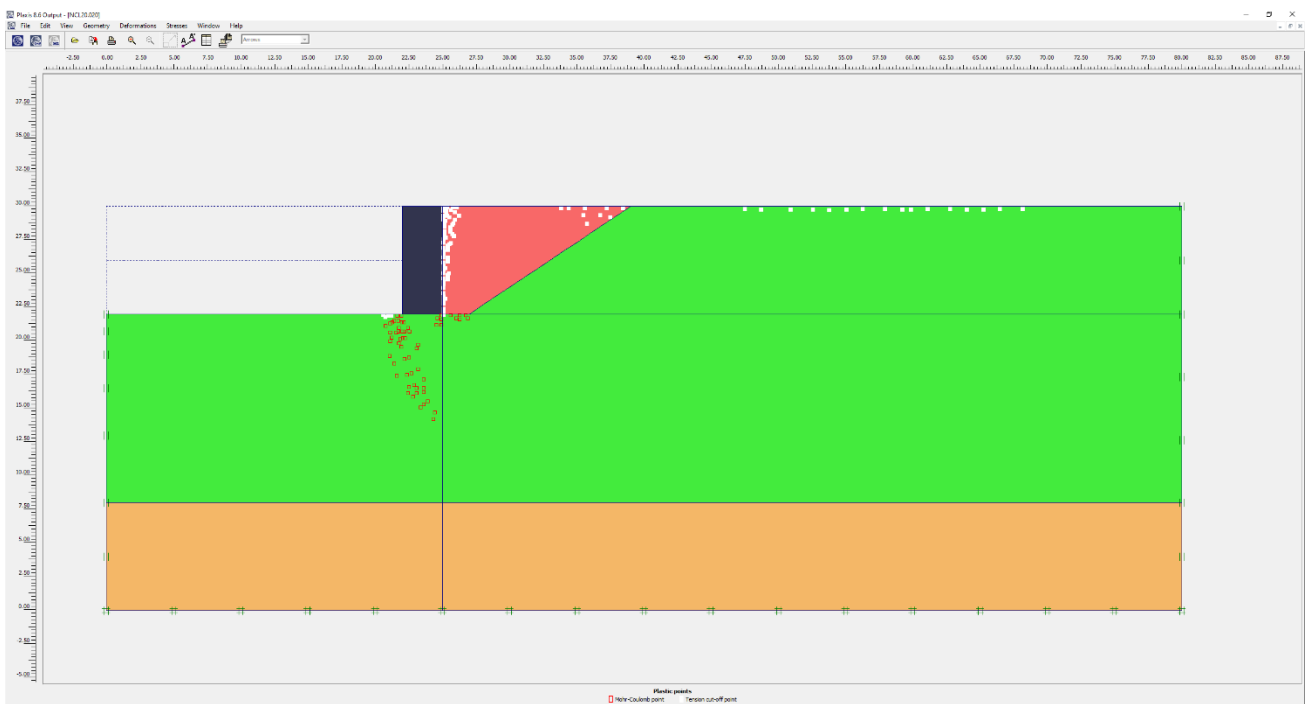
Εικόνα 7.4.2.α: NCL20 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.4.2.β: NCL20 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



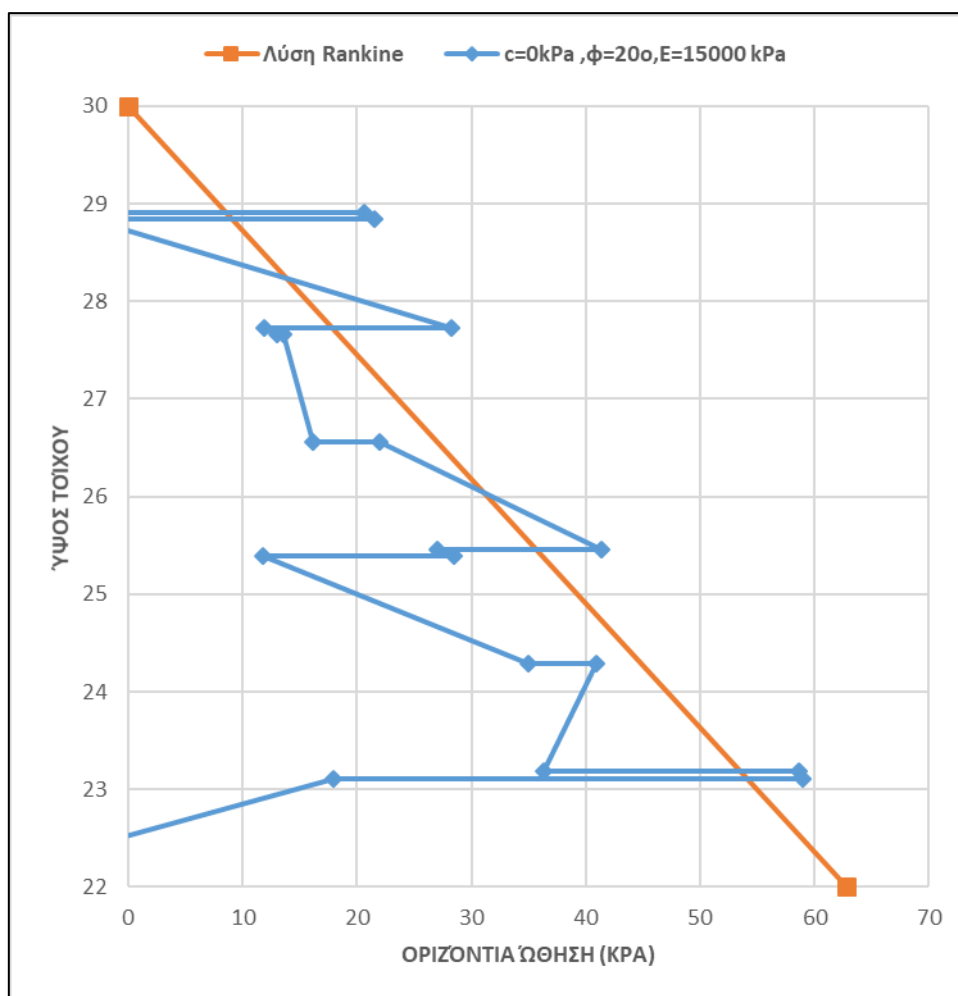
Εικόνα 7.4.2.γ: NCL20 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.4.2.δ: NCL20 Plastic Points

7.4.3 Άμμος ($c=0 \text{ kPa}$ και $\phi=20^\circ$ και $E=15000 \text{ kPa}$)

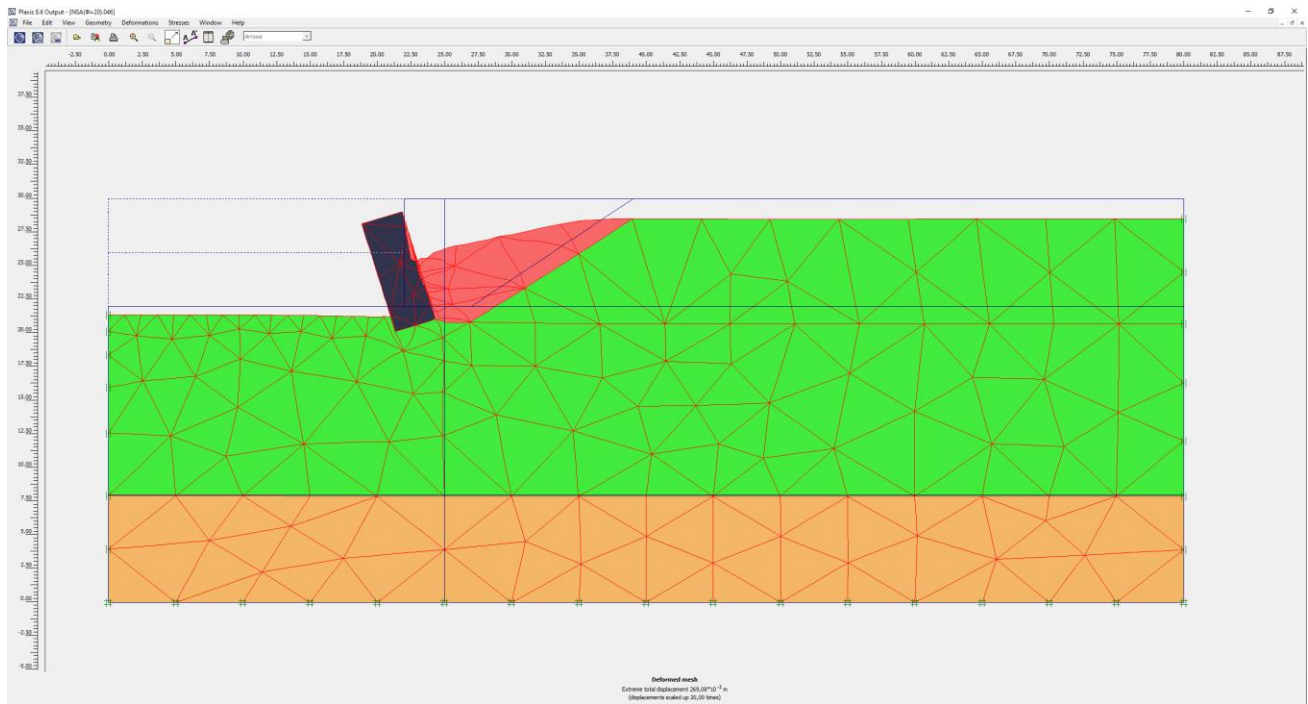
Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο είναι οι: RSA20 και NSA20.



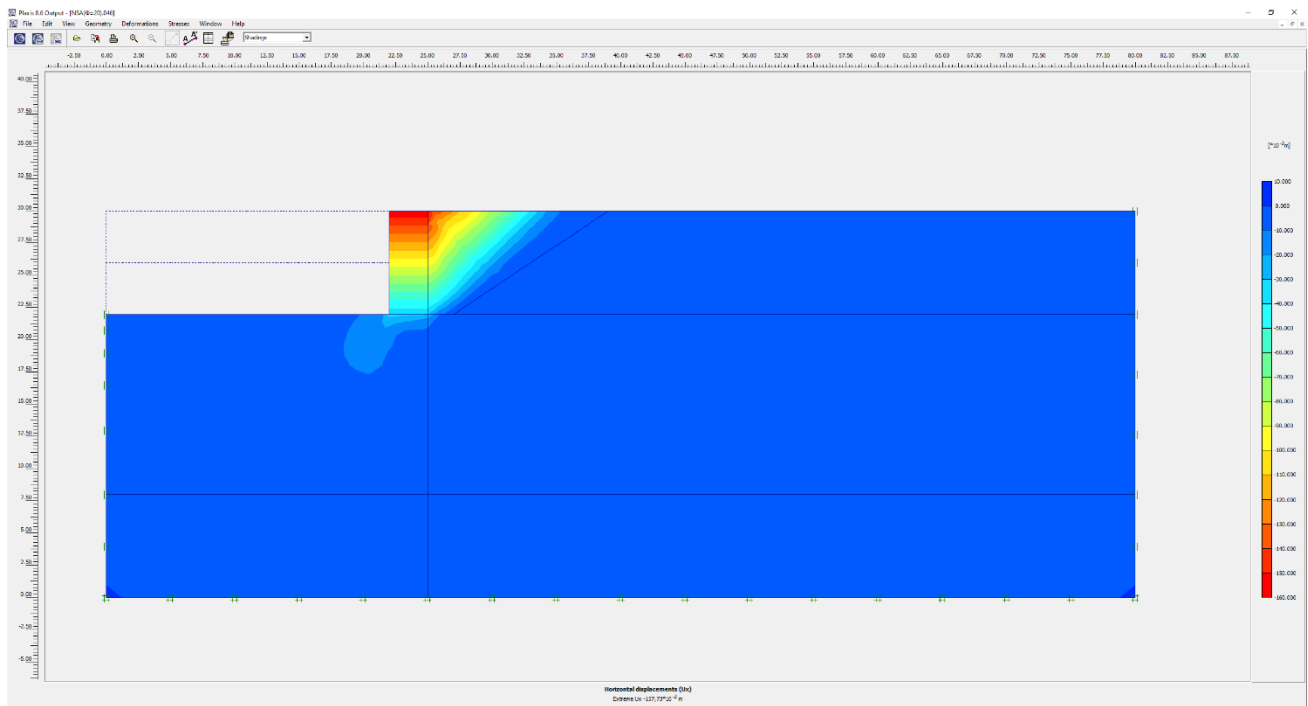
Διάγραμμα 7.4.3: Ωθήσεις γαιών.

Ανάλυση	c	ϕ	E	P	M	γ	δ/H
RSA20	0	20	-	251,029	669,410	2,667	-
NSA20	0	20	15000	140,897	468,428	3,325	0,01927

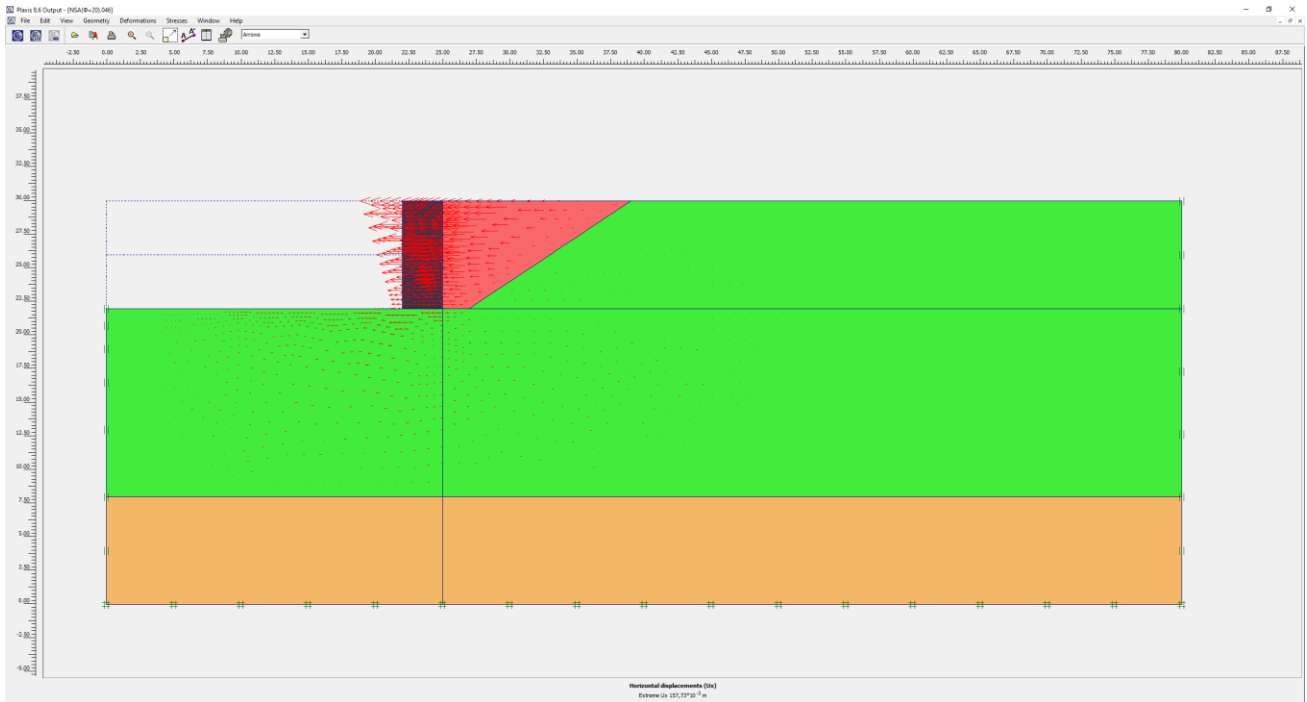
Αποτελέσματα Ριλαξ για την ανάλυση NSA20:



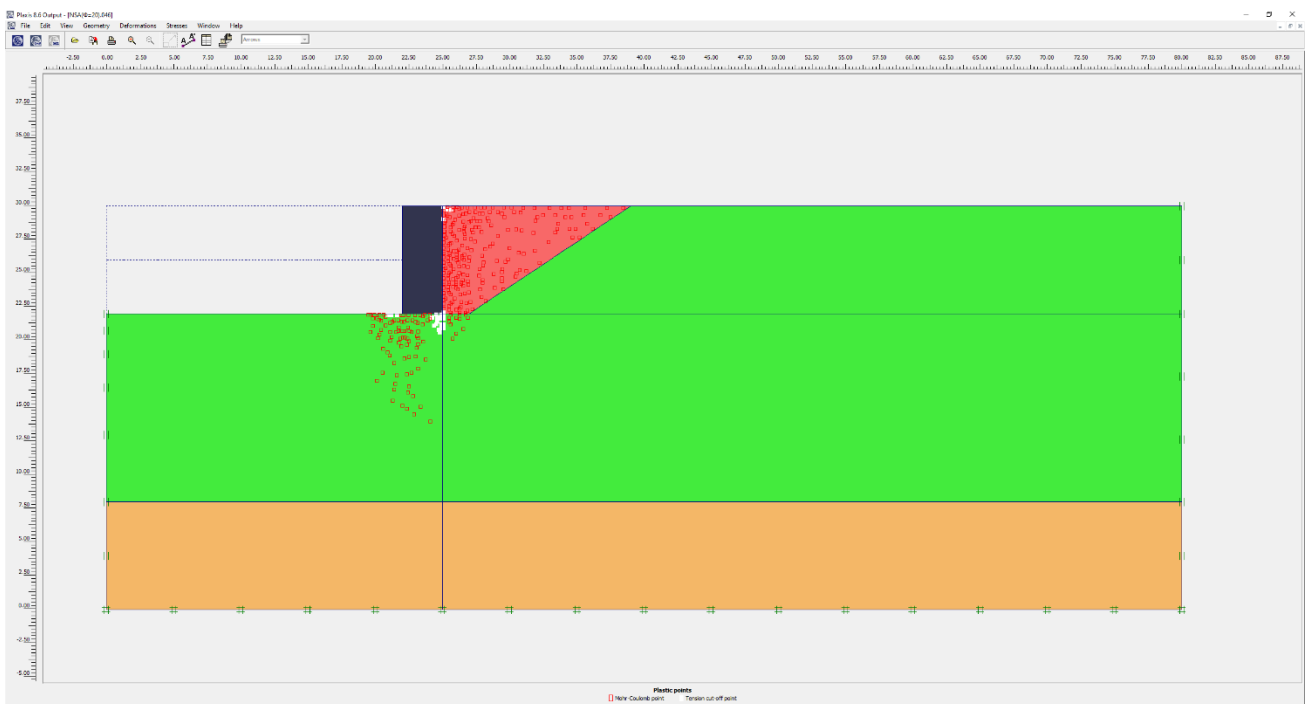
Εικόνα 7.4.3.α: NSA20 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.4.3.β: NSA20 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



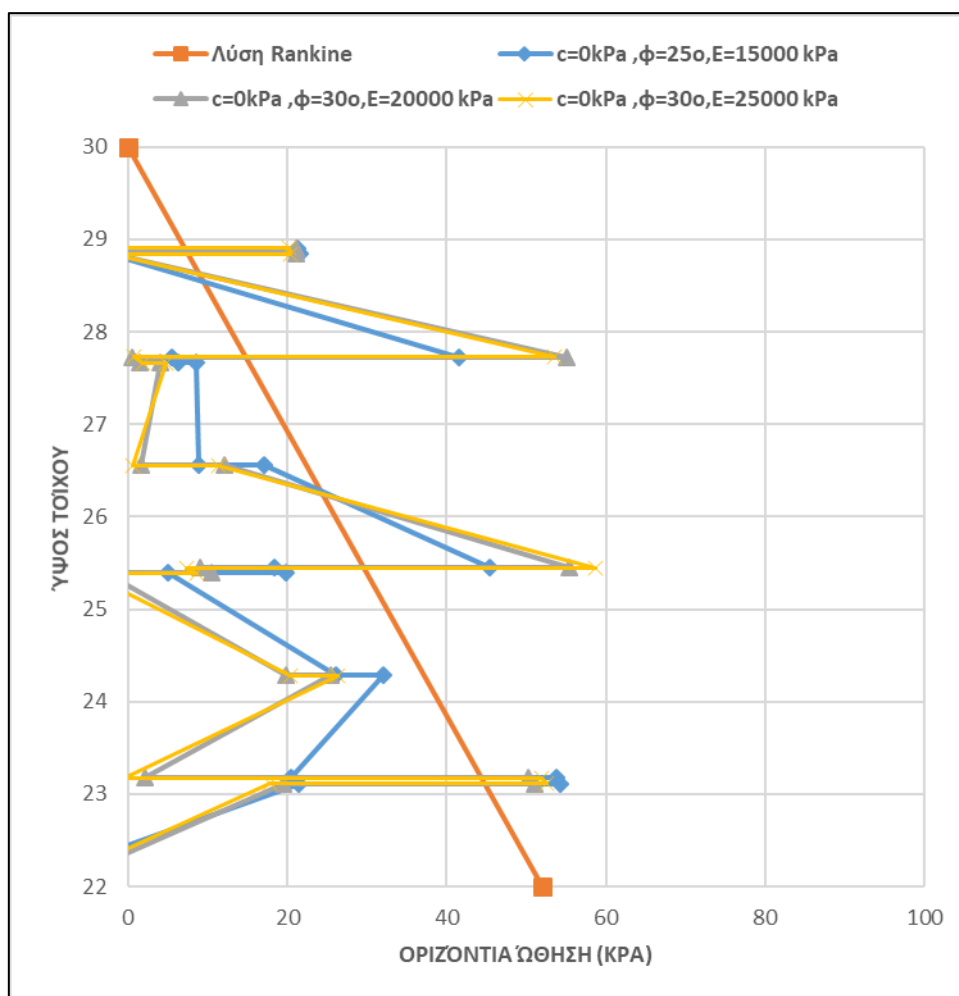
Εικόνα 7.4.3.γ: NSA20 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.4.3.δ: NSA20 Plastic Points

7.4.4 Άμμος ($c=0$ kPa και $\phi=25^\circ$ και $E=15000$ kPa)

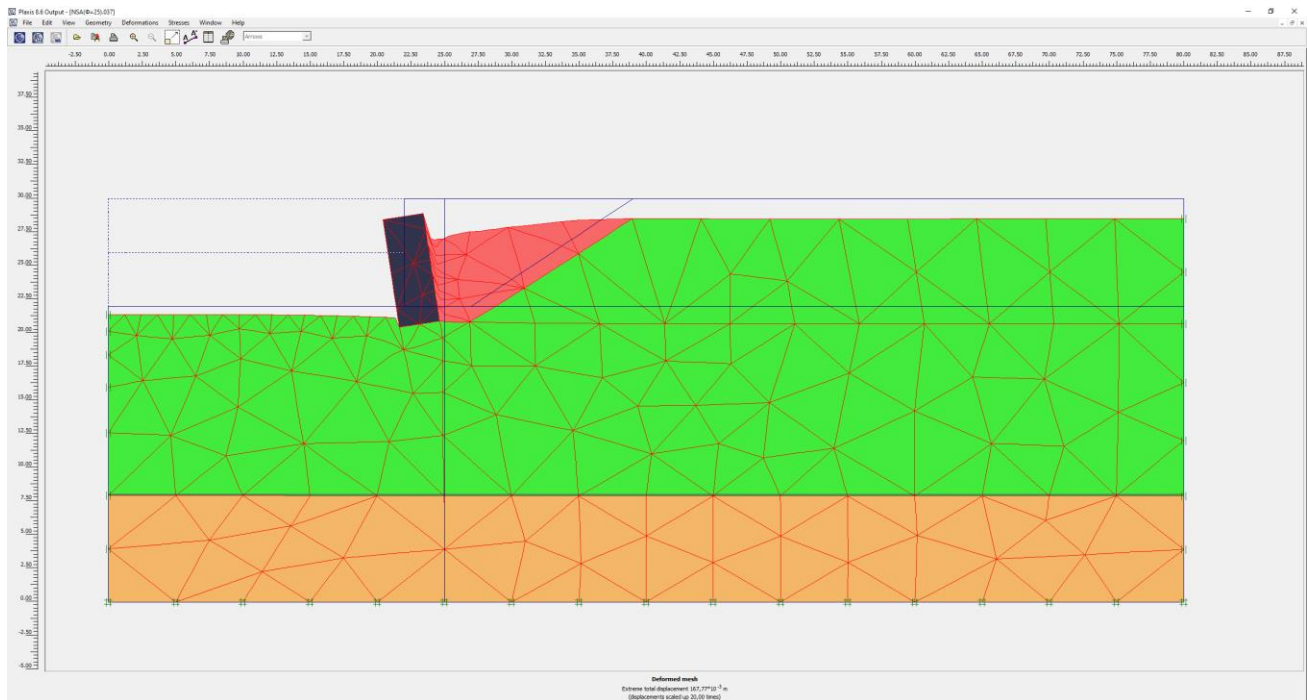
Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο είναι οι: RSA25 και NSA25.



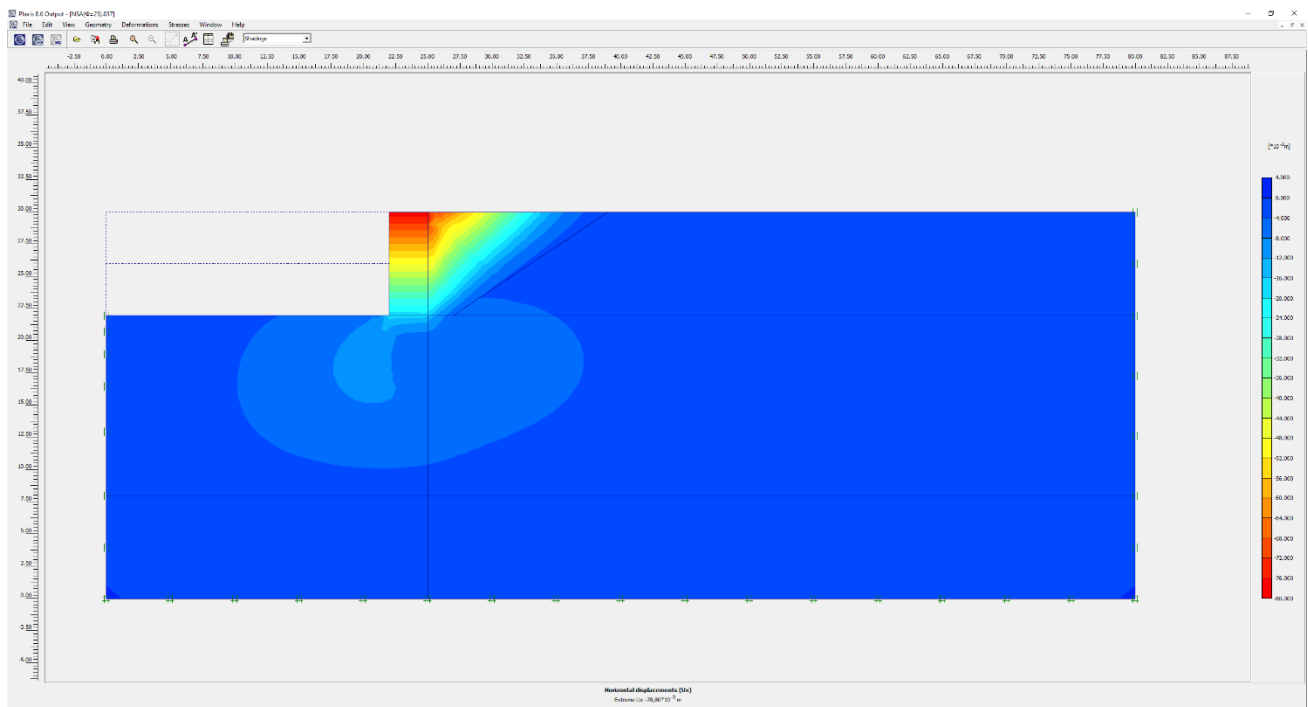
Διάγραμμα 7.4.4: Ωθήσεις γαιών.

Ανάλυση	c	ϕ	E	P	M	γ	δ/H
RSA25	0	25	-	207,800	554,132	2,667	-
NSA25	0	25	15000	120,563	389,256	3,229	0,00937

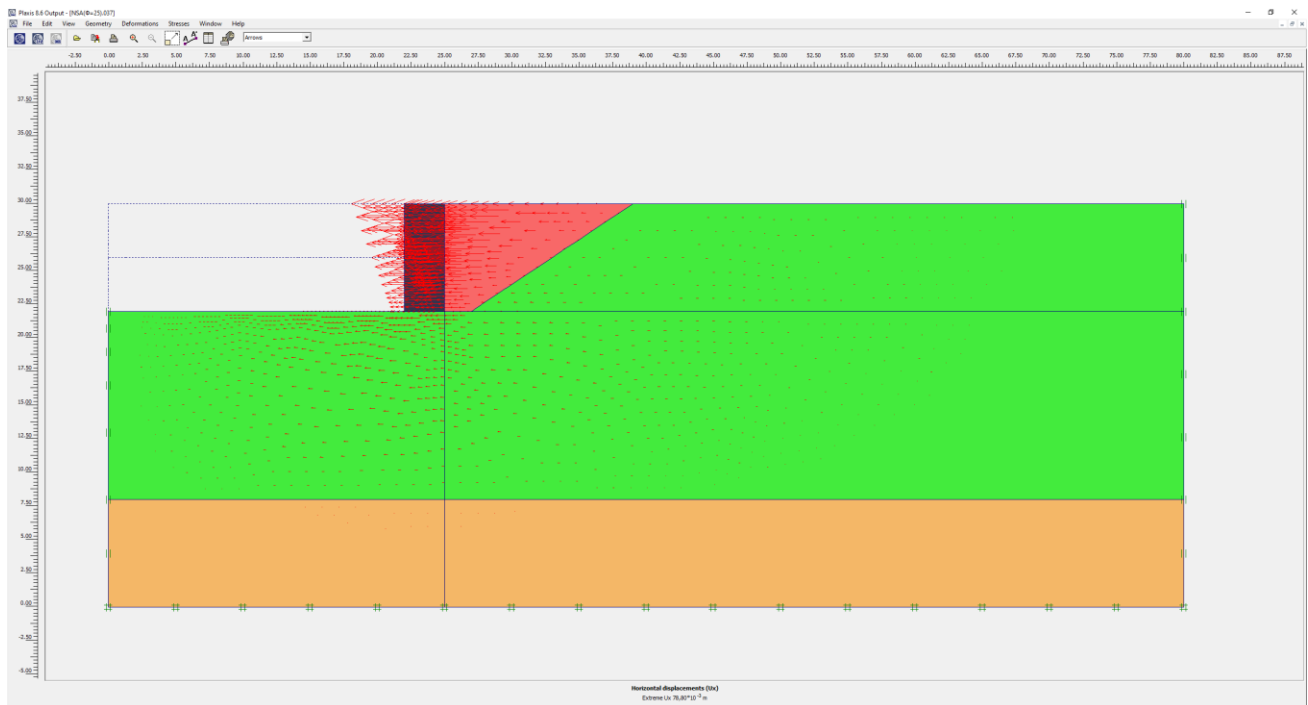
Αποτελέσματα Ριλαξ για την ανάλυση NSA25:



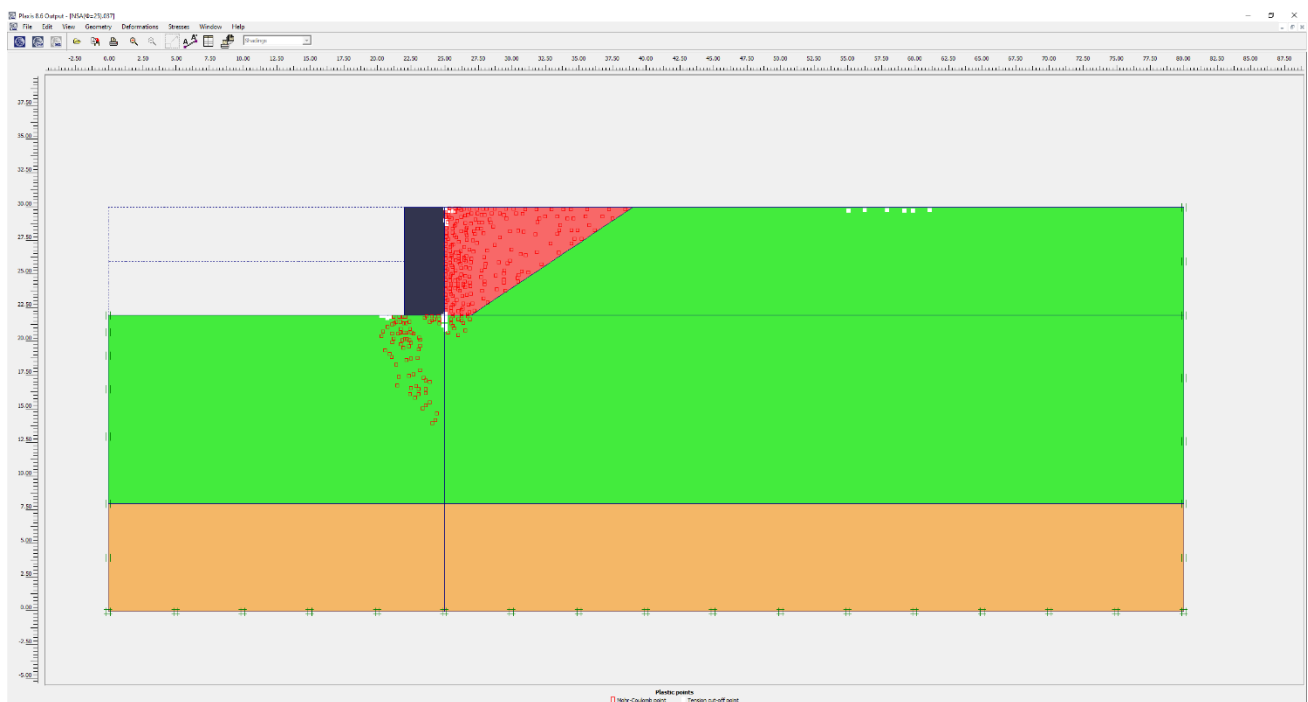
Εικόνα 7.4.4.α: NSA25 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.4.4.β: NSA25 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



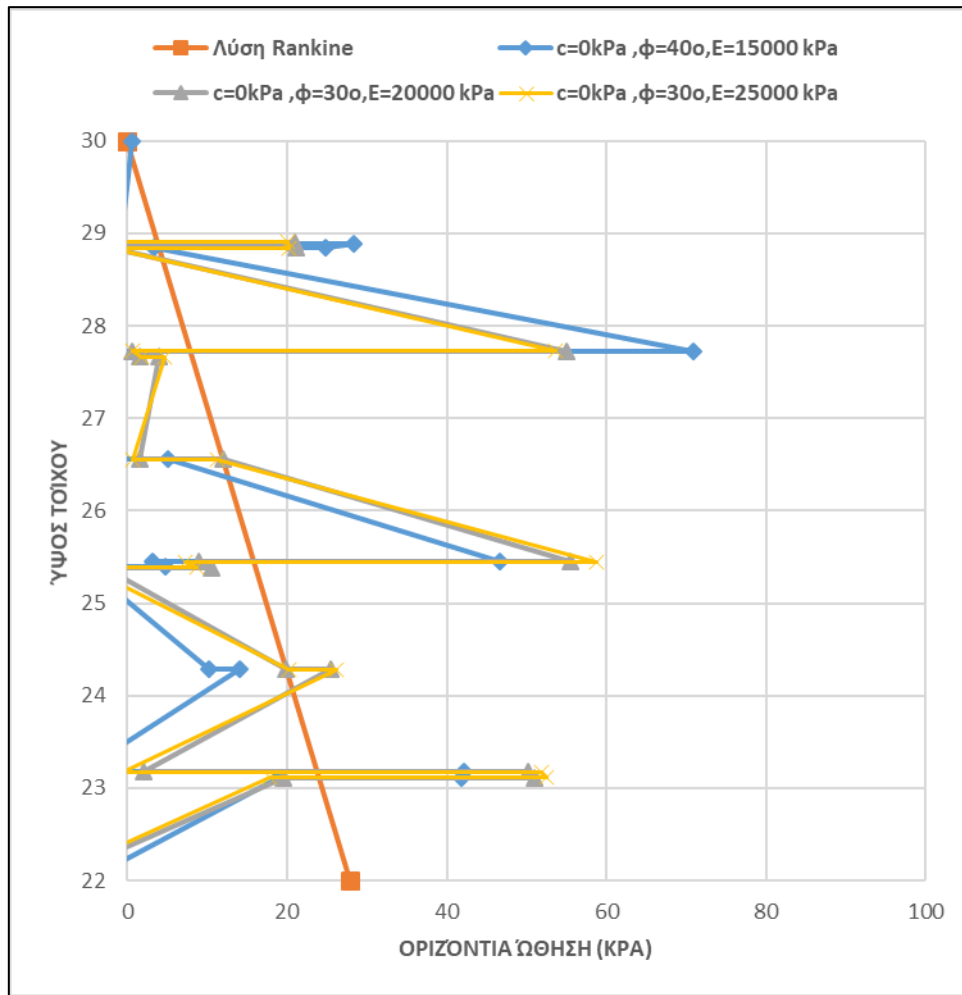
Εικόνα 7.4.4.γ: NSA25 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.4.4.δ: NSA25 Plastic Points

7.4.5 Άμμος- Χαλίκι ($c=0 \text{ kPa}$ και $\phi=40^\circ$ και $E=15000 \text{ kPa}$)

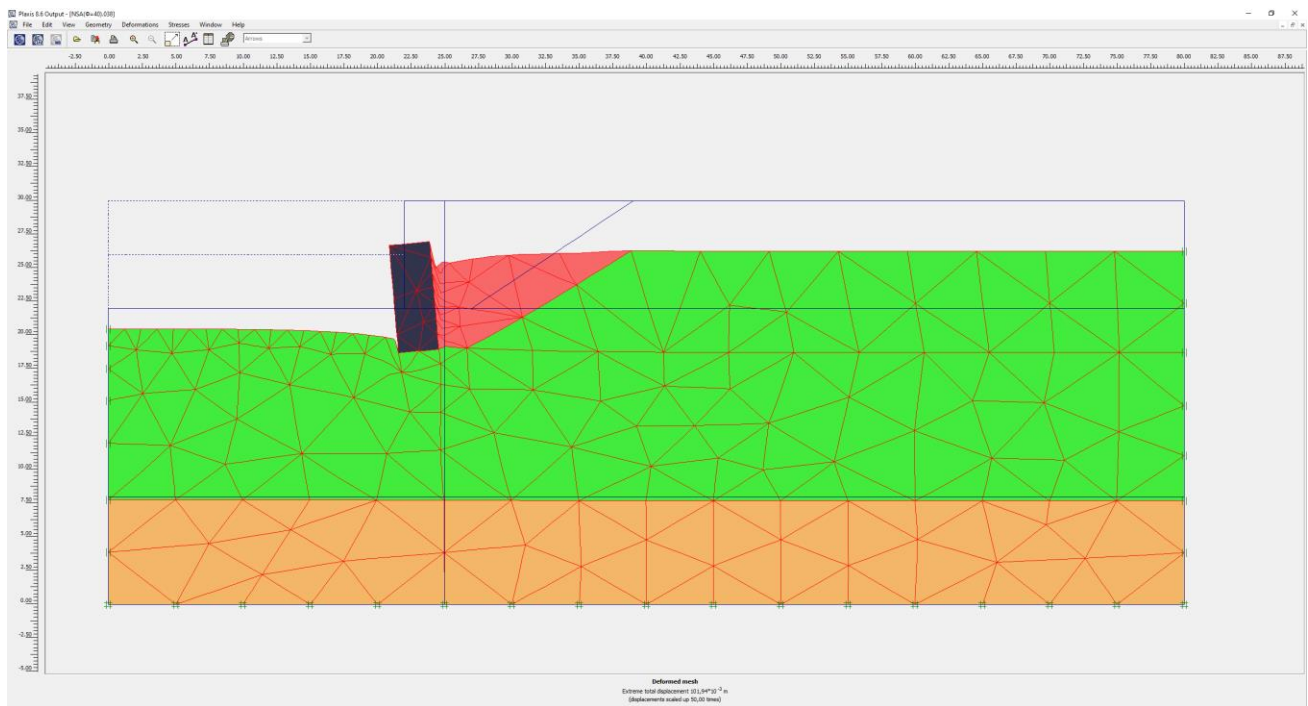
Οι αναλύσεις ονομαστικά σε αυτό το σημείο είναι οι: RSA40 και NSA40.



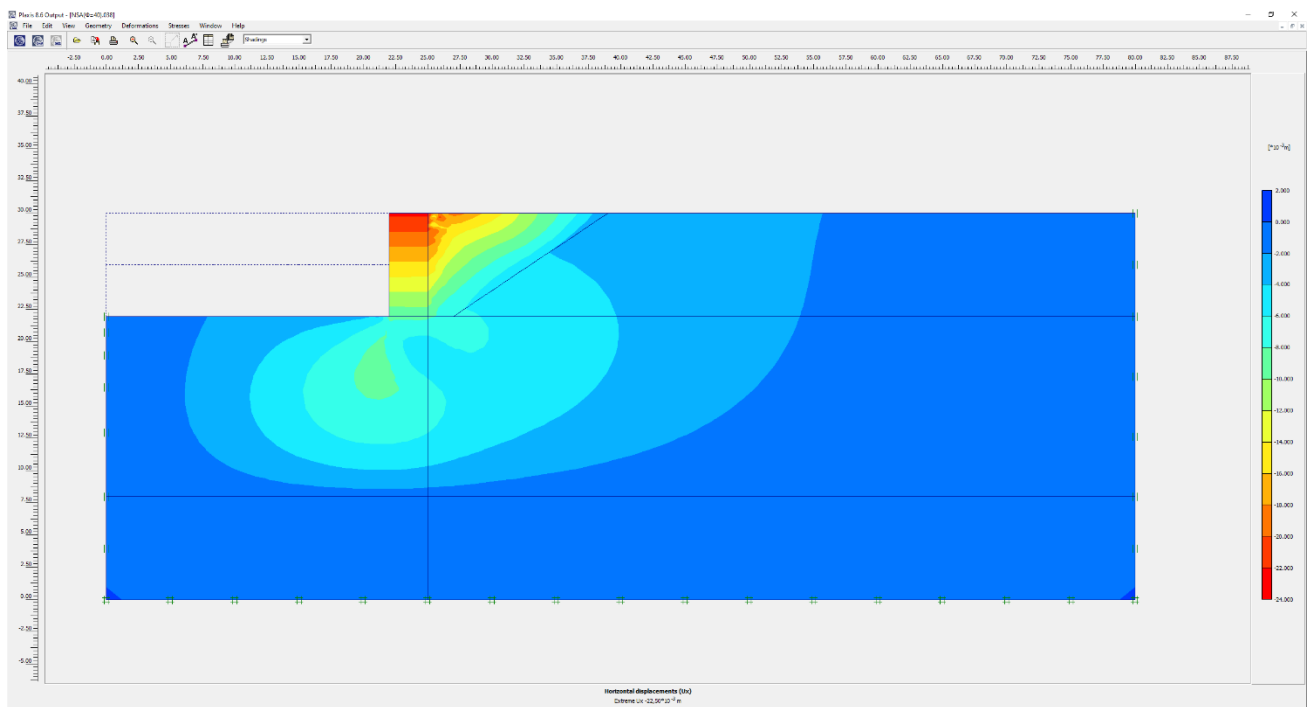
Διάγραμμα 7.4.5:Ωθήσεις γαιών.

Ανάλυση	c	φ	E	P	M	γ	δ/H
RSA40	0	40	-	111,331	296,882	2,667	-
NSA40	0	40	15000	85,763	389,256	4,539	0,00265

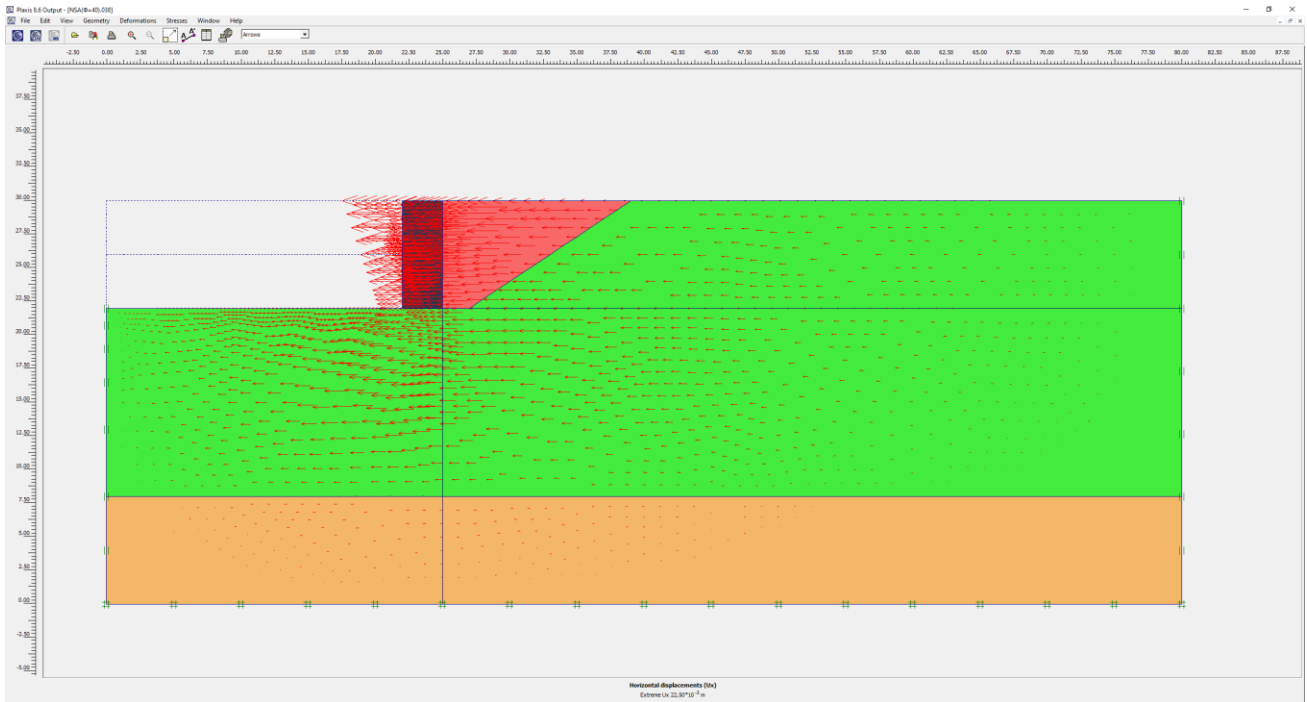
Αποτελέσματα Ρίαξης για την ανάλυση NSA40:



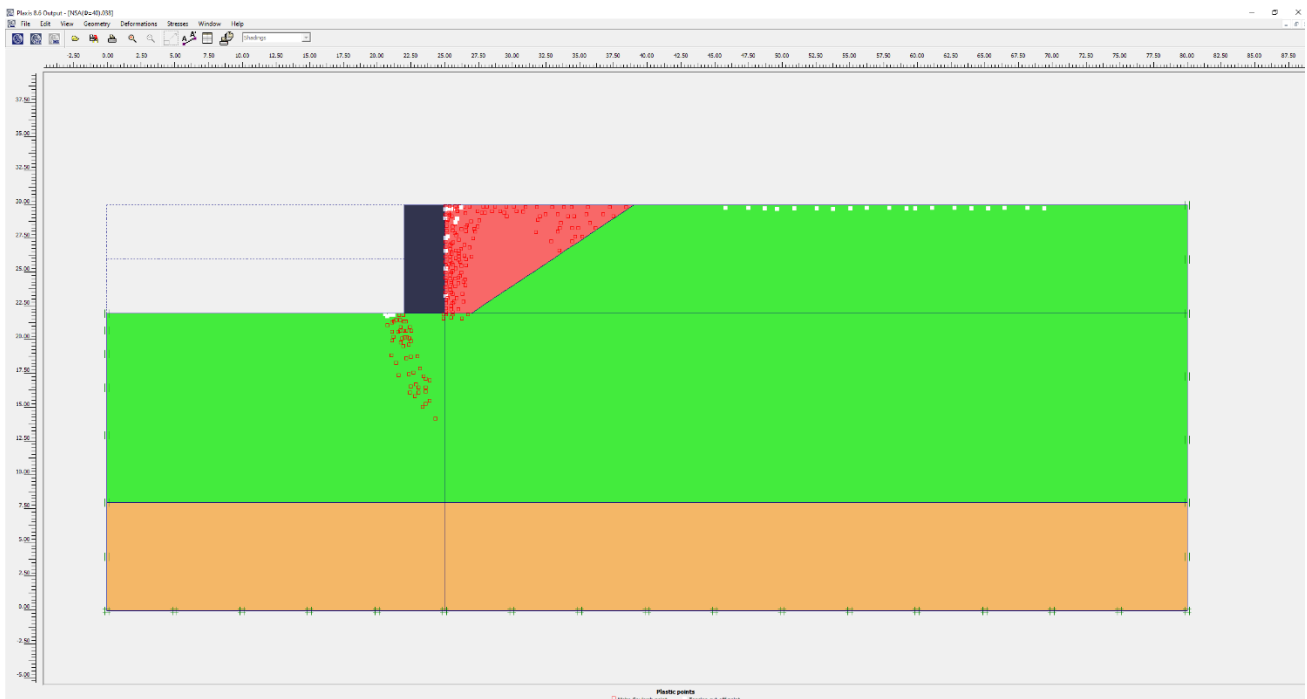
Εικόνα 7.4.5.α: NSA40 Παραμορφωμένος Φορέας



Εικόνα 7.4.5.β: NSA40 Οριζόντιες μετατοπίσεις (shadings)



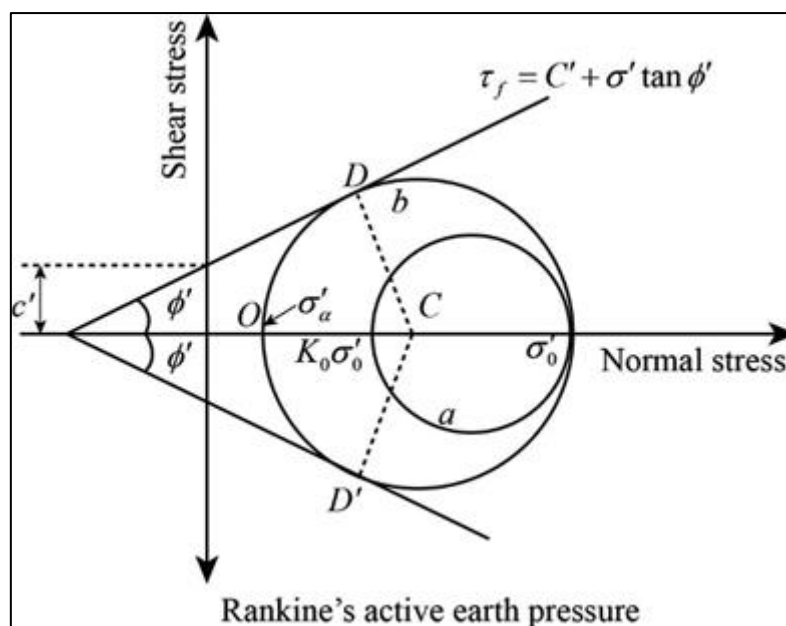
Εικόνα 7.4.5.γ: NSA40 Οριζόντιες μετατοπίσεις (arrows)



Εικόνα 7.4.5.δ: NSA40 Plastic Points

7.5 Συμπεράσματα αναλύσεων Rankine – Numerical

- Σύμφωνα με την θεωρία της ελαστικότητας οι ουδέτερες ωθήσεις γαιών επηρεάζονται μόνο από το λόγο Poisson και καθόλου από το μέτρο ελαστικότητας (E). Οι ωθήσεις στην περίπτωση μας είναι μικρότερες από το K_0 όπως είναι και λογικό, διότι το K_0 αφορά την ουδέτερη κατάσταση κατά την οποία έχουμε πάντα μηδενικές οριζόντιες μετατοπίσεις. Υπενθυμίζεται πως υπάρχουν δύο K_0 . Το K_{01} (ελαστικότητα) και το K_{02} (εμπειρικό). Πιο συγκεκριμένα: $K_{01}=1-\sin\phi$ (από Jaky) και $K_{02}=\nu/(1-\nu)$ (από την θεωρία της ελαστικότητας).
- Σχετικά με τις ενεργητικές ωθήσεις (Numerical) αυτό που παρατηρείται είναι ότι οι ωθήσεις γαιών των αριθμητικών μας αναλύσεων για ελαστικό – απολύτως πλαστικό Mohr – Coulomb υλικό, δεν επηρεάζονται από το μέτρο ελαστικότητας (E) αλλά από την αντοχή (c, φ). Στις παραπάνω αναλύσεις δεν έχει γίνει έλεγχος για το αν επηρεάζονται από το λόγο του Poisson. Αυτό που αναμένεται είναι: α) όταν το υλικό συμπεριφέρεται ελαστικά, ο λόγος του Poisson να επηρεάζει τις ωθήσεις γαιών στον τοίχο και β) όταν έχουμε αστοχία του εδάφους (Plastic Points στο Plaxis) η αντοχή να επηρεάζει τις ωθήσεις γαιών στον τοίχο. Μόνο σε κατάσταση γενικευμένης αστοχίας πλησιάζουμε τις ωθήσεις Rankine.
- Οι οριζόντιες ωθήσεις γαιών αναμένεται να είναι μικρότερες από τις Rankine διότι έχουμε λάβει τον τοίχο αντιστήριξης ως μη λείο. Αυτό φαίνεται από τα χαρακτηριστικά του τοίχου όπου $R_{int}=\tan\delta'/\tan\phi'=0.5$. Εάν θέλαμε να εξεταστεί ως λείος θα έπρεπε να έχουμε $R_{int}=0$.
- Σχετικά με τις ενεργητικές ωθήσεις κατά Rankine παρατηρούμε ότι όσο αυξάνεται η αντοχή, δηλαδή η συνοχή και η γωνία τριβής τόσο αυτές μειώνονται. Αυτό με βάση τον κύκλο του Mohr το αναμέναμε αφού (σύμφωνα και με το σχήμα) όσο το c και το φ αυξάνονται τόσο μειώνεται το σ_a .



Σχήμα 7.5: κύκλος του Mohr.

- Το μέτρο ελαστικότητας (E) δεν επηρεάζει όπως φαίνεται καμία ανάλυση. Σε όλες αυτές τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ουσιαστικά το έδαφος αστοχεί. Στο Mohr – Coulomb υπενθυμίζεται ότι πλαστική διαρροή σημαίνει αστοχία καθώς το προσομοίωμα είναι ελαστικό- απολύτως πλαστικό.
- Σχετικά με τα αποτελέσματα κατά Rankine παρατηρείται ότι η μέθοδος αυτή υποεκτιμά τις ωθήσεις. Πιο αναλυτικά, οι ωθήσεις γαιών όπως υπολογίστηκαν από το Plaxis (Numerical) είναι γενικά μικρότερες από τις Rankine με εξαίρεση τις περιπτώσεις που έχουμε αρκετά μεγάλη συνοχή. Αυτό συμβαίνει διότι στη λύση Rankine η μεγάλη αντοχή σημαίνει εφελκυστική ρωγμή, η οποία δεν δίνει ωθήσεις παρά μόνο στην περίπτωση που πληρωθεί με νερό. Υπενθυμίζεται πως η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στην δική μας περίπτωση είναι αρκετά χαμηλά για να επηρεάσει την κατασκευή και το εδαφικό μας υλικό.

7.6 Προβληματισμοί αναλύσεων

Στα μεγάλα φ όπως $\varphi=30^\circ$ και $\varphi=40^\circ$ φαίνεται πως δεν έχουμε τόσο μεγάλες ωθήσεις όσο αναμέναμε αλλά αυτό ίσως δικαιολογείται κατά κάποιο τρόπο από το γεγονός ότι σε μεγαλύτερα φ δεν έχουμε γενικευμένη αστοχία και είμαστε πιο κοντά στις ουδέτερες ωθήσεις γαιών K_0 .

7.7 Ενδιαφέρουσες μελλοντικές πρόσθετες αναλύσεις

Θα μπορούσαν να γίνουν κάποιες πρόσθετες αναλύσεις με τις οποίες θα γινόταν πιο κατανοητό το έργο αλλά και πιο σύνθετο ταυτόχρονα. Τέτοιες θα ήταν :

- Να εξεταστεί η περίπτωση κατά την οποία $R_{int}=0$, δηλαδή για λείο τοίχο. Αυτό σημαίνει ότι θα προσομοιωθεί πιο ορθά η μέθοδος Rankine.
- Να εξεταστεί η περίπτωση με την ύπαρξη υδροφόρου ορίζοντα πλησιέστερα στην κατασκευή μας. Θα ήταν κάτι πιο κοντά ίσως στις πραγματικές εδαφικές συνθήκες που αντιμετωπίζουν οι γεωτεχνικοί πολιτικοί μηχανικοί.
- Ακόμη θα μπορούσαν όλες οι αναλύσεις που έγιναν στο Κεφ.7 να γίνουν αντίστοιχα για ένα τοίχο Τύπου L με κλείδα και φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΓΑΣΙΑΣ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΠΗΓΕΣ:

- JOSEPH E.BOWLES. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Fifth Edition.
- BILL MOSLEY,JOHN BUNGEY,RAY HULSE.(2012). *Μελέτη κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2. 7^η αγγλική έκδοση*. Επιστημονική επιμέλεια ελληνικής έκδοσης: ΑΝΤΩΝΙΟΣ ΚΥΡΙΑΖΟΠΟΥΛΟΣ.
- ΑΙΜΙΛΙΟΣ Μ. ΚΩΜΟΔΡΟΜΟΣ.(2012). *Θεμελιώσεις - Αντιστηρίξεις. Οριακή ισορροπία και αριθμητικές μέθοδοι*.
- WILHELM STIEGLER.(1975). *Τοίχοι Αντιστηρίξεως*.
- Χ. ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ,Θ. ΧΑΤΖΗΓΩΓΟΣ,Α. ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ,Δ. ΠΙΤΙΛΑΚΗΣ. (2012). *Θεμελιώσεις Αντιστηρίξεις και Γεωτεχνικά Έργα*.
- G.E. BARNES.(2000). *Εδαφομηχανική.. Αρχές και εφαρμογές*. Δεύτερη αγγλική έκδοση.
- ΑΝΑΣΤΑΣΙΟΣ Κ. ΜΟΥΡΑΤΙΔΗΣ.(2007). *Οδοποιία. Η κατασκευή των οδικών έργων*. Δεύτερη έκδοση.
- Σ.Δ. ΚΩΣΤΟΠΟΥΛΟΣ.(2008). *Γεωτεχνικές Κατασκευές. Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & και Κατασκευής*. Δεύτερη έκδοση.
- Μ.ΚΑΒΒΑΔΑΣ.(2006). *Στοιχεία Εδαφομηχανικής*. Έκδοση 13. Ε.Μ.Πολυτεχνείο.
- ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ ΚΙΡΤΑΣ.(2010). *Θεμελιώσεις*. ΤΕΙ Σερρών.
- Γ.ΜΠΕΛΟΚΑΣ.(2014). *Θεμελιώσεις*. Εκπαιδευτικές σημειώσεις. ΠΑΔΑ.
- Γ.ΜΠΕΛΟΚΑΣ (2015). *Γεωτεχνικά Έργα*. Εκπαιδευτικές σημειώσεις ΠΑΔΑ.
- Γ.ΜΠΕΛΟΚΑΣ (2020). *Βαθιές Εκσκαφές και Αντιστηρίξεις*. Εκπαιδευτικές σημειώσεις ΠΑΔΑ.
- Π.ΑΣΤΕΡΙΟΥ (2020). *Βαθιές Εκσκαφές και Αντιστηρίξεις*. Εκπαιδευτικές σημειώσεις ΠΑΔΑ.
- ΓΕΝΙΚΗ ΓΡΑΜΜΑΤΕΙΑ ΔΗΜΟΣΙΩΝ ΕΡΓΩΝ.(2003). *Ο.Μ.Ο.Ε. ΤΕΥΧΟΣ 11 Γεωλογικές και Γεωτεχνικές μελέτες*.
- ANDREW BOND, ANDREW HARRIS.(2008). *Decoding Eurocode 7*.
- PADFIELD, C. J., MAIR, R. J .(1984). *Design Of Retaining Walls Embedded In Stiff Clay*
- V.N.S. MURTHY.(2007). *Advanced Foundation Engineering. Geotechnical engineering series*.
- A. BOND,B. SCHUPPENER,G. SCARPELLI,T. ORR.(2013). *Eurocode7:Geotechnical Design worked exams*. JRC SCIENTIFIC AND POLICY REPORTS.
- FERDINAND P.BEER, RUSSEL JOHNSTON, PHILLIP J.CORNWELL.(2007).*Vector Mechanics for Engineers Dynamics*. Ninth Edition
- MUNIRAM BUDHU. (2015). *Soil Mechanics Fundamentals*. Imperial version
- GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE (The Government Of The Hong Kong – Civil Engineering and Development Department). (2017). *Geoguide 1- Guide to Retaining Wall Design*.
- MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. (2007) .*Pavement Design*
- SWISS STANDARD SN 670 010b, *Characteristic Coefficients of soils* .Association of Swiss Road and Traffic Engineers

- NAVFAC DESIGN MANUAL 7.2 . (1986) *Foundations and Earth Structures*.SN 0525-LP-300-7071

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΥΠΟΥ L ΜΕ ΕΝΕΡΓΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ RANKINE

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

1) ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΙΧΟΥ

H1=	4,5
H2=	0,4
H3=	1
H4=	0,6
H=	5,5
B1=	0,8
B2=	0,4
B3=	2,2
B4=	0,5
B=	3,4
t=	0,3

*Όλες οι μονάδες
είναι σε μέτρα (m)*

2) ΣΤΑΘΜΗ ΥΔΡΟΦΟΡΟΥ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ

Zw=	2,5
-----	-----

*Όλες οι μονάδες παραπάνω είναι
σε μέτρα (m)*

3) ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΕΛΑΦΟΥΣ

γdry=	18	(kN/m ³)
γsat=	20	(kN/m ³)
c'=	0	(kPa)
φ'=	30	(μοίρες)
πυκνότη. επίχωμ.=	18	(kN/m ³)

Επιφόρτιση με ένα ομοιόμορφο φορτίο q,
άπειρης έκτασης και μεγέθους:

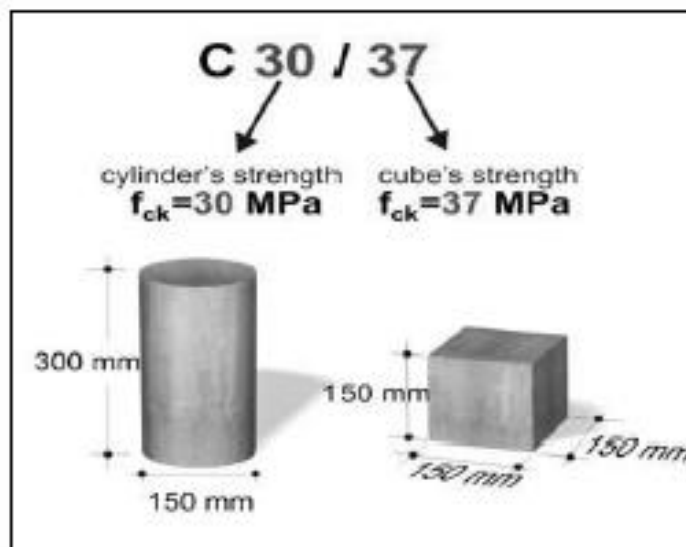
q=	10	(kN/m ²)
----	----	----------------------

γw=	10	(kN/m ³)
ξ=	9,81	(m/s ²)
πυκνότη. επίχωσ.=	1700	(kg/m ³)

4) ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

$\gamma_{σκυρ}$	= 25	(kN/m^3)
-----------------	------	---------------------

Οι υπολογισμοί θα γίνουν για κατηγορία αντοχής σκυροδέματος C30/37

**5) ΣΥΝΑΦΕΙΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ-ΕΙΔΑΦΟΥΣ**

A=Συντελεστής συνάφειας=	0,7
--------------------------	-----

όπου: $\delta = A \cdot \varphi$ και A= 0,7



άρα:

δ	=	21
----------	---	----

 (μοίρες)

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Αρχικά στόχος μας είναι να υπολογίσουμε κάποια βασικά μεγέθη τα οποία στην πορεία θα μας βοηθήσουν στους υπολογισμούς και στην πινακοποίηση κάποιων μεγεθών.

Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων γαιών	$K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) =$	0,33
Συντελεστής παθητικών ωθήσεων γαιών	$*K_p = 1 / K_a =$	3
Συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων γαιών	$K_o = 1 - \sin\phi =$	0,5

$K_{\text{πρωθ}}$ 1

*Το ποσοστό ενεργοποίησης του K_p είναι περίπου 1/3. Άρα: 0,33

Άρα : $K_a < K_o < K_p$ και τα νόμμερα που θα χρησιμοποιήσουμε εμείς στους υπολογισμούς μας είναι:



$K_a =$	0,33
$K_p =$	1

Α) ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΓΙΑ ΤΗΝ ΔΗΜΙΟΥΡΓΙΑ ΤΩΝ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ

α/α	z	z-z ₀	σ _v	u	σ _v '	ενεργητική		παθητική	
						σ _{ha} '	σ _{ha}	σ _{pa} '	σ _{pa}
-	(m)	(m)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1	0	0	10	0	10	3,3	3,3	0,0	0,0
2	2,5	0	55	0	55	18,3	18,3	0,0	0,0
3	4,5	2	95	20	75	25,0	45,0	0,0	0,0
4	4,9	2,4	103	24	79	26,3	50,3	79,0	103,0
5	5,5	3	115	30	85	28,3	58,3	85,0	115,0

Πλέον έχουμε όλα τα στοιχεία που χρειαζόμαστε για να υπολογίσουμε τα : P, I και M

Για ενεργητικές: $P = \text{εμβαδόν διαγράμματος σε kN/m}$ $\sigma h_1 = \sigma h$ (για $z = z_w = 2.5\text{m}$) $\sigma h_3 = \sigma h$ (για $z = z_{o\lambda} = 5.5\text{m}$) $P_1 = 1/2 \sigma h_1 \cdot Z_w$ $P_2 = (H_1 + H_3 - Z_w) \sigma h_2$ $P_3 = 1/2 (H_1 + H_3 - Z_w) (\sigma h_5 - \sigma h_2)$

Επομένως:

$P_1 =$	22,92	(kN/m)
$P_2 =$	55,00	(kN/m)
$P_3 =$	60,00	(kN/m)
$\Sigma P_i =$	137,92	(kN/m)

Και με την βοήθεια του σχήματος προσδιορίζουμε τα L:

$L_1 =$	3,83	(m)
$L_2 =$	1,50	(m)
$L_3 =$	1,00	(m)

*L ορίζουμε την απόσταση από τον πυθμένα και όχι από την επιφάνεια του εδάφους**Επόμενο βήμα είναι να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες ροπές στα παραπάνω L*

$M_1 =$	87,85	(kNm)
$M_2 =$	82,50	(kNm)
$M_3 =$	60,00	(kNm)
$\Sigma M_i =$	230,35	(kNm)

 $M_1 = P_1 \cdot L_1$ $M_2 = P_2 \cdot L_2$ $M_3 = P_3 \cdot L_3$

i	P_i	(Φορτίο) Παρατήρηση	L
1	22,92	τριγωνικό	3,83
2	55,00	ορθογωνικό	1,50
3	60,00	τριγωνικό	1,00

Τριγωνικό(1)		Ορθογωνικό(2)		Τριγωνικό(3)	
$\gamma(z)$	$\pi(\sigma h)$	$\gamma(z)$	$\pi(\sigma h)$	$\gamma(z)$	$\pi(\sigma h)$
0	3,3	2,5	0,0	2,5	18,3
2,5	18,3	2,5	18,3	5,5	18,3
2,5	0,0	5,5	18,3	5,5	58,3
		5,5	58,3		

Για παθητικές:

$$P_4 = H_4 \cdot \sigma_4$$

$$P_5 = 1/2 \cdot H_4 \cdot (\sigma_5 - \sigma_4)$$

Επομένως:	$P_4 = 61,80$	(kN/m)
	$P_5 = 3,60$	(kN/m)
	$\Sigma P_i = 65,40$	(kN/m)

$L_4 = 0,30$	(m)
$L_5 = 0,20$	(m)

Και με την βοήθεια του σχήματος προσδιορίζουμε τα L:

Επόμενο βήμα είναι να προσδιορίσουμε τις αντίστοιχες ροπές στα παραπάνω L.

$M_4 = 18,54$	(kNm)
$M_5 = 0,72$	(kNm)
$\Sigma M_i = 19,26$	(kNm)

i	P _i	(Φορτίο) Παρατήρηση	L
4	61,80	ορθογωνικό	0,30
5	3,60	τριγωνικό	0,20

Ορθογωνικό(4)		Τριγωνικό(5)	
γ(z)	π(σρα)	γ(z)	π(σρα)
4,9	0,0	4,9	103,0
4,9	103,0	5,5	103,0
5,5	103,0	5,5	115,0
5,5	0,0		

ΦΕΡΟΥΣΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ ΣΕ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ΔΟΜ & ΓΕΩ)

Θεωρούμε ότι ο Συνδυασμός Φορτίσεων 1 είναι ο κρίσιμος συνδυασμός που θα δώσει τη μέγιστη φέρουσα πίεση στον πόδα του τοίχου, αν και στην πράξη ίσως πρέπει να ελέγξουμε και τον Συνδυασμό Φορτίσεων 2 για να δούμε μήπως έχει δυσμενέστερο αποτέλεσμα. Πρέπει να σημειώσουμε ότι το βάρος του εδάφους και η επιφόρτιση, ασκούν περί τον άξονα της βάσης μια ροπή η οποία μειώνει τη μέγιστη πίεση στον πόδα του τοίχου. Επομένως στους παρακάτω υπολογισμούς η επίδραση του βάρους του εδάφους λαμβάνεται ως εννοική ($\gamma_f=1$), όπως επίσης και η επίδραση της επιφόρτισης ($\gamma_f=0$). Η δυσμενής επίδραση των πλευρικών ωθήσεων γαιών και της πίεσης από την πλευρική επιφόρτιση πολλαπλασιάζονται με τους συντελεστές $\gamma_f=1,35$ και $\gamma_f=1,50$, αντίστοιχα.

	ΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΟΜΑΔΑ	
			A1	A2
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35	1,0
	Εννοική		1,0	1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,5	1,3
	Εννοική		0	0

Συνεπώς θα χρησιμοποιήσουμε τους εξής συντελεστές:

$$\gamma_f = 1,00$$

$$\gamma_f = 1,35$$

$$\gamma_f = 1,50$$

Οι φέρουσες πιέσεις σύμφωνα με τα προηγούμενα κεφάλαια λοιπόν, δίνονται από την σχέση:

$$p = \frac{N}{D} \pm \frac{6M}{D^2}$$

όπου M είναι η ροπή περί τον άξονα περιστροφής της βάσης

Επομένως:

$$M = \gamma_f(H_a \cdot 4,9/3) + \gamma_f(F_{\text{επιφ}} \cdot 4,9/2) + \gamma_f \times W_{\text{τοιχ}}(B/2 - (B_1 + B_2/2)) - \gamma_f \times W_{\text{επιχ}}(2,3 - B/2)$$

$$M = 137,47 \text{ (kNm)}$$

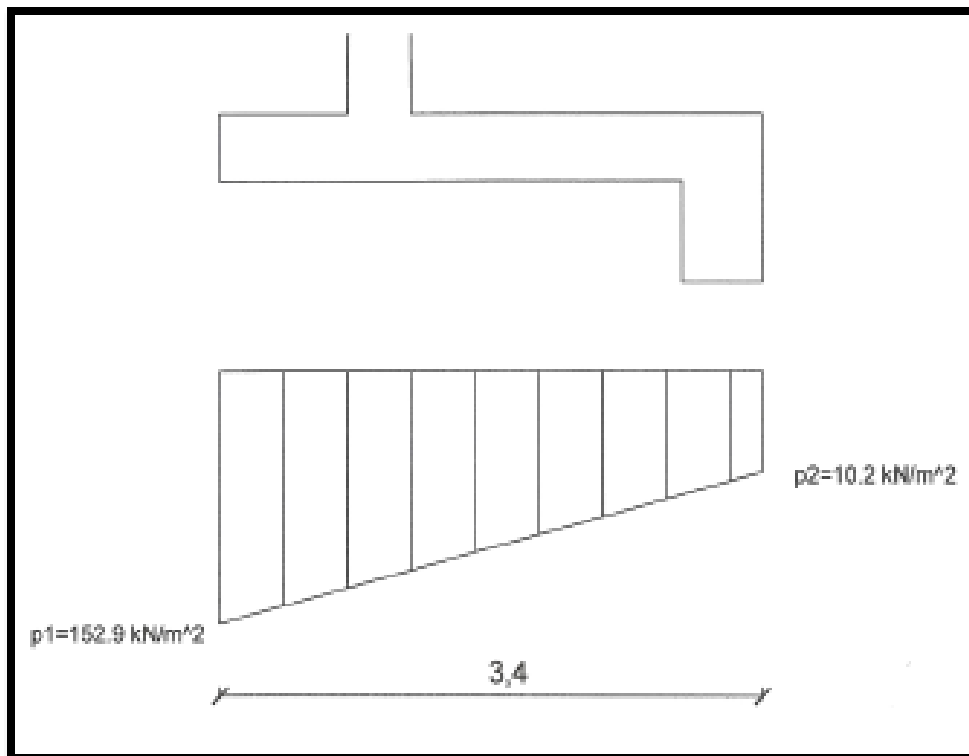
Άρα, η φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα και στην πτέρνα του τοίχου θα είναι :

$$p = \frac{(\gamma_f \cdot (W_{\text{τοίχ}} + W_{\text{βάση}}) + \gamma_f \cdot W_{\text{επιχ.}})}{B} \pm \frac{\delta \cdot M}{B^2}$$

$$p = 81,55 \pm 71,35$$

$$p_1 = 152,9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_2 = 10,2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



Οι φέρουσες πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίσθηκαν παραπάνω. Σε αυτό εδώ το στάδιο θα υπολογισθεί η p_3 για να υπολογισθεί έπειτα χωριστά ο σπλισμός της πτέρνας και και του πόδα. Άρα θα υπολογίσουμε την p_3 η οποία είναι στα 2,2m όπως φαίνεται παρακάτω.

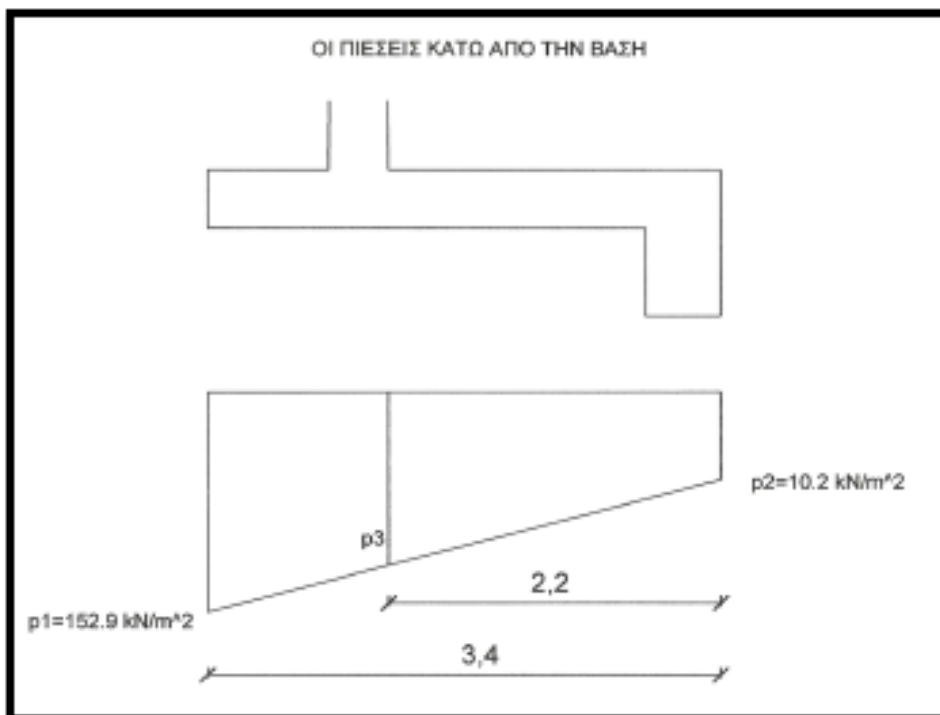
$$p_3 = p_2 + (p_1 - p_2) \cdot B_3 / B$$

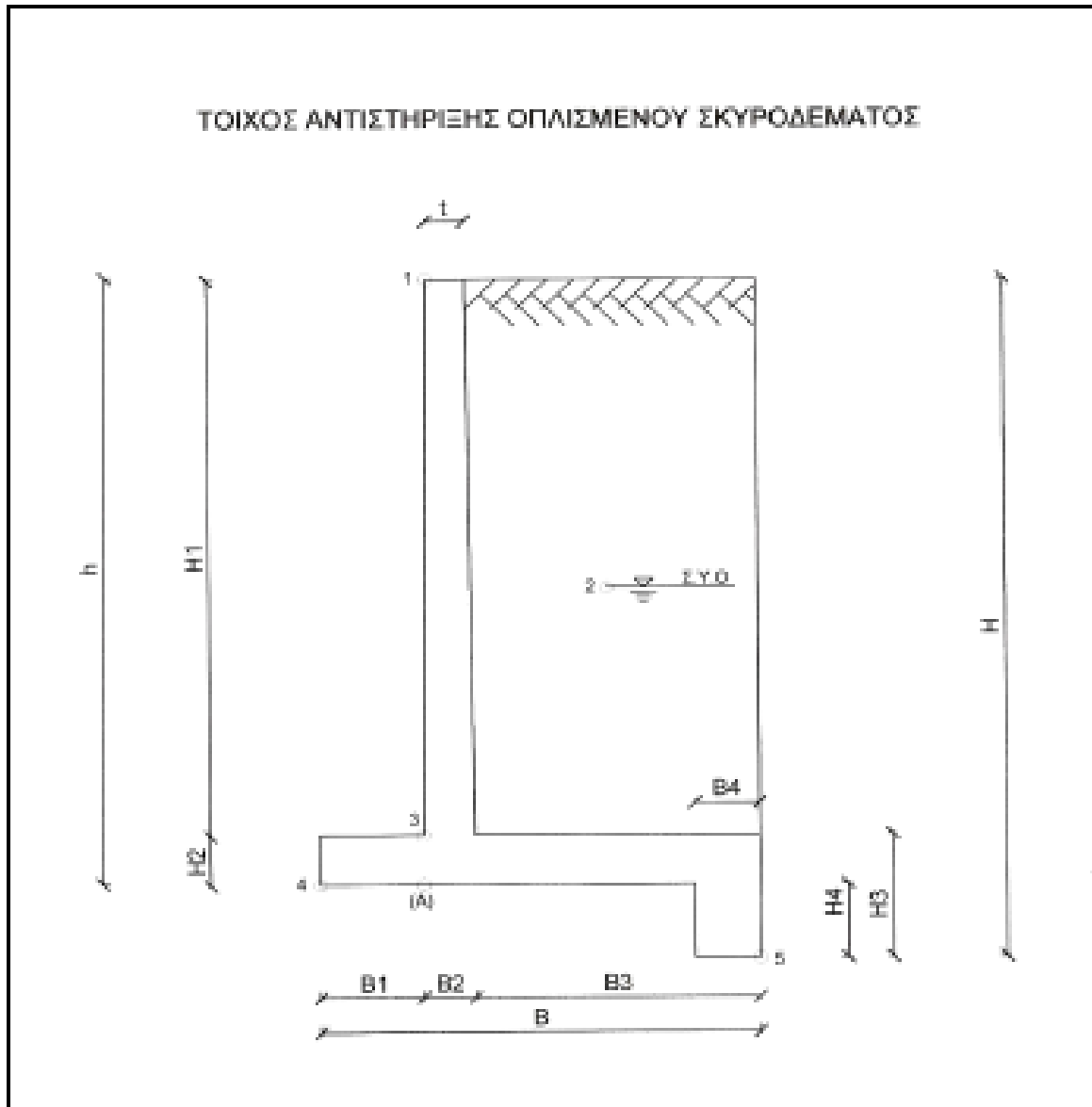
$p_3 =$	102,5	(kN/m ²)
---------	-------	----------------------

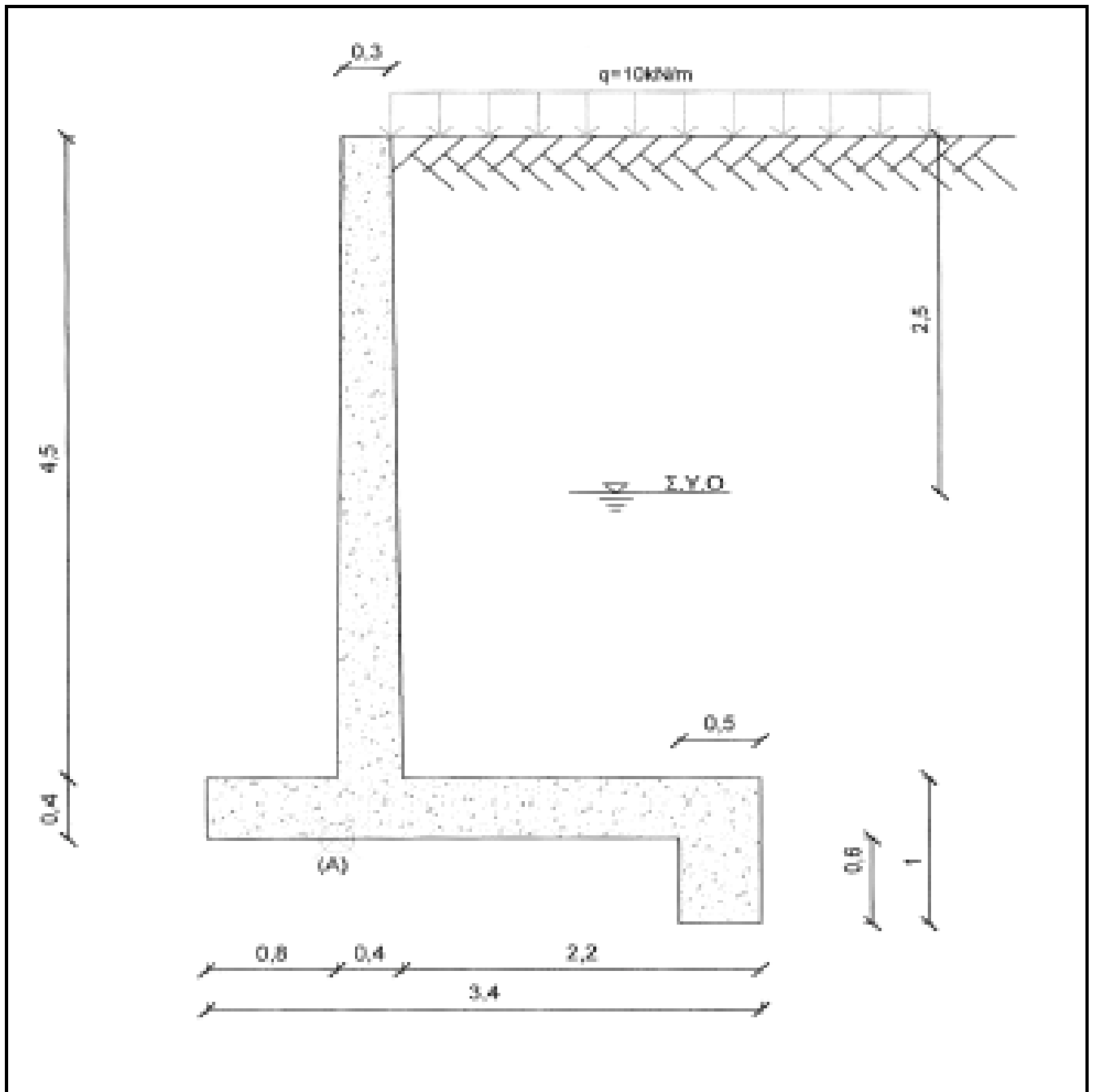
ΣΥΓΚΕΝΤΡΩΤΙΚΑ:



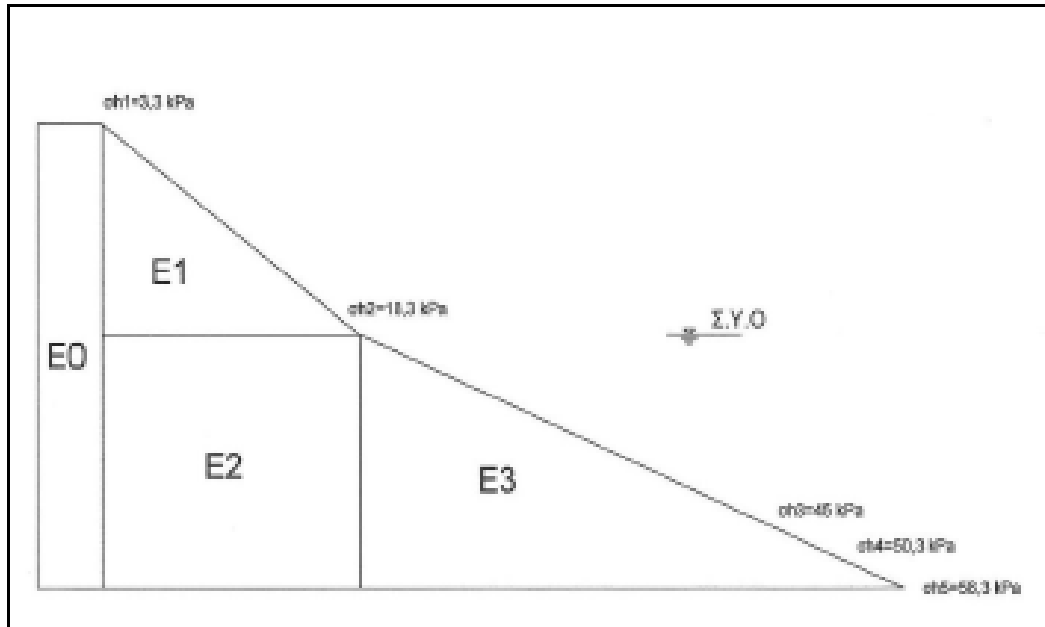
$p_1 =$	152,9	(kN/m ²)
$p_2 =$	10,2	(kN/m ²)
$p_3 =$	102,5	(kN/m ²)



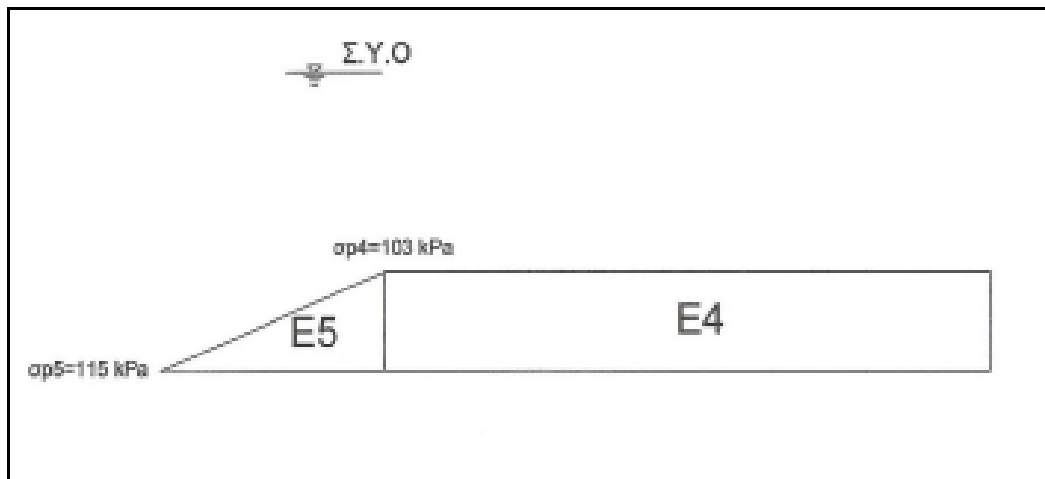




ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΜΟΡΦΗΣ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ



ΑΠΕΙΚΟΝΗΣΗ ΜΟΡΦΗΣ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ ΓΑΙΩΝ



Β) ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΚΑΙ ΡΟΠΕΣ

ΚΑΤΑΓΟΡΓΦΑ

(α) ΜΟΝΙΜΑ

ΦΟΡΤΙΑ

ίδιο βάρος: $W_{\beta\alpha\sigma\eta\zeta} = \gamma_{\sigma\kappa} \cdot B \cdot H_2$

ίδιο βάρος: $W_{\kappa\alpha\rho\mu} = \gamma_{\sigma\kappa} \cdot (t + B_2) \cdot H_1 / 2$

ίδιο βάρος: $W_{\mu\epsilon\pi\chi} = \gamma_{\epsilon\delta} \cdot B_3 \cdot H_1$

Άρα:

$W_{\beta\alpha\sigma\eta\zeta} =$	34,0	(kN/m)
$W_{\kappa\alpha\rho\mu} =$	39,4	(kN/m)
$W_{\mu\epsilon\pi\chi} =$	178,2	(kN/m)
$\Sigma W_{\zeta,\beta} =$	251,6	(kN/m)

ροπή: $M_{\beta\alpha\sigma\eta\zeta} = W_{\beta\alpha\sigma\eta\zeta} \cdot B / 2$

ροπή: $M_{\kappa\alpha\rho\mu} = W_{\kappa\alpha\rho\mu} \cdot (B_2 / 2 + B_1)$

ροπή: $M_{\mu\epsilon\pi\chi} = W_{\mu\epsilon\pi\chi} \cdot (B_3 / 2 + B_2 + B_1)$

Άρα:

$M_{\beta\alpha\sigma\eta\zeta} =$	57,8	(kNm/m)
$M_{\kappa\alpha\rho\mu} =$	39,4	(kNm/m)
$M_{\mu\epsilon\pi\chi} =$	409,9	(kNm/m)
$\Sigma M_{\zeta,\beta} =$	507,0	(kNm/m)

(β) ΜΕΤΑΒΛΗΤΑ

ΦΟΡΤΙΑ

επιφόρτιση: $Q_{\epsilon\pi\phi} = q_{\epsilon\pi\phi} \cdot \mu\acute{\eta}\kappa\omicron\varsigma$

$Q_{\epsilon\pi\phi} =$	22,0	(kN/m)
-------------------------	------	--------

Θα χρησιμοποιήσουμε τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας που δίνει ο ακόλουθος πίνακας (πίνακας Α1 από Εθνικό Προσάρτημα) για τον έλεγχο της οριακής κατάστασης ισορροπίας (EQU)

ΔΡΑΣΗ	ΣΥΜΒΟΛΟ	ΤΙΜΗ
Μονιμη Δυσμενής ^α Ευνοική ^β	$\gamma_{Q,\mu\epsilon\tau}$	1,1
	$\gamma_{Q,\mu\epsilon\sigma}$	0,9
Μεταβλητή Δυσμενής ^α Ευνοική ^β	$\gamma_{Q,\mu\epsilon\tau}$	1,5
	$\gamma_{Q,\mu\epsilon\sigma}$	0
^α Αποσταθεροποιητική ^β Σταθεροποιητική		

Γ) ΕΛΕΓΧΟΙ

ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ

Λόγω του ελάχιστου απαιτούμενου φορτίου επιφάνειας (επιφόρτιση) των 10 kN/m^2 , μια πρόσθετη οριζόντια πίεση θα δρα ομοιόμορφα σε όλο το ύψος (όπως φαίνεται και στο διαγ.ενε.ωθήσεων γαιών)

$$p_s = K_a \cdot q$$

(βλ.β. Θεωρούμε ότι το q μεταφέρει μια σταθερή οριζόντια ώθηση στον τοίχο)

Επομένως:

$p_s =$	3,3	(kN/m^2)
---------	-----	---------------------

λόγω της επιφόρτισης:

$$F_{\text{επιφ}} = p_s \cdot h$$

$F_{\text{επιφ}} =$	16,3	(kN)
---------------------	------	------

Ακόμη μπορούμε να θεωρήσουμε ότι λόγω ενεργητικών ωθήσεων, η οριζόντια δύναμη που ασκείται σε 1 m μήκος του τοίχου θα δίνεται από την σχέση:

$$H_k = 0,5 \cdot p_a \cdot h \quad \text{όπου:} \quad p_a = K_a \cdot \rho \cdot g \cdot h$$

$p_a =$	27,2	(kN/m^2)
---------	------	---------------------

Επομένως:

$H_a =$	66,74	(kN)
---------	-------	------

(i) ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ (EQU)

Παίρνουμε τις ροπές περί το σημείο A στο κάτω τμήμα του πόδα, σε οριακή κατάσταση αστοχίας (EQU)

Για την ροπή ανατροπής (δυσμενή), εφαρμόζουμε συντελεστές:(γf)

για αθήσεις γαιών:	1,10
για πίεση λόγω επιφόρτισης:	1,50

Για την ροπή επαναφοράς (ευμενή), εφαρμόζουμε συντελεστές:(γf)

για τα μόνιμα φορτία:	0,9
για το μεταβλητό φορτίο της επιφόρτισης:	0

Πρέπει :

ροπές ανατροπής	≤	ροπές αντίστασης
$E_{dst,d}$		$E_{stb,d}$

ροπές ανατροπής= $\gamma_f(P_1 \cdot l_1 + P_2 \cdot l_2 + P_3 \cdot l_3) + \gamma_f(F_{εμφ} \cdot h/2)$



ροπές ανατροπής=	162,36 (kNm)
------------------	--------------

Σε αυτό το μηχανισμό αστοχίας οι παθητικές αθήσεις γαιών δεν έχουν αποσταθεροποιητικό ρόλο.Επομένως δεν θα τις συμπεριλάβουμε στις ροπές ανατροπής.

Η δύναμη του Wβάσης θα χωριστεί σε δύο δυνάμεις. Την Wβάσης,δεξιά και την Wβάσης,αριστερά του σημείου A.

Wβ.δεξ=	26,0	(kN/m)
Wβ.αρι=	8,0	(kN/m)

ροπές επαναφοράς= $\gamma \{ W_{\beta, \text{δεξ}} \cdot l_{\beta \text{άσης}} + W_{\text{τοιχ}} \cdot l_{\text{τοιχ}} + W_{\text{επιχ}} \cdot l_{\text{επιχ}} - W_{\beta, \text{αρι}} \cdot l_{\beta \text{άσης}} \}$

↓

ροπές αντίστασης=	275,20	(kNm)
-------------------	--------	-------

όπου l (βάσης, τοίχου και επίχωσης) είναι οι αποστάσεις από το σημείο A

ℓ-L- ύψος κλείδος	
$l_1 =$	3,23 (m)
$l_2 =$	0,90 (m)
$l_3 =$	0,40 (m)
$l_{\beta \text{άσης}} =$	1,30 (m)
$l_{\text{τοιχ}} =$	0,20 (m)
$l_{\text{επιχ}} =$	1,50 (m)
$l_{\beta \text{άσης}} =$	0,40 (m)

ΕΠΟΜΕΝΩΣ:

$$FS = \frac{\text{Μανθιστάμενες}}{\text{Μόρσες}} = \frac{275,20}{162,36} = 1,70$$

FS=	1,70	> 1
-----	------	-----

Επομένως το κριτήριο για την ανατροπή ικανοποιείται οριακά

(ii) ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ (GEO)

Στην ολίσθηση είναι απαραίτητο να ισχύει το εξής :

$$\mu(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_G \cdot V_k) \geq \gamma_f \cdot H_k$$

(η παραπάνω σχέση ισχύει όταν δεν υπάρχει διατμητική κλειδα)

όπου: μ = συντελεστής τριβής μεταξύ βάσης και εδάφους
 G_k = συνολικό ίδιο βάρος (= $\Sigma W_i \beta$)
 V_k = κατακόρυφο φορτίο λόγω βάρους επίχωσης (= $W_{\text{επιχ}}$)
 H_k = οριζόντια δύναμη στο συγκεκριμένο μήκος του τοίχου

Άρα: $\mu = 0,45$ -
 $G_k = 73,38$ (kN/m)
 $V_k = 178,20$ (kN/m)

(από Εθνικό Προσάρτημα-Πίνακας Α.3)

Πίνακας Α.3(CYS): Επιμέρους συντελεστές στις δράσεις (γ_F) ή στα αποτελέσματα των δράσεων (γ_E)

Δράση		Σύμβολο	Ομάδα
			A1
Μόνιμη	Δυσμενής	γ_G	1,35
	Ευνοϊκή		1,0
Μεταβλητή	Δυσμενής	γ_Q	1,5
	Ευνοϊκή		0

Για την επίδραση της ολίσθησης (δυσμενής), εφαρμόζουμε συντελεστές (γ_f)

για ωθήσεις γαιών:	1,35
για πίεση λόγω επιφόρτισης:	1,50

Για την επίδραση της αντίστασης (ευμενής), εφαρμόζουμε συντελεστές (γ_f)

για τα μόνιμα φορτία:	1,00
για το μεταβλητό φορτίο της επιφόρτισης:	0

$$\text{δύναμη ολίσθησης} = \gamma F \cdot (\Sigma z_i \cdot \Sigma p_i)$$

δύναμη ολίσθησης=	97,9	(kN)
-------------------	------	------

$$\text{δύναμη τριβής(αντίστασης)} = \mu \cdot \gamma F \cdot \Sigma W_i \cdot \beta$$

δύναμη τριβής(αντίστασης)=	113,2	(kN)
----------------------------	-------	------

Επειδή η δύναμη ολίσθησης είναι μεγαλύτερη από την δύναμη αντίστασης θα πρέπει επίσης να λάβω υπόψη την αντίσταση που θα παρασχεθεί από τις παθητικές ωθήσεις γαιών που ασκούνται στην διατμητική κλείδα.

δύναμη ολίσθησης=	97,9	(kN)
-------------------	------	------

δύναμη τριβής(αντίστασης)=	201,5	(kN)
----------------------------	-------	------

Επομένως :

δύναμη ολίσθησης	≤	δύναμη αντίστασης
------------------	---	-------------------

$$FS = \frac{\text{ανθισταόμενες δυνάμεις}}{\text{δράσες δυνάμεις}} = \frac{R(\text{resisting})}{D(\text{distarbing})} = \frac{201,5}{97,9}$$

FS=	2,06	≥ 1
-----	------	-----

Επομένως το κριτήριο για την ολίσθηση ικανοποιείται.
--

Στους παραπάνω υπολογισμούς οι παθητικές ωθήσεις γαιών υπολογίστηκαν σαν αρνητικές στις δυνάμεις ολίσθησης. Σαν δράσεις δηλαδή. Όμως συχνά υπολογίζονται και μέσα στις δυνάμεις αντίστασης σαν θετικές όμως αυτή τα φορά. Επομένως θα γίνει έλεγχος και για αυτή την περίπτωση.

Επομένως οι δυνάμεις σε αυτή την περίπτωση θα διαμορφώνονται ως εξής:

δύναμη ολίσθησης(δράσεις)=	186,2	(kN)
----------------------------	-------	------

δύναμη τριβής(αντίστασης)=	266,9	(kN)
----------------------------	-------	------

FS=	1,43	≥ 1
-----	------	----------

Επομένως το κριτήριο για την ολίσθηση ικανοποιείται και σε αυτή την περίπτωση

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΙΣ ΠΑΡΑΠΑΝΩ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΙΣ:

Η δεύτερη περίπτωση είναι η δυσμενέστερη όπως φαίνεται και όπως αναμέναμε. Το θέμα της επίλυσης έχει να κάνει με τον μηχανικό και έχει να κάνει καθαρά με την κρίση του και με την την προσέγγιση που κάνει στην μελέτη του έργου.

Δ) ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΚΑΜΨΗΣ

Ο υπολογισμός του οπλισμού θα χωριστεί σε επιμέρους τμήματα. Αρχικά θα υπολογίσουμε τον οπλισμό του κορμού και έπειτα στην βάση. Η βάση με την σειρά της θα χωριστεί σε πτέρνα και πόδα. Όλοι οι υπολογισμοί γίνονται με την βοήθεια των σημειώσεων και των γνώσεων από τα μαθήματα οπλισμένου σκυροδέματος 1 και 2.

η Τοίχος

Πρώτο βήμα είναι ο υπολογισμός της οριζόντιας δύναμης που ασκείται στον τοίχο: H

$$H = \gamma_f \cdot K_a \cdot \rho \cdot g \cdot h^2 + \gamma_f \cdot p_s \cdot h$$

$\gamma_f \cdot K_a \cdot \rho \cdot g \cdot h^2 =$	152,0	➔	H =	174,5	(kN)
$\gamma_f \cdot p_s \cdot h =$	22,5				

Λαμβάνοντας υπόψη τον ενεργό άνοιγμα, η μέγιστη ροπή που θα έχουμε θα είναι M_{Ed}

$M_{Ed} = 152,8 \cdot (B/2 + H/3) + 22,3 \cdot (B/2 + H/2)$	M _{Ed} =	313,5	(kNm)
---	-------------------	-------	-------

$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$	=	0,096	↔	K =	0,096
---	---	-------	---	-----	-------

Θα χρησιμοποιήσουμε σίδηρα $\Phi 20$, επομένως θα πρέπει να βρούμε το $A_s(\Phi 20)$:

$$A_s(\Phi 20) = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 3,14$$

A _s ($\Phi 20$) =	3,14	(cm ²)
--------------------------------	------	--------------------

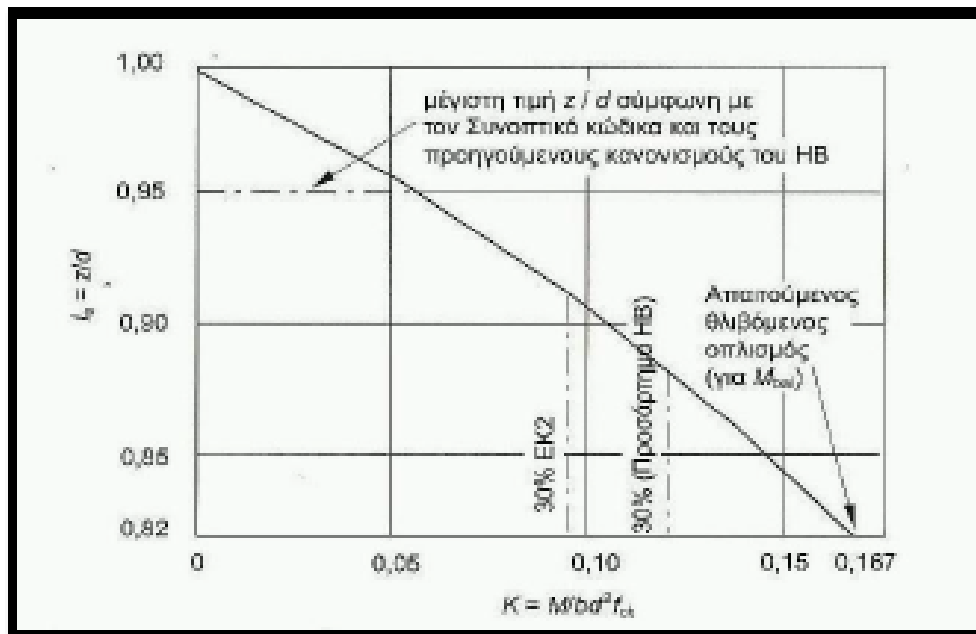
Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός είναι το εμβαδόν οπλισμού που χρειαζόμαστε, άρα πρέπει να βρούμε το A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot d \cdot I_a}$$

όπου:

$f_{yk} =$	500	(kN)
$d =$	330	(cm)
$I_a =$	0,91	

Το I_a έχει υπολογισθεί με την βοήθεια του διαφανού σχήματος με την καμπύλη του μοχλοβραχίονα από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Μοσίγγ, Βυνηγκ, Ηύιζε.



K	0,03	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
I_a	0,914	0,943	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891
K	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,167	
I_a	0,880	0,868	0,856	0,843	0,830	0,820	

Επομένως:

$$A_s = 2088 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Μοσίλε, Βινγκ, Ηντσε. (εμβαδά διατομής για διάφορες αποστάσεις ραβδών)

D (mm)	Απόσταση ραβδών								
	50	75	100	125	150	175	200	250	300
6	566	377	283	226	189	162	142	113	94
8	1010	671	503	402	335	287	252	201	168
10	1570	1050	783	628	523	449	393	314	262
12	2260	1510	1130	905	754	646	566	452	377
16	4020	2680	2010	1610	1340	1150	1010	804	670
20	6280	4190	3140	2510	2090	1800	1570	1260	1050
25	9820	6550	4910	3930	3270	2810	2450	1960	1640
32	16100	10700	8040	6430	5360	4600	4020	3220	2680
40	25100	16800	12600	10100	8380	7180	6280	5030	4190

Συνεπώς:

$A_s =$	2090	(mm ² /m)
---------	------	----------------------

Συνεπώς βάσει του παραπάνω πίνακα θα τοποθετήσουμε $\Phi 20$ ανά 150 mm .

ii) Βάση

Οι φέρουσες πιέσεις στην οριακή κατάσταση αστοχίας υπολογίσθηκαν παραπάνω. Σε αυτό εδάφιο το στάδιο θα υπολογισθεί η ρ_3 για να υπολογισθεί έπειτα χωριστά ο οπλισμός της πτέρνας και του πόδα..

Πτέρνα

Πρώτο στάδιο για τον υπολογισμό του οπλισμού της πτέρνας του τοίχου θα είναι ο υπολογισμός των ροπών περί τον άξονα του κορμού, για τα κατακόρυφα φορτία και τις φέρουσες πιέσεις.

$M_{ed} =$	140	(kNm)
------------	-----	-------

Επομένως:

$$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,043$$

$K =$	0,043
-------	-------

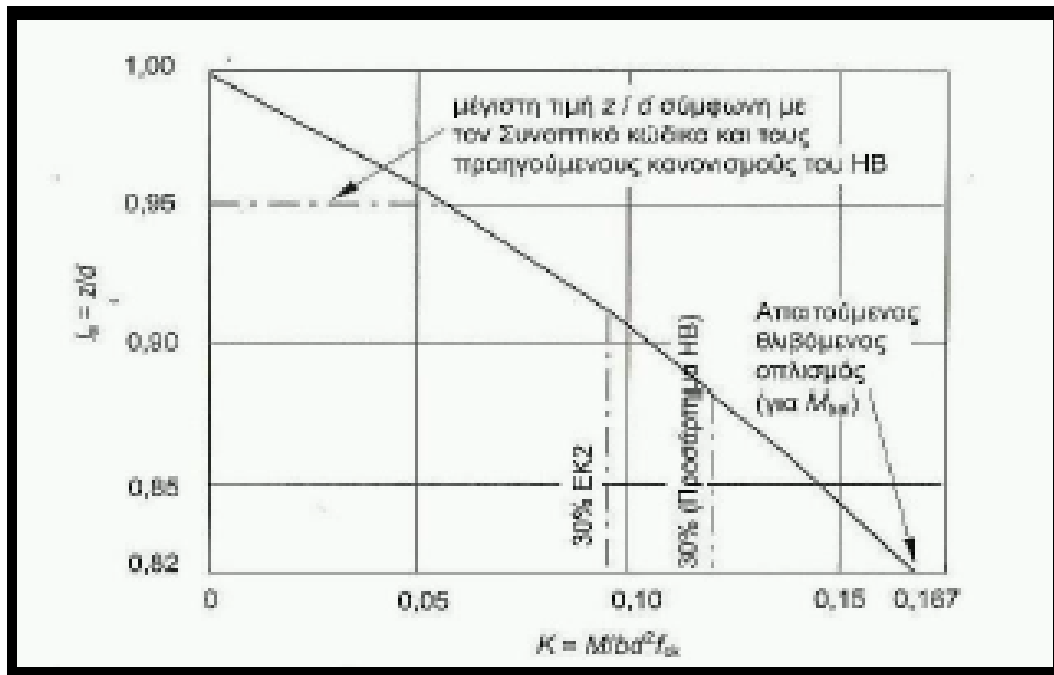
Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός είναι το εμβαδον οπλισμού που χρειαζόμαστε, άρα πρέπει να βρούμε το A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot d \cdot \lambda_a}$$

όπου:

$f_{yk} =$	500	(kN)
$d =$	330	(cm)
$\lambda_a =$	0,95	(-)

Το Ια έχει υπολογισθεί με την βοήθεια του διπλανού σχήματος με την καμπύλη του μοχλοβραχίονα από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Μοσίγκ, Βουνγκ, Ηύιτσε.



K	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,10	0,11
I _n	0,954	0,945	0,934	0,924	0,913	0,902	0,891
K	0,12	0,13	0,14	0,15	0,16	0,167	
I _n	0,880	0,868	0,856	0,843	0,830	0,820	

Επομένως: **As= 892 (mm²/m)**

από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Μοσίγκ, Βουνγκ, Ηύιτσε. (εμβαδά διατομής για διάφορες αποστάσεις ραβδών)

D (mm)	Απόσταση ραβδών							
	50	75	100	125	150	175	200	250
6	566	377	283	226	189	162	142	113
8	1010	671	503	402	335	287	252	201
10	1570	1050	785	628	523	449	393	314
12	2260	1510	1130	905	754	646	566	452
16	4020	2680	2010	1610	1340	1150	1010	804
20	6280	4190	3140	2510	2090	1800	1570	1260
25	9820	6550	4910	3930	3270	2810	2450	1960
32	16100	10700	8040	6430	5360	4600	4020	3220
40	25100	16800	12600	10100	8380	7180	6280	5030

Συνεπώς:

$A_s =$	905	(mm ² /m)
---------	-----	----------------------

Συνεπώς βάσει του παραπάνω πίνακα θα τοποθετήσουμε $\Phi 12$ ανά 125 mm στην επάνω πλευρά.

Πόδα

Πρώτο στάδιο για τον υπολογισμό του σπλισμού του πόδα του τοίχου αντιστήριξης θα είναι ο υπολογισμός των ροπών περί τον άξονα του κορμού.

$M_{Ed} =$	-66,9	(kNm)
------------	-------	-------

Επομένως:

$$K = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = 0,020$$

$K =$	0,020
-------	-------

Επόμενο βήμα είναι ο υπολογισμός είναι το εμβαδον σπλισμού που χρειαζόμαστε, άρα πρέπει να βρούμε το A_s :

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yk} \cdot d \cdot \Gamma_a}$$

όπου:

$f_{yk} =$	500	(kN)
$d =$	330	(cm)
$\Gamma_a =$	0,95	(-)

Επομένως:

As=	427	(mm ² /m)
------------	------------	----------------------

Το ελάχιστο εμβαδό για αυτό, και για διαμήκη οπλισμό διανομής που επίσης απαιτείται στον τοίχο και στην βάση δίνεται από τον παρακάτω πίνακα:



(ελάχιστα εμβαδά οπλισμού, από το βιβλίο "Κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα", των Μοσίλεϋ, Βουνγκϋ, Ηνίζε.)

Εφελκόμενος οπλισμός σε δοκούς και πλάκες	Κατηγορία σκυροδέματος ($f_{yk}=500 \text{ N/mm}^2$)			
$A_{s,min} \cdot b \cdot d > 0.26f_{ctm}/f_{yk} (>0,0013)$	C25/30	C30/37	C40/50	C50/60
	0,0013	0,0015	0,0018	0,0021
Δευτερεύων οπλισμός	>20% κυρίου οπλισμού			
Διαμήκης οπλισμός σε υποστυλώματα				
$A_{s,min} > 0,10N_{ed}/0,8/f_{yk} > 0,002A_c$ όπου N_{ed} είναι η αξονική θλιπτική δύναμη				
Κατακόρυφος οπλισμός σε τοιχώματα				
$A_{s,min} > 0,002A_c$				
Σημείωση: b =μέσο πλάτος της εφελκόμενης ζώνης.				

$$A_{s,min} = 0,0015 \cdot b \cdot t \cdot d = 495$$



As,min=	495	(mm ² /m)
----------------	------------	----------------------

Συνεπώς:

As=	566	(mm ² /m)
------------	------------	----------------------

Συνεπώς βάσει του πίνακα θα τοποθετήσουμε $\Phi 12$ ανά 200 mm στο κάτω μέρος και ως οπλισμό διανομής.

iii) Επιπλέον οπλισμός

Οπλισμός θα πρέπει να τοποθετηθεί στην θλιβόμενη παρειά του τοίχου για την αποτροπή ρηγματώσης- για παράδειγμα, ράβδοι $\Phi 10$ ανά 200mm σε κάθε διεύθυνση.

Οπλισμός κάμψης απαιτείται στη διατμητική κλείδα για την παραλαβή της ροπής που οφείλεται στις παθητικές ωθήσεις γαιών. Ο οπλισμός αυτός είναι πιθανόν να έχει την μορφή κλειστών συνδετήρων.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΠΕΠΕΠΡΕΑΜΣΕΝΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕ PLAXIS

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΠΛΑΞΙΣ:**ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ: ΑΡΓΙΛΟΣ**

NCL001		NCL002		NCL003		NCL011		NCL012		NCL013	
Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx
[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]
30,000000	-0,800032	30,000000	-0,477053	30,000000	-1,285416	30,000000	-1,243773	30,000000	-1,367848	30,000000	-0,845356
28,878453	-2,426551	28,871159	-2,320587	28,933946	-2,219181	28,900890	-2,817929	28,897357	-2,803837	28,874952	-2,746019
28,878453	-12,659978	28,871159	-12,242525	28,933946	-10,816321	28,900890	-13,456230	28,897357	-12,282930	28,874952	-12,133698
28,850958	-12,351678	28,853074	-12,094424	28,834818	-10,387692	28,844511	-12,949689	28,845531	-11,931445	28,851951	-11,928984
28,850958	-2,328613	28,853074	-2,082483	28,834818	-3,418776	28,844511	-3,744687	28,845531	-3,494490	28,851951	-2,994265
27,719751	-37,235424	27,718243	-34,667739	27,731827	-30,389302	27,723531	-34,179066	27,722785	-32,068874	27,719879	-30,295309
27,719751	-7,535734	27,718243	-7,504203	27,731827	-8,099520	27,723531	-3,726414	27,722785	-4,625153	27,719879	-4,074158
27,687858	-8,023338	27,695144	-7,859218	27,629335	-9,559144	27,669792	-4,693738	27,673386	-5,370147	27,687118	-4,586599
27,687858	-9,780584	27,695144	-8,912699	27,629335	-7,865341	27,669792	-6,396477	27,673386	-7,434270	27,687118	-7,127417
26,562990	-12,493413	26,564923	-12,651717	26,546696	-14,342713	26,559285	-7,633090	26,560266	-6,482218	26,561673	-6,345513
26,562990	-18,492050	26,564923	-17,985544	26,546696	-18,165602	26,559285	-14,056344	26,560266	-12,464242	26,561673	-11,089637
25,444642	-32,826690	25,441518	-33,458022	25,472286	-35,466793	25,448779	-32,476480	25,447147	-33,754789	25,448659	-34,744172
25,444642	-23,785294	25,441518	-24,278792	25,472286	-23,448769	25,448779	-17,719051	25,447147	-17,204885	25,448659	-17,266455
25,401409	-24,859513	25,406686	-25,095276	25,354573	-25,908263	25,394583	-19,363830	25,397328	-18,547950	25,394468	-18,598666
25,401409	-12,871435	25,406686	-12,035998	25,354573	-12,283003	25,394583	-8,055822	25,397328	-6,509283	25,394468	-4,987408
24,285504	-30,864432	24,285539	-30,856916	24,285177	-31,300090	24,285481	-23,567505	24,285500	-23,292586	24,285436	-23,417706
24,285504	-34,435767	24,285539	-34,722621	24,285177	-35,152185	24,285481	-26,653900	24,285500	-26,938054	24,285436	-27,215644
23,176339	-33,483484	23,171440	-32,852233	23,224249	-34,711965	23,176379	-18,441840	23,173671	-18,177648	23,189157	-17,951002
23,176339	-56,348288	23,171440	-56,002599	23,224249	-53,730430	23,176379	-50,101528	23,173671	-49,758635	23,189157	-49,145984
23,115502	-56,432041	23,119500	-56,104291	23,076246	-54,171301	23,115619	-50,151279	23,117819	-49,873576	23,104842	-49,419620
23,115502	-30,407052	23,119500	-28,435663	23,076246	-24,747166	23,115619	-28,345151	23,117819	-28,021879	23,104842	-25,357586
22,000000	15,628051	22,000000	16,396971	22,000000	7,797927	22,000000	5,071468	22,000000	6,041930	22,000000	7,042188

ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ: ΑΜΜΟΣ

NSA001		NSA002		NSA003		NSA011		NSA012		NSA013	
Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx	Y	s' _xx
[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]
30,000000	0,776945	30,000000	0,794174	30,000000	0,766391	30,000000	-0,681624	30,000000	-1,017742	30,000000	-0,602069
28,893701	2,181050	28,900281	1,913529	28,911987	1,548855	28,925092	0,700108	28,873021	2,705637	28,925092	0,664046
28,893701	-21,315339	28,900281	-21,025706	28,911987	-20,167787	28,925092	-24,965554	28,873021	-24,596065	28,925092	-22,960541
28,846525	-21,468320	28,844652	-21,139603	28,841348	-20,325877	28,837522	-23,125361	28,852558	-24,255360	28,837522	-21,470886
28,846525	2,270806	28,844652	2,097651	28,841348	1,872848	28,837522	1,772610	28,852558	2,531198	28,837522	1,686169
27,723136	-54,733470	27,723940	-54,993515	27,725367	-53,574373	27,728646	-68,521329	27,717641	-71,047048	27,728646	-64,795020
27,723136	-0,273563	27,723940	-0,505860	27,725367	-0,709242	27,728646	2,975281	27,717641	2,583452	27,728646	0,822597
27,671454	-1,188577	27,667699	-1,484108	27,661090	-1,867667	27,645177	1,826135	27,698136	2,250457	27,645177	-0,488557
27,671454	-3,215787	27,667699	-3,990745	27,661090	-4,686290	27,645177	2,808619	27,698136	-0,209796	27,645177	-1,283309
26,558335	-2,743953	26,558048	-1,520867	26,557533	-0,596845	26,552567	0,997041	26,567021	3,752562	26,552567	1,452705
26,558335	-12,814908	26,558048	-12,018793	26,557533	-11,326784	26,552567	-9,881635	26,567021	-8,218557	26,552567	-6,673789
25,452682	-51,175146	25,451944	-55,452927	25,450656	-58,748696	25,459958	-49,064779	25,435906	-64,573335	25,459958	-66,754731
25,452682	-10,679482	25,451944	-8,956483	25,450656	-7,248615	25,459958	-8,102060	25,435906	-2,464735	25,459958	0,278025
25,387789	-12,276505	25,389154	-10,483241	25,391518	-8,659174	25,375780	-10,066373	25,416235	-3,019911	25,375780	-1,986573
25,387789	0,969873	25,389154	2,839479	25,391518	5,055954	25,375780	2,800565	25,416235	9,302322	25,375780	6,491557
24,285407	-19,371723	24,285431	-19,833900	24,285472	-20,299245	24,285352	-13,479133	24,285630	-13,927490	24,285352	-14,488186
24,285407	-24,654415	24,285431	-25,402922	24,285472	-26,257067	24,285352	-17,028550	24,285630	-17,951751	24,285352	-17,685331
23,190731	-5,594426	23,185386	-2,096588	23,175952	0,648920	23,194924	4,945717	23,155024	8,032119	23,194924	4,864018
23,190731	-48,697908	23,185386	-50,217416	23,175952	-51,864926	23,194924	-41,008570	23,155024	-43,206239	23,194924	-40,287010
23,103710	-49,368510	23,108196	-50,970525	23,116041	-52,521738	23,100550	-41,463620	23,132971	-43,335132	23,100550	-40,862747
23,103710	-22,266928	23,108196	-19,491825	23,116041	-17,798850	23,100550	-20,017888	23,132971	-19,988728	23,100550	-16,872617
22,000000	9,353210	22,000000	9,710119	22,000000	10,684320	22,000000	4,208361	22,000000	10,641054	22,000000	5,280235

ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ:

NCL10		NCL20		NSA(Φ=40)		NSA(Φ=20)		NSA(Φ=25)	
Y	s' _{xx}	Y	s' _{xx}	Y	s' _{xx}	Y	s' _{xx}	Y	s' _{xx}
[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m ²]
30,000000	1,746218	30,000000	0,199416	30,000000	-0,567073	30,000000	1,462841	30,000000	1,194054
28,896460	-12,153486	28,877532	-5,379769	28,892163	0,861601	28,910501	2,455796	28,896631	2,408257
28,896460	-8,970235	28,877532	-2,989798	28,892163	-28,397857	28,910501	-20,679656	28,896631	-21,212227
28,845790	-8,806173	28,851270	-3,293979	28,847004	-24,792235	28,841736	-21,504736	28,845713	-21,553449
28,845790	-10,504123	28,851270	-9,627852	28,847004	-3,364467	28,841736	3,399352	28,845713	2,435316
27,722595	-13,047626	27,718136	-14,033558	27,722196	-70,855266	27,725563	-28,224634	27,723094	-41,514911
27,722595	-17,662750	27,718136	-19,856798	27,722196	2,821423	27,725563	-11,896785	27,723094	-5,411663
27,674298	-17,741009	27,695797	-19,670515	27,676123	2,012300	27,660017	-13,027942	27,671798	-6,296998
27,674298	-13,317008	27,695797	-16,643435	27,676123	4,558646	27,660017	-13,576109	27,671798	-8,474482
26,560515	-12,746282	26,566969	-17,698344	26,560376	1,949428	26,556618	-16,178651	26,559257	-8,891843
26,560515	-13,793245	26,566969	-16,978110	26,560376	-5,069569	26,556618	-21,978267	26,559257	-17,046845
25,446732	-13,808664	25,435015	-21,296382	25,448021	-46,738764	25,453218	-41,421045	25,449783	-45,443988
25,446732	-16,200044	25,435015	-18,871584	25,448021	-3,112844	25,453218	-26,981187	25,449783	-18,421560
25,398025	-17,650685	25,417758	-19,179315	25,395773	-4,693103	25,387116	-28,432985	25,392811	-19,755329
25,398025	-12,187707	25,417758	-20,327140	25,395773	5,275562	25,387116	-11,805526	25,392811	-5,040689
24,285504	-18,767588	24,285651	-20,793794	24,285477	-10,140126	24,285429	-34,950583	24,285458	-26,133996
24,285504	-18,735079	24,285651	-20,012908	24,285477	-14,089001	24,285429	-40,985746	24,285458	-31,998584
23,172984	-15,282584	23,150273	-20,105341	23,178700	5,793158	23,183743	-36,317118	23,181289	-20,400260
23,172984	-36,231962	23,150273	-17,658739	23,178700	-42,150099	23,183743	-58,637273	23,181289	-53,744047
23,118377	-36,061028	23,136847	-17,545757	23,113649	-41,814773	23,109635	-59,044150	23,111548	-54,318528
23,118377	-21,419889	23,136847	-24,089405	23,113649	-18,920869	23,109635	-17,955299	23,111548	-21,414968
22,000000	0,066138	22,000000	2,706696	22,000000	5,119707	22,000000	16,174636	22,000000	14,479528

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ:

ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ: ΑΡΓΙΛΟΣ

Clay Fill			Λύση Rankine		
c=	2,5	kPa	γ	γb	σ_{ha}
φ=	20	°	30	0	0
π=	3,141593		29,5537	0,446296	0
γ=	16		22	8	59,25616
K_a=	0,490291				
P=	223,8017				
I=	2,517901				
M=	563,5107				
$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$0 = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$\gamma \cdot z \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$z = (2 \cdot c / \gamma) / K_a^{0.5}$			βάθος ρωγμής		

c=2.5kPa ,φ=20°,E=7500 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,8000322	0,800032				
28,878453	-2,4265505	2,426551	1,809	29,439	7,439	13,460
28,878453	-12,659978	12,659978	0,000	28,878	6,878	0,000
28,850958	-12,351678	12,351678	0,344	28,865	6,865	2,360
28,850958	-2,3286134	2,328613	0,000	28,851	6,851	0,000
27,719751	-37,235424	37,235424	22,378	28,285	6,285	140,651
27,719751	-7,5357343	7,535734	0,000	27,720	5,720	0,000
27,687858	-8,0233383	8,023338	0,248	27,704	5,704	1,415
27,687858	-9,7805839	9,780584	0,000	27,688	5,688	0,000
26,562990	-12,493413	12,493413	12,528	27,125	5,125	64,210
26,562990	-18,49205	18,492050	0,000	26,563	4,563	0,000
25,444642	-32,82669	32,826690	28,696	26,004	4,004	114,894
25,444642	-23,785294	23,785294	0,000	25,445	3,445	0,000
25,401409	-24,859513	24,859513	1,052	25,423	3,423	3,599
25,401409	-12,871435	12,871435	0,000	25,401	3,401	0,000
24,285504	-30,864432	30,864432	24,403	24,843	2,843	69,388
24,285504	-34,435767	34,435767	0,000	24,286	2,286	0,000
23,176339	-33,483484	33,483484	37,667	23,731	1,731	65,198
23,176339	-56,348288	56,348288	0,000	23,176	1,176	0,000
23,115502	-56,432041	56,432041	3,431	23,146	1,146	3,931
23,115502	-30,407052	30,407052	0,000	23,116	1,116	0,000
22,000000	15,628051	-15,628051	8,243	22,558	0,558	4,598
Άθροισμα			140,797	Άθροισμα		483,704
				ybase=	3,43546963	

c=2.5kPa ,φ=20°,E=10000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,47705273					
28,871159	-2,320587					
28,871159	-12,242525					
28,853074	-12,094424	12,094424				
28,853074	-2,0824832	2,082483	0,000	28,853	6,853	0,000
27,718243	-34,667739	34,667739	20,853	28,286	6,286	131,073
27,718243	-7,5042027	7,504203	0,000	27,718	5,718	0,000
27,695144	-7,8592181	7,859218	0,177	27,707	5,707	1,013
27,695144	-8,9126992	8,912699	0,000	27,695	5,695	0,000
26,564923	-12,651717	12,651717	12,186	27,130	5,130	62,516
26,564923	-17,985544	17,985544	0,000	26,565	4,565	0,000
25,441518	-33,458022	33,458022	28,896	26,003	4,003	115,677
25,441518	-24,278792	24,278792	0,000	25,442	3,442	0,000
25,406686	-25,095276	25,095276	0,860	25,424	3,424	2,944
25,406686	-12,035998	12,035998	0,000	25,407	3,407	0,000
24,285539	-30,856916	30,856916	24,045	24,846	2,846	68,434
24,285539	-34,722621	34,722621	0,000	24,286	2,286	0,000
23,171440	-32,852233	32,852233	37,643	23,728	1,728	65,065
23,171440	-56,002599	56,002599	0,000	23,171	1,171	0,000
23,119500	-56,104291	56,104291	2,911	23,145	1,145	3,335
23,119500	-28,435663	28,435663	0,000	23,120	1,120	0,000
22,000000	16,396971	-16,396971	6,739	22,560	0,560	3,772
<u>Άθροισμα</u>			134,309	<u>Άθροισμα</u>		453,828
					ybase=	3,37897162

c=2.5kPa ,φ=20°,E=15000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-1,2854157	1,285416				
28,933946	-2,2191809	2,219181	1,868	29,467	7,467	13,949
28,933946	-10,816321	10,816321	0,000	28,934	6,934	0,000
28,834818	-10,387692	10,387692	1,051	28,884	6,884	7,235
28,834818	-3,4187759	3,418776	0,000	28,835	6,835	0,000
27,731827	-30,389302	30,389302	18,645	28,283	6,283	117,153
27,731827	-8,0995197	8,099520	0,000	27,732	5,732	0,000
27,629335	-9,5591439	9,559144	0,905	27,681	5,681	5,141
27,629335	-7,8653411	7,865341	0,000	27,629	5,629	0,000
26,546696	-14,342713	14,342713	12,022	27,088	5,088	61,166
26,546696	-18,165602	18,165602	0,000	26,547	4,547	0,000
25,472286	-35,466793	35,466793	28,812	26,009	4,009	115,520
25,472286	-23,448769	23,448769	0,000	25,472	3,472	0,000
25,354573	-25,908263	25,908263	2,905	25,413	3,413	9,916
25,354573	-12,283003	12,283003	0,000	25,355	3,355	0,000
24,285177	-31,30009	31,300090	23,304	24,820	2,820	65,714
24,285177	-35,152185	35,152185	0,000	24,285	2,285	0,000
23,224249	-34,711965	34,711965	37,060	23,755	1,755	65,030
23,224249	-53,73043	53,730430	0,000	23,224	1,224	0,000
23,076246	-54,171301	54,171301	7,985	23,150	1,150	9,185
23,076246	-24,747166	24,747166	0,000	23,076	1,076	0,000
22,000000	7,7979266	-7,797927	9,121	22,538	0,538	4,908
<u>Άθροισμα</u>			143,677	<u>Άθροισμα</u>		474,916
					ybase=	3,30544077

Clay Fill					
c=	2,5	kPa	Λύση Rankine		
φ=	25	°	y	y_b	σ_{ha}
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		29,50947	0,490527	0
K_a=	0,405859		22	8	48,76454
P=	183,098				
I=	2,50316				
M=	458,323				
$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$0 = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$\gamma \cdot z \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$z = (2 \cdot c / \gamma) / K_a^{0.5}$			βάθος ρωγμής		

c=2.5kPa, φ=25°, E=7500 kPa

Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-1,2437731	1,243773				
28,900890	-2,8179286	2,817929	2,232	29,450	7,450	16,630
28,900890	-13,45623	13,456230	0,000	28,901	6,901	0,000
28,844511	-12,949689	12,949689	0,744	28,873	6,873	5,116
28,844511	-3,7446872	3,744687	0,000	28,845	6,845	0,000
27,723531	-34,179066	34,179066	21,256	28,284	6,284	133,572
27,723531	-3,7264141	3,726414	0,000	27,724	5,724	0,000
27,669792	-4,6937379	4,693738	0,226	27,697	5,697	1,289
27,669792	-6,3964772	6,396477	0,000	27,670	5,670	0,000
26,559285	-7,6330903	7,633090	7,790	27,115	5,115	39,842
26,559285	-14,056344	14,056344	0,000	26,559	4,559	0,000
25,448779	-32,47648	32,476480	25,837	26,004	4,004	103,454
25,448779	-17,719051	17,719051	0,000	25,449	3,449	0,000
25,394583	-19,36383	19,363830	1,005	25,422	3,422	3,438
25,394583	-8,0558223	8,055822	0,000	25,395	3,395	0,000
24,285481	-23,567505	23,567505	17,537	24,840	2,840	49,805
24,285481	-26,6539	26,653900	0,000	24,285	2,285	0,000
23,176379	-18,44184	18,441840	25,008	23,731	1,731	43,287
23,176379	-50,101528	50,101528	0,000	23,176	1,176	0,000
23,115619	-50,151279	50,151279	3,046	23,146	1,146	3,490
23,115619	-28,345151	28,345151	0,000	23,116	1,116	0,000
22,000000	5,0714682	-5,071468	12,982	22,558	0,558	7,242
Άθροισμα			117,664	Άθροισμα		407,166
				ybase=		3,46042441

c=2.5kPa , φ=25°, E=10000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y_{base}
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]		
30,000000	-1,3678481	1,367848				
28,897357	-2,8038373	2,803837	2,300	29,449	7,449	17,132
28,897357	-12,28293	12,282930	0,000	28,897	6,897	0,000
28,845531	-11,931445	11,931445	0,627	28,871	6,871	4,312
28,845531	-3,49449	3,494490	0,000	28,846	6,846	0,000
27,722785	-32,068874	32,068874	19,964	28,284	6,284	125,459
27,722785	-4,6251529	4,625153	0,000	27,723	5,723	0,000
27,673386	-5,3701474	5,370147	0,247	27,698	5,698	1,407
27,673386	-7,4342703	7,434270	0,000	27,673	5,673	0,000
26,560266	-6,4822183	6,482218	7,745	27,117	5,117	39,632
26,560266	-12,464242	12,464242	0,000	26,560	4,560	0,000
25,447147	-33,754789	33,754789	25,724	26,004	4,004	102,990
25,447147	-17,204885	17,204885	0,000	25,447	3,447	0,000
25,397328	-18,54795	18,547950	0,891	25,422	3,422	3,048
25,397328	-6,5092833	6,509283	0,000	25,397	3,397	0,000
24,285500	-23,292586	23,292586	16,567	24,841	2,841	47,074
24,285500	-26,938054	26,938054	0,000	24,286	2,286	0,000
23,173671	-18,177648	18,177648	25,080	23,730	1,730	43,379
23,173671	-49,758635	49,758635	0,000	23,174	1,174	0,000
23,117819	-49,873576	49,873576	2,782	23,146	1,146	3,188
23,117819	-28,021879	28,021879	0,000	23,118	1,118	0,000
22,000000	6,0419303	-6,041930	12,285	22,559	0,559	6,866
<u>Άθροισμα</u>			114,213	<u>Άθροισμα</u>		394,485
					ybase=	3,45394248

c=2.5kPa , φ=25°, E=15000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y_{base}
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,84535643	0,845356				
28,874952	-2,7460189	2,746019	2,020	29,437	7,437	15,025
28,874952	-12,133698	12,133698	0,000	28,875	6,875	0,000
28,851951	-11,928984	11,928984	0,277	28,863	6,863	1,899
28,851951	-2,9942654	2,994265	0,000	28,852	6,852	0,000
27,719879	-30,295309	30,295309	18,843	28,286	6,286	118,446
27,719879	-4,0741583	4,074158	0,000	27,720	5,720	0,000
27,687118	-4,5865991	4,586599	0,142	27,703	5,703	0,809
27,687118	-7,1274174	7,127417	0,000	27,687	5,687	0,000
26,561673	-6,3455131	6,345513	7,582	27,124	5,124	38,851
26,561673	-11,089637	11,089637	0,000	26,562	4,562	0,000
25,448659	-34,744172	34,744172	25,507	26,005	4,005	102,159
25,448659	-17,266455	17,266455	0,000	25,449	3,449	0,000
25,394468	-18,598666	18,598666	0,972	25,422	3,422	3,325
25,394468	-4,9874081	4,987408	0,000	25,394	3,394	0,000
24,285436	-23,417706	23,417706	15,751	24,840	2,840	44,732
24,285436	-27,215644	27,215644	0,000	24,285	2,285	0,000
23,189157	-17,951002	17,951002	24,758	23,737	1,737	43,011
23,189157	-49,145984	49,145984	0,000	23,189	1,189	0,000
23,104842	-49,41962	49,419620	4,155	23,147	1,147	4,766
23,104842	-25,357586	25,357586	0,000	23,105	1,105	0,000
22,000000	7,0421878	-7,042188	10,118	22,552	0,552	5,589
<u>Άθροισμα</u>			110,124	<u>Άθροισμα</u>		378,614
					ybase=	3,43807323

ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ:ΑΡΓΙΛΟΣ (ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ)

<i>Clay Fill</i>			Λύση Rankine		
c=	10	kPa	γ	γb	σ_{ha}
φ=	20	°	30	0	0
π=	3,141593		28,21481	1,785185	0
γ=	16		22	8	48,75305
K_a=	0,490291				
P=	151,496				
I=	2,0716				
M=	313,839				
$\sigma_{ha} = \sigma \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$0 = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$\gamma \cdot z \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$z = (2 \cdot c / \gamma) / K_a^{0.5}$			βάθος ρωγμής		

c=10kPa , φ=20°, E=7500 kPa						
Y	s' _{xx}	s' _{xx}	P	y	y _{base}	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	1,7462181	-1,746218				
28,896460	-12,153486	12,153486	5,742	29,448	7,448	42,771
28,896460	-8,9702353	8,970235	0,000	28,896	6,896	0,000
28,845790	-8,8061732	8,806173	0,450	28,871	6,871	3,095
28,845790	-10,504123	10,504123	0,000	28,846	6,846	0,000
27,722595	-13,047626	13,047626	13,227	28,284	6,284	83,119
27,722595	-17,66275	17,662750	0,000	27,723	5,723	0,000
27,674298	-17,741009	17,741009	0,855	27,698	5,698	4,872
27,674298	-13,317008	13,317008	0,000	27,674	5,674	0,000
26,560515	-12,746282	12,746282	14,514	27,117	5,117	74,276
26,560515	-13,793245	13,793245	0,000	26,561	4,561	0,000
25,446732	-13,808664	13,808664	15,371	26,004	4,004	61,541
25,446732	-16,200044	16,200044	0,000	25,447	3,447	0,000
25,398025	-17,650685	17,650685	0,824	25,422	3,422	2,821
25,398025	-12,187707	12,187707	0,000	25,398	3,398	0,000
24,285504	-18,767588	18,767588	17,219	24,842	2,842	48,933
24,285504	-18,735079	18,735079	0,000	24,286	2,286	0,000
23,172984	-15,282584	15,282584	18,923	23,729	1,729	32,722
23,172984	-36,231962	36,231962	0,000	23,173	1,173	0,000
23,118377	-36,061028	36,061028	1,974	23,146	1,146	2,261
23,118377	-21,419889	21,419889	0,000	23,118	1,118	0,000
22,000000	0,066137525	-0,066138	11,941	22,559	0,559	6,677
<i>Άθροισμα</i>			101,041	<i>Άθροισμα</i>		363,087
					y _{base} =	3,59347011

Clay Fill			Λύση Rankine		
c=	20	kPa	γ	γb	σ _{ha}
φ=	20	°	30	0	0
π=	3,141593		26,42963	3,57037	0
γ=	16		22	8	34,74889
Ka=	0,490291				
P=	76,96237				
I=	1,476543				
M=	113,6383				
σ _{ha} =σ _v *Ka-2*c*Ka ^{0.5}					
0=γ*z*Ka-2*c*Ka ^{0.5}					
γ*z*Ka=2*c*Ka ^{0.5}					
z=(2*c/γ)/Ka ^{0.5}			βάθος ρωγμής		

c=20kPa ,φ=20°,E=7500 kPa						
Y	s'_xx	s'_xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	0,19941585	-0,199416				
28,877532	-5,3797685	5,379769	2,907	29,439	7,439	21,627
28,877532	-2,9897978	2,989798	0,000	28,878	6,878	0,000
28,851270	-3,2939785	3,293979	0,083	28,864	6,864	0,566
28,851270	-9,6278516	9,627852	0,000	28,851	6,851	0,000
27,718136	-14,033558	14,033558	13,406	28,285	6,285	84,251
27,718136	-19,856798	19,856798	0,000	27,718	5,718	0,000
27,695797	-19,670515	19,670515	0,442	27,707	5,707	2,520
27,695797	-16,643435	16,643435	0,000	27,696	5,696	0,000
26,566969	-17,698344	17,698344	19,383	27,131	5,131	99,461
26,566969	-16,97811	16,978110	0,000	26,567	4,567	0,000
25,435015	-21,296382	21,296382	21,662	26,001	4,001	86,671
25,435015	-18,871584	18,871584	0,000	25,435	3,435	0,000
25,417758	-19,179315	19,179315	0,328	25,426	3,426	1,125
25,417758	-20,32714	20,327140	0,000	25,418	3,418	0,000
24,285651	-20,793794	20,793794	23,277	24,852	2,852	66,378
24,285651	-20,012908	20,012908	0,000	24,286	2,286	0,000
23,150273	-20,105341	20,105341	22,775	23,718	1,718	39,126
23,150273	-17,658739	17,658739	0,000	23,150	1,150	0,000
23,136847	-17,545757	17,545757	0,236	23,144	1,144	0,270
23,136847	-22,239405	22,239405	0,000	23,137	1,137	0,000
22,000000	2,7066961	-2,706696	11,103	22,568	0,568	6,311
Άθροισμα			115,601	Άθροισμα		408,308
					ybase=	3,53203228

ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ: ΑΜΜΟΣ

Sand			Λύση Rankine		
c=	0	kPa	γ	y _b	σ _{ha}
φ=	30	°	30	0	0
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		22	8	42,66667
K _a =	0,333333				
P=	170,667				
I=	2,66667				
M=	455,111				
σ _{ha} =σ _v *K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
0=γ*z*K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
γ*z*K _a =2*c*K _a ^{0.5}					
z=(2*c/γ)/K _a ^{0.5}					βάθος ροπή

c=0kPa , φ=30°, E=15000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	0,77694465	-0,776945				
28,893701	2,1810501	-2,181050	-1,636	29,447	7,447	-12,185
28,893701	-21,315339	21,315339	0,000	28,894	6,894	0,000
28,846525	-21,46832	21,468320	1,009	28,870	6,870	6,933
28,846525	2,2708064	-2,270806	0,000	28,847	6,847	0,000
27,723136	-54,73347	54,733470	29,468	28,285	6,285	185,201
27,723136	-0,2735625	0,273563	0,000	27,723	5,723	0,000
27,671454	-1,1885765	1,188577	0,038	27,697	5,697	0,215
27,671454	-3,2157866	3,215787	0,000	27,671	5,671	0,000
26,558335	-2,7439527	2,743953	3,317	27,115	5,115	16,966
26,558335	-12,814908	12,814908	0,000	26,558	4,558	0,000
25,452682	-51,175146	51,175146	35,375	26,006	4,006	141,696
25,452682	-10,679482	10,679482	0,000	25,453	3,453	0,000
25,387789	-12,276505	12,276505	0,745	25,420	3,420	2,548
25,387789	0,96987268	-0,969873	0,000	25,388	3,388	0,000
24,285407	-19,371723	19,371723	10,143	24,837	2,837	28,771
24,285407	-24,654415	24,654415	0,000	24,285	2,285	0,000
23,190731	-5,5944258	5,594426	16,556	23,738	1,738	28,776
23,190731	-48,697908	48,697908	0,000	23,191	1,191	0,000
23,103710	-49,36851	49,368510	4,267	23,147	1,147	4,895
23,103710	-22,266928	22,266928	0,000	23,104	1,104	0,000
22,000000	9,3532098	-9,353210	7,126	22,552	0,552	3,933
Άθροισμα			106,409	Άθροισμα		407,750
					ybase=	3,8319296

c=0kPa, φ=30°, E=20000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y_{base}
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]		
30,000000	0,79417412	-0,794174				
28,900281	1,913529	-1,913529	-1,489	29,450	7,450	-11,092
28,900281	-21,025706	21,025706	0,000	28,900	6,900	0,000
28,844652	-21,139603	21,139603	1,173	28,872	6,872	8,060
28,844652	2,0976508	-2,097651	0,000	28,845	6,845	0,000
27,723940	-54,993515	54,993515	29,641	28,284	6,284	186,270
27,723940	-0,50585957	0,505860	0,000	27,724	5,724	0,000
27,667699	-1,4841077	1,484108	0,056	27,696	5,696	0,319
27,667699	-3,9907447	3,990745	0,000	27,668	5,668	0,000
26,558048	-1,5208672	1,520867	3,058	27,113	5,113	15,635
26,558048	-12,018793	12,018793	0,000	26,558	4,558	0,000
25,451944	-55,452927	55,452927	37,315	26,005	4,005	149,448
25,451944	-8,9564827	8,956483	0,000	25,452	3,452	0,000
25,389154	-10,483241	10,483241	0,610	25,421	3,421	2,088
25,389154	2,8394787	-2,839479	0,000	25,389	3,389	0,000
24,285431	-19,8339	19,833900	9,379	24,837	2,837	26,610
24,285431	-25,402922	25,402922	0,000	24,285	2,285	0,000
23,185386	-2,0965878	2,096588	15,125	23,735	1,735	26,249
23,185386	-50,217416	50,217416	0,000	23,185	1,185	0,000
23,108196	-50,970525	50,970525	3,905	23,147	1,147	4,479
23,108196	-19,491825	19,491825	0,000	23,108	1,108	0,000
22,000000	9,7101185	-9,710119	5,420	22,554	0,554	3,003
<u>Άθροισμα</u>			104,193	<u>Άθροισμα</u>		411,067
					ybase=	3,94523364

c=0kPa, φ=30°, E=25000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y_{base}
[m]	[kN/m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]		
30,000000	0,76639074	-0,766391				
28,911987	1,5488554	-1,548855	-1,260	29,456	7,456	-9,391
28,911987	-20,167787	20,167787	0,000	28,912	6,912	0,000
28,841348	-20,325877	20,325877	1,430	28,877	6,877	9,835
28,841348	1,8728483	-1,872848	0,000	28,841	6,841	0,000
27,725367	-53,574373	53,574373	28,849	28,283	6,283	181,268
27,725367	-0,70924223	0,709242	0,000	27,725	5,725	0,000
27,661090	-1,8676665	1,867667	0,083	27,693	5,693	0,472
27,661090	-4,6862903	4,686290	0,000	27,661	5,661	0,000
26,557533	-0,59684537	0,596845	2,915	27,109	5,109	14,894
26,557533	-11,326784	11,326784	0,000	26,558	4,558	0,000
25,450656	-58,748696	58,748696	38,782	26,004	4,004	155,289
25,450656	-7,248615	7,248615	0,000	25,451	3,451	0,000
25,391518	-8,6591741	8,659174	0,470	25,421	3,421	1,609
25,391518	5,0559535	-5,055954	0,000	25,392	3,392	0,000
24,285472	-20,299245	20,299245	8,430	24,838	2,838	23,928
24,285472	-26,257067	26,257067	0,000	24,285	2,285	0,000
23,175952	0,64892043	-0,648920	14,206	23,731	1,731	24,587
23,175952	-51,864926	51,864926	0,000	23,176	1,176	0,000
23,116041	-52,521738	52,521738	3,127	23,146	1,146	3,583
23,116041	-17,79885	17,798850	0,000	23,116	1,116	0,000
22,000000	10,68432	-10,684320	3,970	22,558	0,558	2,215
<u>Άθροισμα</u>			101,004	<u>Άθροισμα</u>		408,290
					ybase=	4,04232995

Sand			Λύση Rankine		
c=	0	kPa	γ	γb	σ_{ha}
φ=	35	°	30	0	0
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		22	8	34,68673
Ka=	0,27099				
P=	138,747				
I=	2,66667				
M=	369,992				
$\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$0 = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$\gamma \cdot z \cdot K_a = 2 \cdot c \cdot K_a^{0.5}$					
$z = (2 \cdot c / \gamma) / K_a^{0.5}$			βάθος ρωγμής		

c=0kPa, φ=35°, E=15000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,68162447	0,681624				
28,925092	0,70010791	-0,700108	-0,010	29,463	7,463	-0,074
28,925092	-24,965554	24,965554	0,000	28,925	6,925	0,000
28,837522	-23,125361	23,125361	2,106	28,881	6,881	14,490
28,837522	1,7726099	-1,772610	0,000	28,838	6,838	0,000
27,728646	-68,521329	68,521329	37,008	28,283	6,283	232,525
27,728646	2,9752809	-2,975281	0,000	27,729	5,729	0,000
27,645177	1,8261346	-1,826135	-0,200	27,687	5,687	-1,140
27,645177	2,8086185	-2,808619	0,000	27,645	5,645	0,000
26,552567	0,99704079	-0,997041	-2,079	27,099	5,099	-10,601
26,552567	-9,8816352	9,881635	0,000	26,553	4,553	0,000
25,459958	-49,064779	49,064779	32,203	26,006	4,006	129,012
25,459958	-8,1020603	8,102060	0,000	25,460	3,460	0,000
25,375780	-10,066373	10,066373	0,765	25,418	3,418	2,614
25,375780	2,8005649	-2,800565	0,000	25,376	3,376	0,000
24,285352	-13,479133	13,479133	5,822	24,831	2,831	16,480
24,285352	-17,02855	17,028550	0,000	24,285	2,285	0,000
23,194924	4,9457167	-4,945717	6,588	23,740	1,740	11,464
23,194924	-41,00857	41,008570	0,000	23,195	1,195	0,000
23,100550	-41,46362	41,463620	3,892	23,148	1,148	4,467
23,100550	-20,017888	20,017888	0,000	23,101	1,101	0,000
22,000000	4,2083611	-4,208361	8,700	22,550	0,550	4,787
Άθροισμα			94,793	Άθροισμα		404,023
					ybase=	4,26217141

c=0kPa , φ=35°, E=20000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-1,0177421	1,017742				
28,873021	2,7056371	-2,705637	-0,951	29,437	7,437	-7,073
28,873021	-24,596065	24,596065	0,000	28,873	6,873	0,000
28,852558	-24,25536	24,255360	0,500	28,863	6,863	3,430
28,852558	2,5311978	-2,531198	0,000	28,853	6,853	0,000
27,717641	-71,047048	71,047048	38,880	28,285	6,285	244,364
27,717641	2,5834523	-2,583452	0,000	27,718	5,718	0,000
27,698136	2,2504573	-2,250457	-0,047	27,708	5,708	-0,269
27,698136	-0,20979576	0,209796	0,000	27,698	5,698	0,000
26,567021	3,7525616	-3,752562	-2,004	27,133	5,133	-10,284
26,567021	-8,2185568	8,218557	0,000	26,567	4,567	0,000
25,435906	-64,573335	64,573335	41,168	26,001	4,001	164,732
25,435906	-2,464735	2,464735	0,000	25,436	3,436	0,000
25,416235	-3,0199105	3,019911	0,054	25,426	3,426	0,185
25,416235	9,3023218	-9,302322	0,000	25,416	3,416	0,000
24,285630	-13,92749	13,927490	2,615	24,851	2,851	7,454
24,285630	-17,951751	17,951751	0,000	24,286	2,286	0,000
23,155024	8,0321188	-8,032119	5,608	23,720	1,720	9,647
23,155024	-43,206239	43,206239	0,000	23,155	1,155	0,000
23,132971	-43,335132	43,335132	0,954	23,144	1,144	1,092
23,132971	-19,988728	19,988728	0,000	23,133	1,133	0,000
22,000000	10,641054	-10,641054	5,295	22,566	0,566	3,000
Άθροισμα			92,072	Άθροισμα		416,278
					ybase=	4,52124197

c=0kPa , φ=35°, E=25000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,60206865	0,602069				
28,925092	0,66404553	-0,664046	-0,033	29,463	7,463	-0,249
28,925092	-22,960541	22,960541	0,000	28,925	6,925	0,000
28,837522	-21,470886	21,470886	1,945	28,881	6,881	13,387
28,837522	1,6861692	-1,686169	0,000	28,838	6,838	0,000
27,728646	-64,79502	64,795020	34,990	28,283	6,283	219,845
27,728646	0,8225974	-0,822597	0,000	27,729	5,729	0,000
27,645177	-0,48855713	0,488557	-0,014	27,687	5,687	-0,079
27,645177	-1,2833089	1,283309	0,000	27,645	5,645	0,000
26,552567	1,4527054	-1,452705	-0,093	27,099	5,099	-0,472
26,552567	-6,6737893	6,673789	0,000	26,553	4,553	0,000
25,459958	-66,754731	66,754731	40,114	26,006	4,006	160,709
25,459958	0,27802506	-0,278025	0,000	25,460	3,460	0,000
25,375780	-1,9865733	1,986573	0,072	25,418	3,418	0,246
25,375780	6,4915565	-6,491557	0,000	25,376	3,376	0,000
24,285352	-14,488186	14,488186	4,360	24,831	2,831	12,341
24,285352	-17,685331	17,685331	0,000	24,285	2,285	0,000
23,194924	4,8640177	-4,864018	6,990	23,740	1,740	12,164
23,194924	-40,28701	40,287010	0,000	23,195	1,195	0,000
23,100550	-40,862747	40,862747	3,829	23,148	1,148	4,395
23,100550	-16,872617	16,872617	0,000	23,101	1,101	0,000
22,000000	5,2802346	-5,280235	6,379	22,550	0,550	3,510
Άθροισμα			98,540	Άθροισμα		425,797
					ybase=	4,32104262

ΥΛΙΚΟ ΕΠΑΝΕΠΙΧΩΣΗΣ: ΑΜΜΟΣ (ΠΡΟΣΘΕΤΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ)

Sand			Λύση Rankine		
c=	0	kPa	y	y _b	σ _{ha}
φ=	20	°	30	0	0
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		22	8	62,7572
K _a =	0,490291				
P=	251,029				
I=	2,66667				
M=	669,41				
σ _{ha} =σ _v *K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
0=γ*z*K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
γ*z*K _a =2*c*K _a ^{0.5}					
z=(2*c/γ)/K _a ^{0.5}					
			βάθος ρογμής		

c=0kPa ,φ=20°,E=15000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	y _{base}	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	1,4628409	-1,462841				
28,910501	2,455796	-2,455796	-2,135	29,455	7,455	-15,915
28,910501	-20,679656	20,679656	0,000	28,911	6,911	0,000
28,841736	-21,504736	21,504736	1,450	28,876	6,876	9,973
28,841736	3,3993524	-3,399352	0,000	28,842	6,842	0,000
27,725563	-28,224634	28,224634	13,855	28,284	6,284	87,058
27,725563	-11,896785	11,896785	0,000	27,726	5,726	0,000
27,660017	-13,027942	13,027942	0,817	27,693	5,693	4,650
27,660017	-13,576109	13,576109	0,000	27,660	5,660	0,000
26,556618	-16,178651	16,178651	16,416	27,108	5,108	83,857
26,556618	-21,978267	21,978267	0,000	26,557	4,557	0,000
25,453218	-41,421045	41,421045	34,977	26,005	4,005	140,082
25,453218	-26,981187	26,981187	0,000	25,453	3,453	0,000
25,387116	-28,432985	28,432985	1,831	25,420	3,420	6,264
25,387116	-11,805526	11,805526	0,000	25,387	3,387	0,000
24,285429	-34,950583	34,950583	25,755	24,836	2,836	73,049
24,285429	-40,985746	40,985746	0,000	24,285	2,285	0,000
23,183743	-36,317118	36,317118	42,582	23,735	1,735	73,862
23,183743	-58,637273	58,637273	0,000	23,184	1,184	0,000
23,109635	-59,04415	59,044150	4,361	23,147	1,147	5,000
23,109635	-17,955299	17,955299	0,000	23,110	1,110	0,000
22,000000	16,174636	-16,174636	0,988	22,555	0,555	0,548
Άθροισμα			140,897	Άθροισμα		468,428
				y _{base} =	3,32460324	

<i>Sand</i>			Λύση Rankine		
c=	0	kPa	γ	y _b	σ _{ha}
φ=	40	°	30	0	0
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		22	8	27,83268
K _a =	0,217443				
P=	111,331				
I=	2,66667				
M=	296,882				
σ _{ha} =σ _v *K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
0=γ*z*K _a -2*c*K _a ^{0.5}					
γ*z*K _a =2*c*K _a ^{0.5}					
z=(2*c/γ)/K _a ^{0.5}			βάθος ρωγμής		

c=0kPa , φ=25°, E=15000 kPa						
Y	s'_{xx}	s'_{xx}	P	y	y _{base}	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	1,1940538	-1,194054				
28,896631	2,4082569	-2,408257	-1,987	29,448	7,448	-14,802
28,896631	-21,212227	21,212227	0,000	28,897	6,897	0,000
28,845713	-21,553449	21,553449	1,089	28,871	6,871	7,481
28,845713	2,4353155	-2,435316	0,000	28,846	6,846	0,000
27,723094	-41,514911	41,514911	21,936	28,284	6,284	137,853
27,723094	-5,4116631	5,411663	0,000	27,723	5,723	0,000
27,671798	-6,2969977	6,296998	0,300	27,697	5,697	1,711
27,671798	-8,4744823	8,474482	0,000	27,672	5,672	0,000
26,559257	-8,8918427	8,891843	9,660	27,116	5,116	49,418
26,559257	-17,046845	17,046845	0,000	26,559	4,559	0,000
25,449783	-45,443988	45,443988	34,666	26,005	4,005	138,821
25,449783	-18,42156	18,421560	0,000	25,450	3,450	0,000
25,392811	-19,755329	19,755329	1,088	25,421	3,421	3,721
25,392811	-5,0406892	5,040689	0,000	25,393	3,393	0,000
24,285458	-26,133996	26,133996	17,261	24,839	2,839	49,005
24,285458	-31,998584	31,998584	0,000	24,285	2,285	0,000
23,181289	-20,40026	20,400260	28,929	23,733	1,733	50,144
23,181289	-53,744047	53,744047	0,000	23,181	1,181	0,000
23,111548	-54,318528	54,318528	3,768	23,146	1,146	4,320
23,111548	-21,414968	21,414968	0,000	23,112	1,112	0,000
22,000000	14,479528	-14,479528	3,855	22,556	0,556	2,142
<u>Άθροισμα</u>			120,563	<u>Άθροισμα</u>		429,814
				y _{base} =		3,56504435

<i>Sand</i>			Λύση Rankine		
c=	0	kPa	γ	γb	σ_{ha}
φ=	40	°	30	0	0
π=	3,141593		30	0	0
γ=	16		22	8	27,83268
Ka=	0,217443				
P=	111,331				
I=	2,66667				
M=	296,882				
σ _{ha} =σ _v *Ka-2*c*Ka ^{0.5}					
0=γ*z*Ka-2*c*Ka ^{0.5}					
γ*z*Ka=2*c*Ka ^{0.5}					
z=(2*c/γ)/Ka ^{0.5}			βάθος ρωγμής		

c=0kPa , φ=40°, E=15000 kPa						
Y	s' _xx	s' _xx	P	y	ybase	M=P*y _{base}
[m]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN]	[m]		
30,000000	-0,56707349	0,567073				
28,892163	0,86160068	-0,861601	-0,163	29,446	7,446	-1,215
28,892163	-28,397857	28,397857	0,000	28,892	6,892	0,000
28,847004	-24,792235	24,792235	1,201	28,870	6,870	8,250
28,847004	-3,3644672	3,364467	0,000	28,847	6,847	0,000
27,722196	-70,855266	70,855266	41,741	28,285	6,285	262,328
27,722196	2,8214226	-2,821423	0,000	27,722	5,722	0,000
27,676123	2,0122996	-2,012300	-0,111	27,699	5,699	-0,635
27,676123	4,558646	-4,558646	0,000	27,676	5,676	0,000
26,560376	1,9494282	-1,949428	-3,631	27,118	5,118	-18,583
26,560376	-5,0695685	5,069569	0,000	26,560	4,560	0,000
25,448021	-46,738764	46,738764	28,815	26,004	4,004	115,379
25,448021	-3,1128441	3,112844	0,000	25,448	3,448	0,000
25,395773	-4,6931025	4,693103	0,204	25,422	3,422	0,698
25,395773	5,2755623	-5,275562	0,000	25,396	3,396	0,000
24,285477	-10,140126	10,140126	2,701	24,841	2,841	7,671
24,285477	-14,089001	14,089001	0,000	24,285	2,285	0,000
23,178700	5,7931583	-5,793158	4,591	23,732	1,732	7,952
23,178700	-42,150099	42,150099	0,000	23,179	1,179	0,000
23,113649	-41,814773	41,814773	2,731	23,146	1,146	3,130
23,113649	-18,920869	18,920869	0,000	23,114	1,114	0,000
22,000000	5,1197067	-5,119707	7,685	22,557	0,557	4,279
<i>Άθροισμα</i>			85,763	<i>Άθροισμα</i>		389,256
					ybase=	4,53874124

