



ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ
ΤΟΜΕΑΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ

ΓΟΥΛΑ ΕΥΜΟΡΦΙΑ
Πτυχιούχος Γεωλόγος

ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΙΕΡΟΥ
ΚΕΛΙΟΥ ΕΥΑΓΓΕΛΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΘΕΟΤΟΚΟΥ ΣΤΟ ΑΓΙΟ ΟΡΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΜΕΤΡΩΝ
ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

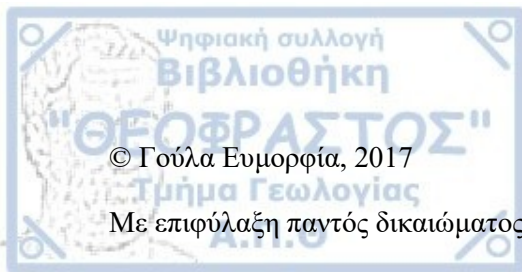
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ 2017



Υποβλήθηκε στο Τμήμα Γεωλογίας στα πλαίσια του Μεταπτυχιακού Προγράμματος Σπουδών «Γεωλογία και Γεωπεριβάλλον» με ειδίκευση στην «Εφαρμοσμένη και Περιβαλλοντική Γεωλογία»
Τομέας Γεωλογίας Ημερομηνία Προφορικής Εξέτασης: 05/12/2017

Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή:

Μαρίνος Βασίλειος, Επίκουρος Καθηγητής Τμήμα Γεωλογίας
Χατζηγώγος Θεόδωρος, Καθηγητής Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
Χρηστάρας Βασίλειος, Καθηγητής Τμήμα Γεωλογίας (Επιβλέπων καθηγητής)

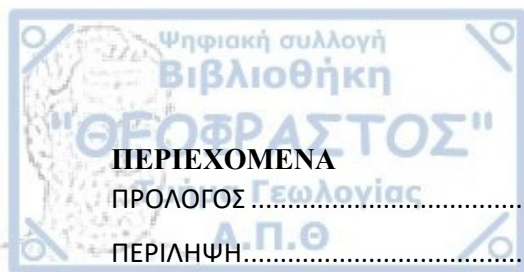


ΤΕΧΝΙΚΟΓΕΩΛΟΓΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΠΡΑΝΟΥΣ ΙΕΡΟΥ
ΚΕΛΙΟΥ ΕΥΑΓΓΕΛΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΘΕΟΤΟΚΟΥ ΣΤΟ ΑΓΙΟ ΟΡΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΜΕΤΡΩΝ
ΣΤΗΡΙΞΗΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας, εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής, για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς το συγγραφέα. Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που περιέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν την συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευτεί ότι εκφράζουν τις επίσημες θέσεις του Α.Π.Θ.

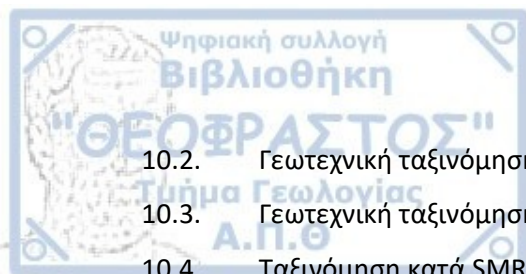


Στον πατέρα μου, Χρήστο



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ.....	11
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	12
ABSTRACT.....	13
1. Εισαγωγή.....	14
1.1. Σκοπός διατριβής.....	14
1.2. Διάρθρωση διατριβής.....	14
1.3. Εκτελεσθείσες εργασίες.....	15
2. Το φαινόμενο των κατολισθήσεων	16
3. Γενικά χαρακτηριστικά περιοχής μελέτης	18
4. Γεωμορφολογικά στοιχεία ευρύτερης περιοχής μελέτης	21
4.1. Μορφολογικό ανάγλυφο.....	21
4.2. Υδρογραφικό Δίκτυο.....	25
5. Γεωλογικά στοιχεία της ευρύτερης περιοχής μελέτης.....	27
5.1. Γενικά.....	27
5.2. Τεκτονική – Γεωτεκτονική εξέλιξη	30
5.3. Υδρογεωλογικό καθεστώς	33
6. Γεωλογία στενής περιοχής μελέτης.....	33
6.1. Γεωλογικές συνθήκες.....	33
6.2. Υδρογεωλογικές συνθήκες	40
7. Σεισμικότητα.....	41
7.1. Γενικά.....	41
7.2. Σεισμική επικινδυνότητα εδαφών.....	43
8. Μικροτεκτονική ανάλυση της βραχομάζας.....	46
8.1. Γενικά.....	46
8.2. Μικροτεκτονική ανάλυση βραχομάζας στις θέσεις σύνταξης των τεκτονικών διαγραμμάτων	49
9. Τεχνικογεωλογικές συνθήκες	63
9.1. Γενικά.....	63
9.2. Εκτελεσθείσες εργασίες.....	64
9.3. Στρωματογραφία υπεδάφους - υπόγεια νερά	65
9.4.Εδαφικές ιδιότητες	71
9.5. Μηχανικά χαρακτηριστικά βραχομάζας.....	71
10. Γεωμηχανική ταξινόμηση	76
10.1. Γενικά.....	76



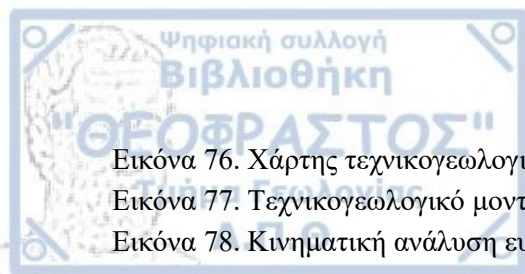
10.2.	Γεωτεχνική ταξινόμηση GSI (E.Hoek, Π.Μαρίνος,2000)	76
10.3.	Γεωτεχνική ταξινόμηση RMR (Bieniawski, 1989).....	79
10.4.	Ταξινόμηση κατά SMR (Romana,1985)	82
11.	Τεχνικογεωλογικές ενότητες	84
12.	Διερεύνηση δυνητικών ολισθήσεων	87
12.1.	Γενικά.....	87
12.2.	Κινηματική ανάλυση και ανάλυση ευστάθειας της βραχομάζας στις θέσεις παρατήρησης.....	87
12.3.	Ανάλυση ευστάθειας εδαφοποιημένων τμημάτων	97
12.3.1.	Ανάλυση ευστάθειας με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας.....	97
12.3.2.	Ανάλυση ευστάθειας με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων.....	102
12.3.3.	Σύγκριση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας	123
13.	Αξιολόγηση μηχανισμών αστοχίας – Εκτίμηση βαθμού επικινδυνότητας	125
13.1.	Μηχανισμοί αστοχίας.....	125
13.2.	Εκτίμηση επικινδυνότητας.....	126
14.	Εδαφοτεχνικοί έλεγχοι - επιτρεπόμενη τάση έναντι θραύσης εδάφους.....	127
15.	Προτάσεις μέτρων σταθεροποίησης – συμπεράσματα	130
15.1.	Προτεινόμενα μέτρα σταθεροποίησης	130
	BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	139
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α.....	141
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β.....	13
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ.....	19

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 1.	Τύποι κατολισθήσεων (Varnes 1978, τροποποιημένο κατά Cruden&Varnes1996)	17
Εικόνα 2.	3D πανοραμική απεικόνιση της χερσονήσου του Άθως.....	19
Εικόνα 3.	Γεωγραφική τοποθέτηση ευρύτερης περιοχής μελέτης (Πηγή: GoogleEarth).....	20
Εικόνα 4.	Πανοραμική απεικόνιση του Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου.	21
Εικόνα 5.	Άποψη του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Βόρεια	22
Εικόνα 6.	Άποψη του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Δυτικά. Σημειώνεται με κίτρινο χρώμα η οριοθέτηση τμήματος του δρόμου που έχει ολισθήσει και έχει συμπαρασύρει μαζί του και μικρό κτίριο που εδράζονταν στο σημείο.	23
Εικόνα 7.	2D απεικόνιση του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Ανατολικά	23
Εικόνα 8.	3D χάρτης κλίσεων μορφολογίας περιοχής μελέτης	24
Εικόνα 9.	Σωλήνες διευθέτησης όμβριων υδάτων.....	25
Εικόνα 10.	Υδρογραφικό δίκτυο ευρύτερης περιοχής μελέτης και απεικόνιση λεκάνης απορροής	26
Εικόνα 11.	Υδρογραφικό δίκτυο περιοχής μελέτης και απεικόνιση υπολεκάνης απορροής.....	27

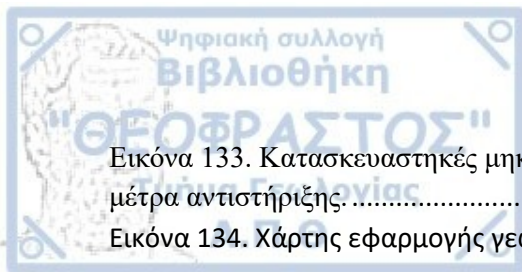
Εικόνα 12. Οι γεωτεκτονικές ζώνες του Ελληνικού χώρου (Mountrakiset al. 1983). Με κόκκινο πλαίσιο σημειώνεται η περιοχή μελέτης.	28
Εικόνα 13. Γεωλογική δομή Σερβομακεδονικής μάζας.	29
Εικόνα 14. Τεκτονική δομή της χερσονήσου του Άθω συμπεριλαμβανομένης και της γεωλογικής τομής Α – Α' που διέρχεται από το κεντρικό τμήμα της (Kockel et al. 1971).	30
Εικόνα 15. Χάρτης με τα μεγάλα ενεργά ρήγματα του Βόρειου Ελληνικού Χώρου, και τις διευθύνσεις των εφελκυστικών τάσεων που υπολογίστηκαν από σεισμολογικά δεδομένα (πράσινα βέλη) και από τεκτονικές μετρήσεις (μαύρα βέλη) (από Mountrakis et al., 2004).	31
Εικόνα 16. Απλοποιημένος γεωλογικός χάρτης της χερσονήσου του Άθω και επισήμανση των ηλικιών των σχηματισμών που προέκυψαν έπειτα από ραδιοχρονολογήσεις(Kockel et al. 1971, Kober 1986, 1987, Williams, 1992).	34
Εικόνα 17. Ενδεικτική εικόνα των γνευσίων (gn ₂) στην περιοχή έρευνας με εναλλαγές υγείων και αποσαθρωμένων ζωνών κατά μήκος της σχιστότητας.	34
Εικόνα 18. Χαρακτηριστική εικόνα του υποβάθρου με τους γνευσίους της περιοχής να εναλλάσσονται με απλιτικές φλέβες και χαλαζιακές διεισδύσεις.	35
Εικόνα 19. Χαρακτηριστική εικόνα τεχνητών επιχώσεων (στρώμα f-1).	35
Εικόνα 20. Χαρακτηριστική εικόνα στρώματος μανδύα αποσάθρωσης του υποβάθρου (στρώμα w-gn ₂).	36
Εικόνα 21. Γεωλογικός χάρτης στενής περιοχής μελέτης (από ΙΓΜΕ φύλλο Άθω 1:50.000).	37
Εικόνα 22. Διμαρμαρυγικοί γνεύσιοι με παρεμβολές απλιτικών φλεβών και έντονα αποσαθρωμένα μέλη (εμφάνιση ΝΔ της περιοχής μελέτης).	37
Εικόνα 23. Χαρακτηριστική εικόνα της σχιστότητας των πετρωμάτων με μικρές γωνίες κλίσης.	38
Εικόνα 24. Μανδύας αποσάθρωσης γνευσίων με τις ρίζες να συντελούν στον κερματισμό του πετρώματος μέσω των τεκτονικών δομών.	38
Εικόνα 25. Χάρτης γεωλογικών συνθηκών στενής περιοχής μελέτης.	39
Εικόνα 26. Γεωλογική τομή Α – Α'. Η συγκεκριμένη μηκοτομή χρησιμοποιήθηκε για όλες τις αναλύσεις ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν.	40
Εικόνα 27. Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (ΦΕΚ 1154Β', 12-8-2003).	41
Εικόνα 28. Σεισμοτεκτονικός χάρτης περιοχής μελέτης. (ΙΓΜΕ, κλίμακα 1:500.000).	42
Εικόνα 29. Χάρτης σεισμικής δραστηριότητας στην περιοχή μελέτης τα τελευταία 50 χρόνια (Πηγή: www.gein.noa.gr).	43
Εικόνα 30. Χάρτης πληροφόρησης περιοχής μελέτης.	46
Εικόνα 31. Τεκτονικό διάγραμμα προβολής ισόπυκνων καμπύλων μικροτεκτονικών μετρήσεων.	47
Εικόνα 32. Τεκτονικό διάγραμμα των κυρίων συστημάτων ασυνεχειών.	47
Εικόνα 33. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων συστημάτων ασυνεχειών της περιοχής μελέτης.	48
Εικόνα 34. Σχηματική απεικόνιση σε διατομή, των κυρίων συστημάτων ασυνεχειών και των κλίσεων τους.	48
Εικόνα 35. Χαρακτηριστική εικόνα μετάβασης από το υπόβαθρο (κάτω) των γνευσίων στο μανδύα αποσάθρωσης (πάνω) στη Θέση 1.	49
Εικόνα 36. Ρηξιγενής δομή πλησίον της Θέσης 1 στους γνευσίους.	50
Εικόνα 37. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 1.	50
Εικόνα 38. Σχιστοποιημένος γνεύσιος με ίχνη υγρασίας στη θέση παρατήρησης 2.	51
Εικόνα 39. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 2.	52
Εικόνα 40. Γνευσιακό υπόβαθρο κατά μήκος της κοίτης του ρέματος στη θέση παρατήρησης 3.	53
Εικόνα 41. Χαρακτηριστική εικόνα απογύμνωσης του υποβάθρου από την απορροή των υδάτων. ...	53
Εικόνα 42. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση παρατήρησης 3.	54

Εικόνα 43. Φυτική γη και μανδύας αποσάθρωσης στη θέση παρατήρησης 5	54
Εικόνα 44. Αποσαθρωμένοι γενεύσιοι στη θέση παρατήρησης 6	55
Εικόνα 45. Χαρακτηριστική γεωμετρία αναβαθμών στη θέση παρατήρησης 7	56
Εικόνα 46. Επιφανειακή εμφάνιση υποβάθρου και ίχνη κυκλοφορίας νερού στη θέση παρατήρησης 9	57
Εικόνα 47. Τεκτονικό διάγραμμα συστημάτων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 7.	57
Εικόνα 48. Εμφάνιση υποβάθρου στη θέση παρατήρησης 11	58
Εικόνα 49. Εικόνα υποσκαφής κάτω από το δρόμο εισόδου στη θέση παρατήρησης 14	59
Εικόνα 50. Όψη αντηρίδων συγκράτησης του αιογραφείου από τη θέση παρατήρησης 13.....	59
Εικόνα 51. Άποψη του πρανούς στη Θέση 11. Διακρίνονται μεγάλοι μήκους ασυνέχειες με έντονη αποσάθρωση (όψη προς νότια)	60
Εικόνα 52. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 15.	60
Εικόνα 53. Άποψη του μετώπου στη θέση παρατήρησης 16.....	61
Εικόνα 54. Άποψη του μετώπου στη θέση παρατήρησης 1.....	61
Εικόνα 55. Εμφάνιση υποβάθρου ανάντη του εσωτερικού δρόμου πρόσβασης του Ι. Κελιού στη θέση παρατήρησης 18.....	62
Εικόνα 56. Κατακερματισμός των γενευσίων από τις ρίζες μέσω των συστημάτων διακλάσεων στη θέση παρατήρησης 19.....	62
Εικόνα 57. Αποσάθρωση γενευσίων στη θέση παρατήρησης 20	62
Εικόνα 58. Μετρηθείσες ρωγμές στα κτίρια της Μονής, οι οποίες προμηνύουν μια ενδεχόμενη αστοχία.....	63
Εικόνα 59. Δορυφορική άποψη του υπό μελέτη μνημείου με σημείωση της θέσης της δειγματοληπτικής γεώτρησης και των ερευνητικών σκαμάτων.	65
Εικόνα 60. Στρωματογραφική στήλη γεώτρησης, όπου αναφέρονται και ο αριθμός κύττων Nspt καθώς και οι αντίστοιχες τιμές RQD % στο βραχώδες τμήμα (LogPlot 7.0).	66
Εικόνα 61. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ1	67
Εικόνα 62. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ1.....	68
Εικόνα 63. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ2.....	69
Εικόνα 64. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ3.....	69
Εικόνα 65. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ2.....	70
Εικόνα 66. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ3.....	70
Εικόνα 67. Δοκιμή σημειακής φόρτισης σε δείγμα γενευσίου (Δ1).....	72
Εικόνα 68. Αποτελέσματα δοκιμής άμεσης διάτμησης για το πρώτο δείγμα βράχου GN2.....	73
Εικόνα 69. Αποτελέσματα δοκιμής άμεσης διάτμησης για το πρώτο δείγμα βράχου GN3.....	74
Εικόνα 70. Διάγραμμα ορθής τάσης – διατμητικής τάσης για τον υπολογισμό της γωνίας τριβής φ _m με βάση το κριτήριο Παπαλιάγκα.	74
Εικόνα 71. Διαφορές μεταξύ κριτηρίου Barton και Papaliaga για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών (Tsikrikis Msc, 2015).	75
Εικόνα 72. Διάγραμμα για τις εκτιμήσεις του GSI από τις επιτόπου γεωλογικές παρατηρήσεις (Hoek and Marinos, 2000), όπου σημειώνονται τα εύρη τιμών των δύο ακραίων εμφανίσεων της βραχομάζας.	78
Εικόνα 73. Αδιατάρακτη (?)βραχομάζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα, που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών (GSI 40 – 45).	79
Εικόνα 74. Μεταβολή τιμών RMR κατά θέση παρατήρησης. Παρατηρείται μικρή μεταβολή τιμών με τη ποιότητα να κυμαίνεται από μέτρια έως πτωχή.	81
Εικόνα 75. Παράμετροι ταξινόμησης του συστήματος SMR.....	82



Εικόνα 76. Χάρτης τεχνικογεωλογικών συνθηκών στενής περιοχής μελέτης.....	85
Εικόνα 77. Τεχνικογεωλογικό μοντέλο στενής περιοχής μελέτης.....	86
Εικόνα 78. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 1	88
Εικόνα 79. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 1	88
Εικόνα 80. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J3.	89
Εικόνα 81. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 2	90
Εικόνα 82. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 2.....	90
Εικόνα 83. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J2.	91
Εικόνα 84. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 3	92
Εικόνα 85. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J1.	92
Εικόνα 86. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 7.....	93
Εικόνα 87. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στα επίπεδα J1-J3	93
Εικόνα 88. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στα επίπεδα J1-J5	94
Εικόνα 89. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη περιοχή μελέτης...	95
Εικόνα 90. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στην περιοχή μελέτης	95
Εικόνα 91. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J1.	96
Εικόνα 92. Ενδεικτική σφήνα μεταξύ των συστημάτων J3 – S. Από την ανάλυση δεν αναμένεται αστοχία.....	96
Εικόνα 93. Αποτελέσματα ανάλυσης ευστάθειας με υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,97$ γεγονός που δηλώνει συνθήκες οριακής ισορροπίας. Στη τομή φαίνονται οι φίλτραρισμένες επιφάνειες ολίσθησης για συντελεστή ασφαλείας από 0,9 έως 1,1 και η δυσμενέστερη από αυτές τις επιφάνειες.	98
Εικόνα 94. Αποτελέσματα ανάλυσης ευστάθειας για το τμήμα κοντά στη στέψη, με υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,67$ γεγονός που δηλώνει αστοχία του πρανούς.	99
Εικόνα 95. Εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας $SF = 0,79$ υπό την επιβολή σεισμικού φορτίου, για την γενική κλίση του πρανούς.	100
Εικόνα 96. Εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας $SF = 0,54$ υπό την επιβολή σεισμικού φορτίου, για το τμήμα κοντά στη στέψη του πρανούς.	100
Εικόνα 97. Αύξηση του συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τις προδιαγραφές, με την εφαρμογή ενδεικτικών μέτρων στήριξης σε στατικές συνθήκες έπειτα από εκσκαφή.....	101
Εικόνα 98. Αύξηση του συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τις προδιαγραφές, με την εφαρμογή ενδεικτικών μέτρων στήριξης υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης έπειτα από εκσκαφή.....	101
Εικόνα99. Παράθυρο General Settings – καρτέλα Project.	103
Εικόνα100. Παράθυρο General Settings – καρτέλα Dimensions.	103
Εικόνα 101. Τελική γεωμετρία πρανούς. Για πρακτικούς λόγους που διευκολύνουν την ανάλυση, επεκτείνουμε λίγο παραπάνω τον πόδα του πρανούς στο μοντέλο μας.....	104
Εικόνα 102. Παράθυρο Materialsets – Δημιουργία εδαφικών μοντέλων (επιχώσεις, μανδύας αποσάθρωσης, βραχώδες υπόβαθρο).....	105
Εικόνα 103. Καρτέλα General – Επιλογή μοντέλου υλικού.	106

Εικόνα 104. Καρτέλα Parameters – Εισαγωγή εδαφικών παραμέτρων.....	107
Εικόνα 105. Τελικό μοντέλο πρανούς με τα αντίστοιχα εδαφικά υλικά και της μηχανικές τους ιδιότητες.....	108
Εικόνα 106. Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων τριγωνικής μορφής (GeneratedMesh).....	109
Εικόνα 107. Απεικόνιση επιφάνειας υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η επιφάνεια λαμβάνεται μηδενική.	110
Εικόνα 108. Αρχικές ενεργές τάσεις.....	111
Εικόνα 109. Καρτέλα General για τον καθορισμό του σεναρίου υπολογισμού.	112
Εικόνα 110. Καρτέλα Parameters – Εισαγωγή απαραίτητων εντολών.....	113
Εικόνα 111. Καρτέλα Multipliers για την εισαγωγή του συντελεστή $\Sigma - Mweight$	114
Εικόνα 112. Παράθυρο επιλογής σημείων για την κατασκευή γραφικών παραστάσεων.	115
Εικόνα 113. Ολοκλήρωση υπολογισμού φάσεων του μοντέλου ($\sqrt{\quad}$).....	116
Εικόνα 114. Αρχική απεικόνιση της μορφής της αστοχίας με τις μετακινήσεις των υλικών και την παραμόρφωση του καννάβου των στοιχείων.....	117
Εικόνα 115. Συνολικές μετακινήσεις (TotalDisplacements) με τη μορφή βέλων.	118
Εικόνα 116. Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στη στέψη του πρανούς όπου είναι θεμελιωμένες οι κτιριακές εγκαταστάσεις.	118
Εικόνα 117. Απεικόνιση σημείων διάτμησης (PlasticPoints).....	119
Εικόνα 118. Χρωματική απεικόνιση ολικών τάσεων (TotalStresses) που δρουν στο μοντέλο.....	119
Εικόνα 119. Υπολογιστικές φάσεις για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας.....	120
Εικόνα 120. Καρτέλα εισαγωγής δεδομένων για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας ($\Sigma - Msf = 0.9999$).....	121
Εικόνα 121. Γραφική παράσταση της μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας για όλα τα επιλεγμένα σημεία της τομής, σε συνάρτηση με την παραμόρφωση.	122
Εικόνα 122. Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με εκτιμώμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,99$. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στη στέψη του πρανούς, όπου είναι θεμελιωμένες οι κτιριακές εγκαταστάσεις.	124
Εικόνα 123. Χρωματική απεικόνιση όλων των δυνητικών επιφανειών ολίσθησης της περιοχής μελέτης με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας. Παρατηρούμε ότι υπάρχει μια συνάφεια των θέσεων με τους χαμηλότερους συντελεστές ασφαλείας και των θέσεων όπου συναντώνται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.	124
Εικόνα 124. Γραφικά αποτελέσματα υπολογισμού φέρουσας ικανότητας στη θέση του I.K.Ευαγγελισμού της Θεοτόκου.....	128
Εικόνα 125. Παραμετρικός υπολογισμός επιτρεπόμενης τάσης εδάφους σε συνθήκες αποστράγγισης για στατικές συνθήκες και συνθήκες σεισμικής φόρτισης για πεδילוδοκό με γεωμετρία $L/B=10$	129
Εικόνα 126. Παραμετρικός υπολογισμός επιτρεπόμενης τάσης εδάφους σε συνθήκες αποστράγγισης με σεισμική φόρτιση για κοιτόστρωση με γεωμετρία $L/B=2$	129
Εικόνα 127. Βήματα κατασκευής συστοιχίας μικροπασσάλων (Πηγή: http://www.ffgb.be).....	131
Εικόνα 128. Κατασκευή κεφαλόδεσμου (Πηγή: http://www.koumoulos.com)	131
Εικόνα 129. Βήματα κατασκευής κουρτίνας τσιμεντενέσεων (Πηγή: www.ffgb.be).....	132
Εικόνα 130. Όρια εφαρμογής της μεθόδου (jet grouting) με βάση τη κοκκομετρική ταξινόμηση των υλικών(Mutluhan A., et al 2015).	133
Εικόνα 131. Μίγμα υδροσποράς (Πηγή: http://agrohoum.gr)	134
Εικόνα 132. Γεωπλέγμα για προστασία από τη διάβρωση (Πηγή: http://greenfix.co.uk)	134



Εικόνα 133. Κατασκευαστικές μηκοτομές κατά μήκος της στέψης του πρανούς με τα ενδεικτικά μέτρα αντιστήριξης.	135
Εικόνα 134. Χάρτης εφαρμογής γεωτεχνικών επεμβάσεων.	136



ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εκπονήθηκε στα πλαίσια του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών "Εφαρμοσμένης και Περιβαλλοντικής Γεωλογίας" στην κατεύθυνση Τεχνικής Γεωλογίας και Περιβαλλοντικής Υδρογεωλογίας του Τμήματος Γεωλογίας του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης. Κατά τη διάρκεια του μεταπτυχιακού προγράμματος μου δόθηκε η δυνατότητα να εμβαθύνω πάνω στα θέματα της Τεχνικής Γεωλογίας για τα οποία είχα τις βασικές γνώσεις σε προπτυχιακό επίπεδο, αλλά και να μάθω να λειτουργώ σε συνθήκες πραγματικής πίεσης, στοιχεία απαραίτητα στο επαγγελματικό πεδίο της εφαρμοσμένης γεωλογίας.

Για τους λόγους αυτούς, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον υπεύθυνο του μεταπτυχιακού προγράμματος Επίκουρο Καθηγητή Β. Μαρίνο, ο οποίος μου έδωσε το κίνητρο να ασχοληθώ με τον τομέα της Τεχνικής Γεωλογίας και ο οποίος ήταν πάντα διαθέσιμος να μου παρέχει τις γνώσεις του και να με καθοδηγεί κατά την διάρκεια τόσο των προπτυχιακών όσο και των μεταπτυχιακών σπουδών μου.

Ακόμη, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διατριβής Καθηγητή Β. Χρηστάρα για την αμέριστη συμπαράσταση του κατά τη διάρκεια της εκπόνησής της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής, καθώς.

Την εταιρία Trigger Γεωλόγοι-Σύμβουλοι και πιο συγκεκριμένα τον Δρ. Ν. Χατζηγώγο, ευχαριστώ για τα πρωτογενή δεδομένα από την εκπόνηση της γεωτεχνικής μελέτης που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διατριβή, αλλά και για την πολύτιμη βοήθειά του και τις σημαντικές υποδείξεις του σαν μέλος της συμβουλευτικής επιτροπής.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Δρ. Θ. Μακεδόνα, για τις γνώσεις που μου παρείχε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου και για τη βοήθεια του, σαν μέλος της συμβουλευτικής επιτροπής, στην εκπόνηση της εν λόγω εργασίας.

Τέλος, η εργασία αυτή δε θα είχε πραγματοποιηθεί χωρίς την συμπαράσταση των γονιών μου Χρήστου και Στέλλας, καθώς και του αδερφού μου Γιάννη, οι οποίοι με στηρίζουν αδιάκοπα τόσο ηθικά όσο και οικονομικά σε όλα μου τα βήματα από την αρχή των σπουδών μου μέχρι τώρα. Ιδιαίτερες ευχαριστίες, στους φίλους μου Δήμητρα και Αλέξανδρο που ήταν δίπλα μου στις δύσκολες στιγμές αυτής της διαδρομής.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Κύριο αντικείμενο της παρούσας έρευνας που εκπονήθηκε στα πλαίσια του προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (Α.Π.Θ), αποτελεί η διερεύνηση όλων των γεωλογικών, τεχνικογεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών του υπεδάφους της περιοχής μελέτης και ιδιαίτερα του φυσικού πρανούς στο οποίο είναι θεμελιωμένο το Ι. Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, στο Άγιο Όρος. Τα στοιχεία αυτά συνθέτονται και αξιολογούνται, έτσι ώστε να εκτιμηθούν οι γενικές συνθήκες ευστάθειας του μετώπου του υπό μελέτη πρανούς αλλά και η επικινδυνότητα εκδήλωσης αστοχιών στην περιοχή μελέτης.

Στην εν λόγω διερεύνηση γίνεται αναφορά στη γεωμορφολογία, λιθολογία, στρωματογραφία, τεκτονική δομή, υδρογεωλογικές συνθήκες, σεισμικότητα και σεισμική επικινδυνότητα των γεωλογικών σχηματισμών οι οποίοι δομούν την περιοχή ενδιαφέροντος. Ακόμη, γίνεται μικροτεκτονική και κινηματική ανάλυση στις θέσεις όπου απαντώνται ψηλά βραχώδη πρνή για την διερεύνηση δυνητικών αστοχιών της βραχομάζας, ενώ παρουσιάζεται και η γεωμηχανική ταξινόμηση αυτής σύμφωνα με τα συστήματα RMR (κατά Bieniawski, 1989), GSI(E. Hoek, Π. Μαρίνος, 2000) και SMR (κατά Romana, 1985).

Τα στοιχεία της διερεύνησης συνθέτονται και αξιολογούνται προκειμένου να εκτιμηθούν οι τιμές των εδαφικών εκείνων παραμέτρων που απαιτούνται στη μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς του υπεδάφους (χαρακτηριστικά αντοχής και συμπίεστότητας εδάφους, φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού θεμελίωσης - επιτρεπόμενη τάση, κ.λπ.). Οι τιμές αυτές στη συνέχεια εισάγονται στις απαραίτητες αναλύσεις ευστάθειας του υπό μελέτη πρανούς, έτσι ώστε να διατυπωθούν τεκμηριωμένες προτάσεις που αφορούν στο σχεδιασμό των απαιτούμενων μέτρων προστασίας.

Όλα τα παραπάνω στοιχεία εισάγονται σε υπολογιστικούς ελέγχους φέρουσας ικανότητας και ευστάθειας πρανών, έτσι ώστε να έχουμε μια συνολική αξιολόγηση των αναμενόμενων γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών κινδύνων της περιοχής μελέτης, να εκτιμηθούν σωστά οι παρατηρούμενοι μηχανισμοί αστοχίας και να προταθούν να αναγκαία μέτρα σταθεροποίησης και προστασίας.



ABSTRACT

The main scope of the present study, which was carried out in the frame of the postgraduate studies program of the School of Geology of the Aristotle University of Thessaloniki (A.U.Th), is the investigation of the geological, technogeological and hydrogeological ground conditions of the natural slope and the broader foundation area of the H.C of the Evangelismos of Theotocos on Agio Oros. All the data are elaborated and evaluated for the estimation of the general conditions of stability of the front of the studied slope as well as of the hazard of triggering failure mechanisms in the area.

In this particular investigation there is reference to the geomorphology, lithology - stratigraphy, tectonic regime, hydrogeological conditions, seismicity, and seismic hazard of the geological formations comprising the study area. In addition, micro-tectonic and kinematic analysis of the high rock slopes is presented for the investigation of the potential failures of the rockmass along with geomechanic classification based on RMR (according to Bieniawski, 1989), GSI (E. Hoek, P. Marinos, 2000) and SMR (according to Romana, 1985) systems.

All the data are elaborated for the estimation of the soil parameters required for the study of the mechanical behavior of the foundation area (strength characteristics, soil compressibility, bearing capacity etc.). The values of the parameters are subsequently entered in the essential slope stability analyses, so as to produce the potential failure mechanisms and propose the necessary protective measures.

All the calculations carried out for the stability analysis of the slopes aim to a thorough evaluation of the expected geological and engineering geological conditions of the study area, in order to estimate the hazard of triggering of the studied failure mechanisms and to propose the necessary support and protection measures.

1. Εισαγωγή

1.1. Σκοπός διατριβής

Σκοπός της συγκεκριμένης μεταπτυχιακής διατριβής είναι η διερεύνηση όλων των γεωλογικών, τεχνικογεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών του υπεδάφους της περιοχής μελέτης και πιο συγκεκριμένα τόσο των εδαφικών στρωμάτων, αλλά και των βραχωδών τμημάτων που συναντώνται. Κύριο μέλημα είναι οι αξιολόγηση όλων των απαραίτητων στοιχείων, τόσο από την υπαίθρια παρατήρηση και την εργασία γραφείου, όσο και από τη διεξαγωγή εργαστηριακών δοκιμών, με σκοπό να δοθούν μηχανικές παράμετροι στις διάφορες λιθολογικές ενότητες και να γίνει στη συνέχεια εκτενής διερεύνηση της πιθανής συμπεριφοράς τους και των μηχανισμών αστοχίας, έτσι ώστε στη συνέχεια να προταθούν και να διαστασιοποιηθούν τα αναγκαία μέτρα προστασίας-αντιστήριξης.

1.2. Διάρθρωση διατριβής

Η δομή της παρούσας διατριβής περιγράφεται ακολούθως:

Αμέσως μετά τον πρόλογο και την περίληψη, ακολουθεί το 2ο κεφάλαιο στο οποίο δίνονται γενικοί ορισμοί για το φαινόμενο των κατολισθήσεων και γίνεται μια σύντομη μνεία στους παράγοντες δραστηριοποίησης τέτοιων φαινομένων.

Στο 3ο κεφάλαιο αναφέρονται κάποιες γενικές πληροφορίες για τη θέση της μελετηθείσας περιοχής, ενώ στο 4ο κεφάλαιο δίνονται αναλυτικά τα γεωμορφολογικά στοιχεία (μορφολογικό ανάγλυφο, υδρογραφικό δίκτυο) της ευρύτερης περιοχής μελέτης.

Στο 5ο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στα γεωλογικά στοιχεία (τεκτονική – γεωτεκτονική εξέλιξη, υδρολογικό καθεστώς) της ευρύτερης περιοχής της χερσονήσου του Άθω για να ακολουθήσει στη συνέχεια στο 6ο κεφάλαιο, μια εμπεριστατωμένη ανάλυση των γεωλογικών και υδρογεωλογικών συνθηκών της στενής περιοχής μελέτης, αλλά και της σεισμικότητας και σεισμικής επικινδυνότητας των εδαφών στο 7ο κεφάλαιο.

Στο 8ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μικροτεκτονική ανάλυση της βραχομάζας ανά θέση παρατήρησης, με τη κατασκευή στερεογραφικών διαγραμμάτων και οι ενδεχόμενες αστοχίες που προκύπτουν από την κινηματική ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού Dips της RocScienceCorp.

Στο 9ο κεφάλαιο αναλύονται οι τεχνικογεωλογικές συνθήκες της στενής περιοχής μελέτης και παρουσιάζονται τα μηχανικά χαρακτηριστικά των εδαφικών και βραχωδών σχηματισμών, από τις εργαστηριακές δοκιμές που εκτελέστηκαν στα πλαίσια της γεωτεχνικής μελέτης.

Στο 10ο κεφάλαιο γίνεται γεωμηχανική ταξινόμηση των βραχωδών τμημάτων με τα συστήματα ταξινόμησης GSI, RMR, SMR και υπολογισμός των σχετικών παραμέτρων και στο 11ο κεφάλαιο ο διαχωρισμός των σχηματισμών σε επιμέρους τεχνικογεωλογικές ενότητες.

Στο 12ο κεφάλαιο γίνεται διερεύνηση των δυνητικών ολισθήσεων με τη χρήση του λογισμικού Slide της RocScience και σύγκριση των αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα που προέκυψαν με τη χρήση του λογισμικού Plaxis, ενώ στο 13ο κεφάλαιο αξιολόγηση των μηχανισμών αστοχίας και εκτίμηση του βαθμού επικινδυνότητας.

Στο 14ο κεφάλαιο παρουσιάζονται εδαφοτεχνικοί έλεγχοι με σκοπό τον υπολογισμό των αναμενόμενων καθιζήσεων και της απαιτούμενης φέρουσας ικανότητας του υπεδάφους.

Τέλος, στο 15ο κεφάλαιο προτείνονται και διαστασιολογούνται τα απαραίτητα μέτρα αντιστήριξης και προστασίας με βάση τα αποτελέσματα όλων των εκτελεσθέντων εργασιών και ακολουθούν 16ο κεφάλαιο τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την εκπόνηση της παρούσας διατριβής.

1.3. Εκτελεσθείσες εργασίες

Για την εκπόνηση της παρούσας μελέτης πραγματοποιήθηκαν οι παρακάτω εργασίες:

- 1) Συγκέντρωση βιβλιογραφικών στοιχείων: Συγκέντρωση και μελέτη όλων των απαραίτητων χαρτών, δορυφορικών εικόνων και αεροφωτογραφιών που σχετίζονται με την περιοχή μελέτης. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν, ο γεωλογικός χάρτης του ΙΓΜΕ (κλίμακα 1:50.000, φύλλο Αθως), ο σεισμοτεκτονικός χάρτης της Ελλάδος (κλίμακα 1:500.000), ο γεωτεχνικός χάρτης της Ελλάδος του Ι.Γ.Μ.Ε. (κλίμακα 1:500.000), οι νεοτεκτονικοί χάρτες της Ελλάδος του Ι.Γ.Μ.Ε. και όλες οι διαθέσιμες μελέτες, έρευνες, εργασίες, αρθρογραφία που σχετίζονται με την περιοχή μελέτης. Ακόμη κατασκευάστηκαν και αξιολογήθηκαν οριζοντιογραφίες, διατομές και μηκοτομές της στενής περιοχής μελέτης σε κλίμακα 1: 500.
- 2) Εργασία πεδίου: Όλα τα πρωτογενή δεδομένα που αφορούν την υπαίθρια εργασία παραχωρήθηκαν από την εταιρία Triger Γεωλόγοι-Σύμβουλοι. Πιο συγκεκριμένα εκτελέστηκαν γεωλογική χαρτογράφηση της περιοχής του υπό μελέτη έργου στην κλίμακα της διαθέσιμης τοπογραφικής αποτύπωσης (1:500), μακροσκοπική – πετρογραφική περιγραφή των στρωμάτων που συναντώνται επιφανειακά και αξιολόγηση του βαθμού αποσάθρωσης, της υδατοκινητικότητας και των αντοχών τους, κατασκευή τεκτονικών διαγραμμάτων, εκτέλεση επί τόπου δοκιμών αντοχής (pointload test), καταγραφή και αποτύπωση πάσης φύσης επιφανειακής εμφάνισης υδάτων ώστε να διαμορφωθεί η εικόνα της κίνησης του υπόγειου νερού, λήψη χαρακτηριστικών φωτογραφιών που αποτυπώνουν τη γεωλογική δομή και μορφολογία της περιοχής παρέμβασης.
- 3) Εργασία γραφείου:
 - Επεξεργασία και αξιολόγηση των στοιχείων που συγκεντρώθηκαν από τη βιβλιογραφία.
 - Σύνταξη χάρτη γεωλογικών και τεχνικογεωλογικών συνθηκών σε κλίμακα 1: 500 και αντίστοιχες διατομές.
 - Παραγωγή χάρτη κλίσεων-διεύθυνσης μετώπων πρανούς με τη χρήση του λογισμικού ARCGIS.
 - Στατιστική επεξεργασία της βάσης τεκτονικών δεδομένων, μικροτεκτονική ανάλυση και σύνταξη Τεκτονικών Διαγραμμάτων (ΤΔ) ανά θέση παρατήρησης με χρήση του λογισμικού DIPS 5.0.
 - Έλεγχος μηχανισμών δυνητικών ολισθήσεων-καταπτώσεων ανά θέση παρατήρησης με χρήση του λογισμικού DIPS5.0.
 - Γεωμηχανική ταξινόμηση βραχομάζας σύμφωνα με τα συστήματα GSI (κατά E. Hoek, Π. Μαρίνος, 2000), RMR (κατά Bieniawski, 1989) και SMR (κατά Romana, 1985).
 - Εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής, εξαγωγή των απαραίτητων μηχανικών παραμέτρων των σχηματισμών και διαχωρισμός τους σε τεχνικογεωλογικές ενότητες.
 - Ανάλυση ευστάθειας του πρανούς με τη χρήση των λογισμικών SLIDE (RocScienceCorp.) και PLAXIS.
 - Ανάλυση φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελίωσης με τη χρήση του λογισμικού LOADCAP.
 - Προτάσεις και σχεδιασμός μέτρων προστασίας και αντιστήριξης.

2. Το φαινόμενο των κατολισθήσεων

Οι κατολισθήσεις αποτελούν ένα φυσικό φαινόμενο που πολλές φορές μπορεί να αποβεί καταστροφικό και να επιφέρει σοβαρές καταστροφές σε ανθρώπινες περιουσίες και ανθρώπινες ζωές. Έχουν προταθεί διάφορες θεωρίες και μοντέλα εκδήλωσης κατολισθητικών φαινομένων από διάφορους ερευνητές τα οποία είναι πολύ χρήσιμα για την μελέτη του φαινομένου, ενώ από αναστροφες αναλύσεις που έχουν εκτελεσθεί σε ήδη υπάρχουσες μεγάλες κατολισθήσεις, έχουν εξαχθεί σημαντικά αποτελέσματα τα οποία είναι προσβάσιμα σε κάθε μελετητή και αποτελούν οδηγό για τη μελέτη νέων κατολισθήσεων.

Ο πρώτος ορισμός του όρου κατολίσθηση προτάθηκε το 1950 από τον Terzaghi, σύμφωνα με τον οποίο «*κατολίσθηση είναι μια γρήγορη κίνηση μάζας πετρώματος, υπολειμματικού εδάφους ή ιζήματος ενός πρανούς, της οποίας το κέντρο βάρους μετακινείται προς τα έξω*».

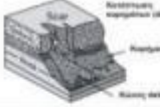
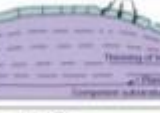
Στη συνέχεια, οι Zaruba&Mencl, 1969 ορίζουν την κατολίσθηση σαν «*μια γρήγορη κίνηση πετρωμάτων που οφείλεται στην ολίσθηση ενός τμήματος πρανούς, το οποίο διαχωρίζεται από το υπόλοιπο σταθερό τμήμα με μια καλά καθορισμένη επιφάνεια*» .

Ο Varnes, 1978 χρησιμοποιεί τον όρο μετακίνηση μαζών στον οποίο περιλαμβάνει κάθε μετακίνηση τμήματος πρανούς που οφείλεται σε ολίσθηση, κατάπτωση, ανατροπή, ροή και ερπυσμό.

Τα πρώτα συστήματα ταξινόμησης των κατολισθήσεων προτάθηκαν από τους Sharpe, 1939 και Varnes, 1958 και βασίζονταν στον τύπο και την ταχύτητα κίνησης , στον τύπο του υλικού και στην περιεχόμενη υγρασία. Στη συνέχεια, ο Erskine, 1973 ταξινόμησε τις κατολισθήσεις με βάση την ενεργότητά τους και τις επιπτώσεις που πιθανόν να έχουν στα διάφορα τεχνικά έργα, οι Zaruba&Mencl , 1976 διακρίνουν τέσσερεις κύριες μετακινήσεις πρανών, λαμβάνοντας υπόψη τις ιδιομορφίες της γεωλογικής δομής των χωρών τους, ανάλογα με τη σύσταση των υλικών που μετακινούνται.

Οι πιο αποδεκτή από αυτές τις ταξινομήσεις, είναι η κατά Varnes 1978, η οποία βασίζεται στον τύπο μετακίνησης και στο είδος του υλικού που μετακινείται, καθώς και στη μορφή της κίνησης. Διακρίνονται διάφορα είδη κατολισθήσεων κατά Varnes (εικόνα 1):

- Ανάλογα με το είδος της κίνησης:
 - Ολισθήσεις
 - Καταπτώσεις
 - Ροές
 - Ανατροπές
 - Πλευρικές εξαπλώσεις
 - Ερπυσμοί
 - Σύνθετες κινήσεις
- Ανάλογα με τον τύπο του υλικού που μετακινείται διακρίνονται σε αυτές που εκδηλώνονται:
 - Στο βραχώδες υπόβαθρο
 - Στα επιφανειακά εδάφη, που διαχωρίζονται σε κορήματα και γαίες

Τύπος κινήσης	Βράχος	Debris	Έδαφος
ΚΑΤΑΠΤΟΞΕΙΣ			
ΑΝΑΤΡΟΠΕΙΣ			
ΟΛΙΣΘΗΣΕΙΣ	Παριστροφικές		
	Μεταθετικές (Επιπτώσεις)		
ΕΞΑΓΓΛΙΣΕΙΣ			
ΡΟΕΙΣ			
ΣΥΝΘΕΤΕΣ ΟΛΙΣΘΗΣΕΙΣ			

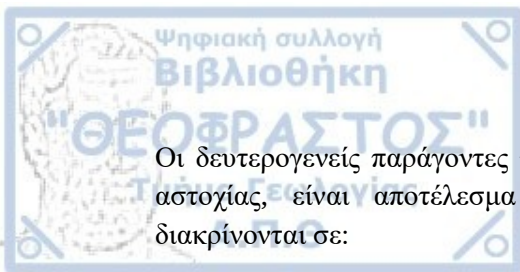
Εικόνα 1. Τύποι κατολισθήσεων (Varnes 1978, τροποποιημένο κατά Cruden&Varnes1996)

«Τα κατολισθητικά φαινόμενα εκδηλώνονται σε σχηματισμούς, που θα βρεθούν σε κατάσταση οριακής ισορροπίας και θα επιδράσουν σε αυτούς δυνάμεις από εξωτερικά ή εσωτερικά αίτια, ενώ μερικές φορές η δράση αυτών των αιτίων είναι ταυτόχρονη» (Δ. Ρόζος, ‘Σημειώσεις Τεχνικής Γεωλογίας’). Συνεπώς απαιτείται διερεύνηση:

- Των παραγόντων που συνδέονται με τη λιθολογία της περιοχής αλλά και τη γεωτεκτονική εξέλιξη (πρωτογενείς παράγοντες),
- Των μηχανικών χαρακτηριστικών των σχηματισμών που αστοχούν έτσι ώστε να γνωρίζουμε τις αντοχές τους (δευτερογενείς παράγοντες).

Στους πρωτογενείς παράγοντες που οφείλονται σε φυσικές διεργασίες περιλαμβάνονται :

- Η γεωλογική δομή και η τεκτονική της περιοχής.
- Η γεωδυναμική εξέλιξη σε περιοχές με νεοτεκτονική δραστηριότητα.
- Η λιθολογική διάρθρωση της περιοχής.
- Η κινητικότητα του υπόβαθρου.
- Η σεισμικότητα και η ηφαιστειακή δραστηριότητα.



Οι δευτερογενείς παράγοντες που αποτελούν το αίτιο μείωσης της ευστάθειας και το έναυσμα αστοχίας, είναι αποτέλεσμα φυσικών διεργασιών είτε ανθρωπογενούς παρέμβασης και διακρίνονται σε:

- Ενδογενείς, οι αναφερόμενοι σε μείωση της αντοχής, όπως:
 - Οι διαβρωτικές διεργασίες.
 - Η φυσική και χημική αποσάθρωση.
 - Οι υπερβολικές διακυμάνσεις του περιεχόμενου νερού.
 - Η αύξηση της πίεσης των πόρων.
- Εξωγενείς, οι αναφερόμενοι σε αύξηση των τάσεων, όπως:
 - Υπερφόρτιση του πρανούς.
 - Εκσκαφές στη βάση του πρανούς (απομάκρυνση αντιστήριξης στον πόδα).
 - Αύξηση του ύψους και της κλίσης του πρανούς.
 - Φυσικές ή τεχνητές δονήσεις.
 - Αποψιλώσεις ποικίλης αιτιολογίας.

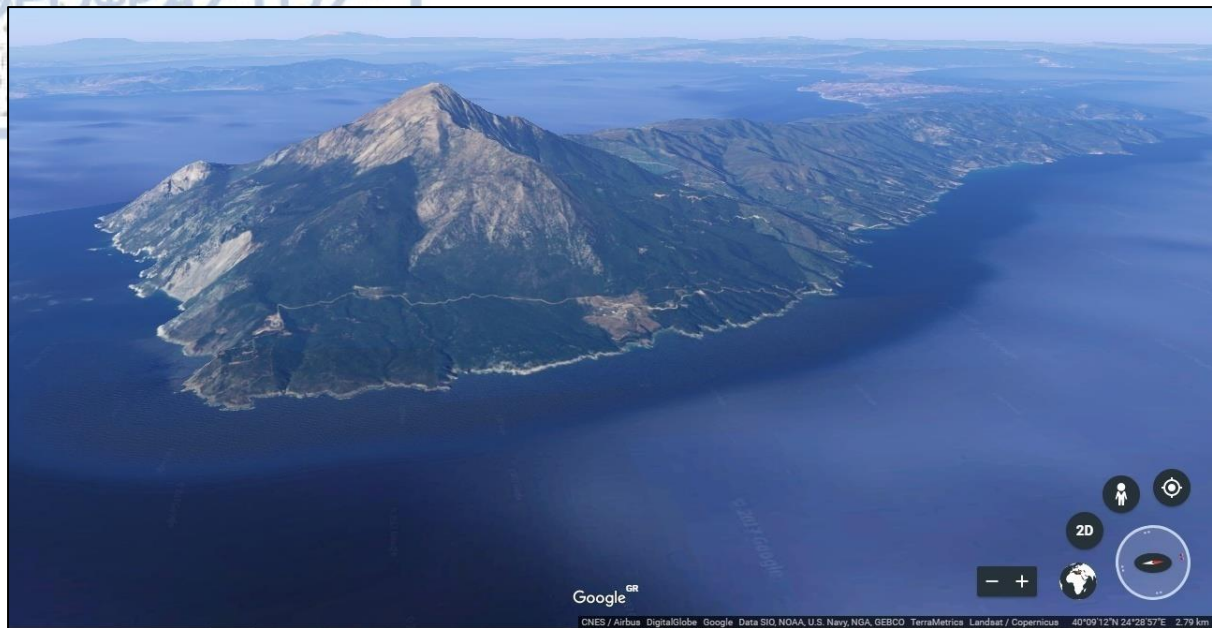
Στη παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή θα εξετασθούν όλοι εκείνοι οι παράγοντες που οδήγησαν σε αστοχία και θα προταθούν μέτρα αποκατάστασης και αντιστήριξης του πρανούς.

3. Γενικά χαρακτηριστικά περιοχής μελέτης

Η ευρύτερη περιοχή μελέτης χωροθετείται στη χερσόνησο της Χαλκιδικής, η οποία γεωγραφικά αποτελεί την απόληξη της Κεντρικής Μακεδονίας στο Αιγαίο πέλαγος. Γεωγραφικώς η Χαλκιδική διαχωρίζεται από την υπόλοιπη Μακεδονία με μια νοητή γραμμή που εκτείνεται από το ακρωτήριο του Καραμπουρνού, διαπερνά το Χορτιάτη, τους λόφους νότια του Λαγκαδά και της λίμνης Βόλβης και καταλήγει στην περιοχή νότια του περάσματος της Ρεντίνας. Στο νότιο τμήμα της, η Χαλκιδική διαχωρίζεται σε τρεις επιμέρους χερσονήσους που δίνουν την εικόνα των «τριών ποδιών», με την οποία είναι ευρέως γνωστή. Αυτές οι τρεις χερσονήσοι προσδίδουν στην Χαλκιδική το χαρακτηριστικό του νομού με το μεγαλύτερο μήκος ακτογραμμών που ξεπερνούν τα 500 km.

Διοικητικά η Χαλκιδική χωρίζεται στον Νομό Χαλκιδικής και στην αυτόνομη μοναστική πολιτεία του Αγίου Όρους, στη χερσόνησο του Άθω. Πρωτεύουσα του Νομού Χαλκιδικής είναι ο Πολύγυρος, ο οποίος έχει περίπου 7.000 κατοίκους, ενώ διοικητικό κέντρο του Αγίου Όρους είναι οι Καρυές.

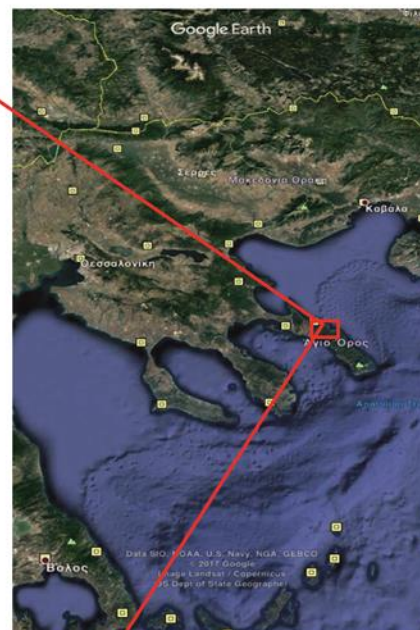
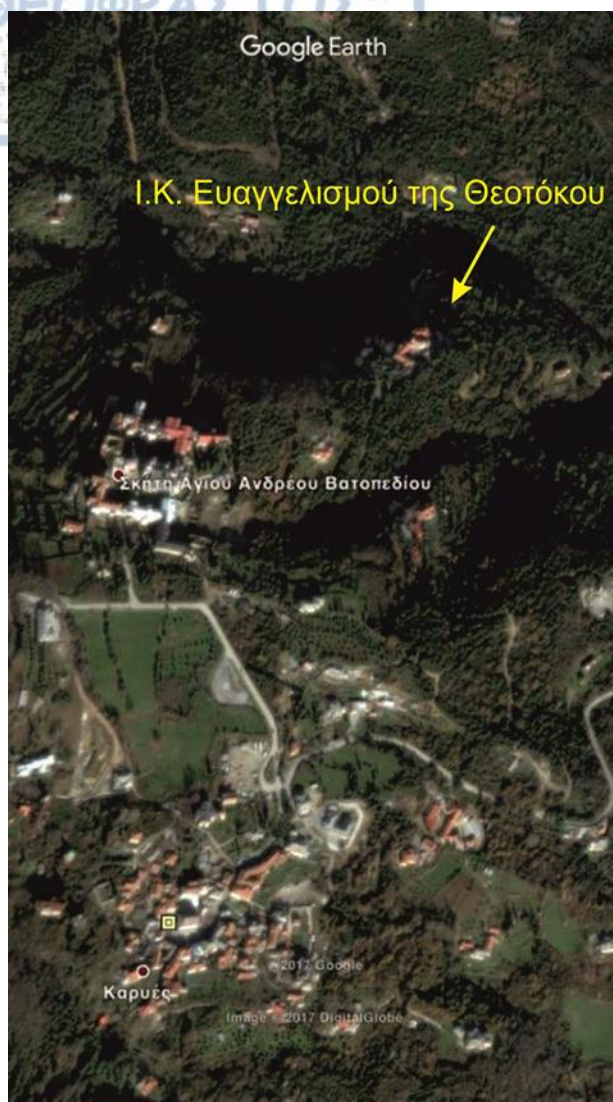
Γεωμορφολογικά, η χερσόνησος του Άθω παρουσιάζει μία δομή με έντονο ανάγλυφο με μεγάλα υψόμετρα, με σημαντικότερο το όρος Άθως και έντονη δασοκάλυψη. Η χερσόνησος, εισέρχεται σε βάθος 47.750 m στο Αιγαίο πέλαγος έως το ακρωτήριο Ακραθως και χωρίζεται με φυσικό σύνορο από τον Νομό Χαλκιδικής με τη ράχη του βουνού Μέγας Ζυγός. Έχει πάρει το όνομά της από το όρος Άθως που βρίσκεται στο Νότιο τμήμα της με υψόμετρο 2.033 m και πυραμοειδή μορφή, το οποίο βρέχεται περιμετρικά από τον Στρυμωνικό κόλπο προς τα Νότια και τον κόλπο του Αγίου Όρους προς τα Δυτικά. Υπάρχει έλλειψη ποταμών λόγω του ορεινού χαρακτήρα του τοπίου, ενώ δημιουργούνται πολλοί χείμαρροι από τα νερά των βροχών και των χιονιών που λιώνουν.



Εικόνα 2. 3D πανοραμική απεικόνιση της χερσονήσου του Άθως.

Το κλίμα της περιοχής επηρεάζεται έντονα από τον μεγάλο ορεινό όγκο του Άθω και από τους ανοδικούς και καθοδικούς ανέμους που δημιουργούνται από την παρουσία του. Είναι γενικά Μεσογειακό με ήπιους χειμώνες και ξηρά καλοκαίρια ενώ το ύψος των βροχοπτώσεων κυμαίνεται από 600 μέχρι 800 mm, αλλά στην υψηλότερη κορυφή της, τον Άθω, ξεπερνά τα 1.000 mm.

Η στενή περιοχή μελέτης περιλαμβάνει το Ι.Κ. του Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, το οποίο τοποθετείται στο κεντρικό τμήμα της χερσονήσου του Άθω σε απόσταση περίπου 24 km ANA της Ουρανούπολης, 850m BA των Καρυών και περίπου 250m BA της Σκήτης του Αγ. Ανδρέα. Το κελί είναι κτισμένο επί ενός φυσικού πρανούς σημαντικού ύψους το οποίο αποτελεί την Νότια παρειά της κοίτης ρέματος το οποίο διέρχεται από την περιοχή με κύρια διεύθυνση Δ – Α. Όσον αφορά τους ορεινούς όγκους του Αγίου Όρους, η περιοχή βρίσκεται στις ανατολικές απολήξεις του κεντρικού τμήματος.



Εικόνα 3. Γεωγραφική τοποθέτηση ευρύτερης περιοχής μελέτης (Πηγή: GoogleEarth)



Εικόνα 4. Πανοραμική απεικόνιση του Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου.

4. Γεωμορφολογικά στοιχεία ευρύτερης περιοχής μελέτης

4.1. Μορφολογικό ανάγλυφο

Τα υψόμετρα της περιοχής μελέτης κυμαίνονται από 240 m έως 322 m με μέσο υψόμετρο τα 285 m, με κλίσεις οι οποίες χαρακτηρίζονται έντονες προς την φυσική κοίτη του ρέματος στο Β. Με βάση αυτά τα χαρακτηριστικά και βασιζόμενοι στη κατηγοριοποίηση του μορφολογικού ανάγλυφου σε σχέση με το υψόμετρο σύμφωνα με τον Κεμιτζόγλου, 2006 (Πίνακας1), η περιοχή χαρακτηρίζεται ως λοφώδης. Αντίθετα, προχωρώντας δυτικότερα η περιοχή μπορεί να χαρακτηριστεί ως ημιορεινή καθώς τα υψόμετρα φθάνουν έως τα 667m περίπου.

Πίνακας 1. Κατηγοριοποίηση τύπου μορφολογικού αναγλύφου σε σχέση με το υψόμετρο (Κεμιτζόγλου,2006)

Εύρος Υψομέτρων (m)	Τύπος ανάγλυφου
< 150m	Πεδινό
150-600m	Λοφώδες
>600m	Ημιορεινό- Ορεινό

Στην στενή περιοχή μελέτης στην οποία θεμελιώνεται το Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, όπως ήδη αναφέρθηκε συναντάται ένα φυσικό πρανές το οποίο αποτελεί την Νότια παρειά της κοίτης ρέματος με γενική διεύθυνση Δ – Α στα Βόρεια, πάνω στο οποίο θεμελιώνεται και η Μονή. Το πρανές αυτό περιμετρικά αποστραγγίζεται από ένα πυκνό υδρογραφικό δίκτυο δενδροειδούς μορφής που δημιουργεί ένα τραχύ ανάγλυφο. Με βάση τοπογραφικές παρατηρήσεις οι κλίσεις που συναντώνται στο εν λόγω πρανές κυμαίνονται μεταξύ 38° – 40° έως και 60° στα ανάντη τμήματα.

Η κλίσεις του μετώπου του φυσικού πρανούς κυμαίνονται μεταξύ 35° και 55° , σε μία ζώνη που εκτείνεται σε απόσταση 20m περίπου από το φρύδι του πρανούς και μήκους 70m, που οριοθετεί τη ζώνη που έχουν εκδηλωθεί ολισθήσεις. Στις θέσεις των παλιών αναβαθμών προς τα Ανατολικά όπου έχουν εκδηλωθεί αστοχίες οι κλίσεις μειώνονται αισθητά στις 15° – 35° , ενώ επίσης στο Ανατολικό τμήμα και προς τα κατάντη συναντώνται τμήματα σχεδόν επίπεδα. Τέλος, στις θέσεις όπου εμφανίζεται το βραχώδες υπόβαθρο καθώς και σε θέσεις έντονης διάβρωσης και υποσκαφών κάτω από τα θεμέλια της Μονής, οι κλίσεις ξεπερνούν τις 55° . Παρατηρείται μία γενική αύξηση των κλίσεων προς τα Δυτικά καθώς αυξάνεται και το υψόμετρο της περιοχής, ειδικά στις θέσεις παλαιών ολισθήσεων, όπου έχει απογυμνωθεί το βραχώδες υπόβαθρο. Στον πόδα του πρανούς νότια του δρόμου οι κλίσεις είναι ήπιες και κυμαίνονται μεταξύ 5° και 15° .

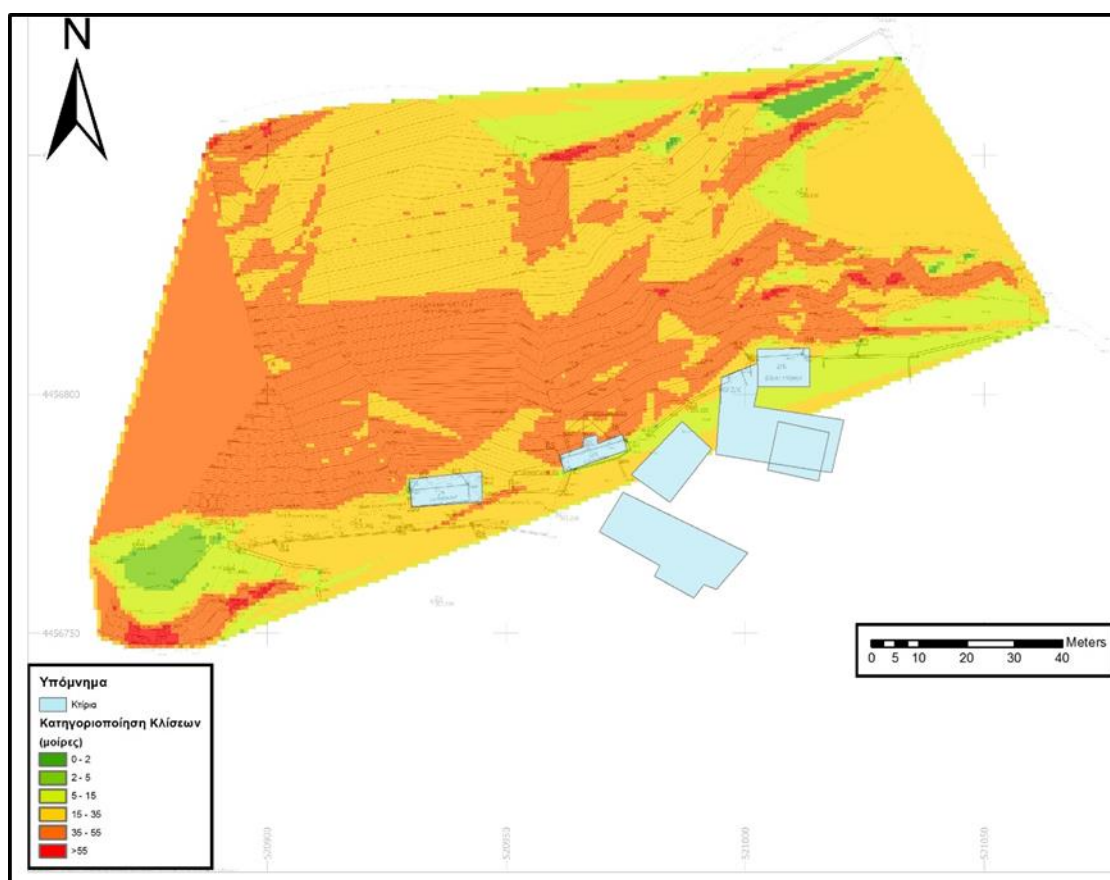
Οι παραπάνω παρατηρήσεις επισημαίνονται και στον ακόλουθο χάρτη κλίσεων. Επικρατούν δυναμικές συνθήκες που διαμορφώνουν συνεχώς το ανάγλυφο, λόγω των υφιστάμενων ενεργών διαβρωτικών παραγόντων που πυροδοτούν συνεχώς μηχανισμούς αστοχίας. Οι μηχανισμοί αυτοί θα αναλυθούν σε επόμενο κεφάλαιο της παρούσας μεταπτυχιακής διατριβής.



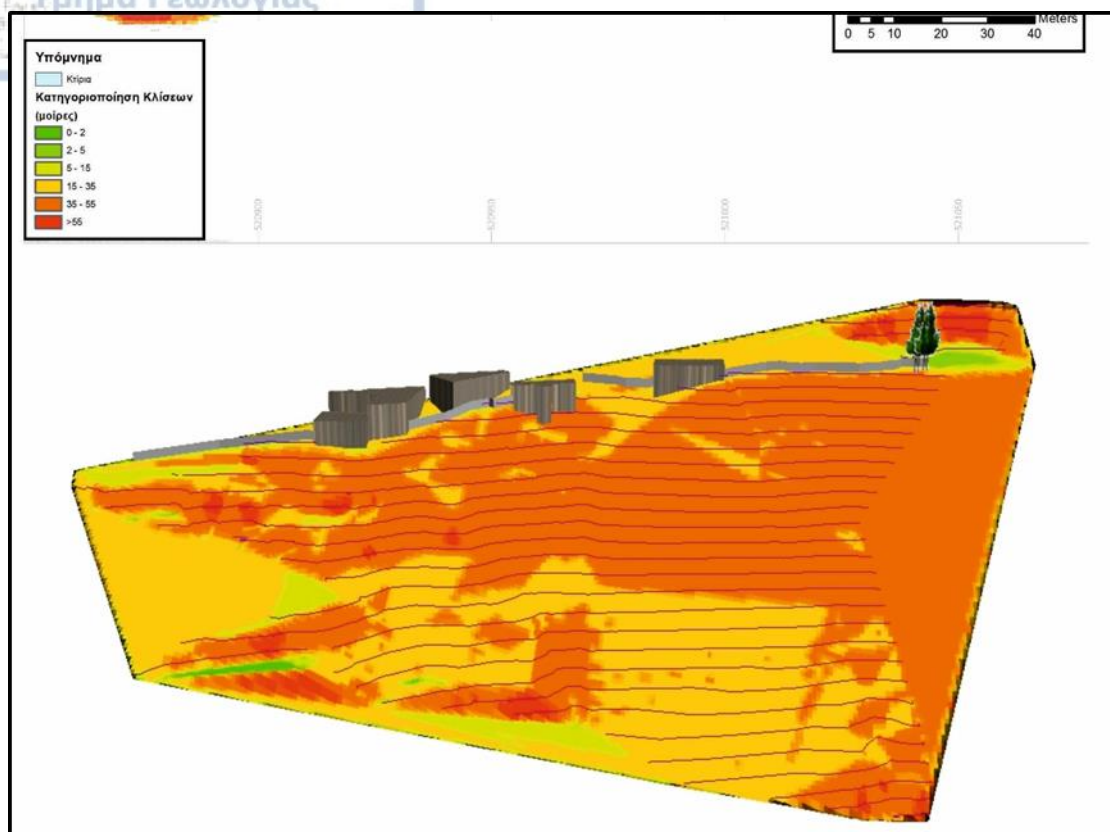
Εικόνα 5. Αποψη του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Βόρεια



Εικόνα 6. Αποψη του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Δυτικά. Σημειώνεται με κίτρινο χρώμα η οριοθέτηση τμήματος του δρόμου που έχει ολισθήσει και έχει συμπαρασύρει μαζί του και μικρό κτίριο που εδράζονταν στο σημείο.



Εικόνα 7. 2D απεικόνιση του μορφολογικού αναγλύφου της περιοχής μελέτης από Ανατολικά



Εικόνα 8. 3D χάρτης κλίσεων μορφολογίας περιοχής μελέτης

Με βάση το χάρτη των κλίσεων της μορφολογίας της περιοχής μελέτης μπορεί να γίνει μία ταξινόμηση του μορφολογικού αναγλύφου και του τρόπου διάβρωσής του με βάση τα στοιχεία του ακόλουθου πίνακα. Το ανάγλυφο είναι εξαιρετικά απότομο έως απόκρημνο και αναμένεται έντονη απογύμνωση του βραχώδους υποβάθρου μέσω ερπυσμών του εδαφικού μανδύα αποσάθρωσης, λασποροών και έντονης αυλακωτής και γραμμικής διάβρωσης. Εντοπίζεται δε πολύ λεπτό, ασυνεχές επιφανειακό στρώμα εδάφους.

Πίνακας 2. Χαρακτηρισμός είδους επιφανειών και τρόπου διάβρωσης σε σχέση με την κλίση τη μορφολογίας (Demek 1972 – Παράσχου 2005).

Κλίση μορφολογίας (°)	Τύπος ανάγλυφου
0-2	Επίπεδο έως ελαφρώς κεκλιμένο ανάγλυφο. Έναρξη διάβρωσης τύπου καλύμματος
2-5	Ελαφρώς κεκλιμένο ανάγλυφο. Διάβρωση καλύμματος και έναρξη αυλακωτής διάβρωσης
5-15	Ισχυρώς κεκλιμένο ανάγλυφο. Κινήσεις μαζών, ισχυρή διάβρωση τύπου καλύμματος και αυλακωτή, έντονες διαβρωτικές διεργασίες
15-35	Απότομο έως εξαιρετικά απότομο ανάγλυφο. Έντονες διεργασίες απογύμνωσης, ερπυσμοί εδαφών, λασποροές, έντονη αυλακωτή και γραμμική διάβρωση
35-55	Απόκρημνο ανάγλυφο. Πολύ λεπτό ασυνεχές στρώμα εδάφους, έντονη απογύμνωση του μητρικού πετρώματος
>55	Κάθετο ανάγλυφο. Απουσία εδάφους, απογύμνωση πετρωμάτων και κατάρρευση βράχων

Επομένως, με βάση τις επί τόπου παρατηρήσεις και την μεταβολή των κλίσεων της περιοχής κατά θέσεις, είναι αισθητή η επίδραση των μηχανισμών αποσάθρωσης του βραχώδους υποβάθρου της περιοχής, που έχουν σαν συνέπεια τη δημιουργία εδαφοποιημένων ζωνών που ενδέχεται να ολισθήσουν σύμφωνα με τον Πίνακα 2 ή όπως αναφέρθηκε έχουν ήδη ολισθήσει κατά θέσεις, με την έναρξη ενός παράγοντα αποσταθεροποίησης όπως είναι η έντονη βροχόπτωση ή όπως είναι οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις ροής των υδάτων στη διεπιφάνεια του επιφανειακού στρώματος με το αδιαπέρατο βραχώδες υπόβαθρο.

4.2. Υδρογραφικό Δίκτυο

Το υδρογραφικό δίκτυο της ευρύτερης περιοχής μελέτης είναι δενδροειδούς μορφής, καλά ανεπτυγμένο και χαρακτηρίζεται από ένα μεγάλο υδατόρεμα 3^{ης} τάξης που διέρχεται Βόρεια της θέσης μελέτης με γενική διεύθυνση ΔΒΔ-ΑΝΑ και μήκος 2,5km περίπου, το οποίο τροφοδοτείται από ρέματα μικρότερης τάξης, διευθύνσεων ΝΔ-ΒΑ και Α-Δ. Αποστραγγίζει λεκάνη απορροής που οριοθετείται από τους γύρω ορεινούς όγκους με περίμετρο 8,1km περίπου και συνολική έκταση 3,2km², η οποία αποτελεί τη Βόρεια υπολεκάνη της λεκάνης απορροής της κοιλάδας των Καρυών. Το εν λόγω ρέμα μεταβαίνει σε 4^{ης} τάξης καθώς αναπτύσσεται προς τα Νοτιοανατολικά, και εκβάλλει Ανατολικά στο περιθώριο του κτιριακού συγκροτήματος της Ι. Μ. Ιβήρων.

Στην περιοχή μελέτης δεν εντοπίζονται ρέματα που να αποστραγγίζουν την περιοχή Νότια του Ι. Κελιού, με εξαίρεση ένα ρέμα 1^{ης} τάξης στο Νοτιοανατολικό περιθώριο αυτής με διεύθυνση ΝΔ-ΒΑ. Εκτιμάται πως τα ύδατα στα ανάντη του Ι. Κελιού απορρέουν κατά μήκος των οδών που έχουν διανοιχθεί περιμετρικά και υπογείως με διεύθυνση Ν-Β. Η υπόγεια ροή είναι εποχιακή και σημειώνεται στο μέτωπο του κατάντη πρανούς σε θέσεις όπου εμφανίζεται το αδιαπέρατο βραχώδες υπόβαθρο. Επίσης παρατηρήθηκαν επιφανειακές ρυτιδώσεις του εδάφους στο μέτωπο του πρανούς, οι οποίες πιθανόν δημιουργήθηκαν από τη διεύθετηση των όμβριων υδάτων μέσω σωλήνων στις συγκεκριμένες θέσεις.

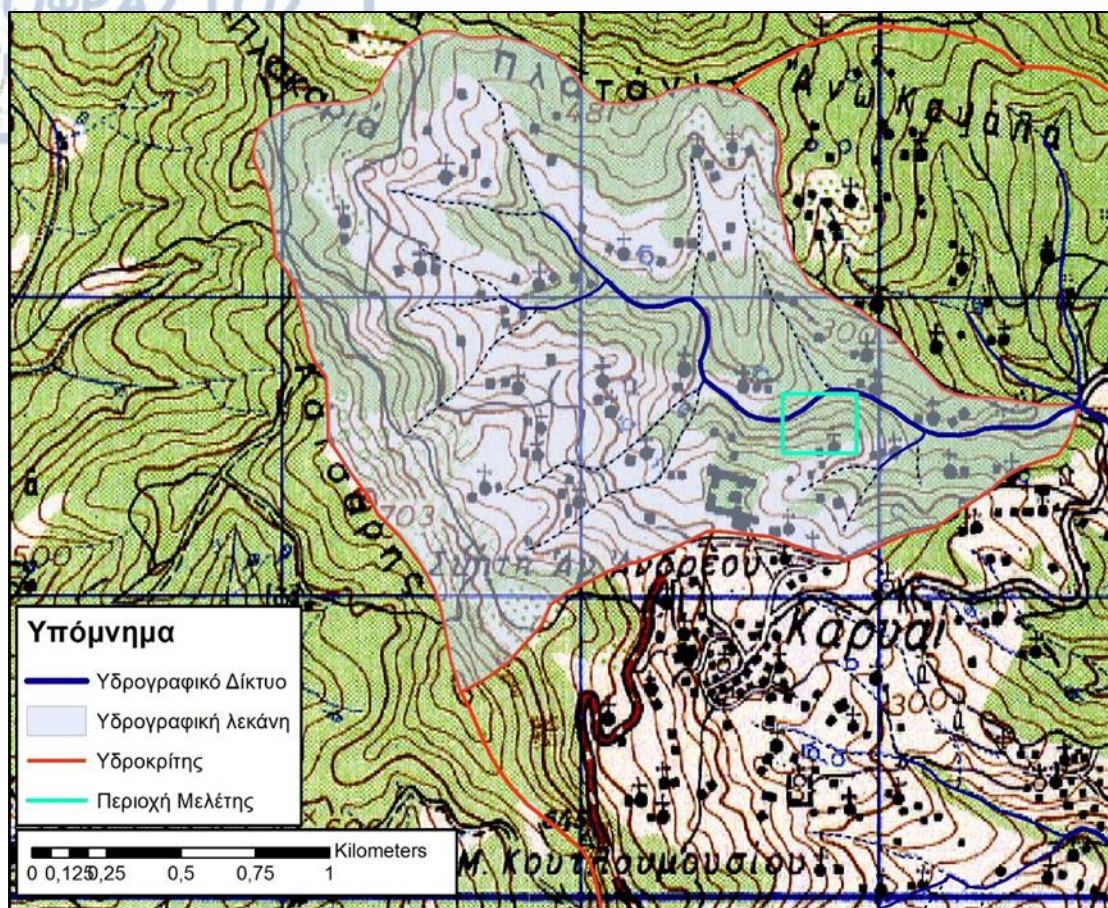


Εικόνα 9. Σωλήνες διευθέτησης όμβριων υδάτων.



Εικόνα 10. Υδρογραφικό δίκτυο ευρύτερης περιοχής μελέτης και απεικόνιση λεκάνης απορροής

Στο σημείο ενδιαφέροντος εντοπίζεται επιφανειακός εδαφικός μανδύας, ο οποίος σε συνδυασμό με το απόκρημνο ανάγλυφο αλλά και τον εκτιμώμενο μικρό συντελεστής κατείδυσης, ενισχύουν την πιθανότητα ολίσθησής του κατά μήκος της διεπιφάνειας με το σταθερό βραχώδες υπόβαθρο, κατά τη διάρκεια εκδήλωσης έντονων καιρικών φαινομένων. Στην περίπτωση αυτή αναπτύσσονται σημαντικές δυνάμεις αποσταθεροποίησης, είτε επιφανειακά είτε υπόγεια σε μικρό βάθος με αποτέλεσμα την εκδήλωση ροών, ολίσθήσεων, ερπυσμών και γενικότερα διαδικασιών διάβρωσης.

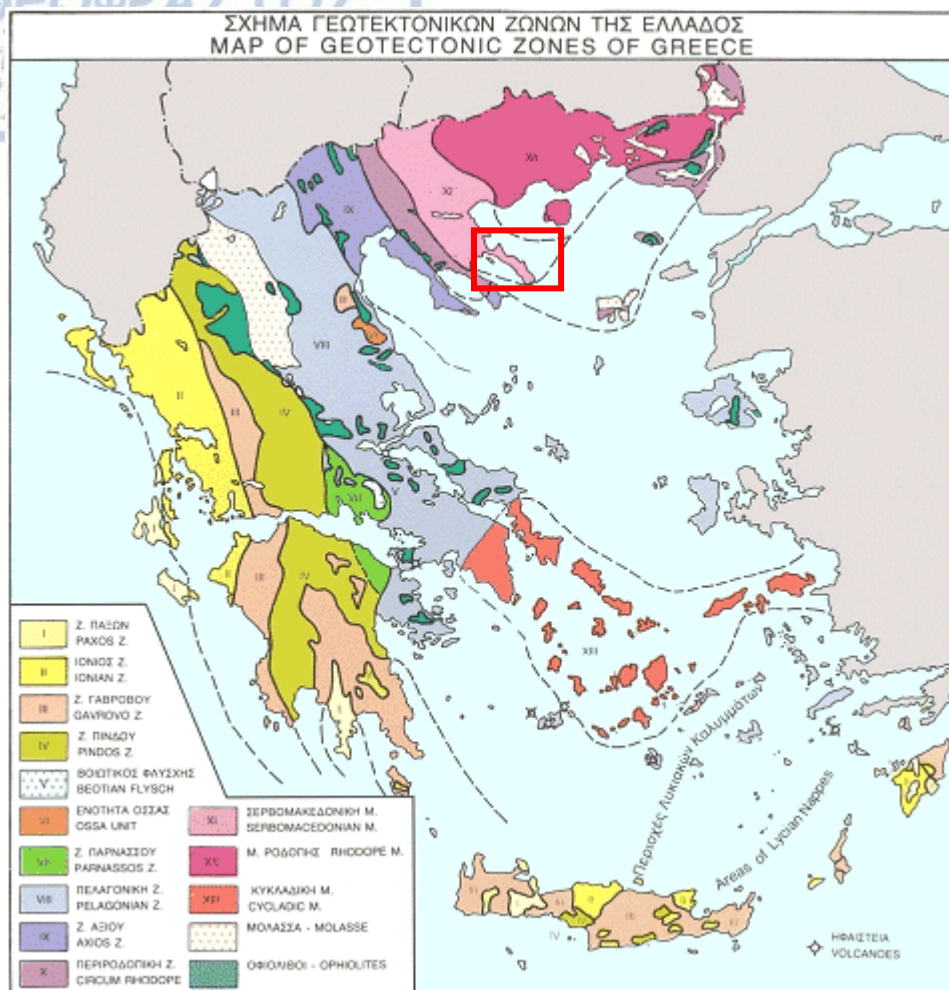


Εικόνα 11. Υδρογραφικό δίκτυο περιοχής μελέτης και απεικόνιση υπολεκάνης απορροής

5. Γεωλογικά στοιχεία της ευρύτερης περιοχής μελέτης

5.1. Γενικά

Οι εσωτερικές Ελληνίδες και η ενδοχώρα αποτελούν τον πυρήνα του Ελληνικού ορογενούς, το οποίο αποτελεί κομμάτι του Αλπικού ορογενούς που ξεκινά από τα Πυρηναία όρη και φθάνει μέχρι και την οροσειρά των Ιμαλαΐων και τη ΝΑ Ασία. Η Ελληνική ενδοχώρα συγκροτείται από τις μάζες της Σερβομακεδονικής και της Ροδόπης, ενώ το φυσικό της όριο προς τα Δυτικά αποτελεί η Περιοδοπική, τμήμα της οποίας εμφανίζεται και στο Νότιο άκρο της χερσονήσου του Άθω.

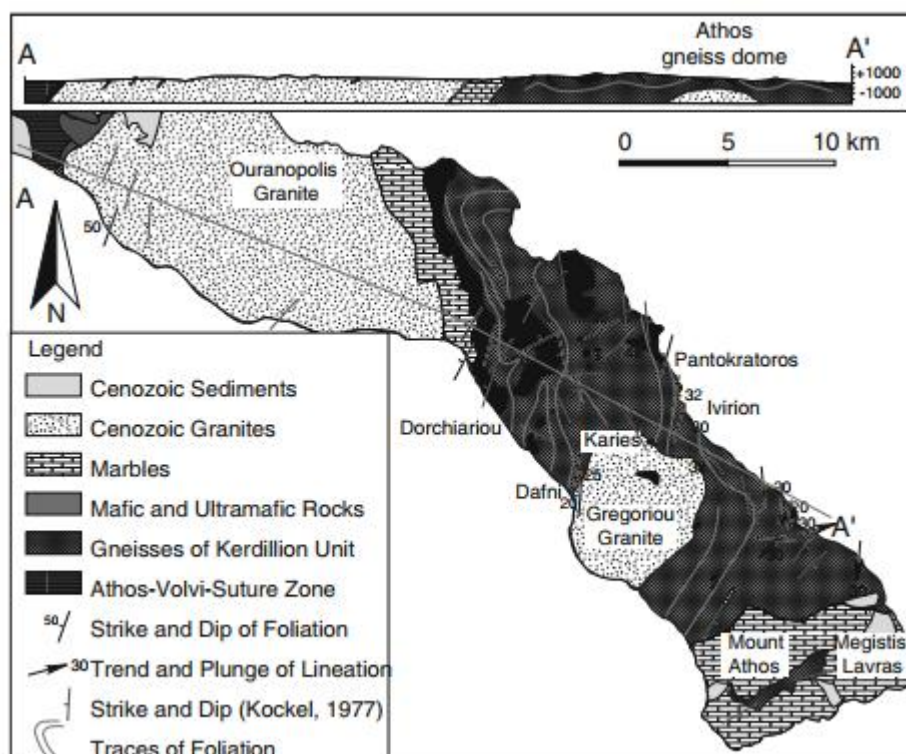


Εικόνα 12. Οι γεωτεκτονικές ζώνες του Ελληνικού χώρου (Mountrakiset al. 1983). Με κόκκινο πλαίσιο σημειώνεται η περιοχή μελέτης.

Την ευρύτερη περιοχή μελέτης αποτελεί η χερσόνησος του Άθω. Στη περιοχή αυτή συναντώνται κυρίως οι σχηματισμοί της Σερβομακεδονικής μάζας, ενώ στο Νότιο άκρο όπως ήδη αναφέρθηκε κάνουν την εμφάνισή τους και τμήματα της Περιοδοπικής ζώνης. Επιπλέον, στην ευρύτερη περιοχή εντοπίζονται γρανιτικά σώματα ηλικίας Μεσοζωικού – Τριτογενούς.

Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά τη Σερβομακεδονική μάζα η οποία κυριαρχεί στην περιοχή μελέτης, αυτή αποτελείται από προ – Αλπικά κρυσταλλοσχιστώδη πετρώματα πιθανώς της παλιάς Ευρασιατικής πλάκας. Τα πετρώματα αυτά εντάσσονται σε δύο ενότητες (Kockel et al. 1977), οι οποίες χωρίζονται μεταξύ τους με τεκτονική επαφή. Αυτές είναι η κατώτερη σειρά των Κερδυλλίων και η ανώτερη του Βερτίσκου. Πιο αναλυτικά για τις ενότητες αυτές ο Δ. Μουντράκης (1985), αναφέρει:

Geological map of the Peloponnese region in Greece, showing various geological units and their distribution. The map includes labels for locations like Βαβυ, Γερακαριό, Ρίκανα, Φιλαδέλφεια, Θεσσαλονίκη, Ολυμπιάδα, Στάνος, Σκουριές, Στρατώνι, and Αργείο. It also shows the Μεσσηνιακός κόλπος and the Μεσσηνιακή μάζα. A legend on the right identifies geological units: Ιζημετα Καϊνοζωϊκού, Γρανίτες Καϊνοζωϊκού, Μάρμαρα, Ενόηηη Ασπρης Βρύσης-Χορτιάηη, Ενόηηη Μελίσσχωρϊου-Χολομώνη, Οφϊόλϊθιοι, Γρανίτες Ιουρασικοί, Οφϊόλϊθιοι, Σειρά Κερδυλϊών, Σειρά Βερτίσκειου, Μάρμαρα Παγγαϊοί, and Μεταλλοφόρα κοιηάσμαηα. A scale bar indicates 20 km, and a north arrow is present. An inset map shows the location of the study area within Greece.

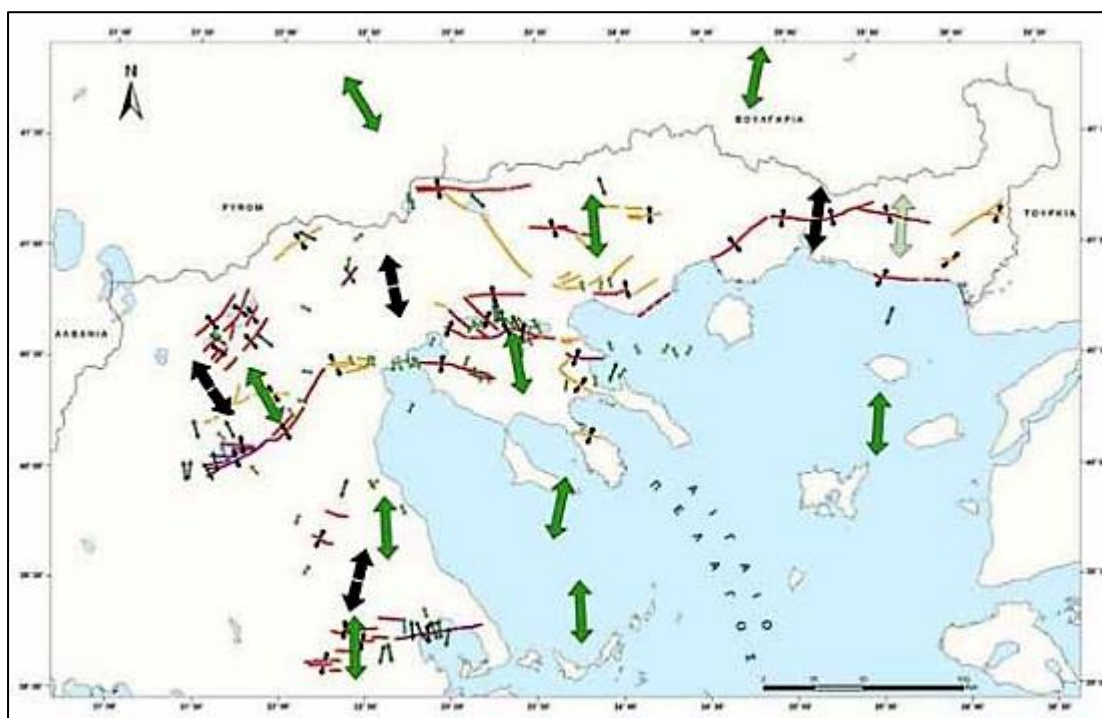


Εικόνα 14. Τεκτονική δομή της χερσονήσου του Άθω συμπεριλαμβανομένης και της γεωλογικής τομής Α – Α' που διέρχεται από το κεντρικό τμήμα της (Kockel et al. 1971).

5.2. Τεκτονική – Γεωτεκτονική εξέλιξη

Η γεωτεκτονική ζώνη της Σερβομακεδονικής υπόκειται σε συνεχή τεκτονική δράση, από το Παλαιοζωικό όπου έδρασε η πρώτη φάση πτυχώσεων έως και το ανώτερο Κρητιδικό – αρχές Ολιγοκαίνου, όπου συνέβη και η τελευταία ορογενετική δράση. Από την πρώτη ορογενετική δράση, που σχετίζεται με την Ερκύνια ορογενετική περίοδο, σχηματίστηκαν στους σχηματισμούς της Σερβομακεδονικής κλειστές – ισοκλινείς πτυχές με γενική διεύθυνση βύθισης προς τα Βόρεια, ενώ αναπτύχθηκε και η πρώτη σχιστότητα στους σχηματισμούς. Αργότερα, κατά τη διάρκεια της δεύτερης ορογενετικής περιόδου σχηματίστηκε η κύρια σχιστότητα της Σερβομακεδονικής, με τη συνοδεία ισοκλινών πτυχών με άξονες διεύθυνσης ΒΔ – ΝΑ, Ιουρασικής ηλικίας. Οι προαλπικές τεκτονικές δράσεις ολοκληρώθηκαν το Άνω Ιουρασικό – Κάτω Κρητιδικό, με κλειστές υποϊσοκλινείς πτυχές. Στη συνέχεια, μετά το τέλος των προαλπικών ορογενετικών δράσεων έλαβε χώρα η τελική σύγκρουση της Απουλίας με την Ευρασιατική πλάκα και αποτέλεσμα αυτής της σύγκρουσης ήταν οι Τριτογενείς Αλπικές φάσεις πτυχώσεων με έντονες λεπιώσεις των σχηματισμών και με τοπικά μεγάλες επωθήσεις με την παρουσία ανοιχτών knick πτυχών. Η εφελκυστική τεκτονική, αλλά σε θραυστιγενείς (brittle) συνθήκες, συνεχίστηκε κατά το Μειόκαινο - Πλειόκαινο με κανονικά ρήγματα μεγάλων κλίσεων που είχαν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία αρκετών ενδοηπειρωτικών διαρρήξεων που χαρακτηρίζονται από πολλά τεκτονικά κέρατα και τάφρους στην περιοχή. Τα ρήγματα αυτά δημιούργησαν λεκάνες, σημαντικότερη από τις οποίες είναι αυτή του Στρυμώνα.

Το ενεργό τεκτονικό καθεστώς στην ευρύτερη περιοχή της χερσονήσου της Χαλκιδικής, απαρτίζεται από μεγάλα ρήγματα τα οποία εμφανίζουν τρεις γενικές διευθύνσεις ανάπτυξης (Mountrakis 2004, Pavlidis&Kilias 1987). Το πρώτο σύστημα έχει μια γενική διεύθυνση ΒΔ – ΝΑ έως ΒΒΔ – ΝΝΑ, το δεύτερο Α – Δ έως ΔΒΔ – ΑΝΑ, ενώ τέλος το τρίτο σύστημα προσανατολίζεται σε μια γενική κατεύθυνση ΒΑ – ΝΔ. Ακόμη, μερικά ρήγματα τείνουν περίπου σε κατεύθυνση Β – Ν. Σύμφωνα με τους Mountrakis 2004, Pavlidis & Kilias 1987, οι εφελκυστικές τάσεις στον ευρύτερο χώρο της Μακεδονίας και του Βόρειου Αιγαίου, έχουν μια γενική διεύθυνση Β – Ν και προκαλούν κανονικά ρήγματα κυρίως Α – Δ διεύθυνσης.



Εικόνα 15. Χάρτης με τα μεγάλα ενεργά ρήγματα του Βόρειου Ελληνικού Χώρου, και τις διευθύνσεις των εφελκυστικών τάσεων που υπολογίστηκαν από σεισμολογικά δεδομένα (πράσινα βέλη) και από τεκτονικές μετρήσεις (μαύρα βέλη) (από Mountrakis et al., 2004).

Τα κυριότερα ρήγματα που δεσπόζουν στην ευρύτερη περιοχή μελέτης είναι:

- το ρήγμα Στρατωνίου το οποίο είναι γενικής διεύθυνσης Α-Δ με μήκος 30 km, εκ των οποίων τα 15 km είναι στην ξηρά και αποτελεί το χαρτογραφικό όριο της σειράς Βερτίσκου με τη σειρά των Κερδυλλίων,
- το ρήγμα Βαρβάρας που αποτελεί στην ουσία τη συνέχεια του προηγούμενου προς τα ΒΔ, παρουσιάζει όμως διεύθυνση ΒΔ - ΝΑ και έχει μήκος περίπου 6 km και
- το ρήγμα Γοματίου που είναι διεύθυνσης ΒΔ - ΝΑ, 15,5 km περίπου μήκος και αριστερόστροφο.

Όσον αφορά τις συνθήκες μεταμόρφωσης των πετρωμάτων της Σερβομακεδονικής μάζας, σύμφωνα με τον Σιδηρόπουλο (1991), διακρίνονται 5 μεταμορφικά επεισόδια:

- Στο πρώτο επεισόδιο (M1) οι συνθήκες μεταμόρφωσης πιθανώς βρίσκονταν μεταξύ της γλαυκοφανιτικής και εκλογιτικής φάσης, η θερμοκρασία έφθασε έως και πάνω από τους 500 °C , ενώ η πίεση ήταν μεγαλύτερη των 9 – 10 kbar. Το επεισόδιο αυτό χαρακτηρίζεται ως προ - Ερκύνιας ηλικίας.
- Το δεύτερο μεταμορφικό επεισόδιο (M2) χαρακτηρίζεται ως υψηλής πίεσης και χαμηλής θερμοκρασίας, στα όρια της αμφιβολιτικής, γρανουλιτικής και εκλογιτικής φάσης και Ερκύνιας ηλικίας.
- Το τρίτο επεισόδιο (M3) είναι μέσης – υψηλής πίεσης (5 – 8 kbar) και μέσης θερμοκρασίας περίπου 540 – 690 °C , ηλικίας Περμοτριάδικης.
- Κατά το τέταρτο μεταμορφικό επεισόδιο (M4) έχουμε μέσης έως υψηλής πίεσης και θερμοκρασίας μεταμόρφωση και τοποθετείται στο όριο αμφιβολιτικής και πρασινοσχιστολιθικής φάσης. Η ηλικία αυτού του επεισοδίου τοποθετείται μετά το Ιουρασικό.
- Τέλος, το πέμπτο και τελευταίο επεισόδιο (M5) σύμφωνα με τον Σιδηρόπουλο (1991), είναι χαμηλής πίεσης και χαμηλής θερμοκρασίας, πρασινοσχιστολιθικής φάσης και μετα – Ιουρασικής ηλικίας.

Πίνακας 3. Συνθήκες μεταμόρφωσης των πετρωμάτων της Σερβομακεδονικής μάζας, σύμφωνα με τον Σιδηρόπουλο (1991).

Μεταμορφικό επεισόδιο	Συνθήκες T(°C) / P (Kbar)
M1	< 500 °C, > 9 – 10 kb
M2	650 – 700 °C, >6 kb
M3	540 – 690 °C, 5 – 8 kb
M4	400 – 520 °C, 6 – 9 kb
M5	LP/LT

5.3. Υδρογεωλογικό καθεστώς

Καθοριστικό ρόλο στη διαμόρφωση του υπόγειου υδρολογικού καθεστώτος της ευρύτερης περιοχής μελέτης παίζει η λιθολογία, η στρωματογραφία, η τεκτονική δομή και ο βαθμός ρωγμάτωσης της βραχομάζας. Οι συχνές εναλλαγές σχηματισμών και η παρουσία ενστρώσεων με διαφορετικές τιμές περατότητας σε σχέση με την τεκτονική δομή τους, δημιουργούν ένα πολύπλοκο υδρογεωλογικό περιβάλλον. Οι συνθήκες μεταβάλλονται σε σχέση με τη λιθολογία και την τεκτονική καταπόνηση των σχηματισμών αλλά και με την υφιστάμενη τροφοδοσία, η οποία μπορεί να είναι συνεχής ή διαλείπουσα και επαναλαμβανόμενη ρυθμικά με το χρόνο. Δεδομένο πάντως για την ευρύτερη περιοχή μελέτης αποτελούν οι χαμηλές τιμές βροχοπτώσεων (400-600mm/έτος) γεγονός το οποίο δεν ευνοεί την κατείδυση. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί της ευρύτερης περιοχής είναι γενικά αδιαπέρατοι πρωτογενώς (λόγω λιθολογικής σύστασης), αλλά δευτερογενώς μπορούν είτε κατά μήκος συγκεκριμένων ζωνών (ζώνες αποσάθρωσης) είτε λόγω τεκτονισμού να καθίστανται υδατοπερατοί (δευτερογενές πορώδες). Με βάση τη λιθο-στρωματογραφία και την τεκτονική δομή των κυριότερων γεωλογικών σχηματισμών της ευρύτερης περιοχής μελέτης, σημειώνονται τα ακόλουθα γενικά σχόλια και παρατηρήσεις:

- Στις περιοχές όπου αναπτύσσονται οι πάσης φύσεως προσχωματικές αποθέσεις οι οποίες είναι κυρίως υδροπερατοί σχηματισμοί, δημιουργείται φρεάτιος ορίζοντας, μικρής όμως δυναμικότητας.
- Οι συγκεντρώσεις των κορημάτων και ο μανδύας αποσάθρωσης είναι γενικά ημιπερατοί έως τοπικά αδιαπέρατοι σχηματισμοί. Σε αυτούς, κατά τη διάρκεια κυρίως του χειμώνα αναπτύσσονται ασθενείς φρεάτιοι ορίζοντες χωρίς υδρολογικό ενδιαφέρον, οι οποίοι επηρεάζουν δυσμενώς την ευστάθειά τους.

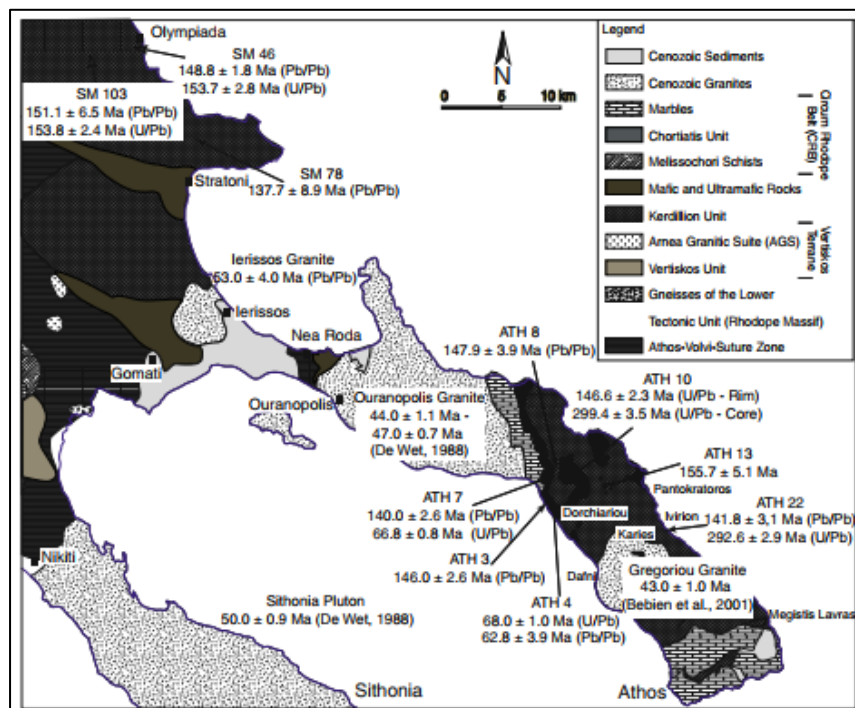
6. Γεωλογία στενής περιοχής μελέτης

6.1. Γεωλογικές συνθήκες

Η στενή περιοχή έρευνας εντοπίζεται στη θέση του Ιερού Κελιού του Ευαγγελισμού της Θεοτόκου. Το κελί αυτό τοποθετείται στο κεντρικό περίπου τμήμα της χερσονήσου του Άθω και περικλείεται εξολοκλήρου από σχηματισμούς της σειράς του Βερτίσκου. Σύμφωνα και με το γεωλογικό χάρτη του ΙΓΜΕ (Εικόνα 21), συναντώνται κυρίως οι διμαρμαρυγικοί - βιοιτιτικοί γνεύσιοι της σειράς που αποτελούν στρωματογραφικά τους ανώτερους σχηματισμούς αυτής.

Πιο αναλυτικά, οι διμαρμαρυγικοί - βιοιτιτικοί γνεύσιοι (gn₂, ΙΓΜΕ φύλλο Άθω 1:50.000) εμφανίζονται λεπτοστρωματώδεις, σκοτεινότεφροι έως καστανοί, ενώ κατά θέσεις μεταβαίνουν σε οφθαλμογνεύσιους οι οποίοι είναι γενικά χονδρόκοκκα πετρώματα με μεγάλους οφθαλμούς. Οι γνεύσιοι αυτοί, αποτελούνται από χαλαζία, πλαγιόκλαστα, μοσχοβίτη και βιοτίτη, ενώ περιέχουν ακόμα κατά θέσεις γρανάτη και σε μικρότερο ποσοστό χλωρίτη και επίδοτο. Συχνά εναλλάσσονται με μοσχοβιτικούς γνεύσιους ανοικτού καστανού χρώματος με κύρια ορυκτολογική σύσταση χαλαζία, πλαγιόκλαστο και μοσχοβίτη. Οι οφθαλμοειδείς γνεύσιοι, εμφανίζονται υπό την μορφή φακών πάχους λίγων μέτρων έως και μερικών δεκάδων μέτρων και σε ορισμένες θέσεις παρουσιάζουν φαινόμενα έντονης διάτμησης και μυλωνιτώσης. Ορυκτολογικά αποτελούνται από χαλαζία, βιοτίτη, μοσχοβίτη, K – ούχους αστρίους, πλαγιόκλαστα και σε μικρότερο ποσοστό συμμετέχουν το επίδοτο και η κερροστίλβη.

Οι ραδιοχρονολογήσεις που εκτελέστηκαν σε δείγματα γνευσίων της χερσονήσου του Άθω με τη μέθοδο Pb – Pb – evaporation, έδωσε ηλικίες από 140.0 ± 2.6 Ma (Ath 7), μέχρι 155.7 ± 5.1 Ma (Ath 13) με μέση τιμή τα 144.7 ± 2.4 Ma. Οι αναλυτικές ηλικίες των σχηματισμών με βάση τη μελέτη των Kober 1986, 1987 και Williams 1992, παρουσιάζονται με βέλη στον ακόλουθο χάρτη της χερσονήσου.



Εικόνα 16. Απλοποιημένος γεωλογικός χάρτης της χερσονήσου του Άθω και επισήμανση των ηλικιών των σχηματισμών που προέκυψαν έπειτα από ραδιοχρονολογήσεις (Kockel et al. 1971, Kober 1986, 1987, Williams, 1992).

Οι σχηματισμοί εμφανίζονται πτυχωμένοι γεγονός το οποίο σε συνδυασμό με τον προσανατολισμό των βραχωδών πρικών δημιουργεί διαφορετικές συνθήκες ευστάθειας κατά θέσεις. Επιπρόσθετα οι σχηματισμοί αυτοί παρουσιάζουν έντονη ανισοτροπία σε σχέση με τη διαβρωσιμότητα και την αποσαθρωσιμότητά τους, γεγονός που οφείλεται στις εναλλαγές πετρωμάτων διαφορετικής πετρογραφικής σύστασης και βαθμού μεταμόρφωσης. Το γεγονός αυτό ευνοεί το σχηματισμό μανδύων αποσάθρωσης που κατά κανόνα αποτελούνται από υπολειμματικά εδάφη μειωμένης αντοχής, υψηλής διαπερατότητας και πιθανά παρουσία διογκούμενων αργιλικών ορυκτών.



Εικόνα 17. Ενδεικτική εικόνα των γνευσίων (gn₂) στην περιοχή έρευνας με εναλλαγές υγείων και αποσαθρωμένων ζωνών κατά μήκος της σχιστότητας.

Μέσα στους σχηματισμούς αυτούς παρεμβάλλονται λευκές ή τεφρόλευκες φλέβες μικρού πάχους πηγματιτικής ή απλιτικής σύστασης και διεισδύσεις μεγαλύτερου πάχους χαλαζιακής σύστασης. Οι επιφάνειες στρώσης – σχιστότητας παρουσιάζουν μικρές κλίσεις 10° - 12° περίπου με διευθύνσεις γενικά Β-ΒΔ, οι οποίες όμως μεταβάλλονται από θέση σε θέση.



Εικόνα 18. Χαρακτηριστική εικόνα του υποβάθρου με τους γενυσίους της περιοχής να εναλλάσσονται με απλιτικές φλέβες και χαλαζιακές διεισδύσεις

Επιφανειακά συναντώνται εδαφικοί σχηματισμοί που περιλαμβάνουν:

- Τεχνητές επιχώσεις και υλικά ολίσθησης (f-l): Χαλαρός εδαφικός σχηματισμός αποτελούμενος από υλικά επίχωσης, μάζα, λίθους, άμμο με συνδετικό υλικό αργιλοϊλύδους σύστασης καστανέρυθρου χρώματος. Συναντάται κατά μήκος της στέψης του πρανού σε θέσεις διαμόρφωσης της γεωμετρίας και στα ανατολικά του μετώπου, όπου αστόχησαν οι προϋπάρχοντες αναβαθμοί. Έχει κυμαινόμενο πάχος έως 2,0m.



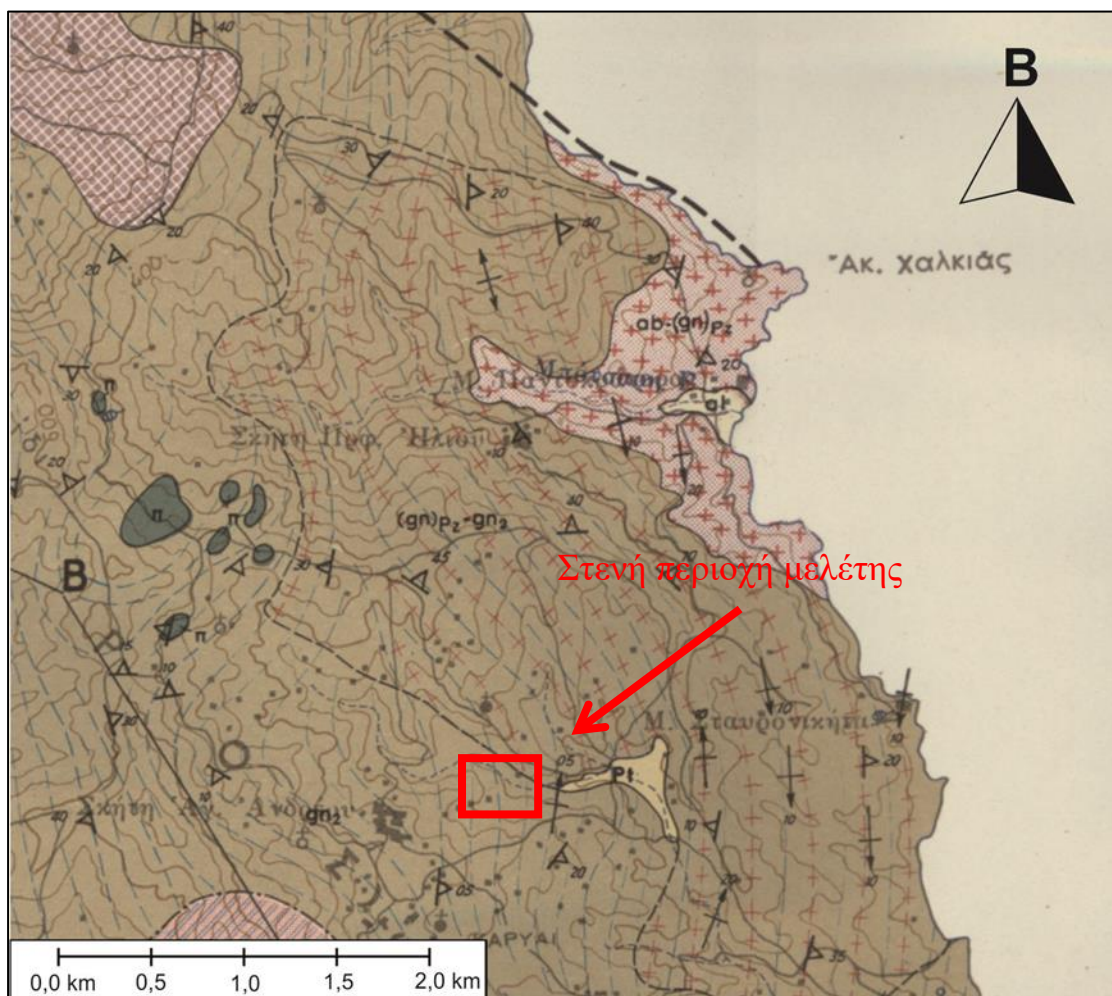
Εικόνα 19. Χαρακτηριστική εικόνα τεχνητών επιχώσεων (στρώμα f-l).

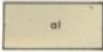
- Φυτική Γη (el): Μαλακός, συνεκτικός λεπτόκοκκος σχηματισμός σκούρου καστανού χρώματος με παρουσία οργανικών. Εντοπίζεται στο κεντρικό τμήμα του πρανού στα φυτοκαλυμμένα σημεία του. Ο σχηματισμός αυτός διαβρώνεται και ολισθαίνει μαζί με τα δέντρα και το ριζικό σύστημα αυτών με αποτέλεσμα να απογυμνώνεται κατά θέσεις το μέτωπο του πρανού και να αποκαλύπτεται το βραχώδες υπόβαθρο.

- Μανδύας αποσάθρωσης υποβάθρου (w-gn₂): Πλήρως εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης των γενεσίων της περιοχής, αμμώδους σύστασης με έντονη παρουσία μοσχοβίτη. Προϊόν κυρίως μηχανικής αποσάθρωσης και αποδόμησης του βραχώδους υποβάθρου στην οποία συντελούν και οι ρίζες των επιφανειακών φυτών.



Εικόνα 20. Χαρακτηριστική εικόνα στρώματος μανδύα αποσάθρωσης του υποβάθρου (στρώμα w- gn₂).



<u>Υπόμνημα</u>	
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ ΠΕΤΡΩΜΑΤΑ	
ΤΕΤΑΡΤΟΓΕΝΕΣ	
ΟΛΟΚΑΙΝΟ	
	Αλουβιακές αποθέσεις
ΣΕΡΒΟΜΑΚΕΔΟΝΙΚΗ ΜΑΖΑ	
ΠΑΛΑΙΟΖΩΙΚΟ	
Σχηματισμός Βερτίσκου	
	Διμαρμαρυγικοί γνεύσιοι - Βιοπτικοί γνεύσιοι
ΠΑΛΑΙΟΖΩΙΚΟ	
	Πλαγιокλαστικός - μικροκλινικός γνεύσιος (gn)ρζ εναλλασσόμενος με μεταιζήματα του σχηματισμού Βερτίσκου (gn2i)
	Περιδοτίτες (π) και δουνίτες

Εικόνα 21. Γεωλογικός χάρτης στενής περιοχής μελέτης (από ΙΓΜΕ φύλλο Αθω 1:50.000).



Εικόνα 22. Διμαρμαρυγικοί γνεύσιοι με παρεμβολές απλιτικών φλεβών και έντονα αποσαθρωμένα μέλη (εμφάνιση ΝΔ της περιοχής μελέτης).



Εικόνα 23. Χαρακτηριστική εικόνα της σχιστότητας των πετρωμάτων με μικρές γωνίες κλίσης



Εικόνα 24. Μανδύας αποσάθρωσης γενεσίων με τις ρίζες να συντελούν στον κερματισμό του πετρώματος μέσω των τεκτονικών δομών

[illegible]

f

Επιφανειακό εδαφικό κάλυμμα - φυτική γή

[illegible]

Τεχνητικά ολισθητικές των ανόδων αναβαθμίσεων, αποτελούμενα από υγρή, μαλακή, ακοκκώδη καστανή αργιλιώδη άμμο έως αμμοειδή άβηλο σε ποσοστό 28-30%, χαμηλής πλαστικότητας με συγκολλημένα γενεοακμή, προέλευσης άγνωστης κτήνη (I.C.S.S.: SC-Cl)

Εξοφιστομηνός μονάδας αποδόσεως των γενεών
με κληρονομική σε υποκαταστατική μορφή τη δομή του μητρικού περιβάλλοντος.
Αποτελείται από στενήν ανακταμένη μορφή όμοιο
την ένοση μορφή μορφή, μέτρα μόνιμ, (κατάληξη κατά USGS, SM-ML).

Βροχώδεις υπέρβαρο της περιοχής, αποκλεισμένο από ασπασμένους, λεπτοσπυρμιγινίδες διμεταμετασβεστικούς πετρώσεις, έντονα καταστρατημένους και εδατοποιημένους κατά ζώνες, με ενταλμένες οριζόντιες σπλίττες και πυρματιδικής προέλευσης και ζώνες διασπορευτικού βαθμού αποσβεστικής.

Γεωλογική Τμήση

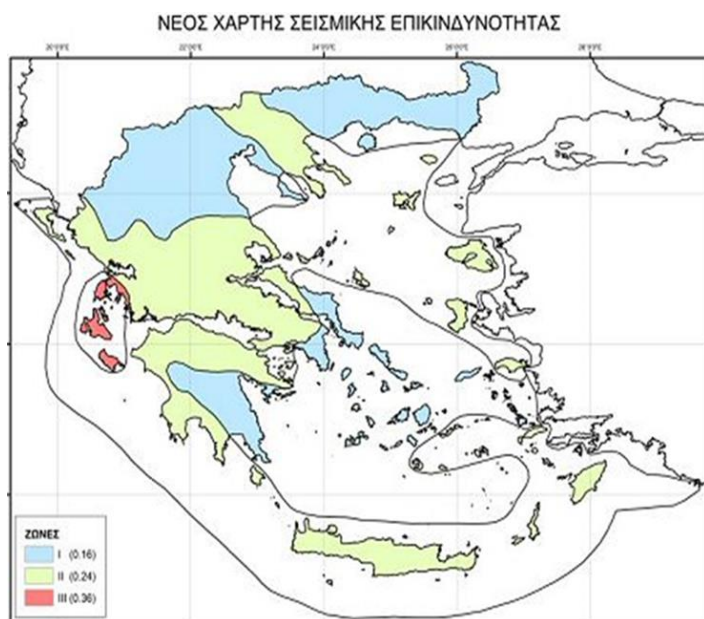
κλίμακα 1:500

39

7. Σεισμικότητα

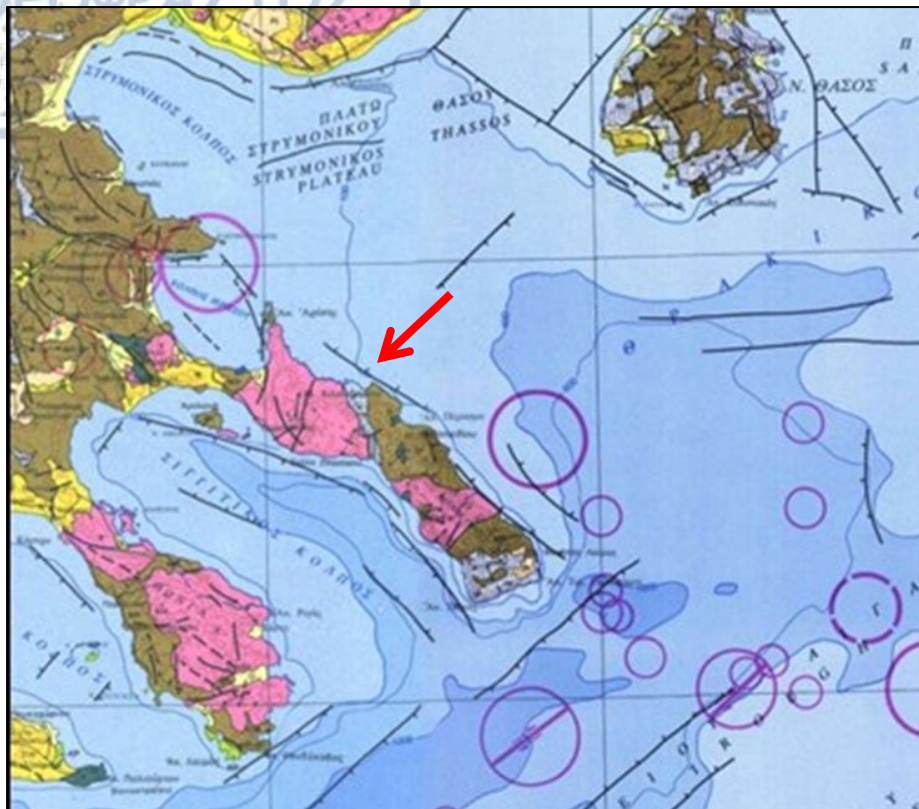
7.1. Γενικά.

Σύμφωνα με την ισχύουσα τροποποίηση των διατάξεων του Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού (ΦΕΚ 1154Β', 12-8-2003), η περιοχή της χερσονήσου του Αθω εντάσσεται στη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας ΙΙ, με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση $a=0,24g$ (όπου g , επιτάχυνση της βαρύτητας) με πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη.



Εικόνα 27. Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (ΦΕΚ 1154Β', 12-8-2003).

Επίσης, σύμφωνα με τον σεισμοτεκτονικό χάρτη της Ελλάδας, η περιοχή μελέτης δεν βρίσκεται στην άμεση γειτονία σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων, τα οποία θα μπορούσαν να θεωρηθούν δυνητικώς ενεργά, ενώ η σύσταση των εδαφικών σχηματισμών που συναντώνται στο υπέδαφος του συγκεκριμένου οικοπέδου, καθιστούν μη πιθανό το φαινόμενο ρευστοποίησης του εδάφους σε περίπτωση ενός ισχυρού σεισμού.



Εικόνα 28. Σεισμοτεκτονικός χάρτης περιοχής μελέτης. (IGME, κλίμακα 1:500.000)

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι οι περισσότεροι σεισμοί είναι επιφανειακοί, δηλαδή δεν υπερβαίνουν τα 60 Km και είναι μικρού μεγέθους. Όπως φαίνεται και στον παρακάτω χάρτη τα στοιχεία του οποίου πάρθηκαν από το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο Αθηνών, τα τελευταία 50 χρόνια τα σεισμικά φαινόμενα ήταν κατά κύριο λόγο μεγέθους $ML < 4$ ενώ μόνο τον Μάρτιο και τον Φεβρουάριο του 2012 σημειώθηκαν δύο σεισμοί μεγέθους 5,2 βαθμών.



Εικόνα 29. Χάρτης σεισμικής δραστηριότητας στην περιοχή μελέτης τα τελευταία 50 χρόνια (Πηγή: www.gein.noa.gr).

7.2. Σεισμική επικινδυνότητα εδαφών

Ως προς τη σεισμική επικινδυνότητα των εδαφών, σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000, οι σχηματισμοί που απαντώνται στην περιοχή ενδιαφέροντος κατατάσσονται ως εξής:

Κατηγορία Α: Περιλαμβάνεται ο διμαρμαρυγιακός γενεύσιος (gn₂)

Κριτήριο: Βραχώδης ή ημιβραχώδης σχηματισμός εκτεινόμενος σε μεγάλη έκταση και βάθος.

Κατηγορία Β: Περιλαμβάνεται ο μανδύας αποσάθρωσης του υποβάθρου (w-gn₂).

Κριτήριο: Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη πετρώματα ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.

Κατηγορία Χ: Περιλαμβάνονται οι τεχνητές επιχώσεις (f-l) και η Φυτική Γη (el).

Κριτήριο: Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων - πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις-Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Συγκεντρωτικά η σεισμική επικινδυνότητα των εδαφών που δομούν την υπό εξέταση περιοχή παρουσιάζεται στον Πίνακα 4.

Πίνακας 4. Σεισμική Επικινδυνότητα εδαφών - ΕΑΚ 2000

A/A	ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΣΧΗΜΑΤΙΣΜΟΣ	ΣΥΜΒΟΛΙΣΜΟΣ	ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ T ₁ (sec)	ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΗ ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΦΑΣΜΑΤΟΣ T ₂ (sec)
1	Τεχνητές επιχώσεις υλικά ολίσθησης	f-l	X	0,20	1,20
2	Φυτική Γη	el	X	0,20	1,20
3	Μανδύας αποσάθρωσης	w-gn ₂	B	0,15	0,60
4	Διμαρμαρυγικοί Γνεύσιοι	gn ₂	A	0,10	0,40
Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης για ζώνη II Συντελεστής φασματικής ενίσχυσης Συντελεστής σπουδαιότητας για κτίρια δημόσιων συναθροίσεων Σ ₄					α = 0,24 β ₀ = 2,5 γ ₁ = 1,3

Ο συντελεστής σεισμικής επιβάρυνσης ο οποίος είναι απαραίτητος για τον υπολογισμό της κατασκευής, δίδεται σύμφωνα με τον ΕΑΚ 2000 με τον τύπο:

$$R_d(T) = \gamma I * A * \eta * \theta * \beta_0 / q \text{ Όπου,}$$

γ₁ : ο συντελεστής σπουδαιότητας του κτηρίου

g : μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

η : διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης ≠ 5%

θ : συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης

β₀ : συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

q : συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής

Σύμφωνα με τα στοιχεία του έργου οι ανωτέρω συντελεστές έχουν τις εξής τιμές:

$$\gamma_1 = 1.3 \text{ για κτίριο σπουδαιότητας } \Sigma_4.$$

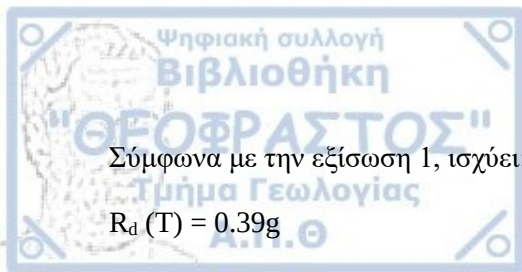
$$A = 0.24g$$

$$\eta = 1 \text{ για } \zeta = 5\%$$

$$\theta = 1.0$$

$$\beta_0 = 2.5$$

$$q = 2.0$$



Σύμφωνα με την εξίσωση 1, ισχύει:

$$R_d(T) = 0.39g$$

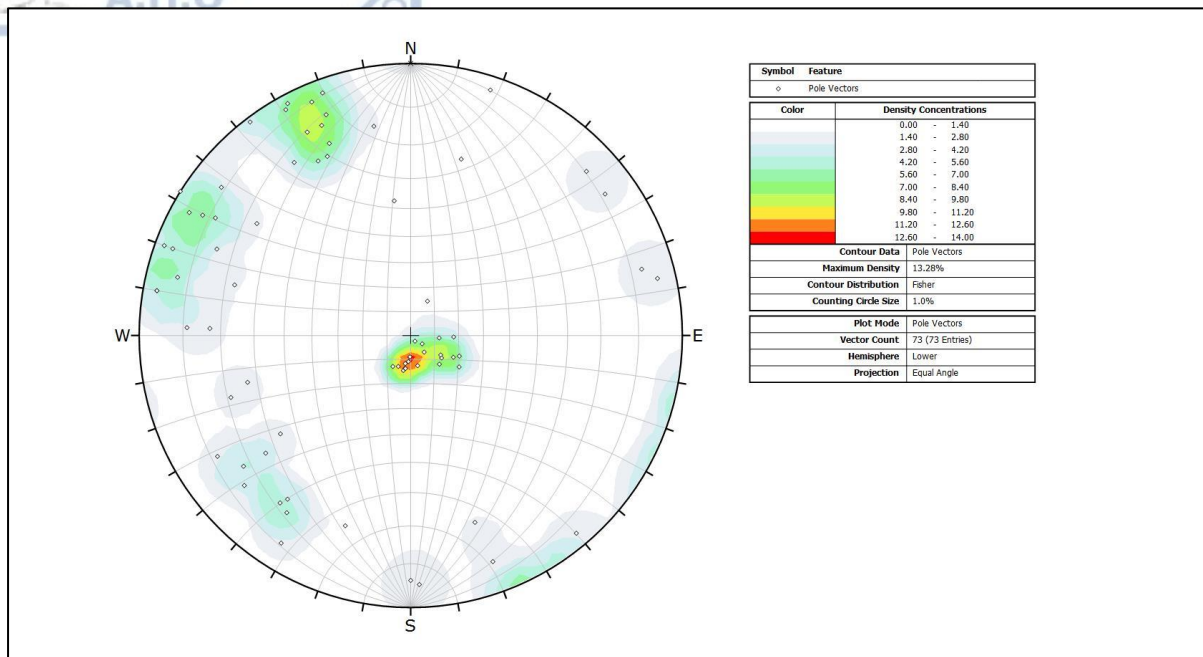
Οι υψηλές τιμές του συντελεστή σεισμικής επιβάρυνσης οφείλονται στην υψηλή σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής μελέτης και στη μέτρια συμπεριφορά της άοπλης λιθοδομής έναντι σεισμού. Σημειώνεται ότι σε περίπτωση όπου η ιδιοπερίοδος του κτιρίου δεν είναι μεταξύ των τιμών 0.1 sec και 0.4 sec η τιμή του $R_d(T)$, μειώνεται με βάση το τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού σύμφωνα με τους τύπους 2.1.α και 2.1.γ του ΕΑΚ 2000.

Η ευστάθεια των φυσικών ή τεχνητών πρανών σε σεισμό ελέγχεται με τη θεώρηση των ακόλουθων πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων:

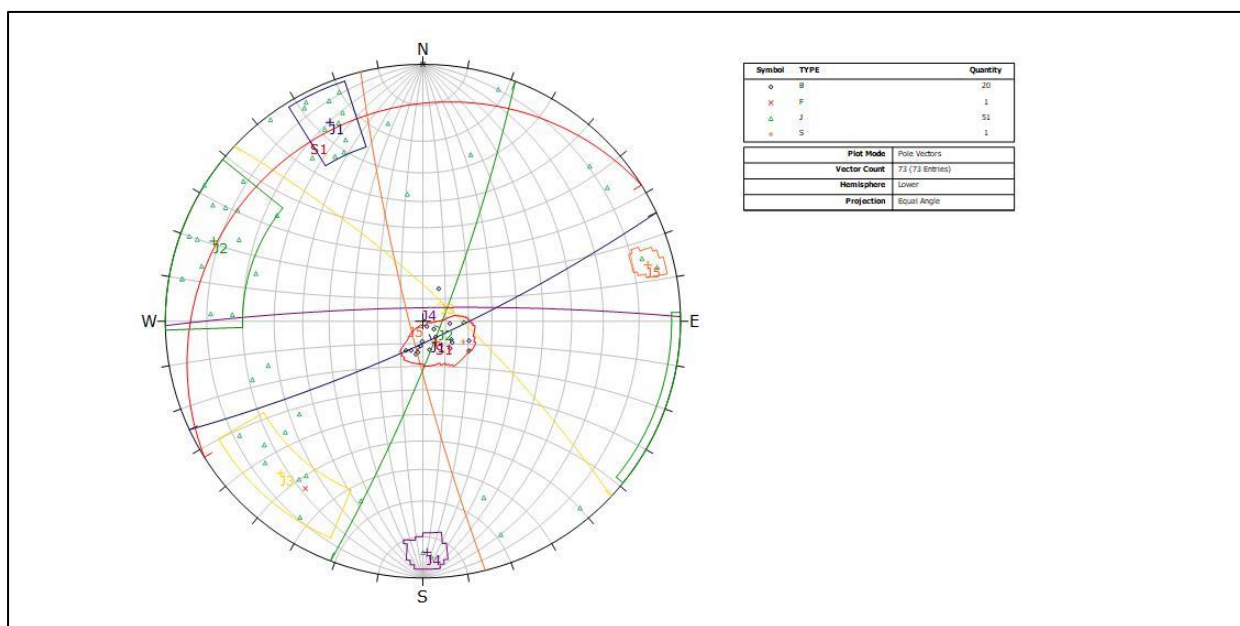
- κατά την οριζόντια διεύθυνση προκύπτει: $\alpha_h = 0,5 \cdot a = \mathbf{0,12g}$
- κατά την κατακόρυφο διεύθυνση προκύπτει: $\alpha_v = 0,25 \cdot a = \mathbf{0,06g}$

Η τεκτονική δομή που προέκυψε από τη στατιστική επεξεργασία του συνόλου των τεκτονικών μετρήσεων δίνεται στη συνέχεια. Στην Εικόνα 31 απεικονίζονται οι ισόπυκνες καμπύλες κατανομής των τεκτονικών μετρήσεων και στην Εικόνα 32 τα κύρια συστήματα των ασυνεχειών της

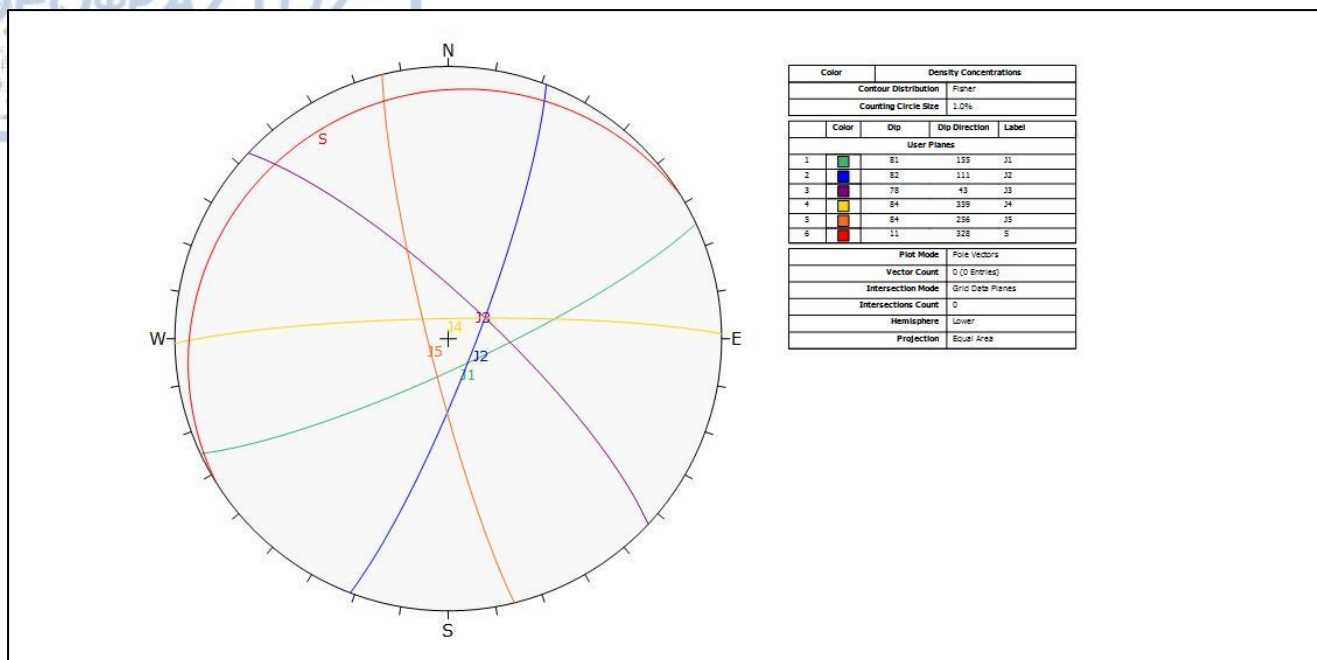
βραχομάζας. Στην τομή της Εικόνας 34 προβάλλονται τα κύρια συστήματα διακλάσεων όπως προέκυψαν από τη στατιστική επεξεργασία που διεξάχθηκε στη θέση της συγκεκριμένης διατομής.



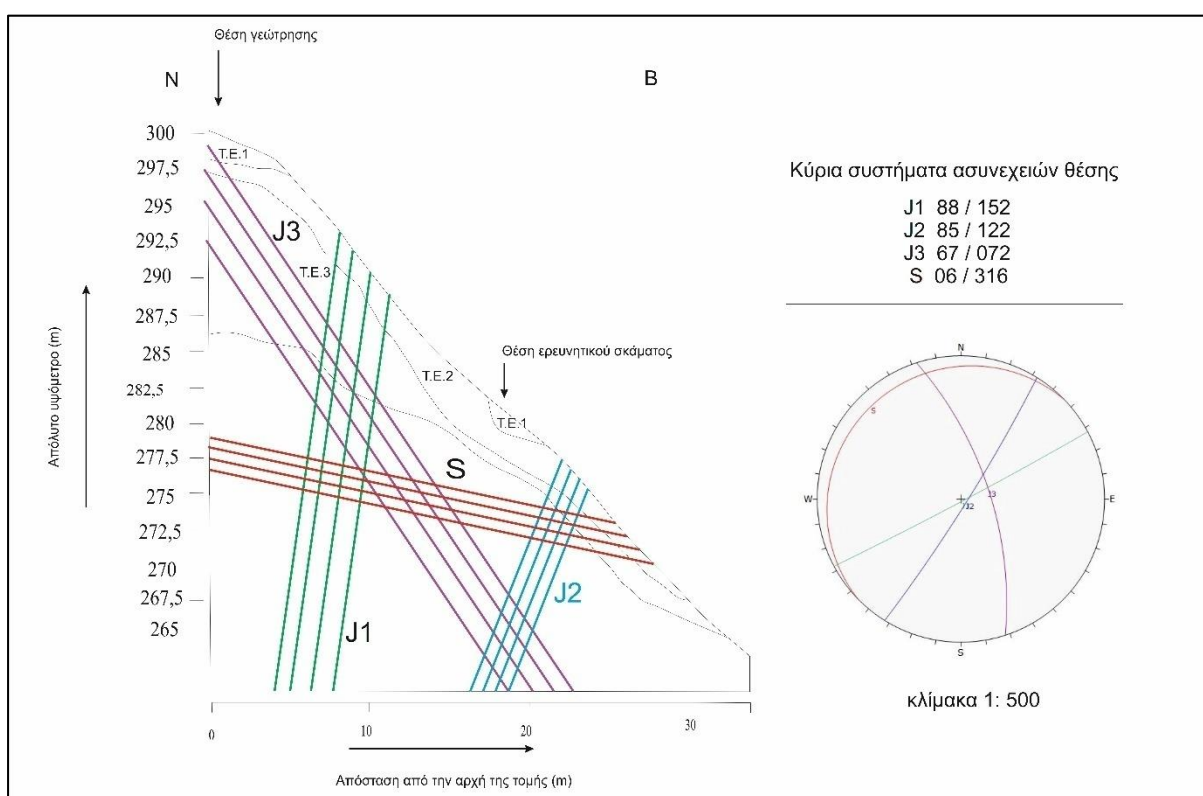
Εικόνα 31. Τεκτονικό διάγραμμα προβολής ισόπυκνων καμπύλων μικροτεκτονικών μετρήσεων.



Εικόνα 32. Τεκτονικό διάγραμμα των κυρίων συστημάτων ασυνεχειών.



Εικόνα 33. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων συστημάτων ασυνεχειών της περιοχής μελέτης.



Εικόνα 34. Σχηματική απεικόνιση σε διατομή, των κυρίων συστημάτων ασυνεχειών και των κλίσεων τους.

8.2. Μικροτεκτονική ανάλυση βραχομάζας στις θέσεις σύνταξης των τεκτονικών διαγραμμάτων

Οι θέσεις σύνταξης των τεκτονικών διαγραμμάτων παρουσιάζονται όπως αναφέρθηκε στον χάρτη πληροφόρησης της Εικόνας 30. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τη στατιστική ανάλυση για κάθε θέση παρατήρησης αναλύονται στις ακόλουθες παραγράφους.

Θέση παρατήρησης 1

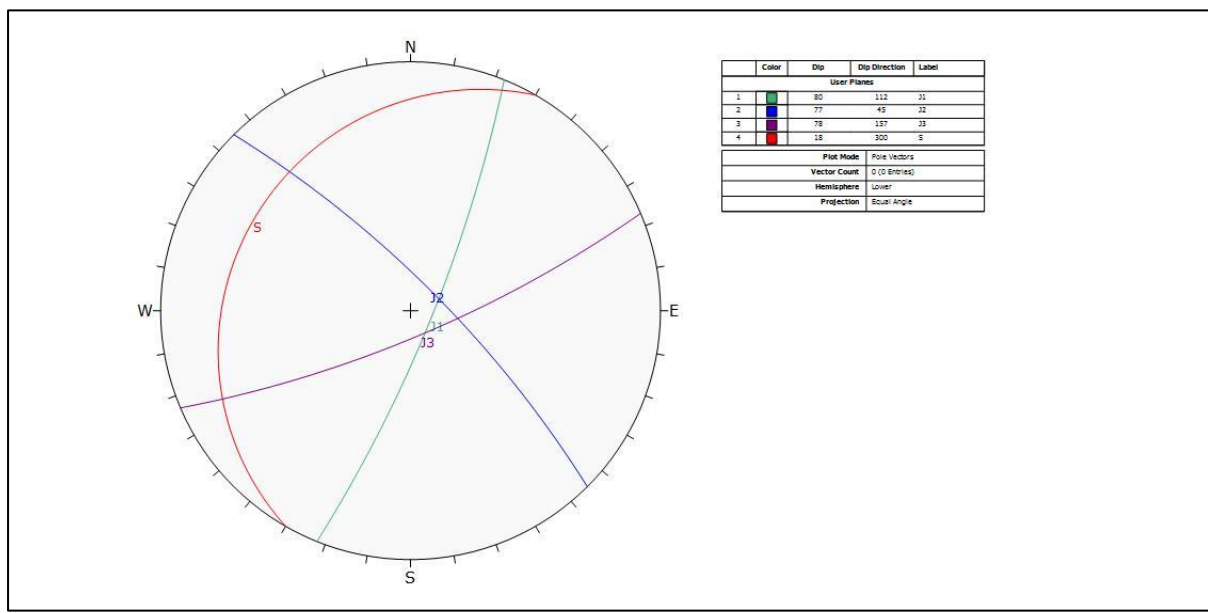
Η θέση αυτή εντοπίζεται στον πόδα του πρανούς κατά μήκος του δρόμου προς τα Βόρεια. Η εκσκαφή του αποκαλύπτει το υγιές βραχώδες υπόβαθρο των γνευσίων της περιοχής με χαρακτηριστικές απλιτικές διεισδύσεις και έντονη σχιστότητα. Επιφανειακά εντοπίζεται μανδύας αποσάθρωσης πάχους περίπου 3m που περιλαμβάνει φυτική Γη αλλά και έντονα αποσαθρωμένο υπόβαθρο που διατηρεί τη βραχώδη δομή του. Παρατηρείται επίσης υγρασία στις επιφάνειες του βράχου. Οι ασυνέχειες είναι μέσου μήκους 3-10 m, επίπεδες έως κυματοειδείς, ομαλές έως τραχείες και ανάλογα με το σύστημα από κλειστές έως ανοιχτές με άνοιγμα ~ 2 mm και απόσταση 8-36cm περίπου. Στη θέση αυτή εντοπίζεται επίσης μία μεγάλου μήκους ρηξιγενής επιφάνεια με στοιχεία $35^\circ/077^\circ$ (Εικόνα 36).



Εικόνα 35. Χαρακτηριστική εικόνα μετάβασης από το υπόβαθρο (κάτω) των γνευσίων στο μανδύα αποσάθρωσης (πάνω) στη Θέση 1.



Εικόνα 36. Ρηξιγενής δομή πλησίον της Θέσης 1 στους γνέσιους.



Εικόνα 37. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 1.

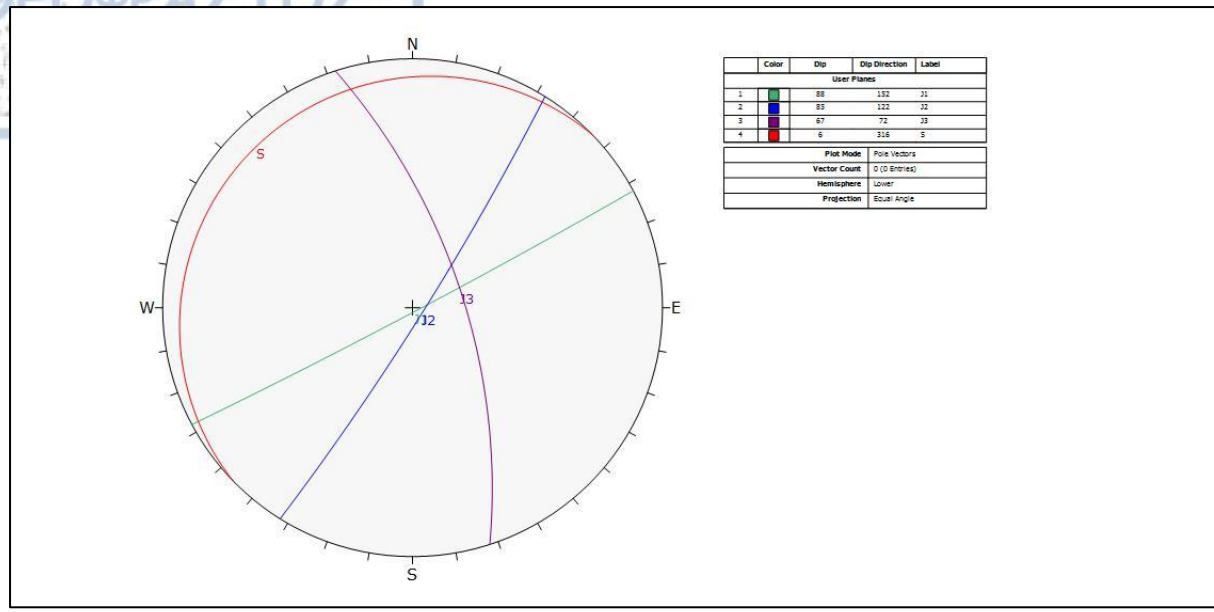
Θέση παρατήρησης 2

Η θέση βρίσκεται ανατολικότερα της Θέσης 1 κατά μήκος του δρόμου στον πόδα του πρανού και δομείται από σκούρους τεφροπράσινους γνευσίους. Οι σχηματισμός είναι έντονα σχιστοποιημένος και ρηγματωμένος από μεγάλου μήκους παρακατακόρυφες ασυνέχειες με διεύθυνση κλίσης αντίρροπη ως προς τη διεύθυνση του πρανού. Εμφανίζεται ο μανδύας αποσάθρωσης του υποβάθρου, πάχους 3,5m περίπου και ίχνη υγρασίας (βρύα κλπ.) (Εικόνα 38).



Εικόνα 38. Σχιστοποιημένος γνεύσιος με ίχνη υγρασίας στη θέση παρατήρησης 2

Η μικροτεκτονική ανάλυση σε αυτή τη θέση έδωσε το στερεογραφικό διάγραμμα στην Εικόνα 39. Οι ασυνέχειες είναι μεγάλου μήκους 10m και κατά θέσεις >20 m και εμφανίζονται επίπεδες έως ελαφρά κυματοειδείς, ομαλές και δημιουργούν μεγάλες επιφάνειες (καθρέφτες) που συνθέτουν το μέτωπο του πρανού. Τα επίπεδα σχιστότητας έχουν διεύθυνση ΒΔ, μικρή κλίση και έχουν απόσταση 5-15cm, μήκος >1 m και άνοιγμα >2 cm.



Εικόνα 39. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 2.

Θέσεις παρατήρησης 3 και 4

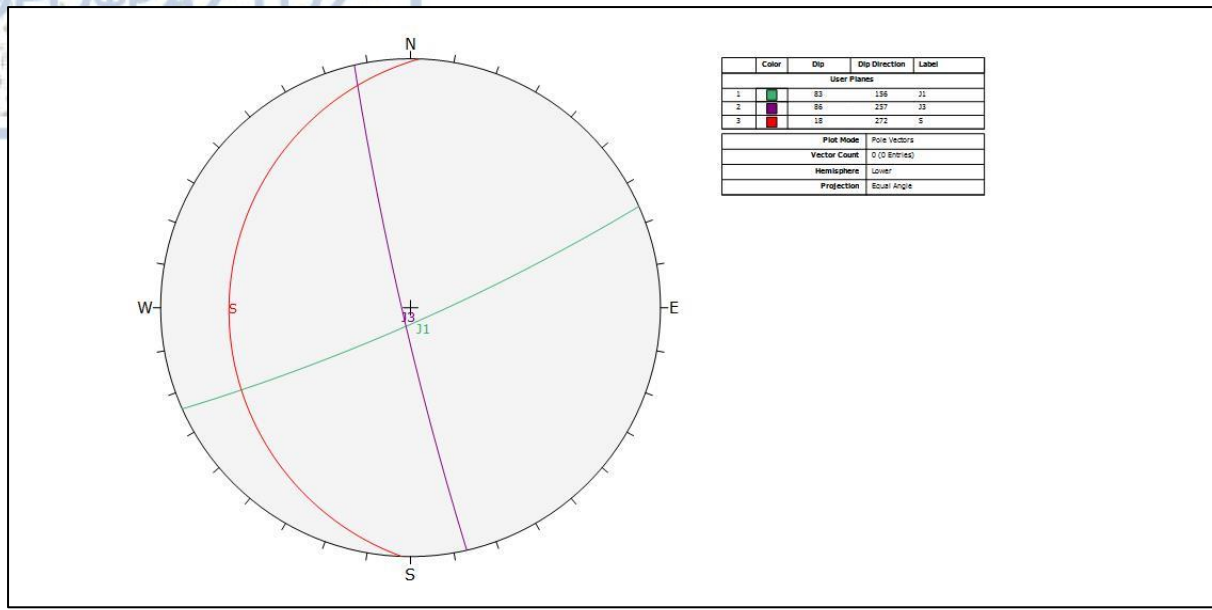
Οι θέσεις αυτές εντοπίζονται κατά μήκος του δρόμου στον πόδα του πρανούς όπου καταλήγει μικρό ρέμα διεύθυνσης B-N. Η κοίτη του ρέματος οριοθετείται από τους γνευσίους της περιοχής σε ελαφρά αποσαθρωμένη κατάσταση (Εικόνα 40). Ανατολικότερα στη θέση παρατήρησης 4 εντοπίζεται μανδύας αποσάθρωσης σημαντικού πάχους όπου καταλήγει ένας σωλήνας αποστράγγισης όμβριων υδάτων (Εικόνα 41). Στο σημείο αυτό φαίνεται χαρακτηριστικά η έκπλυση του εδαφικού μανδύα αποσάθρωσης και η εμφάνιση του υποβάθρου. Στις θέσεις αυτές καταγράφηκαν με εμμονή τα συστήματα διακλάσεων J1, J3 και η σχιστότητα εμφανίζεται με διεύθυνση κλίσης προς τα Δυτικά (Εικόνα 42).



Εικόνα 40. Γενεσιακό υποβάθρο κατά μήκος της κοίτης του ρέματος στη θέση παρατήρησης 3.



Εικόνα 41. Χαρακτηριστική εικόνα απογύμνωσης του υποβάθρου από την απορροή των υδάτων.



Εικόνα 42. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση παρατήρησης 3.

Θέσεις παρατήρησης 5 και 6

Οι θέσεις αυτές τοποθετούνται στο ανατολικό περιθώριο του πρανούς όπου και εντοπίζεται μανδύας αποσάθρωσης σημαντικού πάχους αποτελούμενος από καστανέρυθρη, σχετικά πλαστική άργιλο, έντονα αποσαθρωμένο υπόβαθρο αλλά με σαφή διατήρηση της τεκτονικής δομής, καλυμμένα από φυτική γη πάχους έως και 2m, αποτελούμενη από σκούρη καστανή ιλυώδη άργιλο.



Εικόνα 43. Φυτική γη και μανδύας αποσάθρωσης στη θέση παρατήρησης 5



Εικόνα 44. Αποσαθρωμένοι γνεύσιοι στη θέση παρατήρησης 6

Θέσεις παρατήρησης 7,8,9 και 10

Βρίσκονται κατά μήκος του πρσανούς παράλληλα με τις ισοϋψείς 275-280m όπου εμφανίζεται επιφανειακά το βραχώδες υπόβαθρο σε σχετικά υγιή κατάσταση αλλά έντονα κερματισμένο από διεισδύσεις ριζών και δέντρων. Κατά θέσεις εντοπίζονται και αποσαθρωμένα μέλη και είναι χαρακτηριστική η βαθμιδωτή γεωμετρία του μετώπου (Εικόνα 45). Παρατηρούνται αποκολλήσεις βραχωδών τεμαχίων κατά μήκος των παρακατακόρυφων διακλάσεων και επακόλουθες απαλύνσεις της κλίσης με έντονη φυτοκάλυψη. Στη συγκεκριμένη περίπτωση το ριζικό σύστημα λειτουργεί δυσμενώς ως προς την ευστάθεια των βραχωδών τεμαχίων, μιας και διεισδύουν μέσω των διακλάσεων και εντείνουν τον κατακερματισμό του πετρώματος.

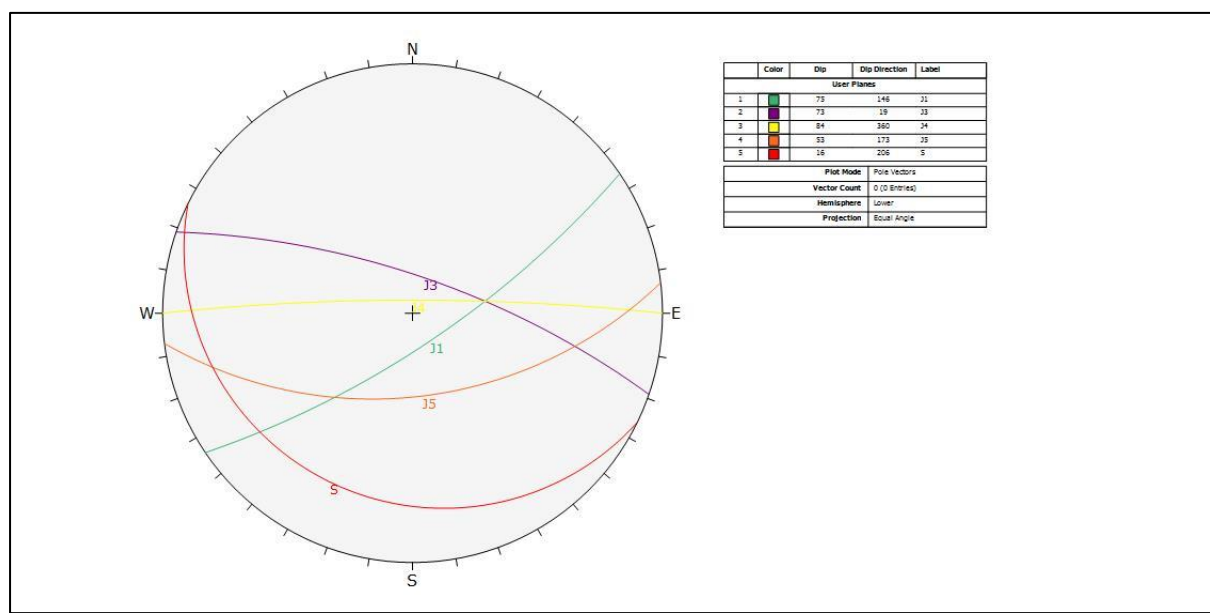


Εικόνα 45. Χαρακτηριστική γεωμετρία αναβαθμών στη θέση παρατήρησης 7

Στη θέση παρατήρησης 9 εντοπίζονται στραγγίσματα υδάτων μέσα από τις διακλάσεις του βράχου, οι οποίες έχουν πολύ μεγάλο άνοιγμα λόγω των ριζών που έχουν διεισδύσει. Τα αποτελέσματα της μικροτεκτονικής ανάλυσης στη θέση παρατήρησης 7 δίνονται στην Εικόνα 47. Η γεωμετρία του πρηνούς οριοθετείται από το σύστημα διακλάσεων J1 και η σχιστότητα έχει αντίρροπη διεύθυνση προς τη διεύθυνση του πρηνούς (NNA). Επίσης σε αυτές τις θέσεις μετρήθηκαν και τα συστήματα διακλάσεων J4 και J5, τα οποία θα μπορούσαν να ομαδοποιηθούν με το J3 και το J1 αντίστοιχα.



Εικόνα 46. Επιφανειακή εμφάνιση υποβάθρου και ίχνη κυκλοφορίας νερού στη θέση παρατήρησης 9



Εικόνα 47. Τεκτονικό διάγραμμα συστημάτων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 7.

Θέσεις παρατήρησης 11, 12, 13 και 14

Οι θέσεις αυτές τοποθετούνται κατά μήκος του μετώπου κοντά στο φρύδι του πρανούς, κάτω από το ξυλουργείο και το αγιογραφείο (Εικόνα 48). Στις θέσεις αυτές εντοπίζεται το βραχώδες υποβάθρο με υπερκείμενο το μανδύα αποσάθρωσης στο μέγιστο πάχος του (έως και 3,5m). Επίσης διακρίθηκε και στρώμα τεχνητών επιχώσεων υποκείμενα του δρόμου εισόδου στο Ι. Κελί. Τα στρώματα αυτά διαβρώνονται κυρίως από κατεισδύοντα ύδατα και δημιουργούν υποσκαφές και αρνητικές κλίσεις κάτω από τα κτίρια στις θέσεις θεμελίωσής τους (Εικόνα 49). Ο παραπάνω μηχανισμός οδηγεί σε ολίσθησεις του εδαφικού μανδύα κατά μήκος της διεπιφάνειάς του με τους γνευσίους του υποβάθρου με αποτέλεσμα την αστοχία των βοηθητικών κτιρίων στο φρύδι του πρανούς. Έχει ήδη εκδηλωθεί εκτεταμένη ολίσθηση μικρού βάθους και μεγάλου μήκους στο δυτικό μέρος του μετώπου του εξεταζόμενου πρανούς και εντοπίζονται υποσκαφές και υψηλές κλίσεις σε όλο το μήκος. Για το λόγο αυτό, κρίθηκε αναγκαία στο παρελθόν η κατασκευή αντηρίδων για την αντιστήριξη στη θέση του αγιογραφείου (Εικόνα 50).



Εικόνα 48. Εμφάνιση υποβάθρου στη θέση παρατήρησης 11



Εικόνα 49. Εικόνα υποσκαφής κάτω από το δρόμο εισόδου στη θέση παρατήρησης 14



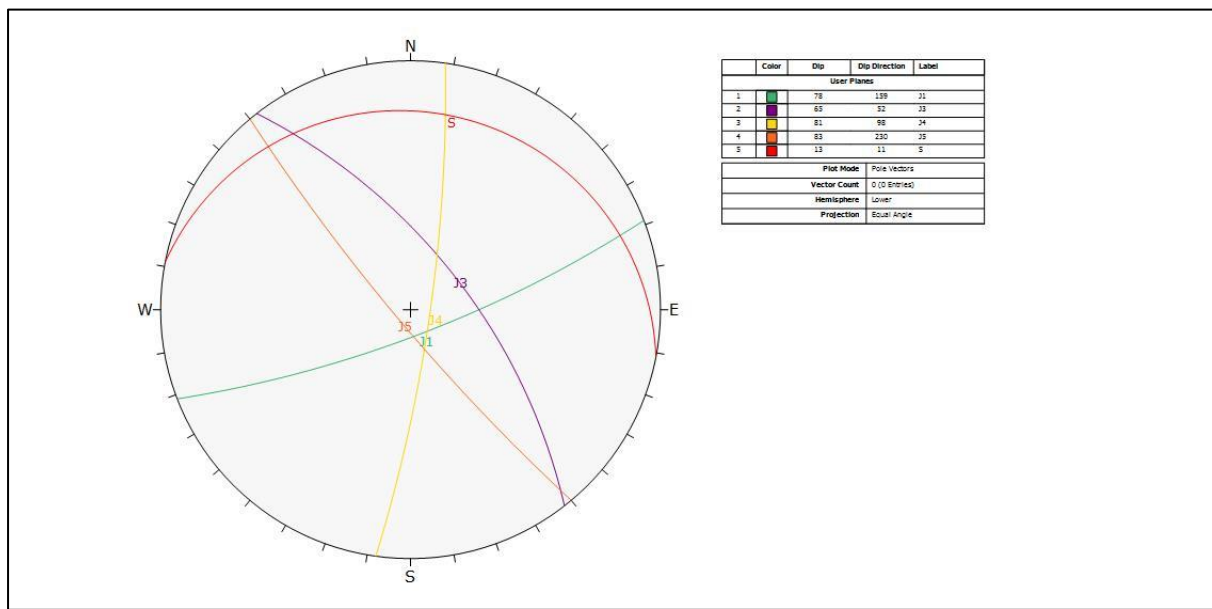
Εικόνα 50. Όψη αντηρίδων συγκράτησης του αγιογραφείου από τη θέση παρατήρησης 13

Θέση παρατήρησης 15

Η θέση αυτή εντοπίζεται στο χώρο διάνοιξης του δρόμου στα δυτικά της περιοχής μελέτης όπου φαίνεται χαρακτηριστικά σε τεχνητό όρυγμα οι έντονα κατακερματισμένοι γενεύσιοι της περιοχής με υπερκείμενο εδαφοποιημένο μανδύα αποσάθρωσης με επικράτηση του αμμώδους κλάσματος και φυτική γη με επικράτηση ερυθρής ιλυώδους αργίλου. Διακρίθηκαν 5 συστήματα διακλάσεων και σχιστότητα με εμμονή και διεύθυνση προς Βορά (Εικόνα 52).



Εικόνα 51. Άποψη του πρανούς στη Θέση 11. Διακρίνονται μεγάλου μήκους ασυνέχειες με έντονη αποσάθρωση (όψη προς νότια)



Εικόνα 52. Τεκτονικό διάγραμμα κυρίων ασυνεχειών που εντοπίζονται στη Θέση 15.

Θέσεις παρατήρησης 16 και 17

Στις εν λόγω θέσεις κάτω από τη βόρεια πτέρυγα εντοπίζονται τα υλικά ολίσθησης των αναβαθμίδων που βρίσκονταν εκεί και αστόχησαν, δημιουργώντας επιφανειακά ένα σημαντικού πάχους στρώμα εδαφικών τεχνητών επιχώσεων και μπάζων (Εικόνα 53) που είναι φυτοκαλυμμένο κατά θέσεις (Εικόνα 54). Παρατηρούνται εναλλαγές μετώπων υψηλής κλίσης και πλατωμάτων που δημιουργούν μία βαθμιδωτή γεωμετρία.



Εικόνα 53. Άποψη του μετώπου στη θέση παρατήρησης 16



Εικόνα 54. Άποψη του μετώπου στη θέση παρατήρησης 1

Θέσεις παρατήρησης 18,19 και 20

Θέσεις περιμετρικά του Ιερού Κελιού με εμφανίσεις του υποβάθρου (Εικόνα 55) σε θέσεις κατακερματισμού (Εικόνα 56) και αποσάθρωσης (Εικόνα 57).



Εικόνα 55. Εμφάνιση υποβάθρου ανάντη του εσωτερικού δρόμου πρόσβασης του Ι. Κελιού στη θέση παρατήρησης 18



Εικόνα 56. Κατακερματισμός των γενεσίων από τις ρίζες μέσω των συστημάτων διακλάσεων στη θέση παρατήρησης 19



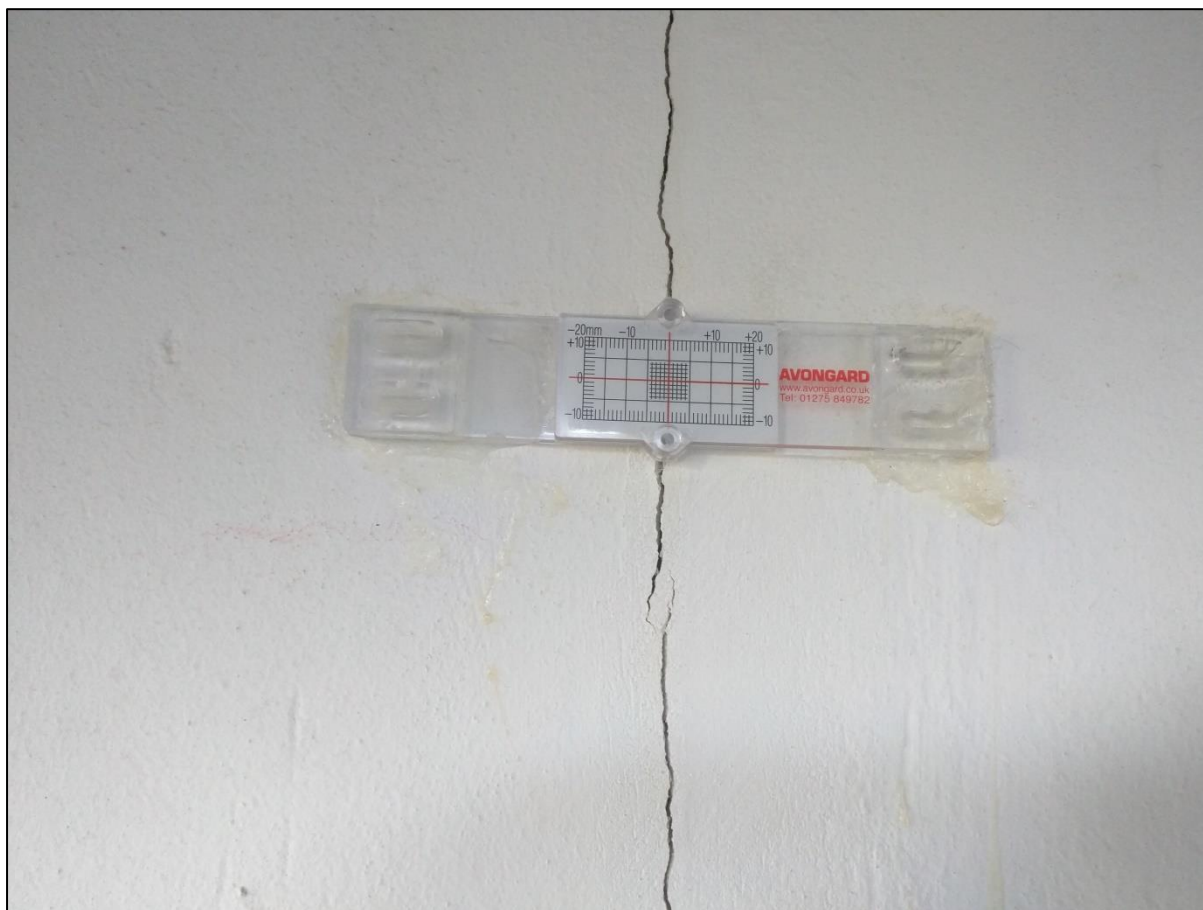
Εικόνα 57. Αποσάθρωση γενεσίων στη θέση παρατήρησης 20

9. Τεχνικογεωλογικές συνθήκες

9.1. Γενικά

Για τη διεξαγωγή συμπερασμάτων σχετικά με την τεχνικογεωλογική συμπεριφορά των γεωλογικών σχηματισμών θα πρέπει να αναλυθούν όλοι εκείνοι οι παράγοντες που την επηρεάζουν. Η συμπεριφορά αυτή καθορίζεται από την λιθολογική σύσταση τους, την τεκτονική καταπόνηση που έχουν υποστεί, την επιδεκτικότητά τους σε αποσάθρωση και διάβρωση, τη δράση του επιφανειακού και υπόγειου νερού κ.α.

Στη θέση της περιοχής μελέτης διαπιστώθηκαν έντονα κατολισθητικά φαινόμενα με τη μορφή ολισθήσεων, ρωών, διάβρωσης και ερπυσμών που επηρεάζουν όλο το πρυνές και δημιουργούν σοβαρά προβλήματα ευστάθειας στα κτίρια της Μονής που είναι θεμελιωμένα στην επιφάνεια. Τα κτίρια αυτά είναι θεμελιωμένα στο πολύ αποσαθρωμένο βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής το οποίο αποτελεί σχηματισμό μέτριας μηχανικής συμπεριφοράς, η οποία υπονομεύεται όλο και περισσότερο από τις τοπικές συνθήκες διάβρωσης και αποσάθρωσης. Από τη δράση αυτών των παραγόντων η ευστάθεια του πρυνούς κρίνεται οριακή καθώς υπάρχουν σοβαρές ενδείξεις ενδεχόμενης αστοχίας στα κτίρια, με εμφανείς παραμορφώσεις και ρωγμές.



Εικόνα 58. Μετρηθείσες ρωγμές στα κτίρια της Μονής, οι οποίες προμηνύουν μια ενδεχόμενη αστοχία.

9.2. Εκτελεσθείσες εργασίες

Η έρευνα του υπεδάφους στη θέση του έργου πραγματοποιήθηκε με τη διεξαγωγή μίας δειγματοληπτικής γεώτρησης (θέση Γ-1, βάθους 14,10m) και τριών ερευνητικών τομών (Σ1-3), όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 5. Στοιχεία γεωτεχνικής έρευνας

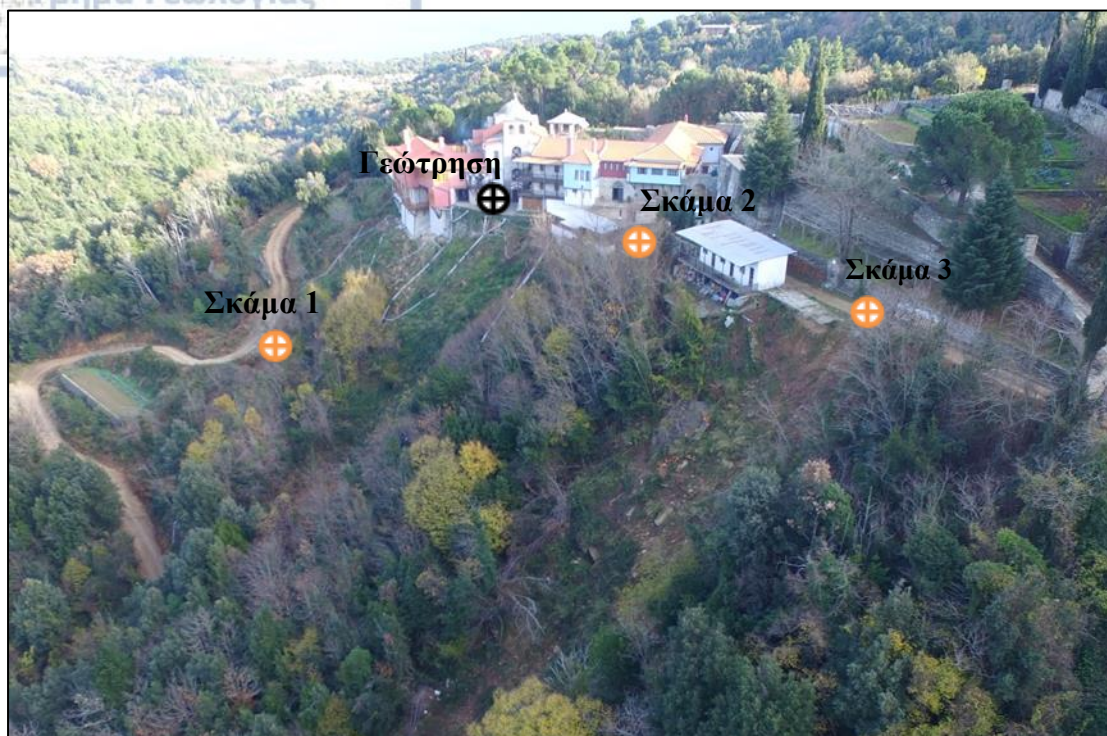
Γεωτρήσεις- Σκάμματα	Υψόμετρο (m)	Βάθος έρευνας (m)	Στάθμη υπόγειου υδάτινου ορίζοντα (m)	x	ψ
Γ-1	306,6	14,10	13,15	520990,723	4456797,366
Σ-1	277,5	2,00	-	520997,718	4456837,998
Σ-2	309,9	1,10	-	520955,348	4456766,503
Σ-3	311,3	1,60	-	520913,062	4456774,303

Η γεώτρηση Γ-1 πραγματοποιήθηκε με συνεχή δειγματοληψία αντιπροσωπευτικών δειγμάτων εδάφους. Η διάνοιξη των ερευνητικών τομών έγινε με σκαπτικό μηχάνημα, και μετά το πέρας της αποτύπωσης της τομής και της ενδεικτικής δειγματοληψίας ακολούθησε επανεπίχωσή τους. Τα δείγματα της γεώτρησης και των σκαμμάτων εξετάστηκαν μακροσκοπικά και ορισμένα αντιπροσωπευτικά εξ αυτών υποβλήθηκαν σε εργαστηριακές δοκιμές εδαφομηχανικής και βραχομηχανικής, που εκτελέστηκαν στο Εργαστήριο Τεχνικής Γεωλογίας και Υδρογεωλογίας του Τμήματος Γεωλογίας του Α.Π.Θ καθώς και στο Εργαστήριο Γεωμηχανικής του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε του Αλεξάνδρειου Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Θεσσαλονίκης.

Οι δοκιμές αυτές περιελάμβαναν:

- Δοκιμές κατάταξης του εδάφους (κοκκομετρικές αναλύσεις με κόσκινα, κοκκομετρική ανάλυση με αραιόμετρο, μετρήσεις ορίων υδαρότητας - πλαστικότητας).
- Δοκιμές προσδιορισμού φυσικών χαρακτηριστικών (φυσική υγρασία, φαινόμενο βάρος και εξ αυτών προσδιορισμό του δείκτη κενών και του βαθμού κορεσμού του εδάφους).
- Δοκιμές προσδιορισμού των παραμέτρων συμπίεστότητας (δοκιμή μονοδιάστατης στερεοποίησης).
- Δοκιμές προσδιορισμού των παραμέτρων αντοχής (δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης, δοκιμή άμεσης διάτμησης)
- Δοκιμή αντοχής βραχωδών δειγμάτων (αντοχή ανεμπόδιστης θλίψης βράχου, δοκιμή άμεσης διάτμησης).

Ακόμη, έγινε αναλυτική περιγραφή και προσδιορισμός της συνοχής και της γωνίας τριβής των επιφανειών διακλάσεων της βραχομάζας και αξιολόγηση της επί τόπου αντοχής των πετρωμάτων που τη δομούν, ενώ τέλος εκτελέστηκε και γεωμηχανική ταξινόμηση της βραχομάζας κατά RMR(Bieniawski, 1989) , GSI (Marinos and Hoek, 2000) και SMR (Romana, 1985) .



Εικόνα 59. Δορυφορική άποψη του υπό μελέτη μνημείου με σημείωση της θέσης της δειγματοληπτικής γεώτρησης και των ερευνητικών σκαμάτων.

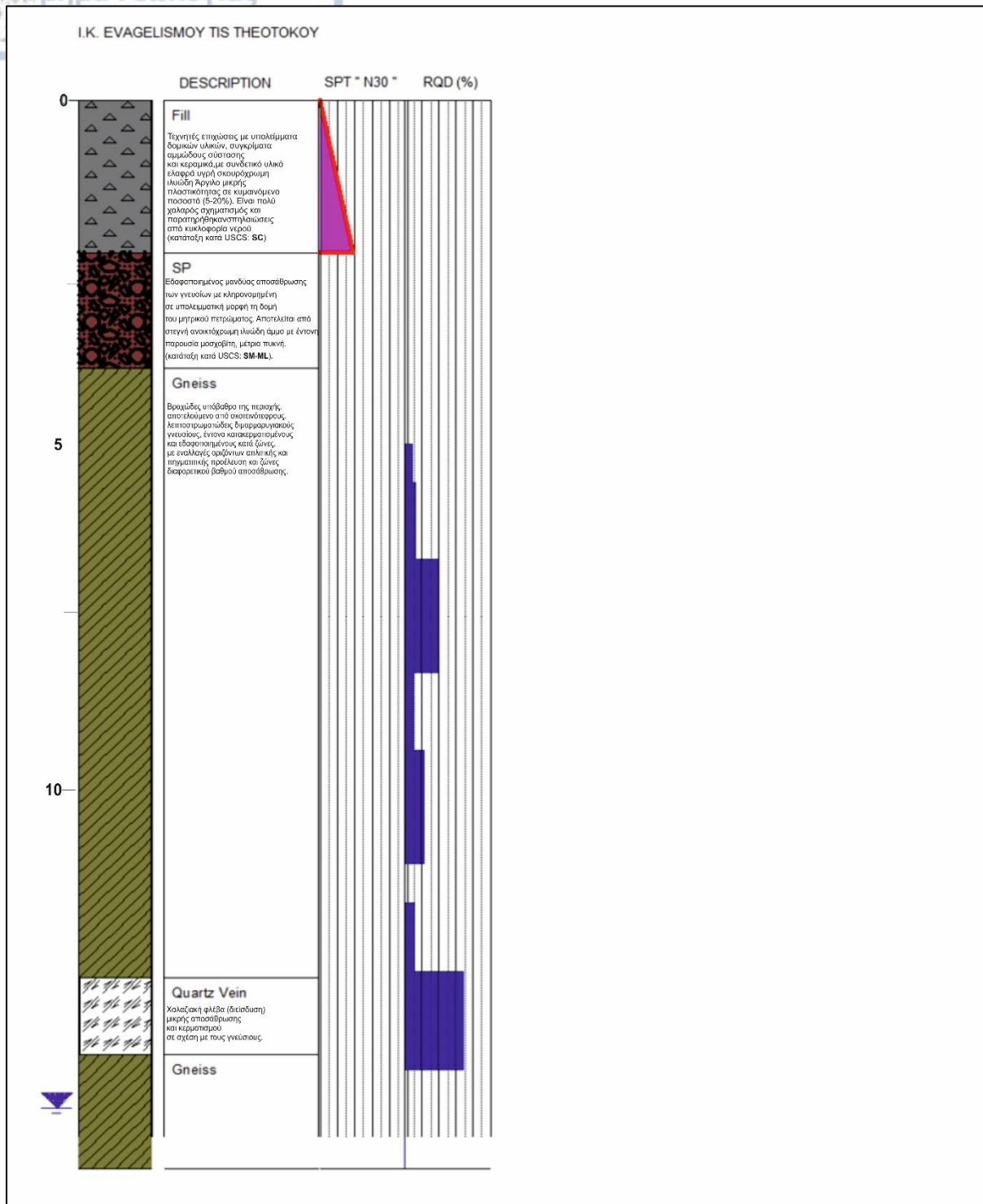
9.3. Στρωματογραφία υπεδάφους - υπόγεια νερά

Όπως ήδη αναφέρθηκε για τους σκοπούς της εν λόγω μελέτης εκτελέστηκαν μία γεώτρηση βάθους 14 m και τρία ερευνητικά σκάμματα. Από την γεώτρηση διακρίθηκαν τρεις στρωματογραφικές ενότητες, ενώ η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα κατά την περίοδο της διάτρησης εντοπίστηκε στα 13,5 m βάθος. Οι ενότητες αυτές είναι:

Στρώμα "F1" : Επιφανειακά και μέχρι βάθος 2,1m περίπου, συναντήθηκαν τεχνητές επιχώσεις αποτελούμενες από υπολείμματα δομικών υλικών, συγκρίματα αμμόδους σύστασης και κεραμικά, με συνδετικό υλικό ελαφρά υγρή σκουρόχρωμη ιλυώδη Άργιλο μικρής πλαστικότητας σε κυμαινόμενο ποσοστό (5-20%). Είναι πολύ χαλαρός σχηματισμός και παρατηρήθηκαν σπηλαιώσεις από κυκλοφορία νερού (κατάταξη κατά USCS: SC).

Στρώμα "S1" : Από βάθος 2,1m μέχρι βάθος 3,5 εντοπίστηκε εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης των γενεσίων με κληρονομημένη σε υπολειμματική μορφή τη δομή του μητρικού πετρώματος. Αποτελείται από στεγνή ανοιχτόχρωμη ιλυώδη άμμο με έντονη παρουσία μοσχοβίτη, μέτρια πυκνή (Εικόνα 9). (κατάταξη κατά USCS: SM-ML).

Στρώμα "R1" : Από βάθος 3,5m μέχρι το βάθος έρευνας 14,1m περίπου, συναντήθηκε το βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής, αποτελούμενο από σκοτεινότεφρους, λεπτοστρωματώδεις διμαρμαρυγικούς γενεσίου, έντονα κατακερματισμένους και εδαφοποιημένους κατά ζώνες, με εναλλαγές οριζόντων απλιτικής και πηγματιτικής προέλευση και ζώνες διαφορετικού βαθμού αποσάθρωσης. Σε βάθος 11,4-12,5m συναντάται χαλαζιακή φλέβα (διείσδυση) μικρής αποσάθρωσης και κερματισμού σε σχέση με τους γενεσίους.

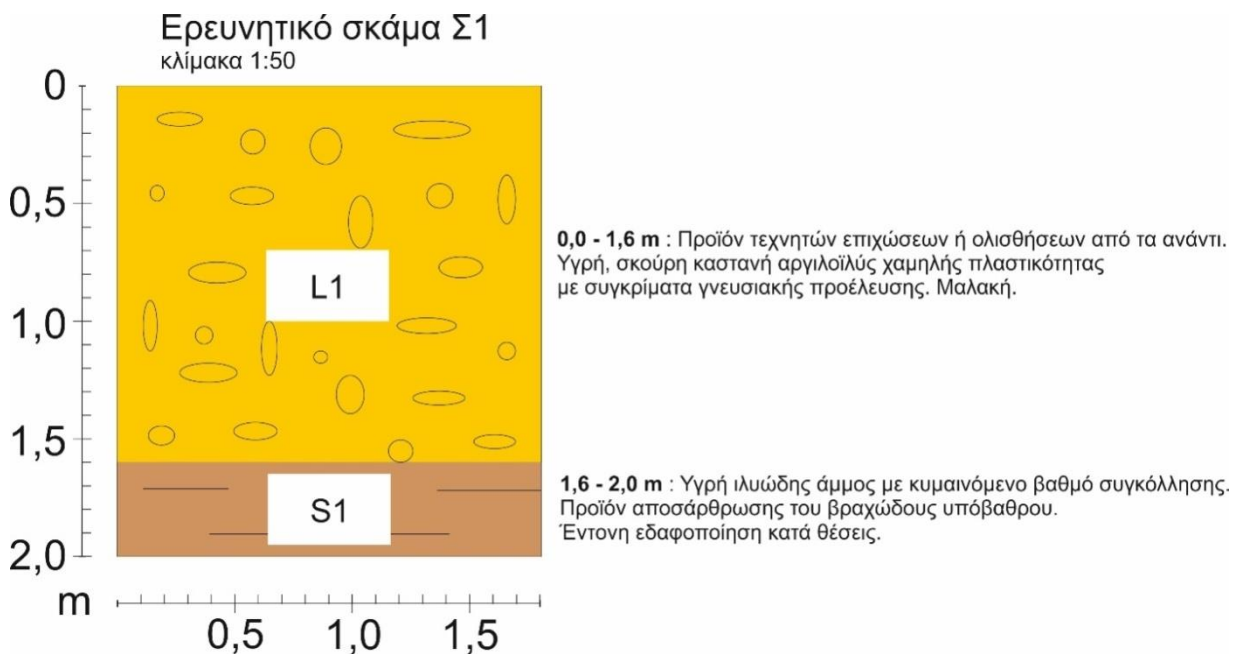


Εικόνα 60. Στρωματογραφική στήλη γεώτρησης, όπου αναφέρονται και ο αριθμός κτύπων Nspt καθώς και οι αντίστοιχες τιμές RQD % στο βραχώδες τμήμα (LogPlot 7.0).

Αντίστοιχα, στο πρώτο ερευνητικό σκάμα (Σ1) βρέθηκαν τα εξής στρώματα:

Στρώμα "L1" : Επιφανειακά και μέχρι βάθος 1,6m περίπου, συναντήθηκαν γεωλικά ολισθήσεων των ανάντι αναβαθμών, αποτελούμενα από υγρή, μαλακή, σκούρη καστανή αργιλώδη άμμο έως αμμώδη άργιλο σε ποσοστό 28-30%, χαμηλής πλαστικότητας με συγκρίματα γενεσιακής προέλευσης (κατάταξη κατά USCS: SC-CL).

Στρώμα "S1" : Από βάθος 1,6m μέχρι βάθος 2,0m εντοπίστηκε εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης των γενεσιών με κληρονομημένη σε υπολειμματική μορφή τη δομή του μητρικού πετρώματος. Αποτελείται από στεγνή ανοιχτόχρωμη ιλυώδη άμμο με έντονη παρουσία μοσχοβίτη, μέτρια πυκνή (κατάταξη κατά USCS: SM-ML).



Εικόνα 61. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ1

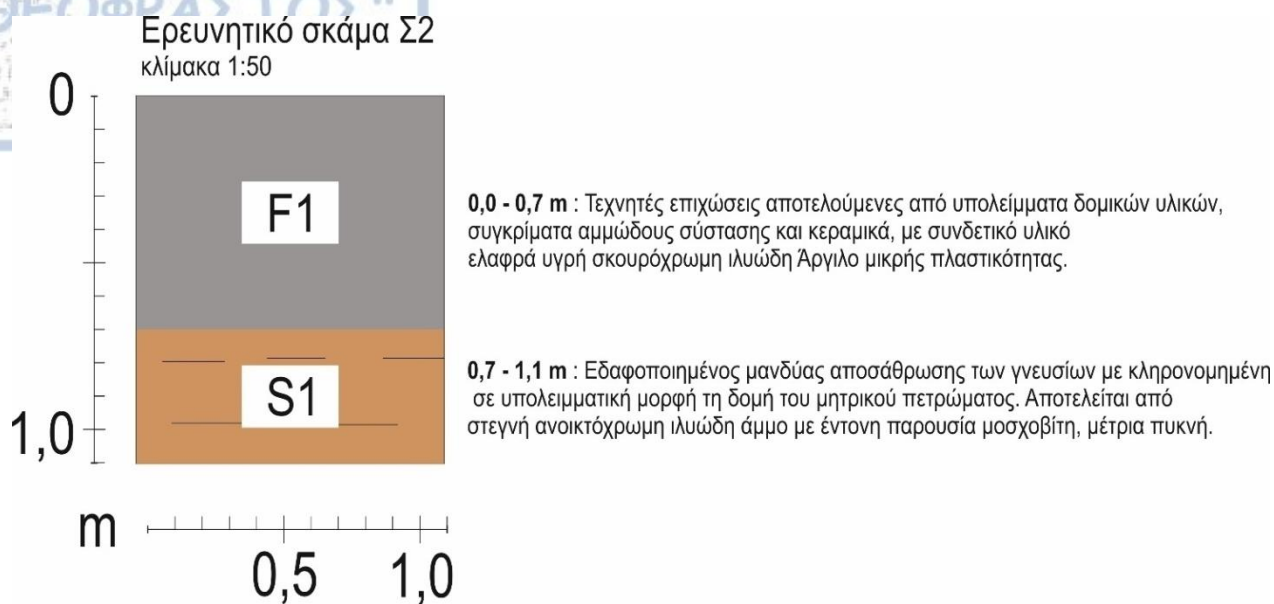


Εικόνα 62. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ1.

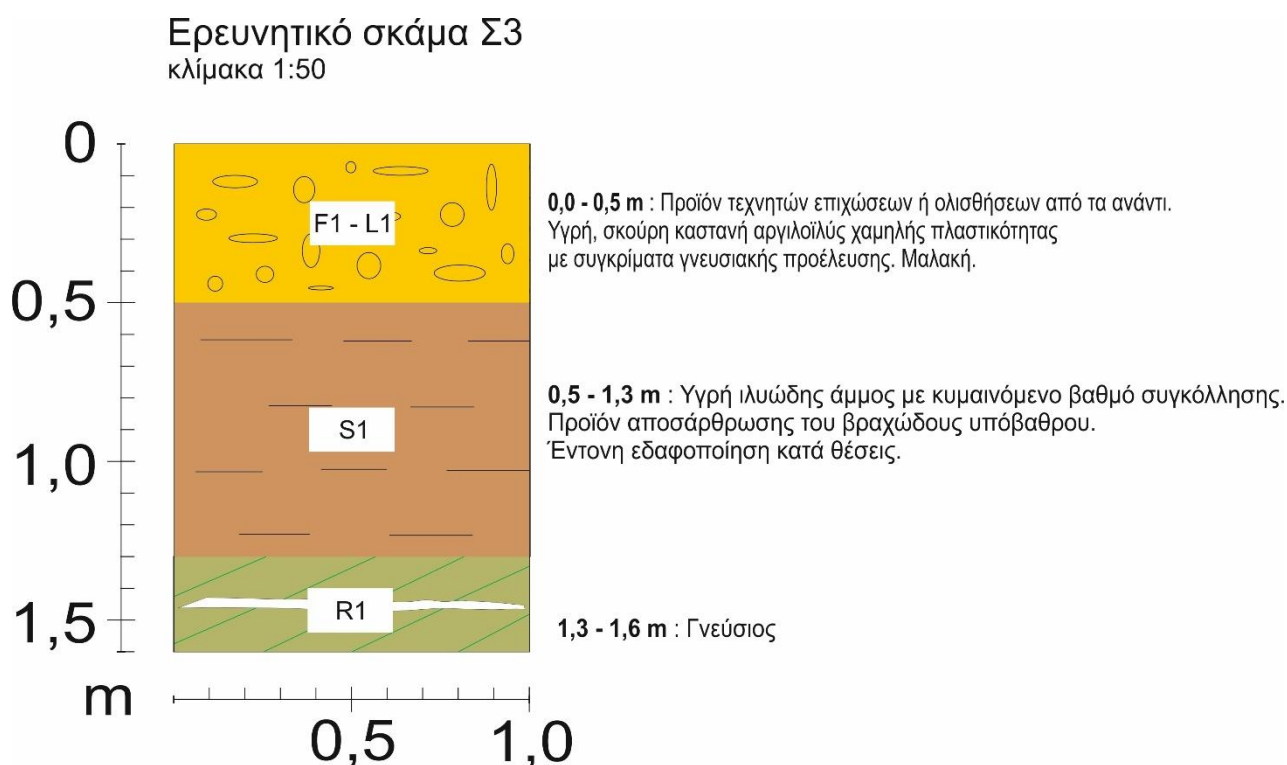
Στα σκάματα Σ2 και Σ3, συναντήθηκαν:

Στρώμα "F1" : Επιφανειακά και μέχρι βάθος 0,5m περίπου, συναντήθηκαν τεχνητές επιχώσεις αποτελούμενες από υπολείμματα δομικών υλικών, συγκρίματα αμμώδους σύστασης και ρίζες, με συνδετικό υλικό ελαφρά υγρή σκουρόχρωμη ιλυώδη Άργιλο μικρής πλαστικότητας σε κυμαινόμενο ποσοστό (20-30%), (κατάταξη κατά USCS: SC-CL).

Στρώμα "S1" : Από βάθος 0,5m μέχρι βάθος 1,3m εντοπίστηκε εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης των γενεσίων με κληρονομημένη σε υπολειμματική μορφή τη δομή του μητρικού πετρώματος (Εικόνα 13). Αποτελείται από στεγνή ανοικτόχρωμη ιλυώδη άμμο με έντονη παρουσία μοσχοβίτη, μέτρια πυκνή (κατάταξη κατά USCS: SM-ML).



Εικόνα 63. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ2.



Εικόνα 64. Διατομή ερευνητικού σκάματος Σ3.



Εικόνα 65. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ2.



Εικόνα 66. Χαρακτηριστική εικόνα σκάματος Σ3.

9.4.Εδαφικές ιδιότητες

Για την αξιολόγηση των εδαφικών παραμέτρων εκτελέστηκαν, όπως αναφέρθηκε, οι απαραίτητες εργαστηριακές δοκιμές εδαφομηχανικής. Από τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών και έπειτα από στατιστική επεξεργασία, εξήχθησαν οι ζητούμενες παράμετροι σχεδιασμού των εδαφικών σχηματισμών (στρώμα S1 – Μανδύας αποσάθρωσης). Τα αποτελέσματα αυτά, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον ακόλουθο πίνακα και επίσης, αξιολογούνται και ερμηνεύονται σε συνδυασμό με τα αποτελέσματα των επί τόπου δοκιμών SPT ($N_{spt} = 19$) που εκτελέστηκαν κατά τη διάνοιξη της γεώτρησης, ενώ οι αναλυτικές τιμές των δοκιμών παραθέτονται στο παράρτημα Α.

Πίνακας 6. Αποτελέσματα μηχανικών χαρακτηριστικών υπεδάφους βάσει εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών.

Ιδιότητες – Στρώμα S1	Τιμές εδαφικών παραμέτρων
Βάθος	2,1-3,5 (m)
Μέσο πάχος	1,4 (m)
N_{30}SPT	19
Αστράγγιστη συνοχή ($C_u - C_{uspt}$) (kPa)	-
Φυσική υγρασία (W %)	19-20
Υγρό φαινόμενο βάρος ($\gamma - \gamma_{sat}$) (kN /m³)	$\gamma \approx 18,1-20$ $\gamma_{sat} \approx 20,1$
Λόγος κενών (e)	0,48-0,65
Δείκτης πλαστικότητας (PI %)	5
Συνεκτικότητα (c') (kPa)	0
Γωνία τριβής ($\phi' - \phi'_{spt}$)	33,5° - 32,7°
Μέτρο συμπίεστότητας ($E_{Soed} - E_{SoedSPT}$) (MPa)	3,7 - 16,7
Δείκτης συμπίεστότητας (C_c)	0,135
Συντελεστής στερεοποίησης (C_v) (cm²/sec*10⁻⁴)	8,6

Οι εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού των χαρακτηριστικών εδάφους από δοκιμή N_{spt} που χρησιμοποιήθηκαν είναι:

$$C_u = 0,6N \text{ t/m}^2 \text{ (Terzaghi\&Peck),}$$

$$\phi' = 0,3N + 27^\circ \text{ ή SPT (30-50) , } \phi = 40^\circ - 45^\circ \text{ (Peck),}$$

$$E_s = 5 (N + 15) \text{ kp/cm}^2 \text{ (Webb, 1969) για άμμους.}$$

9.5. Μηχανικά χαρακτηριστικά βραχομάζας

Οι βραχώδεις σχηματισμοί πάνω στους οποίους θεμελιώνονται τα κτίρια, αποτελούνται από γνευσίους. Για τον προσδιορισμό της αντοχής σε θλίψη των σχηματισμών αυτών, λήφθηκαν επιφανειακά δείγματα και εκτελέστηκαν δοκιμές φόρτισης αιχμής (pointload tests) και δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης. Με βάση τα αποτελέσματα αυτά η μονοαξονική αντοχή των γνευσίων κυμαίνεται από 11,9 – 16,85 MPa ανάλογα με τον προσανατολισμό των επιφανειών σχιστότητας αλλά και το βαθμό αποσάθρωσης. Πρόκειται επομένως για σχηματισμούς μέτριας αντοχής, οι οποίοι εμφανίζουν ανισότροπη συμπεριφορά λόγω ύπαρξης επιφανειών σχιστότητας που σε συνδυασμό με τη διεύθυνση επιβολής της φόρτισης μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία..



Εικόνα 67. Δοκιμή σημειακής φόρτισης σε δείγμα γνευσίου (Δ1)

Όσον αφορά τα συστήματα ασυνεχειών που εντοπίστηκαν, αυτά περιγράφηκαν με λεπτομέρεια και με βάση την τραχύτητα (JRC) και την αντοχή των επιφανειών τους (JCS), έγινε υπολογισμός της γωνίας τριβής τους ϕ (°) σύμφωνα με το κριτήριο Barton.

$$\tau = \sigma' \tan \left(\phi_b + JRC \log \frac{JCS}{\sigma'} \right)$$

Πίνακας 7. Υπολογισμός παραμέτρων αντοχής κύριων συστημάτων ασυνεχειών

Σύστημα ασυνεχειών	J1	J2	J3	J4	J5	S
ϕ_b (°)	23	23	23	23	23	23
JRC	7	14	7	7	7	1,5
JCS	8,5	11,8	11,8	10,5	10,5	8,5
ϕ (°)	27,3	33,3	28,3	28	28	24

Σημειώνεται ότι για την εκτίμηση της γωνίας τριβής ϕ (°) με τη χρήση του συγκεκριμένου κριτηρίου χρησιμοποιήθηκε η βιβλιογραφική τιμή της βασικής γωνίας τριβής ϕ_b ίση με 23 μοίρες (Πίνακας 7), ενώ η συνοχή (c) λήφθηκε ίση με μηδέν καθώς πρόκειται για ανοικτές ασυνέχειες χωρίς συνοχή και υλικό πλήρωσης. Επιπρόσθετα, για έναν πιο ακριβή προσδιορισμό των παραμέτρων αντοχής των επιπέδων ασυνεχειών, εκτελέστηκαν έξι δοκιμές άμεσης διάτμησης σε φυσική ασυνέχεια σε δύο βραχύδη δείγματα της στενής περιοχής μελέτης, στο Εργαστήριο Γεωμηχανικής του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Τ.Ε του Αλεξάνδρειου Τεχνολογικού Εκπαιδευτικού Ιδρύματος Θεσσαλονίκης. Για την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων από τη συγκεκριμένη δοκιμή χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Παπαλιάγκα ,το οποίο έχει τη γνωστή απλή μορφή (Tsikrikis Msc thesis,2015):

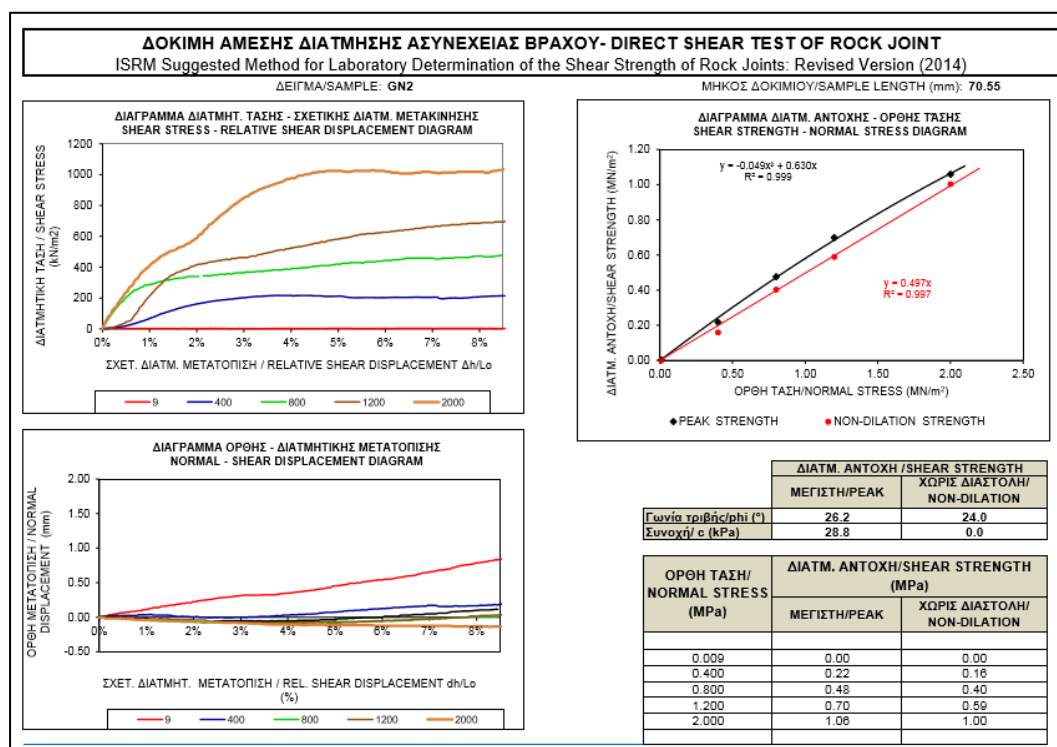
$$T_p = \sigma_n \tan (\phi_m + \psi)$$

στη ορθή τάση

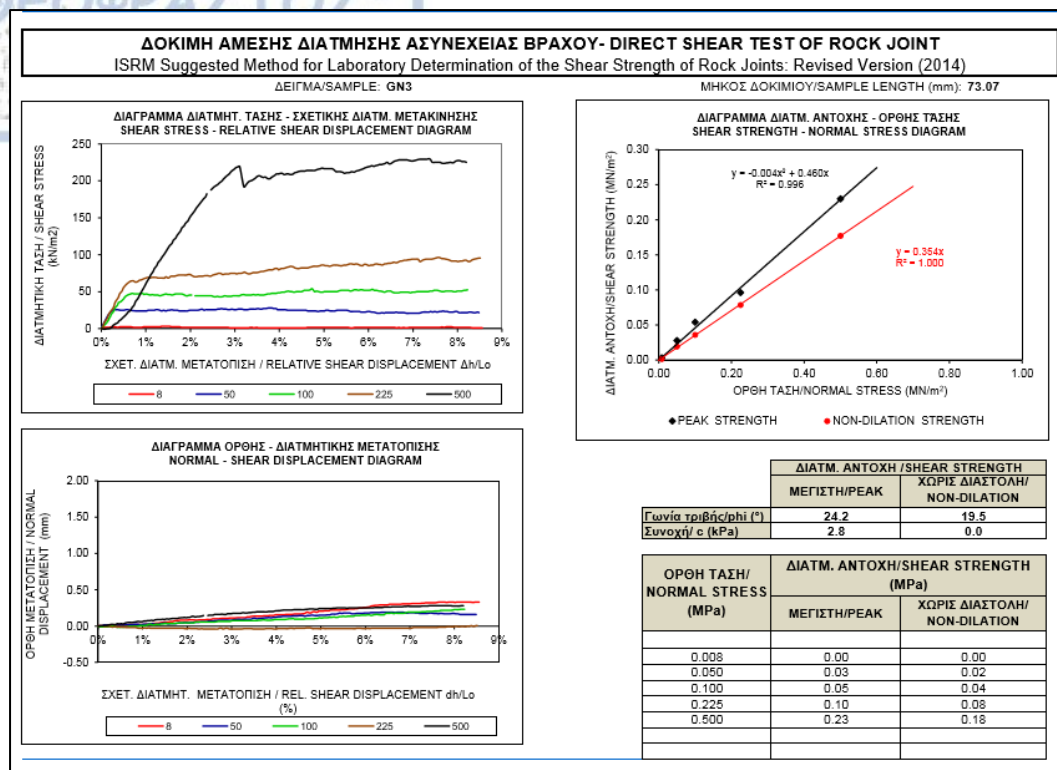
ϕ_m η γωνία τριβής του υλικού των τοιχωμάτων αυτής της ασυνέχειας και

ψ η γωνία διαστολής που αντιστοιχεί στη μέγιστη διατμητική αντοχή.

Από τα αποτελέσματα της δοκιμής προέκυψε γωνία τριβής ίση με 24° για το GN2 και $19,5^\circ$ για το GN3 (Εικόνες 68,69).

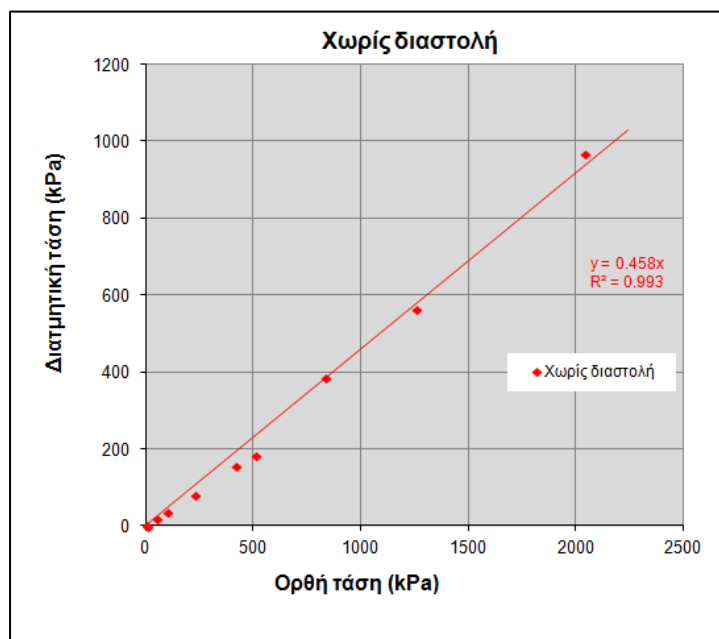


Εικόνα 68. Αποτελέσματα δοκιμής άμεσης διάτμησης για το πρώτο δείγμα βράχου GN2.



Εικόνα 69. Αποτελέσματα δοκιμής άμεσης διάτμησης για το πρώτο δείγμα βράχου GN3.

Από τα εργαστηριακά αποτελέσματα και των 2 δοκιμών και σύμφωνα τη μέθοδο των Henger & Richards(1989) που προτείνει πως η διατμητική κίνηση εξομοιώνεται με την κίνηση κατά μήκος ενός κεκλιμένου επιπέδου με κλίση ίση με το στιγμιαίο ρυθμό διαστολής σχεδιάστηκε η καμπύλη του σχήματος της εικόνας 70, από την οποία προέκυψε για το βραχώδη σχηματισμό της περιοχής γωνία τριβής $\phi_m = 24,6^\circ$.



Εικόνα 70. Διάγραμμα ορθής τάσης – διατμητικής τάσης για τον υπολογισμό της γωνίας τριβής ϕ_m με βάση το κριτήριο Παπαλιάγκα.

Συνοπτικά, οι διαφορές ανάμεσα στο κριτήριο Barton και στο νέο κριτήριο με βάση τον Παπαλιάγκα παρουσιάζονται στον πίνακα της εικόνας 71 (Tsikrikis Msc, 2015).

	Κριτήριο Papaliangas		Κριτήριο Barton
1. Μορφή	$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_m + \psi)$		$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_b + i)$
2. Παράμετρος τριβής	ϕ_m : Γωνία τριβής υλικού τοιχωμάτων		ϕ_r : Παραμένουσα γωνία τριβής
	-βασική ιδιότητα του υλικού -προσδιορίζεται από δοκιμές άμεσης διάτμησης σε δείγματα φυσικής ασυνέχειας (αμεσότητα)		-δεν είναι ιδιότητα του υλικού -προσδιορίζεται από τη γωνία τριβής επίπεδων διαμορφωμένων επιφανειών με εμπειρικό τρόπο (κρουσίμετρο Schmidt)
3. Παράμετρος τραχύτητας	$\tan \psi = \tan \psi_o \log_{10} \frac{\sigma_{nT}}{\sigma_n} / \log_{10} \frac{\sigma_{nT}}{\sigma_{no}}$		$i = JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n}$
	$\tan \psi$: αποτέλεσμα μόνο της διαστολής		i : αποτέλεσμα της διαστολής και της απότμησης των μικροεσοχών
	ψ_o : μέγιστη γωνία κλίσης μικροεσοχών		JRC: δείκτης τραχύτητας ασυνέχειας
	-φυσική παράμετρος -προσδιορίζεται με άμεση μέτρηση		-εμπειρική παράμετρος -προσδιορίζεται εμπειρικά
4. Οριακές συνθήκες	σ_{nT} : ορθή τάση ικανή να περιορίσει πλήρως τη διαστολή		JCS: θλιπτική αντοχή τοιχωμάτων
	-προσδιορίζεται από τις ίδιες δοκιμές όπως και η ϕ_m		-για αποσπασθόμενες επιφάνειες προσδιορίζεται έμμεσα με το κρουσίμετρο Schmidt
	χαμηλές ορθές τάσεις	$\tau_p = \sigma_n \tan 70^\circ$	$\tau_p = \sigma_n \tan 70^\circ$
	υψηλές ορθές τάσεις	$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_m$	$\tau_p = \sigma_n \tan \phi_b$

Εικόνα 71. Διαφορές μεταξύ κριτηρίου Barton και Papaliaga για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών (Tsikrikis Msc, 2015).

Με βάση όλα τα παραπάνω παρατηρούμε ότι τα αποτελέσματα που προέκυψαν με βάση τις μεθόδους που παρουσιάστηκαν δεν αποκλίνουν σημαντικά μεταξύ τους και για τις αναλύσεις ευστάθειας λήφθηκε προσεγγιστικά μια γωνία τριβής ίση με 24° για την επιφάνεια της στρώσης η οποία θεωρείται η δυσμενέστερη επιφάνεια για την εκδήλωση αστοχιών. Τα αναλυτικά αποτελέσματα των δοκιμών παραθέτονται στο παράρτημα της εν λόγω μεταπτυχιακής διατριβής.

Ακόμη για τα βραχώδη τμήματα του υποβάθρου, στις θέσεις όπου αυτά εμφανίζονται και στις οποίες συνάχθηκαν και τα αντίστοιχα τεκτονικά διαγράμματα, εκτιμήθηκε και ο δείκτης ποιότητας βραχομάζας RQD (%) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα. Οι τιμές αυτές φανερώουν πτωχή ποιότητα βραχομάζας, λόγο του αυξημένου βαθμού αποσάθρωσης.

Πίνακας 8. Αποτελέσματα υπολογισμού RQD

Θέση παρατήρησης	RQD (%)
1	32
2	15
3	46
7	11
15	27
Συνολικό πρυνές	26

Αντίστοιχα, οι τιμές του δείκτη RQD (%) που μετρήθηκαν από τους πυρήνες της γεώτρησης παρουσιάζονται στον πίνακα 9. Από τις τιμές αυτές και σύμφωνα με τον χαρακτηρισμό του πετρώματος με βάση το RQD κατά Deere 1964 (Πίνακας 10), η ποιότητα της βραχομάζας

χαρακτηρίζεται ως πολύ πτωχή, ενώ όπου συναντάται υψηλότερη τιμή κατά μήκος της γεώτρησης, αυτή οφείλεται στην ύπαρξη χαλαζιακής φλέβας εντός του αποσαθρωμένου υποβάθρου.

Πίνακας 9. Αποτελέσματα υπολογισμού RQD κατά μήκος της γεώτρησης.

Βάθος (m)	Τιμές RQD (%)
3,5 – 4,5	0
4,5 – 5	10
5 – 6	14
6 – 7,5	40
7,5 – 8,5	12
8,5 – 10	24
10 – 10,5	0
10,5 – 11,4	13
11,4 – 12,7	69
12,7 – 14,1	0

Πίνακας 10. Χαρακτηρισμός πετρώματος με βάση τον δείκτη RQD, Deere(1964).

RQD (%)	Ποιότητα πετρώματος
0 – 25	Πολύ πτωχή
25 – 50	Πτωχή
50 – 75	Μέτρια
75 – 90	Καλή
90 – 100	Εξαιρετική

10. Γεωμηχανική ταξινόμηση

10.1. Γενικά

Για τον προσδιορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχομάζας έγινε η ταξινόμηση – βαθμονόμησή της, αρχικά με το γεωλογικό δείκτη αντοχής GSI και στη συνέχεια με τη μέθοδο ταξινόμησης κατά RMR (Beniawski, 1989) με βάση την οποία έγινε στη συνέχεια η αξιολόγηση των πιθανών μηχανισμών αστοχίας των διαφορετικών θέσεων των πρηνών κατά το σύστημα SMR (Romana, 1985). Για τις ταξινομήσεις αυτές λήφθηκαν υπόψη όλες οι υπαίθριες παρατηρήσεις και οι αναλυτικές περιγραφές των ασυνεχειών σύμφωνα με τα αντίστοιχα τεκτονικά διαγράμματα.

10.2. Γεωτεχνική ταξινόμηση GSI (E.Hoek, Π.Μαρίνος, 2000)

Ο Γεωλογικός δείκτης αντοχής (Geological Strength Index, GSI), χρησιμοποιείται ευρέως στη χώρα μας. Ο δείκτης GSI έχει ευρύτατη εφαρμογή στην εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής της βραχομάζας καθώς η ποσοτικοποίηση των γεωλογικών χαρακτηριστικών μειώνει την μηχανική αβεβαιότητα και βοηθάει στο να ερμηνευθεί με μεγαλύτερη σαφήνεια η συμπεριφορά της. Εισήχθη από τους Hoek, Wood και Shah (1992), ενώ οι Hoek και Brown εισήγαγαν την αναγκαιότητα των γεωλογικών παρατηρήσεων για την ορθότερη εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας της βραχομάζας. Επομένως, ο δείκτης αποτελεί σημαντικό στοιχείο στην εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Hoek and Brown και συμβάλει σημαντικά στον προσδιορισμό των παραμέτρων, που είναι απαραίτητοι για τον σχεδιασμό έργων σε περιβάλλον ρωγματομένων βράχων. Από το 1998, το κριτήριο επεκτάθηκε σε ασθενείς βραχομάζες από τους Hoek & Marinos, προσεγγίζοντας εξαιρετικά προβληματικά γεωυλικά.



Οι τιμές GSI εξήχθησαν για την κάθε θέση παρατήρησης, όπου συντάχθηκαν τεκτονικά διαγράμματα, καθώς και για τη συνολική περιοχή μελέτης και παρουσιάζονται στον πίνακα.

Πίνακας 11. Αποτελέσματα δείκτη ταξινόμησης GSI σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα RQD ανά θέση παρατήρησης.

Θέση παρατήρησης	Geological Strength Index, GSI	RQD (%)
1	35 – 40	32
2	20 – 25	15
3	40 – 45	46
7	20 – 25	11
15	20 – 25	27
Συνολικό πρυνές	25 – 30	26

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, με βάση την ταξινόμηση GSI η βραχομάζα χαρακτηρίζεται από τεμαχώδης/αδιατάρακτη – στρωματώδης στις θέσεις όπου εμφανίζεται πιο υγιής, έως και διαταραγμένη – στρωματώδης/πτυχωμένη στις έντονα αποσαθρωμένες περιοχές.

ΔΕΙΚΤΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ (GSI) (E. Hoek, Π. Marinos, 2000)		ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ				
Βασίζομενοι στην περιγραφή της λιθολογικής σύστασης, της δομής και της ποιότητας των ασυνεχειών της βραχομάζας εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI από τις καμπύλες. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 έως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι το GSI = 35. Ο καθορισμός της δομής καθώς και της ποιότητας των ασυνεχειών μπορεί να κυμαίνεται μεταξύ δύο γειτονικών πεδίων. Τονίζεται ιδιαίτερα ότι το κριτήριο Hoek - Brown δεν εφαρμόζεται σε αστάθειες που ελέγχονται από συγκεκριμένες ασυνέχειες όταν οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες (όπως διατμημένα επίπεδα στρώσης) έχουν δυσμενή προσανατολισμό σε σχέση με την εκσκαφή. Τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχομάζας. Η αντοχή ορισμένων βραχομαζών μειώνεται από την παρουσία του υπόγειου νερού και αυτό μπορεί να ληφθεί υπόψη με μικρή μετακίνηση προς τα δεξιά στις στήλες της μέτρησης, πτώχης και πολύ πτώχης κατάστασης ασυνεχειών. Η πίεση του νερού δεν μεταβάλλει την τιμή του GSI και λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων στους υπολογισμούς.		ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →				
ΔΟΜΗ		ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ	ΚΑΛΗ	ΜΕΤΡΙΑ	ΠΤΩΧΗ	ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ
		Πολύ τραχιές, υγείες, μη αποσπασθόμενες επιφάνειες	Τραχιές, ελαφρά αποσπασθόμενες και οξείδιωμένες επιφάνειες	Λείες, μετρίως αποσπασθόμενες και εξαλλοιωμένες επιφάνειες	Πολύ λείες, κατά περίπτωση ολισθηρές επιφάνειες με σημαντή επιφλοιώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα	Πολύ ολισθηρές επιφάνειες ή πολύ αποσπασθόμενες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης ή επιφλοιώσεις
		90			N/A	N/A
		80	70			
			60	50		
				40	30	
					20	
		N/A	N/A			10

Εικόνα 72. Διάγραμμα για τις εκτιμήσεις του GSI από τις επιτόπου γεωλογικές παρατηρήσεις (Hoek and Marinos, 2000), όπου σημειώνονται τα εύρη τιμών των δύο ακραίων εμφανίσεων της βραχομάζας.



Εικόνα 73. Αδιατάρακτη βραχομάζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα, που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών (GSI 40 – 45).

10.3. Γεωτεχνική ταξινόμηση RMR (Bieniawski, 1989)

Το σύστημα RMR προτάθηκε από τον Bieniawski (1973,1976) για να λάβει την τελική μορφή του, χωρίς σημαντικές διαφοροποιήσεις, το 1989. Η τιμή του δείκτη RMR προκύπτει από το άθροισμα μιας σειράς επιμέρους παραμέτρων και κυμαίνεται από 8 μέχρι 100.

$$RMR = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$$

Η ταξινόμηση αυτή χρησιμοποιεί τις παρακάτω πέντε παραμέτρους:

- Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος (σ_{ci}),
- Δείκτη ποιότητας του πετρώματος (RQD),
- Απόσταση των ασυνεχειών ,
- Κατάσταση των ασυνεχειών,
- Συνθήκες του υπόγειου νερού

Στο τελικό άθροισμα των επιμέρους παραμέτρων λαμβάνεται υπόψη και η απομείωση λόγω προσανατολισμού των ασυνεχειών (R6) με βάση τον πίνακα ταξινόμησης κατά RMR που ακολουθεί. Κατόπιν, συσχετίζονται τα υποτμήματα C και D του πίνακα αυτού, από όπου προκύπτουν πληροφορίες για το εύρος τιμών των γεωτεχνικών παραμέτρων c και ϕ° , ενώ από τις σχέσεις που ακολουθούν εκτιμάται και το μέτρο παραμορφωσιμότητας. Επ' της βραχομάζας in situ, κατά Serafim & Pereira (1983):

- $E_M = 2 \cdot RMR - 100$ (GPa) για $RMR > 50$
- $E_M = 10(RMR - 10)/40$ (GPa) για $20 < RMR < 50$

Πίνακας 12. Παράμετροι ταξινόμησης κατά RMR και εύρος τιμών

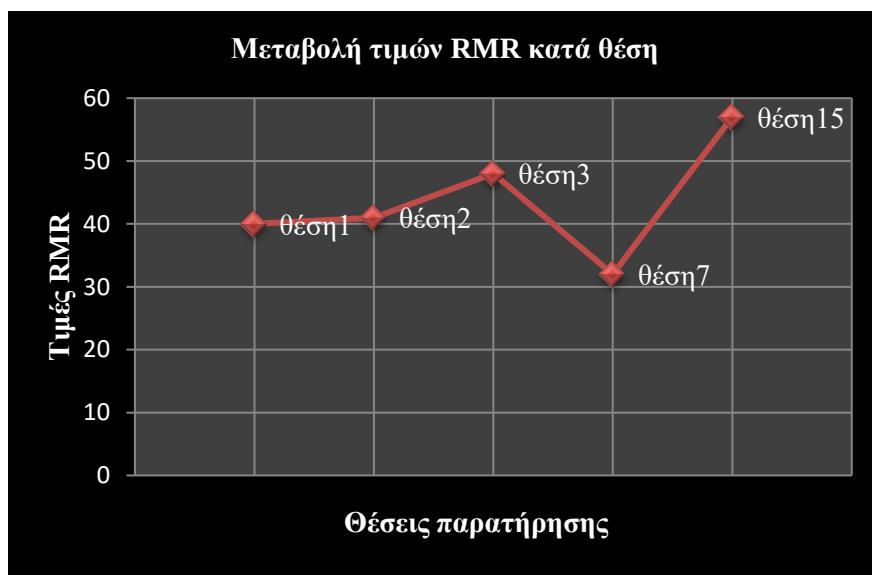
A. CLASSIFICATION –PARAMETERS AND THEIR RATINGS									
Parameter			Range of values						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive test is preferred		
		Uniaxial comp. strength	>250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core Quality RQD		90% –100%	75% –90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of discontinuities		> 2 m	0.6 - 2 . m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condition of –discontinuities (See E)		Very rough –surfaces Not continuous No separation Unweathered rock	Slightly rough sur- faces Separation < 1 mm Slightly weathered walls	Slightly rough sur- faces Separation < 1 mm Highly weathered walls	Slickensided surfaces or Gouge < 5 mm thick or Separation 1-5 mm Continuous	Soft gouge >5 mm thick or Separation → 5 mm Continuous		
	Rating		30	25	20	10	0		
–5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length (l/m)	None	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
		(Joint water press)/ (Major principal σ)	0	< 0.1	0.1, - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
	Rating		15	10	7	4	0		
B. RATING ADJUSTMENT FOR DISCONTINUITY ORIENTATIONS (See F)									
Strike –and dip orientations			Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very Unfavourable		
Ratings	Tunnels & mines		0	-2	-5	-10	-12		
	Foundations		0	-2	-7	-15	-25		
	Slopes		0	-5	-25	-50			
C. ROCK MASS CLASSES DETERMINED FROM TOTAL RATINGS									
Rating			100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 21		
Class number			I	II	III	IV	V		
Description			Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock		
D. MEANING OF ROCK CLASSES									
Class number			I	II	III	IV	V		
Average stand-up time			20 yrs for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	10 hrs for 2.5 m span	30 min for 1 m span		
Cohesion of rock mass (kPa)			> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Friction angle of rock mass (deg)			> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. GUIDELINES FOR CLASSIFICATION OF DISCONTINUITY conditions									
Discontinuity length (persistence)			< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
Rating			6	4	2	1	0		
Separation (aperture)			None	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
Rating			6	5	4	1	0		
Roughness			Very rough	Rough	Slightly rough	Smooth	Slickensided		
Rating			6	5	3	1	0		
Infilling (gouge)			None	Hard filling < 5 mm	Hard filling > 5 mm	Soft filling < 5 mm	Soft filling > 5 mm		
Rating			6	4	2	2	0		
Weathering			Unweathered	Slightly weathered	Moderately weathered	Highly weathered	Decomposed		
Ratings			6	5	3	1	0		
F. EFFECT OF DISCONTINUITY STRIKE AND DIP ORIENTATION IN TUNNELLING**									
Strike perpendicular to tunnel axis					Strike parallel to tunnel axis				
Drive with dip - Dip 45 - 90°			Drive with dip - Dip 20 - 45°		Dip 45 - 90°		Dip 20 - 45°		
Very favourable			Favourable		Very favourable		Fair		
Drive against –dip - Dip 45-90°			Drive against –dip - –Dip 20-45°		–Dip 0-20 - Irrespective of strike°				
Fair			Unfavourable		Fair				

* Some conditions are mutually exclusive . –For example, if infilling is present, the roughness of the surface will be overshadowed by the influence of the gouge. –In such cases use A.4 directly.

** Modified after Wickham et al (1972).

Πίνακας 13. Ταξινόμηση βραχομάζας κατά RMR ανά θέση παρατήρησης.

Θέση παρατήρησης	RMR	Κατηγορία	c (kPa)	φ (°)	E_m (GPa) κατά Serafim & Pereira (1983)
1	40	IV (poor)	100-200	15-25	5,6
2	41	III (fair)	200-300	25-35	5,9
3	48	III (fair)	200-300	25-35	8,9
7	32	IV (poor)	100-200	15-25	3,6
15	57	III (fair)	200-300	25-35	14,0
Συνολικό πρανές	40	IV (poor)	100-200	15-25	5,6



Εικόνα 74. Μεταβολή τιμών RMR κατά θέση παρατήρησης. Παρατηρείται μικρή μεταβολή τιμών με τη ποιότητα να κυμαίνεται από μέτρια έως πτωχή.

Με βάση το εκτιμώμενο GSI για το συνολικό πρανές όπως αναλύθηκε στην παράγραφο 10.2 και χρησιμοποιώντας το λογισμικό RocLab 1.0 της RocScience Corp. εκτιμήθηκε το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας με βάση το κριτήριο Hoek– Brown ίσο με $E_m = 1,3 \text{ GPa}$, ενώ μία μέση τιμή για τη συνοχή και τη γωνία τριβής σύμφωνα με το κριτήριο Mohr – Coulomb είναι $c = 200 \text{ kPa}$ και $\phi = 35^\circ$. Αντίστοιχα, οι Zhang & Einstein (2016) πρότειναν έναν έμμεσο προσδιορισμό του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχομάζας στηριζόμενοι στον εκτιμώμενο δείκτη ποιότητας RQD (%). Με βάση την εμπειρική αυτή σχέση το μέτρο παραμορφωσιμότητας E_m προκύπτει από τη σχέση: $E_m / E_r = 10^{0,0186 * RQD (\%) - 1,91}$. Έτσι, με βάση τη τιμή του RQD (%) για το συνολικό πρανές, όπως παρουσιάζεται στον πίνακα 14, για τα γνευσιακά πετρώματα της περιοχής, προκύπτει $E_m = 3 \text{ GPa}$. Στον ακόλουθο πίνακα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά οι τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας E_m της βραχομάζας, όπως προκύπτει με βάση τον γεωλογικό δείκτη GSI, τον δείκτη ποιότητας RQD και σύμφωνα με την ταξινόμηση κατά RMR. Πρόκειται για χαμηλής αντοχής σχηματισμούς. Για τις αναλύσεις ευστάθειας χρησιμοποιήθηκε το μέτρο παραμορφωσιμότητας όπως προέκυψε από τον δείκτη γεωλογικής αντοχής GSI καθώς θεωρείται πιο αξιόπιστο.

Πίνακας 14. Συγκεντρωτικός πίνακας τιμών του μέτρου παραμορφωσιμότητας E_m της βραχομάζας όπως εξήχθησε από εμπειρικές σχέσεις.

Μέθοδος	Μέτρο παραμορφωσιμότητας E_m (GPa)
GSI	1,3 (RocLab 1.0 της RocScience Corp.)
RQD (%)	3 (Zhang and Einstein , 2016)
RMR	5,6 (Serafim & Pereira, 1983)

10.4. Ταξινόμηση κατά SMR (Romana,1985)

Η ταξινόμηση κατά SMR (Slope Mass Rating) προτάθηκε από τον Romana, (1985) και χρησιμοποιείται με σκοπό να διαπιστωθούν τα πιθανά προβλήματα τα οποία ενδέχεται να προκύψουν στις θέσεις των τεχνιτών πρανών. Οι παράμετροι του συστήματος SMR και η περιγραφή των κλάσεων παρουσιάζονται στην εικόνα 75.

Case	Very Favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable
P $a_j - a_s$	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
T $a_j - a_s - 180^\circ$					
P/T $F_1 = (1 - \sin a_j - a_s)^2$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.00
P B_j	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
P $F_2 = \tan^2 B_j$	0.15	0.4	0.7	0.85	1.00
T F_2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P $B_j - B_s$	$> 10^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$	0°	$0^\circ - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
T $B_j - B_s$	$< 110^\circ$	$110^\circ - 120^\circ$	$> 120^\circ$	—	—
P/T F_3	0	— 6	— 25	— 50	— 60
F_4 Adjusting factor for excavation method	Natural slope + 15	Pre-splitting + 10	Smooth blasting + 8	Blasting or mechanical 0	Deficient blasting — 8

P- Planar failure

T- Toppling failure

a_s - Slope dip direction

B_s - Slope dip

a_j - Defect dip direction

B_j - Defect dip

Class	I	II	III	IV	V
SMR	81-100	61-80	41-60	21-40	0-20
Rock mass Description	Very good	Good	Normal	Bad	Very bad
Stability	Completely stable	Stable	Partially stable	Unstable	Completely unstable
Failures	None	Some block failure	Planar along some joints or many wedge failure	Planar or big wedge failure	Big planar or soil-like or circular
Probability of Failure	0.9	0.6	0.4	0.2	0

Εικόνα 75. Παράμετροι ταξινόμησης του συστήματος SMR

Η τελική τιμή του SMR προκύπτει από τη σχέση:

$$SMR = RMR_{basic} + (F_1 * F_2 * F_3) + F_4$$

Η παράμετρος F_4 λήφθηκε ίση με 15 καθώς πρόκειται για φυσικό πρανές. Τα αποτελέσματα για κάθε θέση παρατήρησης όπου συντάχθηκαν και τα αντίστοιχα τεκτονικά διαγράμματα παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 15. Ταξινόμηση βραχομάζας κατά SMR ανά θέση παρατήρησης

Θέση παρατήρησης	Είδος αστοχίας	Συστήματα ασυνεχειών						Ευστάθεια	Αστοχίες	Υποστήριξη
		J1	J2	J3	J4	J5	B			
1	P	55	55	54			54	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
	T	51	51	34			55	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
2	P	56	56	56			52	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
	T	39	52	52			56	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
3	P	63		63			62	ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΛΙΓΑ ΜΠΛΟΚ	ΠΕΡΙΣΤΑΣΙΑΚΗ
	T	46		59			63	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
7	P	47		47	47	40	46	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
	T	30		43	43	46	47	ΑΣΤΑΘΗΣ	ΕΠΙΠΕΔΕΣ ΚΑΙ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΗ
15	P	60		58	60	60	66	ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΛΙΓΑ ΜΠΛΟΚ	ΠΕΡΙΣΤΑΣΙΑΚΗ
	T	50		63	63	63	67	ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΛΙΓΑ ΜΠΛΟΚ	ΠΕΡΙΣΤΑΣΙΑΚΗ
Συνολικό πρανές	P	55	55	55			47	ΕΝ ΜΕΡΕΙ ΕΥΣΤΑΘΗΣ	ΣΕ ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ Ή ΠΟΛΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΙΚΗ
	T	30	51	51			55	ΑΣΤΑΘΗΣ	ΕΠΙΠΕΔΕΣ ΚΑΙ ΜΕΓΑΛΕΣ ΣΦΗΝΟΕΙΔΕΙΣ	ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΗ

11. Τεχνικογεωλογικές ενότητες

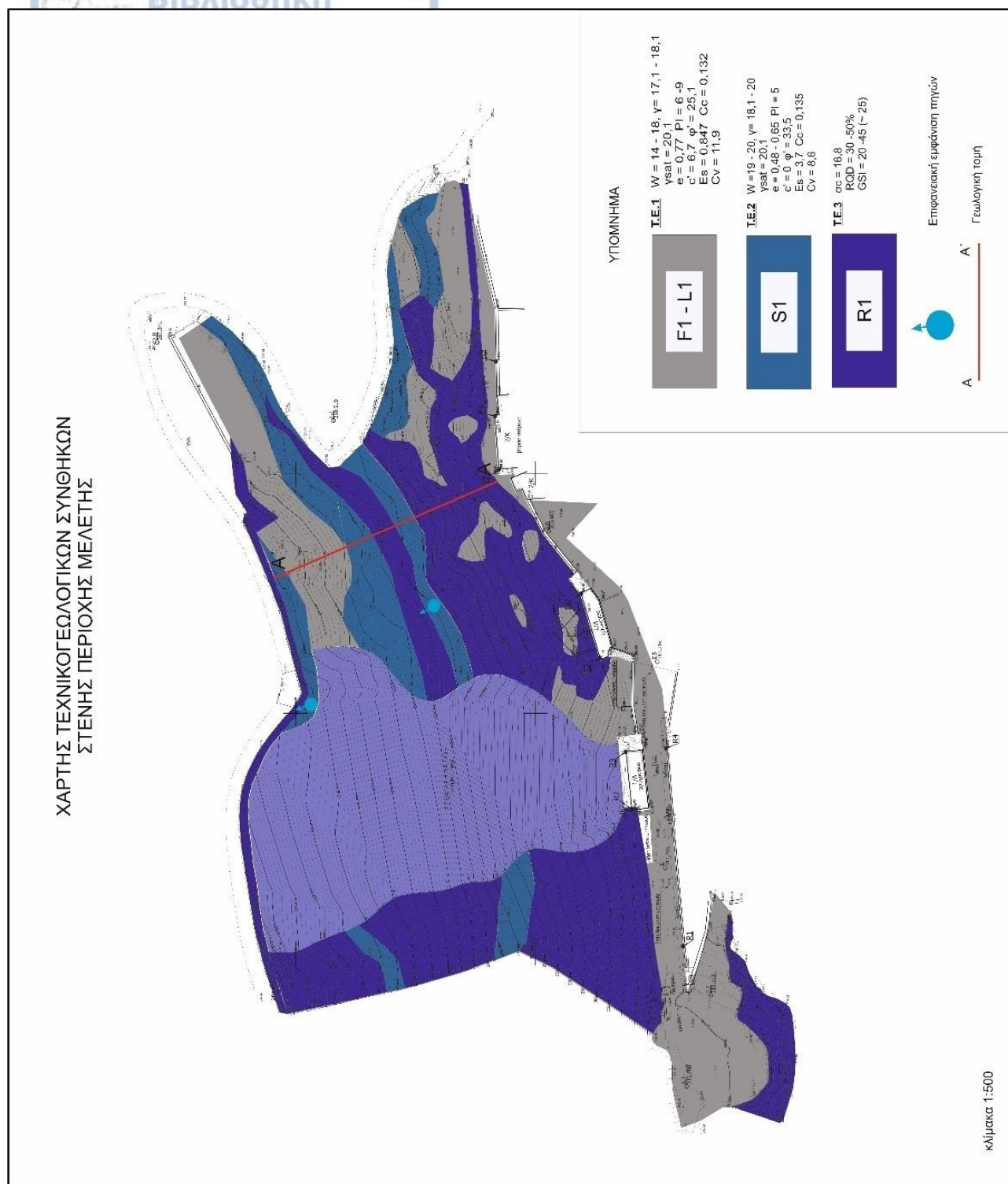
Έπειτα από την εκτίμηση των μηχανικών και φυσικών παραμέτρων για κάθε σχηματισμό (παράρτημα Α), έγινε η ομαδοποίηση των σχηματισμών που εμφανίζουν κοινά μηχανικά χαρακτηριστικά σε τεχνικογεωλογικές ομάδες. Τα χαρακτηριστικά των ομάδων αυτών παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα, με βάση των οποίο κατασκευάστηκε και η αντίστοιχη τεχνικογεωλογική διατομή.

Πίνακας 16. Πίνακας Τεχνικογεωλογικών ενότητων.

Τεχνικογεωλογική ενότητα (στρώμα)	Περιγραφή	Παράμετροι
T.E.1 (F1-L1)	Τεχνητές επιχώσεις αποτελούμενες από υπολείμματα δομικών υλικών, συγκρίματα αμμόδους σύστασης και ρίζες, με συνδετικό υλικό ελαφρά υγρή σκουρόχρωμη ιλυώδη Άργιλο μικρής πλαστικότητας σε κυμαινόμενο ποσοστό (20-30%), [SC-CL]	$W \approx 14-18$ $\gamma \approx 17,1-18,1$ $\gamma_{sat} \approx 20,1$ $e \approx 0,77$ $PI = 6-9$ $c' \approx 6,7$ $\phi' \approx 25,1^\circ$ $E_s \approx 0,847$ $C_c \approx 0,132$ $C_v \approx 11,9$
T.E.2 (S1)	Εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης των γνευσίων με κληρονομημένη σε υπολειμματική μορφή τη δομή του μητρικού πετρώματος. Αποτελείται από στεγνή ανοικτόχρωμη ιλυώδη άμμο με έντονη παρουσία μοσχοβίτη, μέτρια πυκνή. [SM-ML]	$W \approx 19-20$ $\gamma \approx 18,1-20$ $\gamma_{sat} \approx 20,1$ $e \approx 0,48-0,65$ $PI = 5$ $c' \approx 0$ $\phi' \approx 33,5^\circ$ $E_s \approx 3,7$ $C_c \approx 0,135$ $C_v \approx 8,6$
T.E.3 (R1)	Σκοτεινότεφροι, λεπτοστρωματώδεις διμαρμαρυγικοί γνεύσιοι, έντονα κατακερματισμένοι και εδαφοποιημένοι κατά ζώνες, με εναλλαγές οριζόντων απλιτικής και πηγματιτικής προέλευση και ζώνες διαφορετικού βαθμού αποσάθρωσης.	$\sigma_c = 16,8$ RQD 30 – 50 % GSI 25 - 30 $E_m = 1,3$

Όπου,

- W : Φυσική υγρασία (%)
 WL : Όριο υδαρότητας (%)
 γ : Υγρό φαινόμενο βάρος (kN/m^3)
 PI : Δείκτης πλαστικότητας
 e : Λόγος κενών
 ϕ' : Ενεργός γωνία εσωτερικής τριβής ($^\circ$)
 C_u : Αστράγγιστη συνοχή (kPa)
 C_c : Δείκτης συμπίεστότητας (περιοχή τάσεων κανονικής στερεοποίησης)
 C_v : Συντελεστής στερεοποίησης ($cm^2/sec \cdot 10^{-4}$)
 E_s : Μέτρο συμπίεστότητας (MPa)
 σ_c : Αντοχή σε θλίψη (MPa)
 E_m : Μέτρο παραμορφωσιμότητας βραχομάζας (GPa)

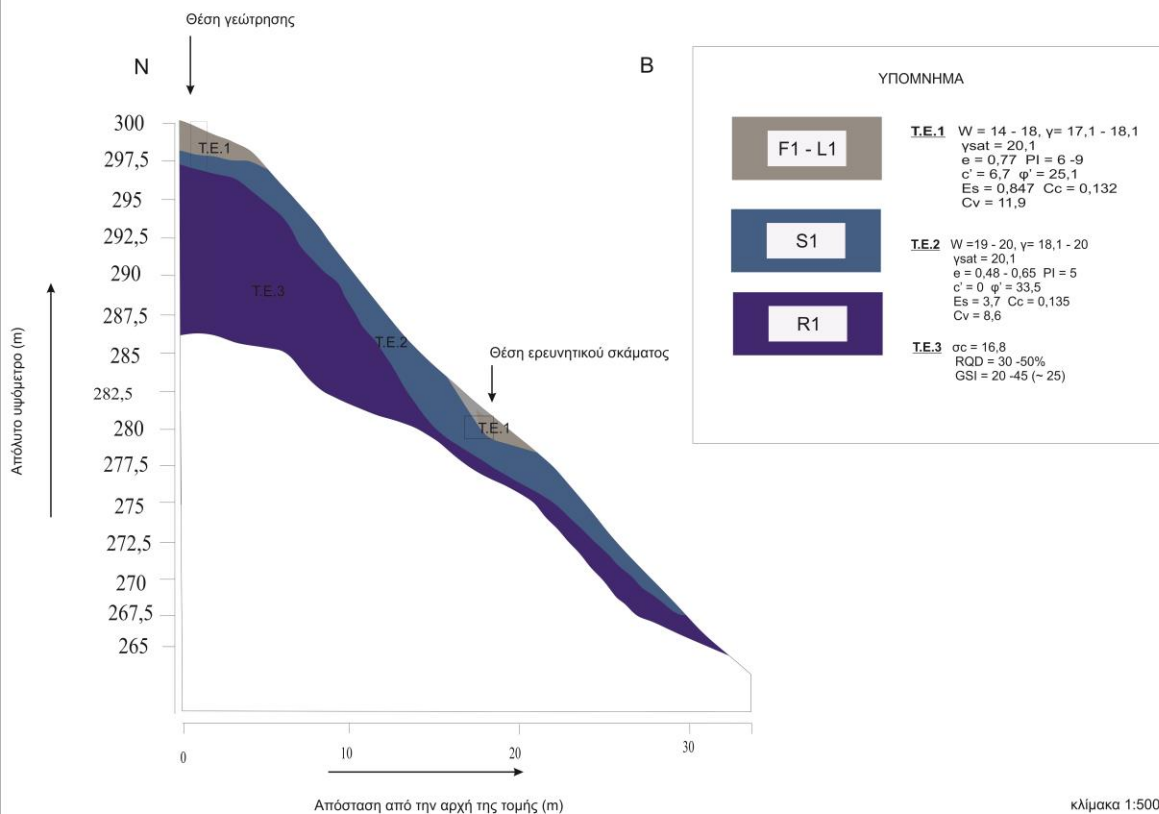


Εικόνα 76. Χάρτης τεχνικογεωλογικών συνθηκών στενής περιοχής μελέτης.

ΕΡΓΟ: ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΩΛΟΓΙΚΗΣ ΚΑΤΑΛΛΗΛΟΤΗΤΑΣ ΙΕΡΑ ΜΟΝΗ ΣΙΜΩΝΟΣ
ΠΕΤΡΑΣ ΙΕΡΟ ΚΕΛΛΙ ΕΥΑΓΓΕΛΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΘΕΟΤΟΚΟΥ

Τεχνητογεωλογική Διατομή

Τομή Α - Α'



Εικόνα 77. Τεχνητογεωλογικό μοντέλο στενής περιοχής μελέτης

12. Διερεύνηση δυνητικών ολισθήσεων

12.1. Γενικά

Στις επόμενες παραγράφους εξετάζεται ποιοτικά η ευστάθεια των βραχωδών γεωλογικών σχηματισμών της εξεταζόμενης περιοχής, ανά θέση σύνταξης τεκτονικού διαγράμματος, σε σχέση με τον προσανατολισμό – διάταξη και τη γεωμετρία φυσικών πρανών, για τους μηχανισμούς:

α) Επίπεδης ολίσθησης (planar failure)

β) Σφηνοειδούς ολίσθησης (wedge failure)

γ) Ανατροπής (toppling failure),

Για το σκοπό αυτό ελήφθησαν υπόψη τα στοιχεία προσανατολισμού των “μέσων επιπέδων” των ασυνεχειών της βραχομάζας σε κάθε εξεταζόμενη θέση, όπως αυτά προσδιορίζονται αναλυτικά σε προηγούμενο κεφάλαιο.

Στη συνέχεια, και με βάση τα αποτελέσματα της κινηματικής ανάλυσης, διενεργείται ανάλυση ευστάθειας των φυσικών πρανών στις επιμέρους θέσεις παρατήρησης με υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας των κινηματικά πιθανών μηχανισμών αστοχίας των επιλεγμένων θέσεων με τη χρήση εξειδικευμένων λογισμικών προγραμμάτων (Rocplane, Swedge, RocTopple της RocScienceCorp.).

Τέλος, εξετάζονται αναλυτικά οι συνθήκες ευστάθειας έναντι ισότροπης ολίσθησης των εδαφοποιημένων τμημάτων της περιοχής μελέτης, καθώς όπως ήδη έχει παρατηρηθεί από την υπαίθρια εργασία σε πολλά σημεία έχουν ήδη αστοχήσει, ενώ και οι κτιριακές εγκαταστάσεις που είναι θεμελιωμένες σε αυτά εμφανίζουν σημαντικά προβλήματα αστάθειας.

Οι θέσεις παρατήρησης που επιλέχθηκαν είναι οι 1,2,3,7 (Εικόνα 30) καθώς είναι οι πιο αντιπροσωπευτικές της περιοχής μελέτης και καλύπτουν όλο το πρυνές.

12.2. Κινηματική ανάλυση και ανάλυση ευστάθειας της βραχομάζας στις θέσεις παρατήρησης

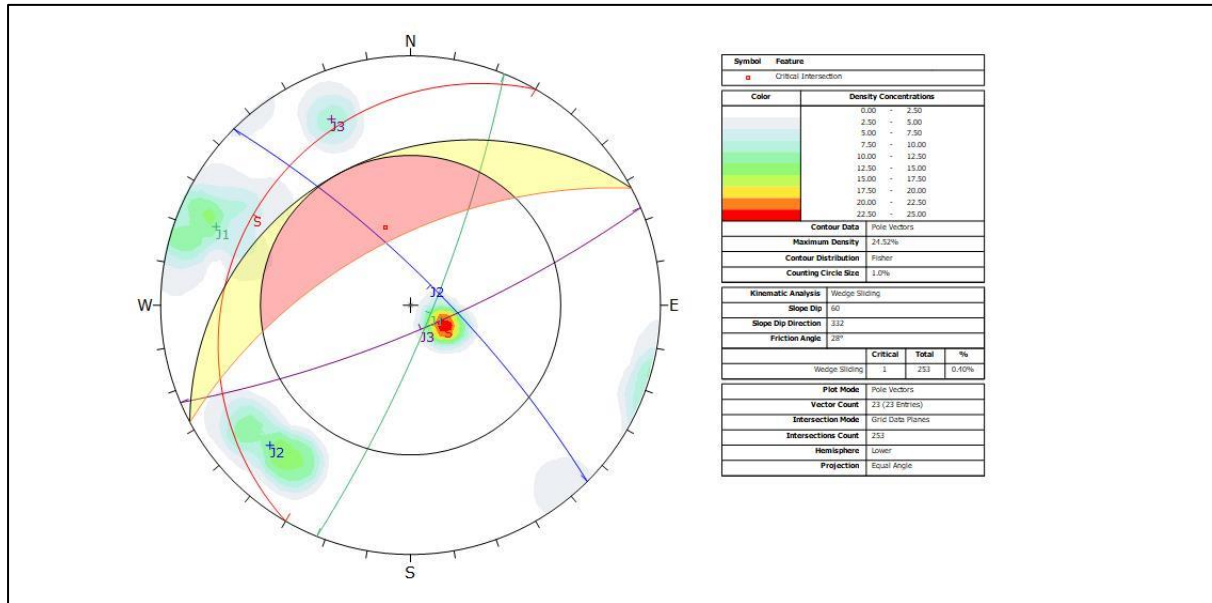
Για την κινηματική ανάλυση ευστάθειας των θέσεων 1,2,3,7 καθώς και της συνολικής ευστάθειας της περιοχής υπολογίστηκαν οι προσανατολισμοί και τα γεωμετρικά στοιχεία των αντίστοιχων πρανών όπως δείχνει ο Πίνακας 17. Ως κλίση θεωρήθηκε η δυσμενέστερη της περιοχής (60°) και η γωνία εσωτερικής τριβής λήφθηκε $\phi=28^\circ$ κατά μέσο όρο. Στη συνέχεια υπολογίστηκε ο Συντελεστής Ασφάλειας των κρίσιμων μηχανισμών αστοχίας για στατικές συνθήκες και για περίπτωση σεισμικής φόρτισης. Στις αναλύσεις ευστάθειας χρησιμοποιήθηκαν οι παράμετροι αντοχής των κύριων συστημάτων ασυνεχειών που παρουσιάζονται στην Παράγραφο 9.5 (Πίνακας 7).

Πίνακας 17. Γεωμετρικά στοιχεία πρανών στις αντίστοιχες θέσεις παρατήρησης

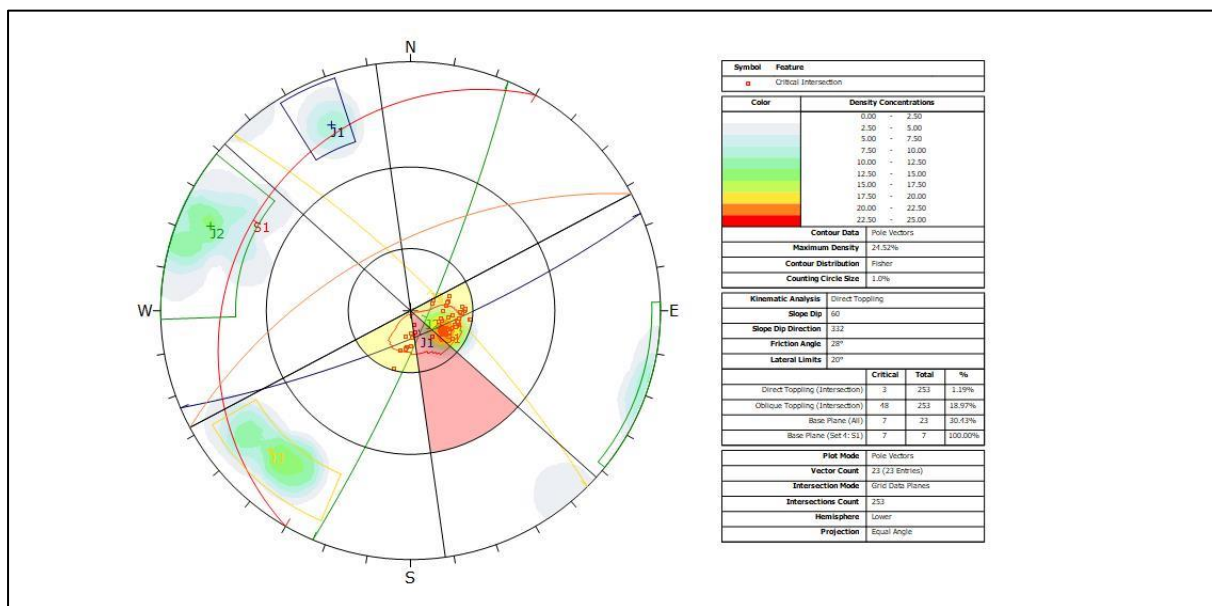
Θέση	Γωνία κλίσης ($^\circ$)	Διεύθυνση κλίσης ($^\circ$)	Ύψος (m)	Μήκος (m)
1	60	332	20	70
2	60	345	20	70
3	60	351	20	70
7	60	308	20	70
Συνολικό πρυνές	60	337	20	70

Θέση 1

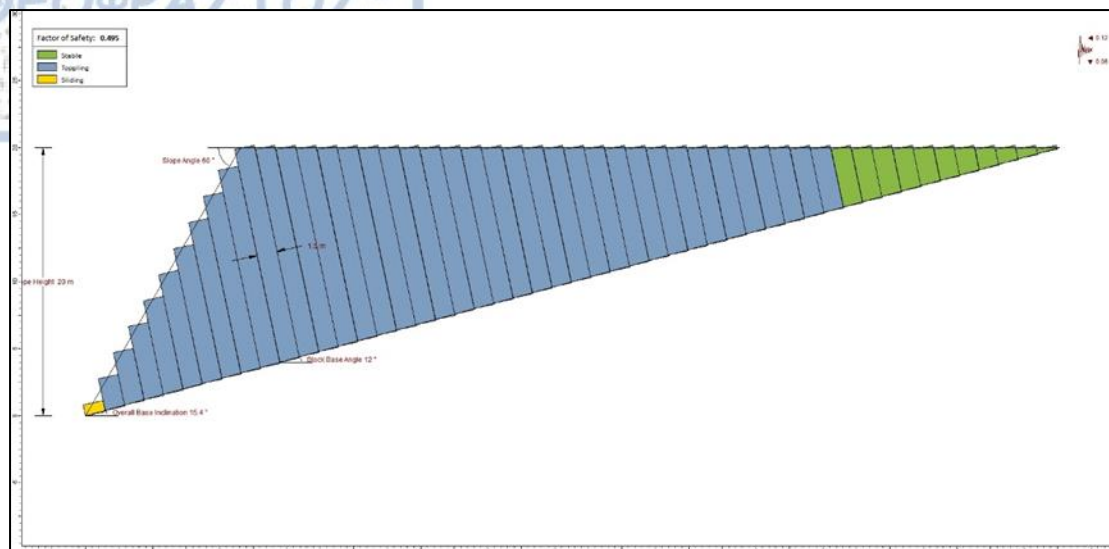
Στη θέση αυτή διαμορφώνεται πρηνές B-BΔ διεύθυνσης κλίσης με στοιχεία $332^{\circ}/60^{\circ}$ και η κινηματική ανάλυση ευστάθειας έδωσε πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας σε σφηνοειδή ολίσθηση και σε ανατροπή. Τα αποτελέσματά των αναλύσεων ευστάθειας έδειξαν πως ο πιο δυσμενής μηχανισμός αστοχίας είναι ανατροπές βραχωδών τεμαχών από τα συστήματα διακλάσεων J1 και J3 σε συνδυασμό με την επιφάνεια της σχιστότητας S1 (Εικόνα 79). Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτού του μηχανισμού αστοχίας συμπίπτουν με τα αντίστοιχα του πρηνούς στην τωρινή του θέση, γεγονός που δηλώνει ότι η σημερινή μορφολογία της θέσης είναι αποτέλεσμα παλιότερης αστοχίας.



Εικόνα 78. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 1



Εικόνα 79. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 1



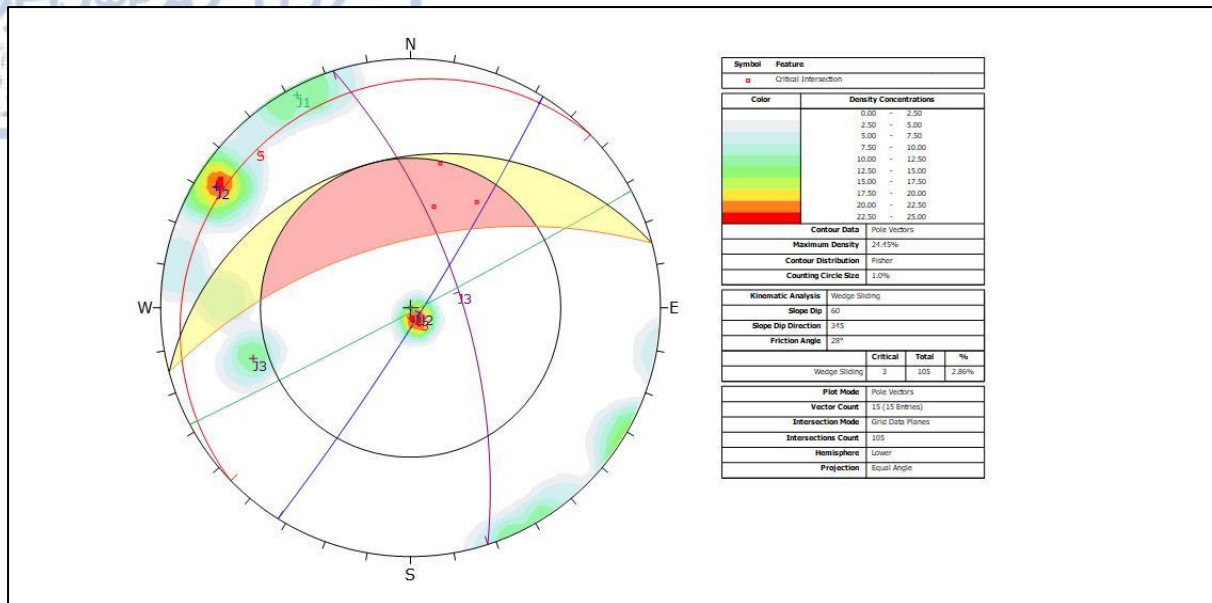
Εικόνα 80. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J3.

Πίνακας 18. Πίνακας υπολογιζόμενων συντελεστών ασφαλείας θέσης 1.

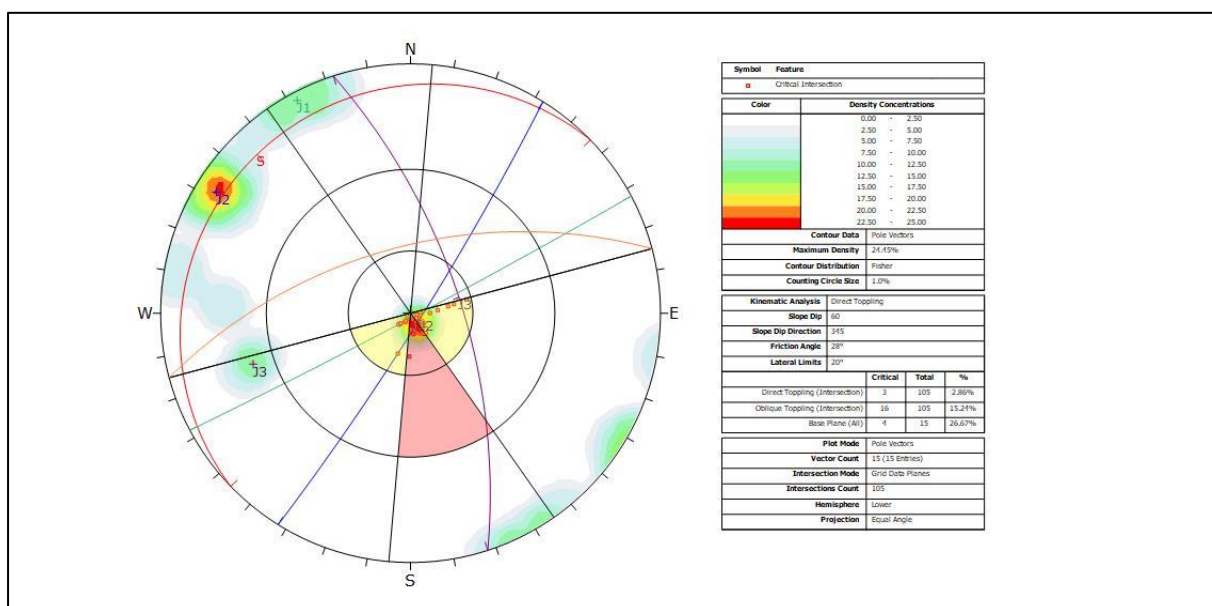
ΠΙΘΑΝΟΣ ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ
ΣΦΗΝΑ	J2-S	1.64	1.12
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-S	0.51	0.49
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J3-S	0.51	0.49

Θέση 2

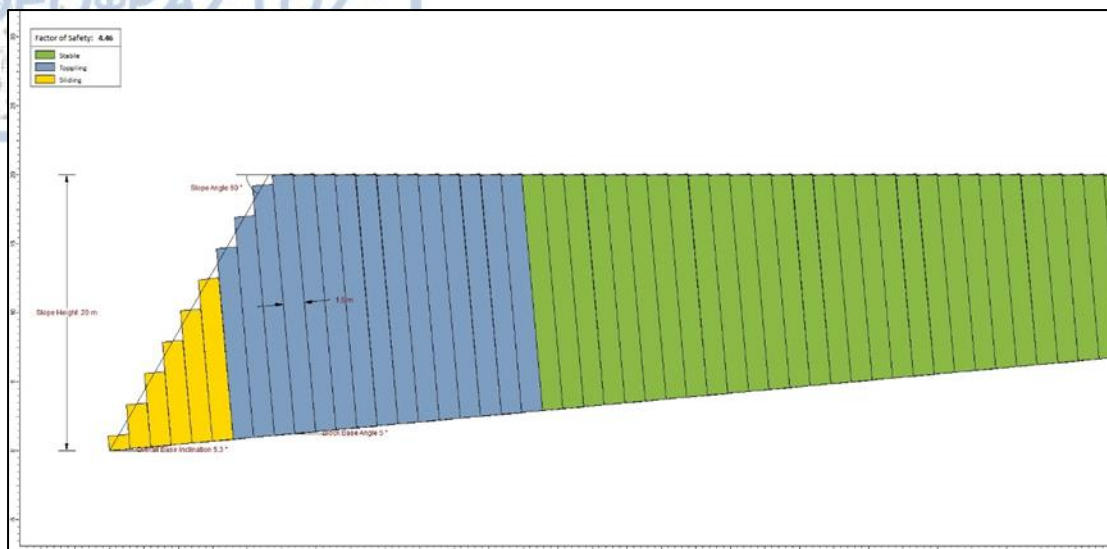
Στη θέση αυτή διαμορφώνεται πρανές B διεύθυνσης κλίσης με στοιχεία $345^{\circ}/60^{\circ}$ και η κινηματική ανάλυση ευστάθειας έδωσε πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας σε σφηνοειδή ολίσθηση και ανατροπή. Τα αποτελέσματά των αναλύσεων ευστάθειας έδειξαν πως ο πιο δυσμενής μηχανισμός αστοχίας είναι ανατροπές του συνδυασμού συστημάτων διακλάσεων J2-S. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτού του μηχανισμού αστοχίας συμπίπτουν με τα αντίστοιχα του πρανούς στην τωρινή του θέση, γεγονός που δηλώνει ότι η σημερινή μορφολογία της θέσης είναι αποτέλεσμα παλιότερης αστοχίας.



Εικόνα 81. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 2



Εικόνα 82. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 2



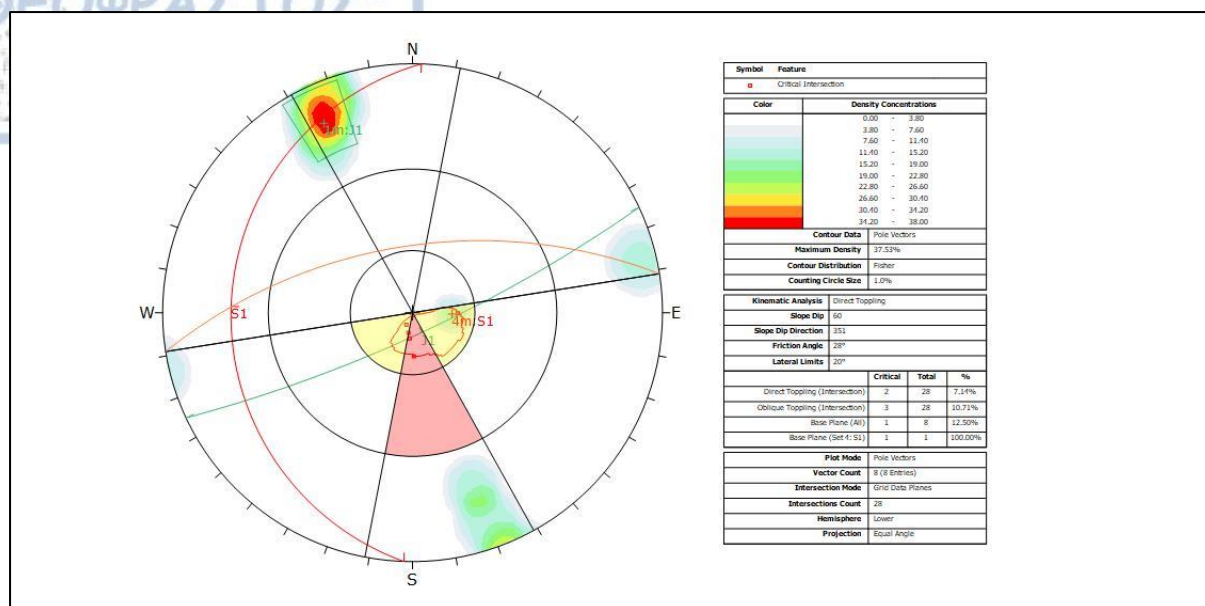
Εικόνα 83. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J2.

Πίνακας 19. Πίνακας υπολογιζόμενων συντελεστών ασφαλείας θέσης 2.

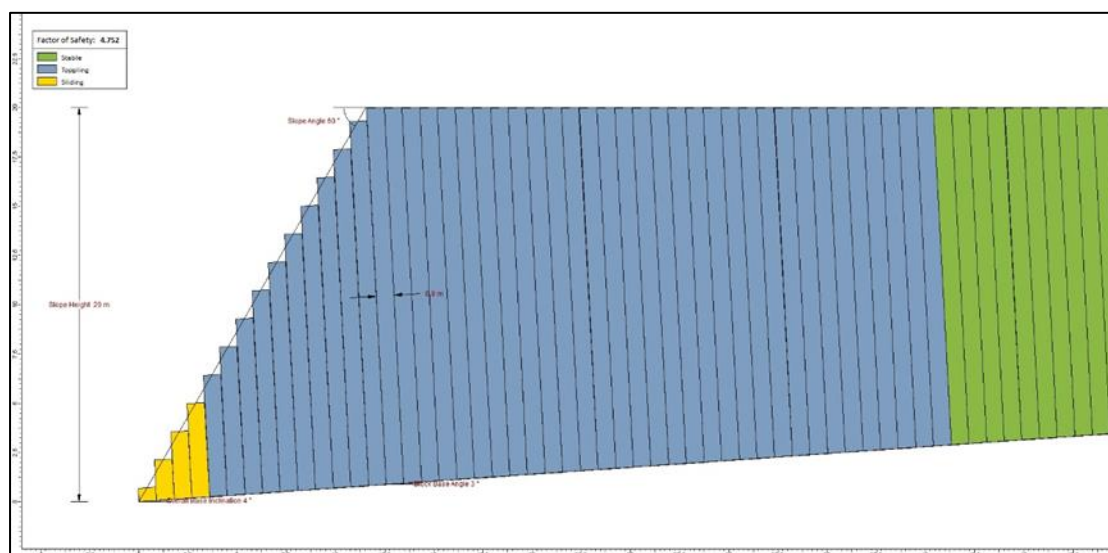
ΠΙΘΑΝΟΣ ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ
ΣΦΗΝΑ	J3-S	5.01	2.16
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J2-S	4.46	0.49
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-S	12.7	0.49

Θέση 3

Στη θέση αυτή διαμορφώνεται πρηνές ΝΑ διεύθυνσης κλίσης με στοιχεία $351^{\circ}/60^{\circ}$ και η κινηματική ανάλυση ευστάθειας έδωσε πιθανό μηχανισμό αστοχίας σε ανατροπή από τα συστήματα J1 και S.



Εικόνα 84. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη θέση παρατήρησης 3



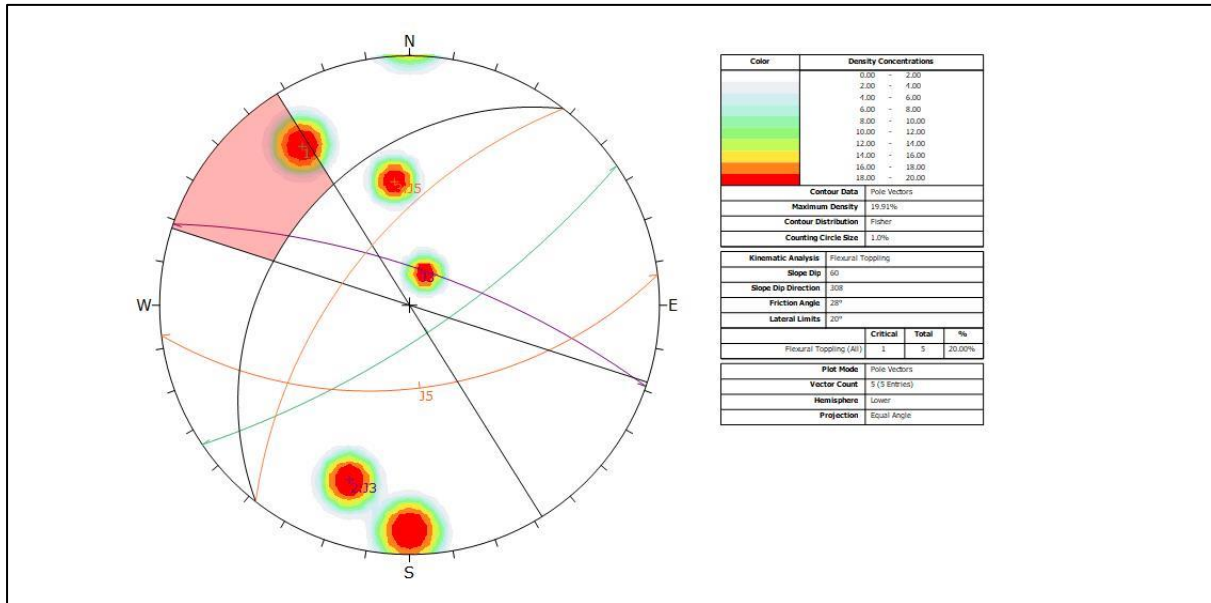
Εικόνα 85. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J1.

Πίνακας 20. Πίνακας υπολογιζόμενων συντελεστών ασφαλείας θέσης 3.

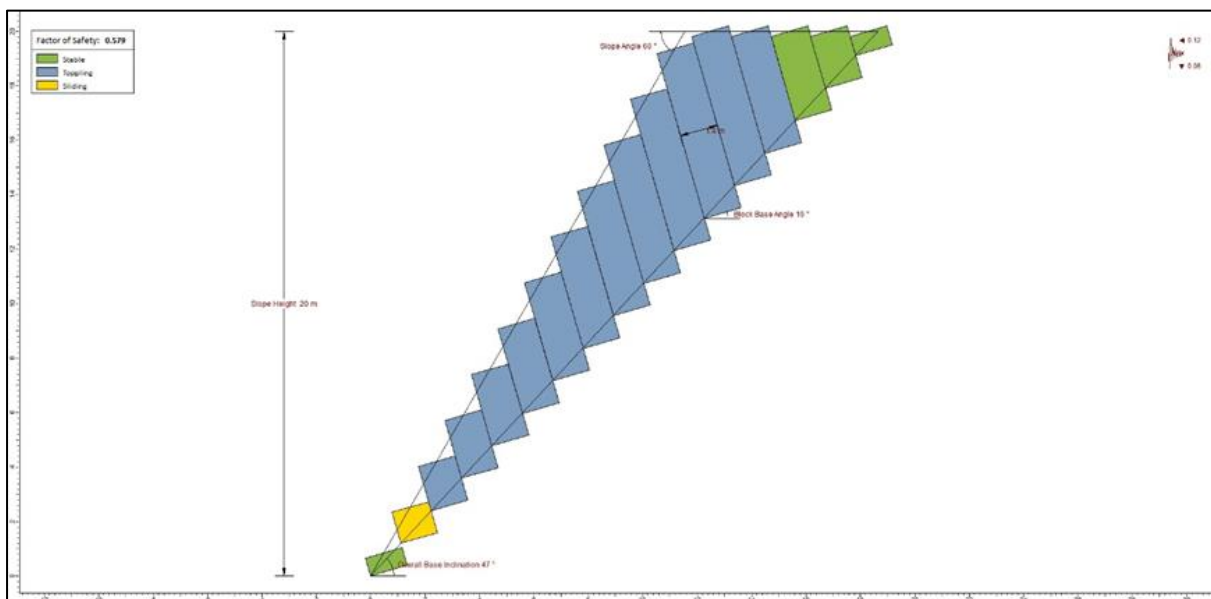
ΠΙΘΑΝΟΣ ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-S	4.75	0.49

Θέση 7

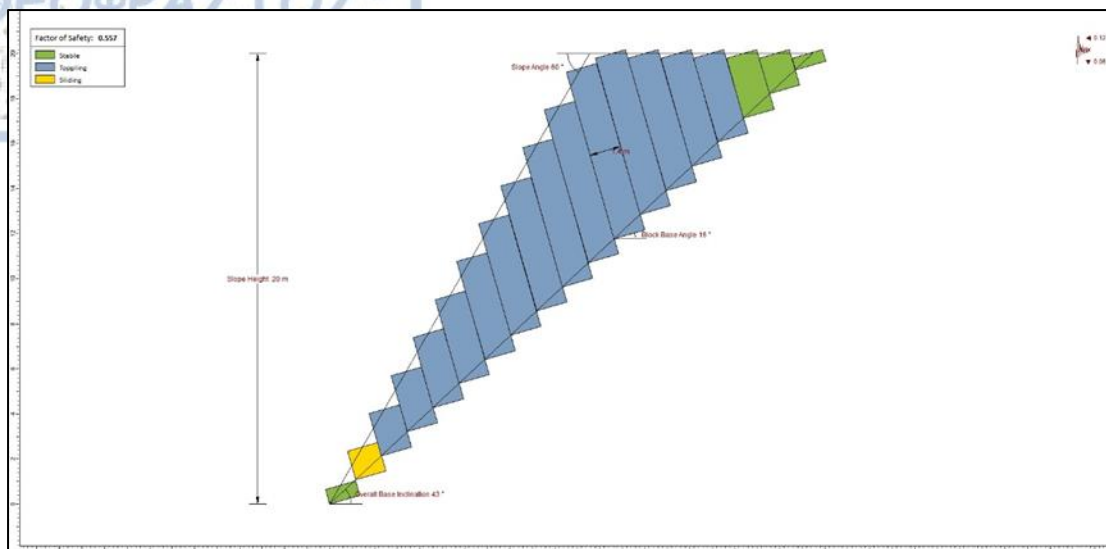
Στη θέση αυτή διαμορφώνεται πρηνές ΒΔ διεύθυνσης κλίσης με στοιχεία $308^{\circ}/60^{\circ}$ και η κινηματική ανάλυση ευστάθειας έδωσε πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας σε ανατροπή. Τα αποτελέσματά των αναλύσεων ευστάθειας έδειξαν πως ο πιο δυσμενής μηχανισμός αστοχίας είναι ανατροπές που διαμορφώνονται από το σύστημα ασυνεχειών J1 σε συνδυασμό με τα συστήματα J3 και J5. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτού του μηχανισμού αστοχίας συμπίπτουν με τα αντίστοιχα του πρηνούς στη σημερινή του θέση, γεγονός που δηλώνει ότι η μορφολογία της θέσης είναι αποτέλεσμα παλιότερης αστοχίας.



Εικόνα 86. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στη θέση παρατήρησης 7



Εικόνα 87. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στα επίπεδα J1-J3



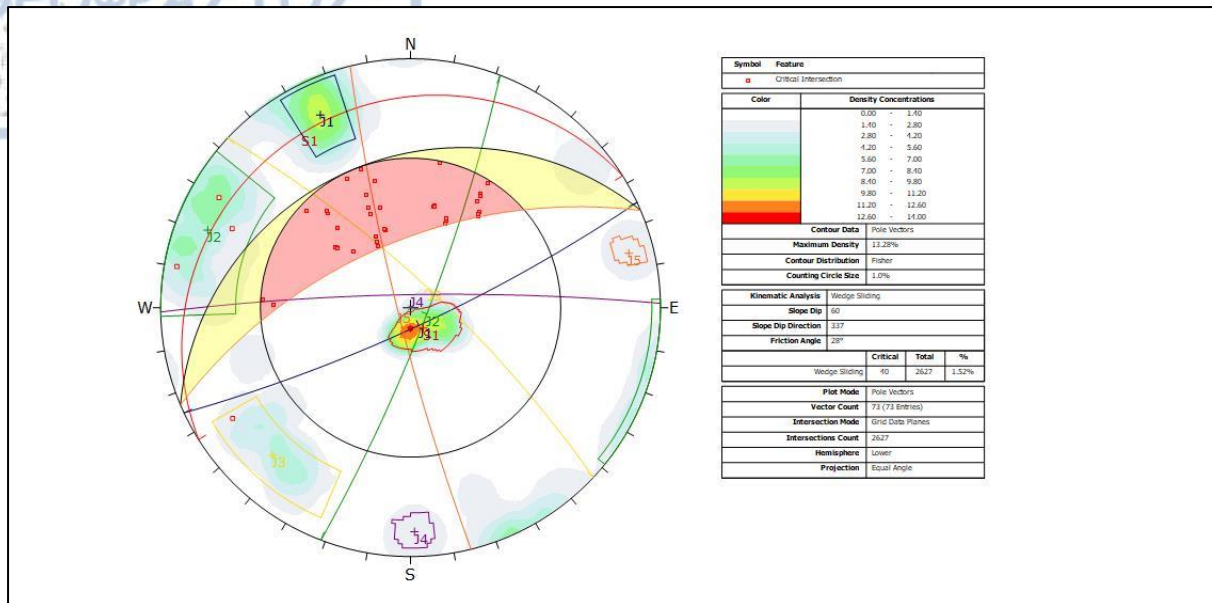
Εικόνα 88. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στα επίπεδα J1-J5

Πίνακας 21. Πίνακας υπολογιζόμενων συντελεστών ασφαλείας θέσης 7.

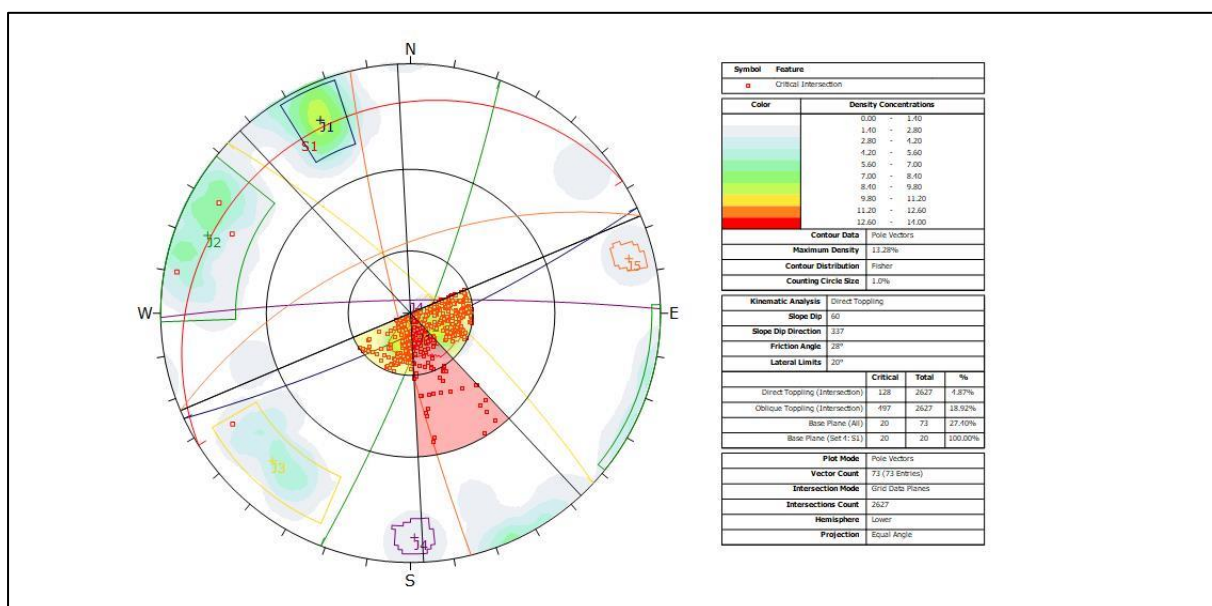
ΠΙΘΑΝΟΣ ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-J3	1.08	0.58
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-J5	0.67	0.56

Συνολική ευστάθεια

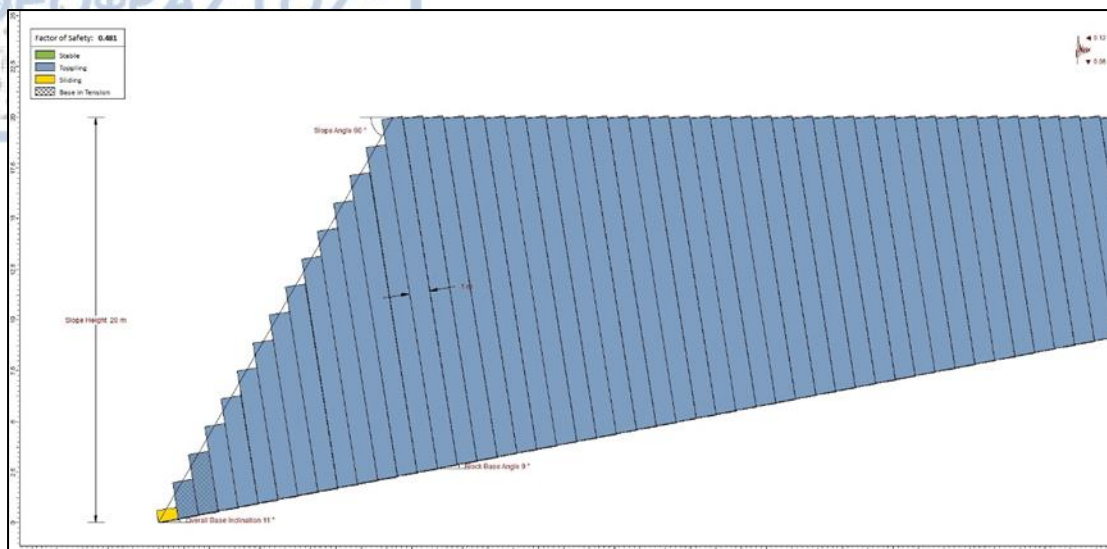
Για τη συνολική ευστάθεια της περιοχής μελέτης θεωρούμε φυσικό πρανές B – ΒΔ διεύθυνσης κλίσης με στοιχεία $337^\circ/60^\circ$ και η κινηματική ανάλυση ευστάθειας έδωσε πιθανούς μηχανισμούς αστοχίας σε σφηνοειδή ολίσθηση και σε αστοχία λόγω ανατροπής. Τα αποτελέσματά των αναλύσεων ευστάθειας έδειξαν πως ο πιο δυσμενής μηχανισμός αστοχίας είναι ανατροπές κατά μήκος των συστημάτων J1 και J2, με επιφάνειες αποχωρισμού που διαμορφώνονται από την παρουσία της S. Επίσης διαμορφώνονται βραχοσφήνες από τα συστήματα J2-S και J3-S τα οποία δεν δίνουν στην ανάλυση συνθήκες αστοχίας. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτού του μηχανισμού αστοχίας συμπίπτουν με τα αντίστοιχα του πρανούς στη σημερινή του θέση, γεγονός που δηλώνει ότι η μορφολογία της θέσης είναι αποτέλεσμα παλιότερης αστοχίας.



Εικόνα 89. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι σφηνοειδούς ολίσθησης στη περιοχή μελέτης.



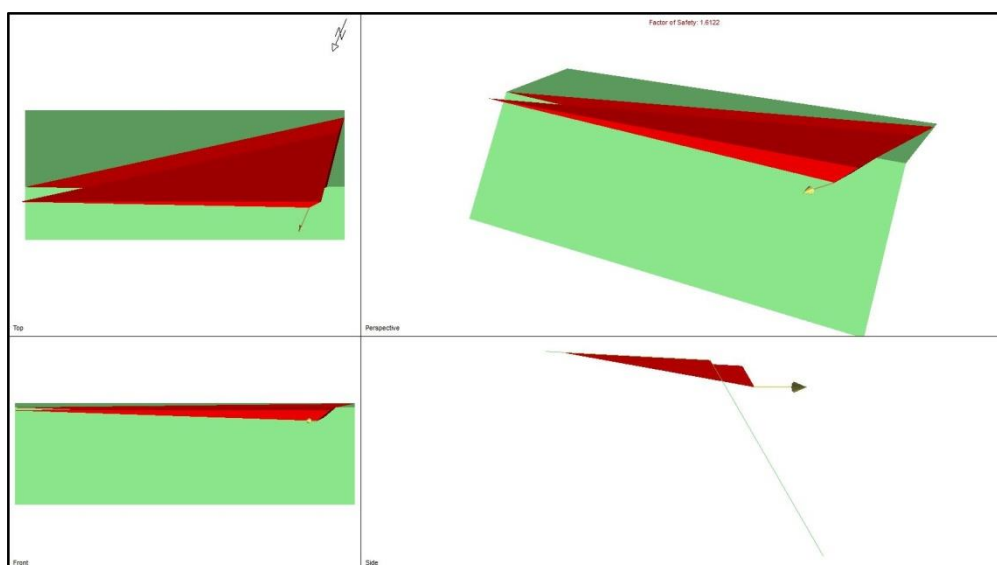
Εικόνα 90. Κινηματική ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής στην περιοχή μελέτης



Εικόνα 91. Ανάλυση ευστάθειας έναντι ανατροπής μεταξύ των επιφανειών σχιστότητας και της ασυνέχειας J1.

Πίνακας 22. Πίνακας υπολογιζόμενων συντελεστών ασφαλείας ολικού πρσανούς.

ΠΙΘΑΝΟΣ ΤΥΠΟΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ	ΣΥΣΤΗΜΑΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ ΜΕΣΕΙΣΜΟ
ΣΦΗΝΑ	J2-S	4.74	2.49
ΣΦΗΝΑ	J3-S	2.80	1.61
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J1-S	0.48	0.48
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J2-S	0.55	0.54
ΑΝΑΤΡΟΠΗ	J2-J3	2.29	1.42



Εικόνα 92. Ενδεικτική σφήνα μεταξύ των συστημάτων J3 – S. Από την ανάλυση δεν αναμένεται αστοχία.

12.3. Ανάλυση ευστάθειας εδαφοποιημένων τμημάτων

Όπως έχει ήδη αναφερθεί σε προηγούμενες παραγράφους, στην στενή περιοχή μελέτης διαπιστώνονται έντονα κατολισθητικά φαινόμενα με τη μορφή ολισθήσεων, ρωών και ερπυσμών, στο κεντρικό μέτωπο του πρανούς, στο φρύδι, στο υπέδαφος θεμελίωσης των κτιρίων και στους ενδιάμεσους προαύλιους χώρους. Τα κτίρια εκτιμάται πως είναι θεμελιωμένα στο πολύ αποσαθρωμένο – εδαφοποιημένο επιφανειακά, βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής, του οποίου η μηχανική συμπεριφορά υπονομεύεται όλο και περισσότερο με τη δράση των παραγόντων διάβρωσης και αποσάθρωσης που δρουν στην περιοχή. Τα κτίρια και τα πλακόστρωτα πέριξ αυτών παρουσιάζουν κατά θέσεις εμφανείς παραμορφώσεις ή ρωγμές και η ευστάθεια της υφιστάμενης γεωμετρίας του πρανούς αλλά και του υπεδάφους θεμελίωσης κρίνεται οριακή. Για το λόγο αυτό, πέρα από τις αναλύσεις ευστάθειας του βραχώδους υποβάθρου, όπου αυτό συναντάται και το οποίο αναμένεται να έχει μια ανισότροπη συμπεριφορά ανάλογα με τα συστήματα ασυνεχειών που καταγράφηκαν, είναι αναγκαία και η ανάλυση ευστάθειας του επιφανειακού αυτού μανδύα αποσάθρωσης που όπως διαπιστώθηκε και από την επί τόπου παρατήρηση βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας και αποτελεί το βασικό πρόβλημα της περιοχής μελέτης.

Για το σκοπό αυτό εκτελέστηκαν αναλύσεις ευστάθειας έναντι ισότροπης ολίσθησης με τη χρήση εξειδικευμένων υπολογιστικών λογισμικών όπως το SLIDE της RocScienceCorp. αλλά και το PLAXIS 8.2. Τα αποτελέσματα αυτών των αναλύσεων παρουσιάζονται στις παρακάτω υποενότητες καθώς και στο παράρτημα της παρούσας διατριβής.

12.3.1. Ανάλυση ευστάθειας με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας

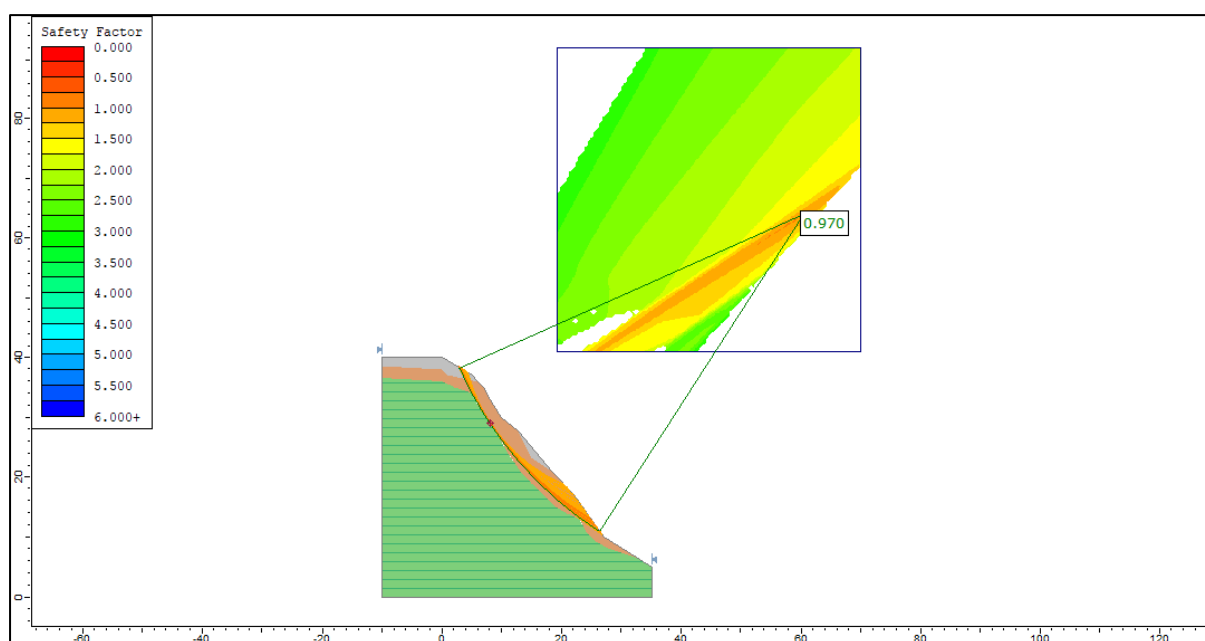
Ο συντελεστής ασφαλείας ενός εδαφικού πρανούς εκφράζει την πιθανότητα που αυτό έχει να αστοχήσει κάτω από μια συγκεκριμένη εντατική κατάσταση. Έχουν αναπτυχθεί διάφοροι μέθοδοι οριακής ισορροπίας οι οποίοι και εξετάζουν μόνο τον συνδυασμό δυνάμεων και τάσεων που δρουν πάνω σε μια πιθανή επιφάνεια ολίσθησης και κανέναν άλλον από τους παράγοντες που συντελούν στην αστάθεια των εδαφικών πρανών.

Η βασική παραδοχή στις μεθόδους οριακής ισορροπίας, είναι να ικανοποιείται το κριτήριο θραύσης Mohr – Coulomb κατά μήκος της ενδεχόμενης επιφάνειας θραύσης. Έτσι, θεωρείται μια ελεύθερη μάζα εδάφους από το εξεταζόμενο πρανές και εισάγοντας γνωστές ή υποθετικές παραμέτρους των δυνάμεων που δρουν πάνω σε αυτή, υπολογίζεται η απαιτούμενη διατμητική αντίσταση για να ισορροπήσει η μάζα. Η διατμητική αυτή αντίσταση, συγκρίνεται τότε με την εκτιμώμενη διατμητική αντοχή του εδάφους, ώστε να προκύψει μια ένδειξη του συντελεστή ασφαλείας.

Μια κατολίσθηση εκδηλώνεται λόγω της διατμητικής αστοχίας του εδάφους σε μια επιφάνεια στο εσωτερικό της εδαφικής μάζας, λόγω εξίσωσης της διατμητικής αντοχής του εδαφικού αυτού σχηματισμού με τις επιβαλλόμενες φυσικές ή εξωγενείς διατμητικές τάσεις. Ο συντελεστής ασφαλείας (SF), είναι ένας δείκτης που εκφράζει τον λόγο του αθροίσματος των δυνάμεων συγκράτησης, προς τις δυνάμεις που ωθούν σε ολίσθηση. Σε συνθήκες οριακής ισορροπίας ο δείκτης αυτός είναι περίπου ίσος με την μονάδα ενώ για $SF < 1$ αναμένεται διατμητική αστοχία του πρανούς. Σημειώνεται ότι γενικά, όλα τα φυσικά πρανή εμφανίζουν συντελεστή ασφαλείας κοντά στη μονάδα οπότε κάτι τέτοιο αναμένουμε και στην ανάλυσή μας εφόσον πρόκειται για φυσικό πρανές.

Με βάση τα προηγούμενα, εκτελέστηκε αρχικά ανάλυση ευστάθειας του πρανούς του Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας, εισάγοντας τη γεωμετρία του πρανούς όπως αυτή προέκυψε από την τομή Α – Α', καθώς και τις μηχανικές ιδιότητες των επιμέρους στρωμάτων, στο εξειδικευμένο λογισμικό ανάλυσης ευστάθειας πρανών SLIDE 7.0 (RocScienceCorp.).

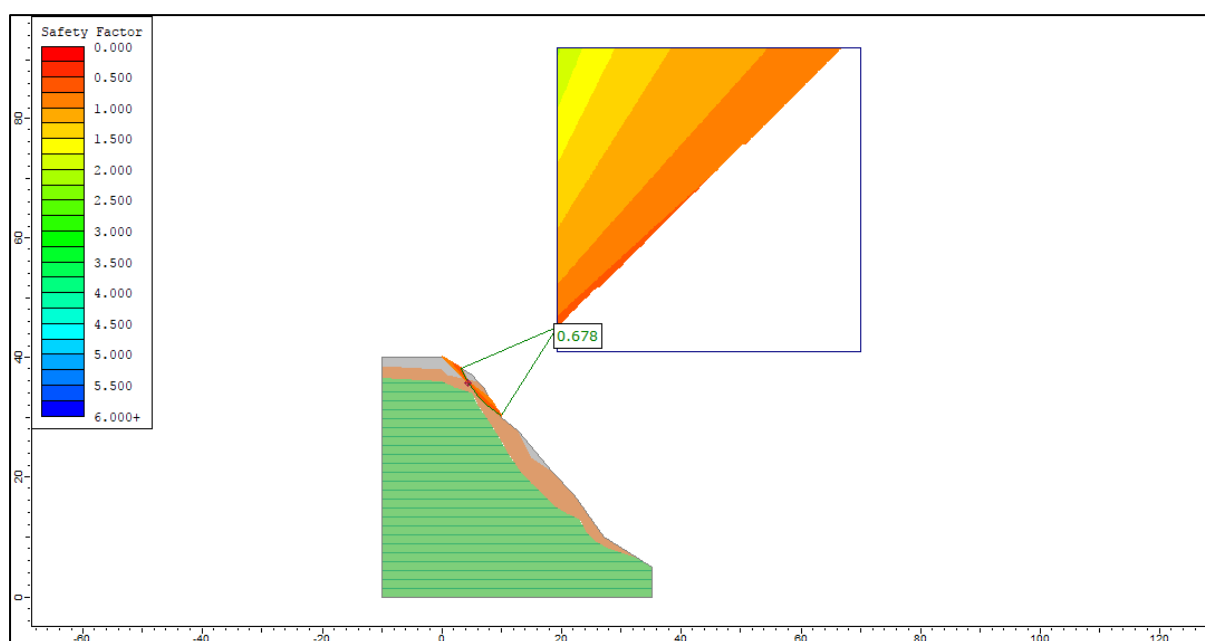
Η πρώτη ανάλυση εκτελέστηκε για πιθανές επιφάνειες ολίσθησης εντός του αποσαθρωμένου μανδύα, όσον αφορά τη γενική κλίση του πρανούς. Από την διεξαγωγή των υπολογισμών εξήλθε το συμπέρασμα ότι το πρανές στην τωρινή του κατάσταση βρίσκεται σε συνθήκες οριακής ισορροπίας με εκτιμώμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,97$ (Εικόνα 93), γεγονός που επιβεβαιώνεται και από τις υπαίθριες παρατηρήσεις. Σημειώνεται ότι η υδροστατικές πιέσεις δε λήφθηκαν υπόψη γιατί παρόλο που στη γεώτρηση η στάθμη του υδροφόρου συναντήθηκε στα 13 m βάθος, από τις υπαίθριες παρατηρήσεις διαπιστώνεται ότι ο υδροφόρος εμφανίζει εποχιακές ροές μικρής δυναμικότητας και αν εισάγαμε μια ενιαία στάθμη του στα 13 μέτρα, θα οδηγούμασταν πιθανώς, σε λανθασμένα συμπεράσματα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση τα υπόγεια ύδατα επιδρούν αρνητικά μόνο στη διαδικασία χημικής αποσάθρωσης και ξεπλύματος, από τη διέλευσή τους εντός των επιφανειών σχιστότητας και όχι στην ευστάθεια, καθώς οι επιφάνειες αστοχίας εμφανίζονται στην ακόρεστη ζώνη και εκδηλώνονται μετά από βροχή, με μεταβολή του βαθμού κορεσμού στην ακόρεστη ζώνη. Σημειώνεται επίσης, ότι εφόσον από τη συγκεκριμένη ανάλυση προέκυψε συντελεστής ασφαλείας κοντά στη μονάδα, επιβεβαιώνεται ότι οι μηχανικές ιδιότητες των σχηματισμών όπως προέκυψαν από την εκτέλεση εργαστηριακών δοκιμών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν με ικανοποιητική ακρίβεια σε όλες τις αναλύσεις.



Εικόνα 93. Αποτελέσματα ανάλυσης ευστάθειας με υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,97$ γεγονός που δηλώνει συνθήκες οριακής ισορροπίας. Στη τομή φαίνονται οι φιλτραρισμένες επιφάνειες ολίσθησης για συντελεστή ασφαλείας από 0,9 έως 1,1 και η δυσμενέστερη από αυτές τις επιφάνειες.

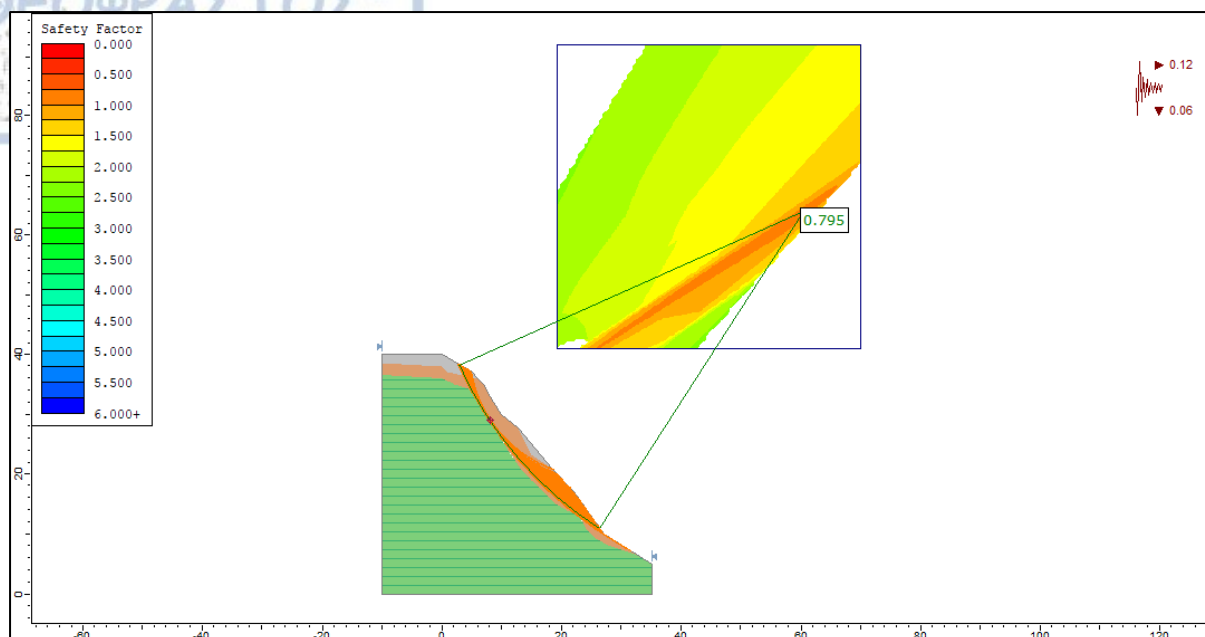
Η δεύτερη ανάλυση εκτελέστηκε για όλες τις πιθανές επιφάνειες ολίσθησης που διέρχονται από ένα σημείο κοντά στη στέψη του πρανούς, όπου και συναντώνται τεχνητές επιχώσεις και η περιοχή αυτή επηρεάζει άμεσα το κτιριακό συγκρότημα της Μονής. Σημειώνεται, ότι έχει ήδη εκδηλωθεί ολίσθηση σημαντικής έκτασης και μικρού βάθους στο δυτικό μέρος του μετώπου του εξεταζόμενου πρανούς και εντοπίζονται υποσκαφές και υψηλές κλίσεις σε όλο του το μήκος. Για το λόγο αυτό, κρίθηκε αναγκαία στο παρελθόν η κατασκευή αντηρίδων για την αντιστήριξη του ξυλουργείου. Στις κτιριακές εγκαταστάσεις επίσης, σημειώθηκαν ρωγμές και άλλες ενδείξεις που δηλώνουν μια εξελισσόμενη μετακίνηση και αυξημένη επικινδυνότητα για μια μελλοντική αστοχία.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης αυτής έδωσαν έναν συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας (Εικόνα 94) γεγονός που δηλώνει αστάθεια του μετώπου και πιθανή μελλοντική αστοχία του πρανούς. Το γεγονός αυτό συνάδει και με την ήδη υπάρχουσα αστοχία στο δυτικό τμήμα του, όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Για το λόγο αυτό είναι αναγκαία η εφαρμογή κατάλληλων μέτρων αντιστήριξης έτσι ώστε να αυξηθούν οι δυνάμεις συγκράτησης του εδαφικού τμήματος, έναντι των δυνάμεων που ωθούν σε αστοχία και να επιτευχθεί συντελεστής ασφαλείας μεγαλύτερος της μονάδας. Το γεγονός ότι τα κτίρια της Μονής, στη θέση που έγινε η ανάλυση, αυτή τη στιγμή ευσταθούν και δεν έχουν αστοχήσει μαζί με το εδαφικό κάλυμμα οφείλεται στο γεγονός ότι, στις αναλύσεις η συνοχή του μανδύα λήφθηκε μηδενική με βάση τις εργαστηριακές δοκιμές σε αναζυμωμένα δείγματα, ενώ στην πραγματικότητα το υλικό εμφανίζει μια ψευδοσυνοχή που του προσδίδει υψηλότερες αντοχές. Οι προτάσεις και η διαστασιολόγηση των απαραίτητων μέτρων στήριξης και προστασίας παρουσιάζονται σε επόμενο κεφάλαιο της διατριβής. Να σημειωθεί στο σημείο αυτό, ότι η συγκεκριμένη ανάλυση αναφέρεται στο τμήμα της στέψης που βρίσκεται στο δυτικό ανυποστήρικτο τμήμα, καθώς στη θέση του αγιογραφείου υπάρχει κατασκευασμένος τοίχος αντιστήριξης και πιο ανατολικά στη θέση του ξυλουργείου έχουν κατασκευαστεί όπως ήδη αναφέρθηκε, αντηρίδες που συγκρατούν προσωρινά τους πτωχές ποιότητας σχηματισμούς.

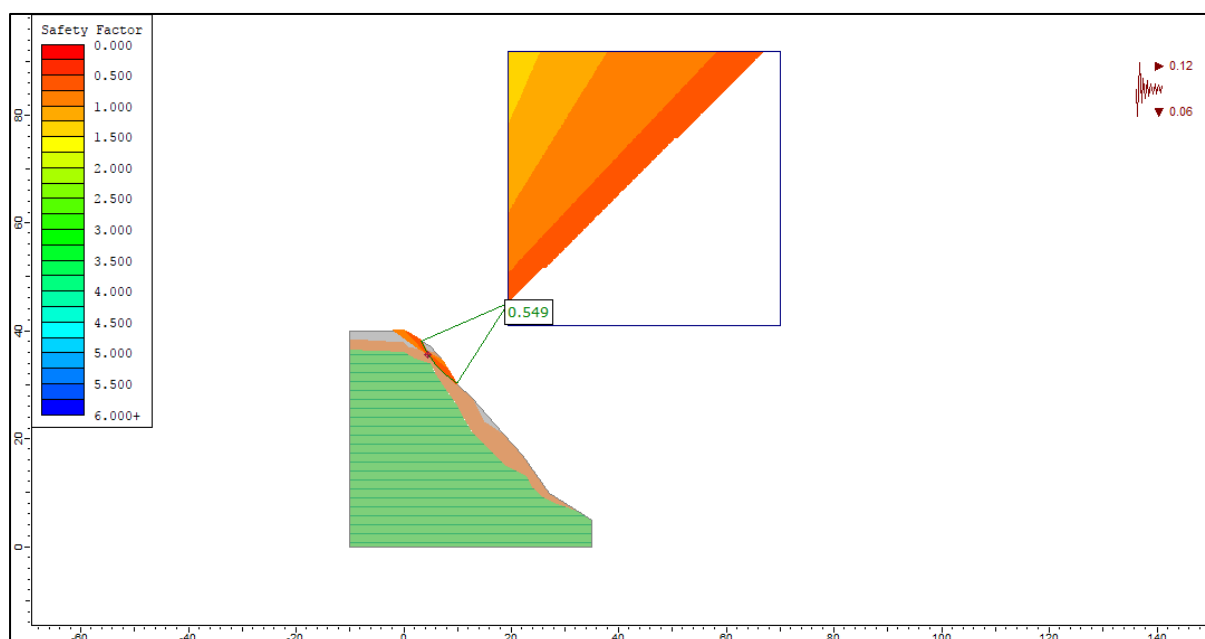


Εικόνα 94. Αποτελέσματα ανάλυσης ευστάθειας για το τμήμα κοντά στη στέψη, με υπολογιζόμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,67$ γεγονός που δηλώνει αστοχία του πρανούς.

Στη συνέχεια, εκτελέστηκαν οι αντίστοιχες αναλύσεις στο πρανές, εισάγοντας αυτή τη φορά και την επίδραση που θα έχει σε αυτό μια ενδεχόμενη σεισμική φόρτιση. Από τα αποτελέσματα συμπεραίνουμε, ότι στην περίπτωση εκδήλωσης σεισμού το πρανές αστοχεί καθώς ο συντελεστής ασφαλείας υπολογίζονται για τις δεδομένες συνθήκες πολύ μικρότερος της μονάδας (Εικόνα 95,96). Στο σχεδιασμό των μέτρων αντιστήριξης και προστασίας θα πρέπει να συμπεριληφθεί επομένως και το ενδεχόμενο σεισμικής φόρτισης του πρανούς με τις σεισμικές επιταχύνσεις που υπολογίστηκαν στο κεφάλαιο 7 για την οριζόντια και κατακόρυφη διεύθυνση.

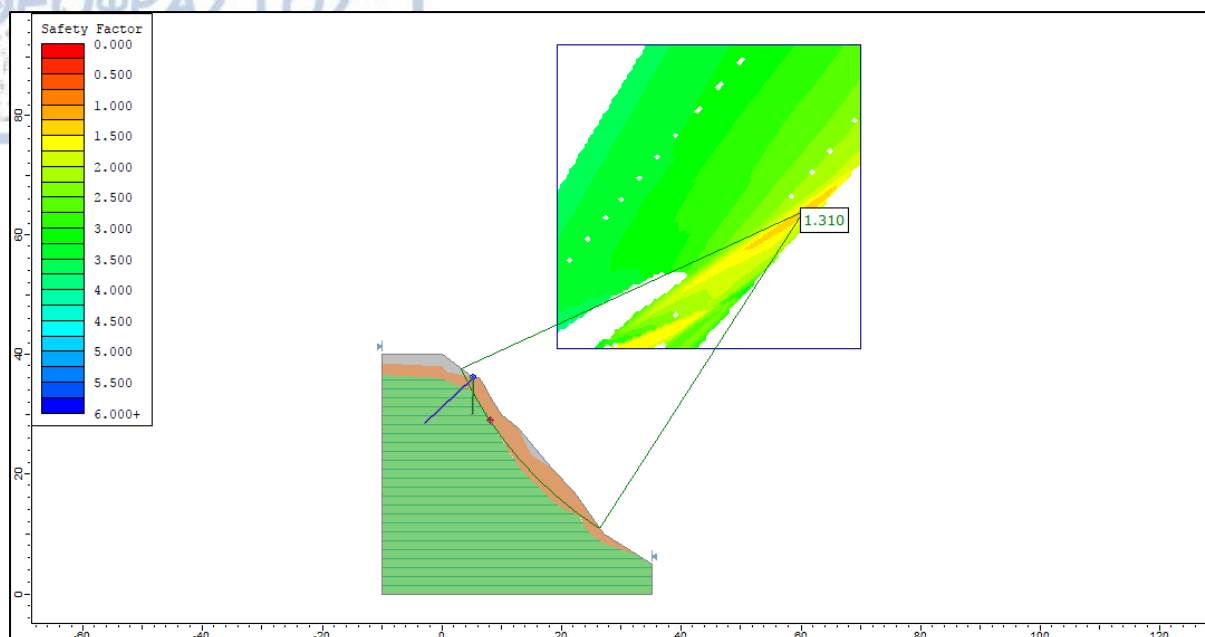


Εικόνα 95. Εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας $SF = 0,79$ υπό την επιβολή σεισμικού φορτίου, για την γενική κλίση του πρανούς.

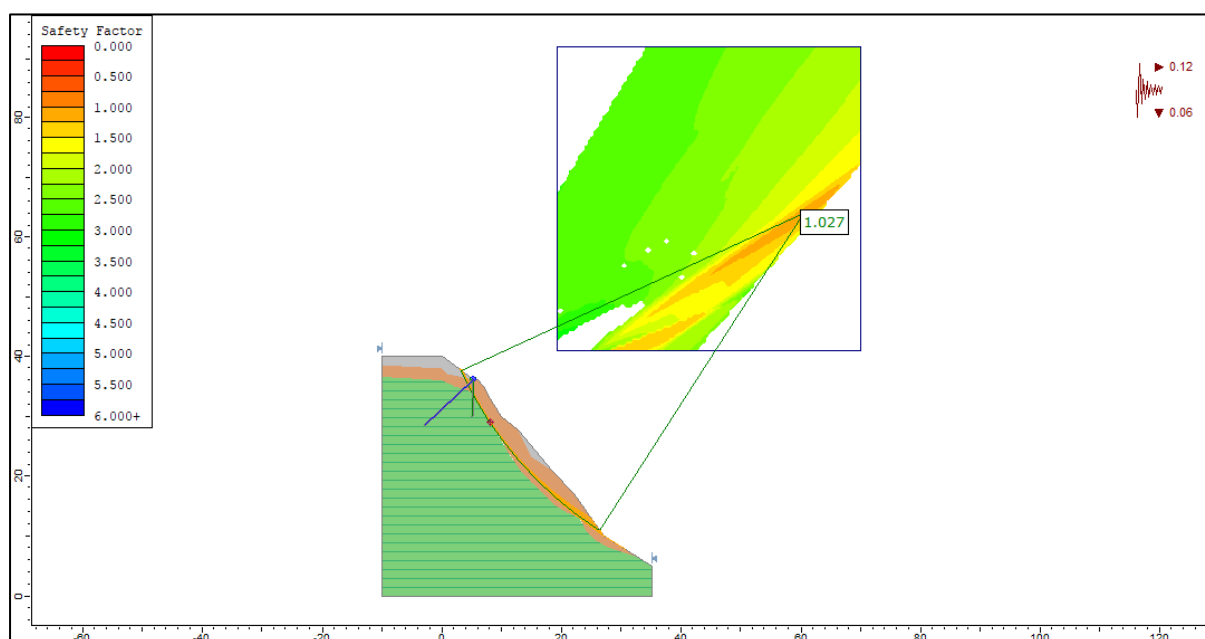


Εικόνα 96. Εκτιμώμενος συντελεστής ασφαλείας $SF = 0,54$ υπό την επιβολή σεισμικού φορτίου, για το τμήμα κοντά στη στέψη του πρανούς.

Τέλος, εκτιμήθηκαν οι συντελεστές ασφαλείας που πρέπει να εμφανίζει το πρανές σύμφωνα με τις προδιαγραφές του Ευροκώδικα 7 για πρανή, υπό την επιβολή κάποιων ενδεικτικών μέτρων αντιστήριξης, για την περίπτωση στατικών συνθηκών και υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης. Στη πρώτη περίπτωση οι ιδιότητες των μέτρων πρέπει να είναι τέτοιες έτσι ώστε ο συντελεστής να είναι ίσος με $SF = 1,3$ (Εικόνα 97) ενώ στη δεύτερη περίπτωση $SF = 1$ (Εικόνα 98).



Εικόνα 97. Αύξηση του συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τις προδιαγραφές, με την εφαρμογή ενδεικτικών μέτρων στήριξης σε στατικές συνθήκες έπειτα από εκσκαφή.



Εικόνα 98. Αύξηση του συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με τις προδιαγραφές, με την εφαρμογή ενδεικτικών μέτρων στήριξης υπό την επίδραση σεισμικής φόρτισης έπειτα από εκσκαφή.

Πίνακας 23. Συγκεντρωτικός πίνακας εκτιμώμενων συντελεστών ασφαλείας για τις διάφορες αναλύσεις

Ανάλυση	Συντελεστής ασφαλείας
Γενική κλίση σε στατικές συνθήκες	0,97
Στέψη σε στατικές συνθήκες	0,67
Γενική κλίση με σεισμό	0,79
Στέψη με σεισμό	0,54
Με εφαρμογή μέτρων σε στατικές συνθήκες	1,3
Με εφαρμογή μέτρων σε σεισμό	1

12.3.2. Ανάλυση ευστάθειας με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων

12.3.2.1. Γενικά

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως για την ανάλυση της παραμόρφωσης και της κατανομής των τάσεων σε ένα υλικό. Η διαφορά της με άλλες απλουστευμένες και ευρέως χρησιμοποιούμενες μεθόδους είναι ότι μπορεί να αντιμετωπίσει σύνθετες ακολουθίες φόρτισης υλικών καθώς και την ανάπτυξη μη ελαστικών ζωνών σε αυτά συναρτήσει του χρόνου. Τέτοια προβλήματα είναι τα προβλήματα ευστάθειας πρανών για τα οποία δεν έχουν γίνει πολλές προσπάθειες επίλυσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Kim and Lee, 1997).

Η μέθοδος αυτή δεν απαιτεί από πριν την θεώρηση του σημείου ή του σχήματος της πιθανής επιφάνειας ολίσθησης, αλλά η αστοχία ορίζεται αυτόματα με φυσικό τρόπο εντός της εδαφικής μάζας, στα σημεία εκείνα που η διατμητική αντοχή τους είναι ανεπαρκής να αντισταθεί στις διατμητικές τάσεις που εφαρμόζονται σε αυτά (Griffiths and Lane, 1999).

12.3.2.2. Ανάλυση με τη χρήση του προγράμματος PLAXIS 7.0

Η παραμετρική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή έγινε με τη χρήση του λογισμικού PLAXIS 7.0. Το Plaxis αποτελεί ένα λογισμικό πακέτο υπολογισμού με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο είναι κατάλληλο για εφαρμογές επίλυσης προβλημάτων παραμορφώσεων σε εδάφη και πετρώματα.

Το πακέτο αποτελείται από τέσσερα επιμέρους υποπρογράμματα:

- Το υποπρόγραμμα εισαγωγής των δεδομένων (Input)
- Το υποπρόγραμμα υπολογισμών (Calculations)
- Το υποπρόγραμμα εξαγωγής των αποτελεσμάτων (Output)
- Το υποπρόγραμμα σχεδιασμού των καμπυλών (Curves)

Στο PlaxisInput εισάγονται τα δεδομένα που σχετίζονται με τη γεωμετρία του μοντέλου και τις ιδιότητες των υλικών. Επίσης ορίζονται οι αρχικές συνθήκες της κατανομής των τάσεων καθώς και οι υδραυλικές συνθήκες.

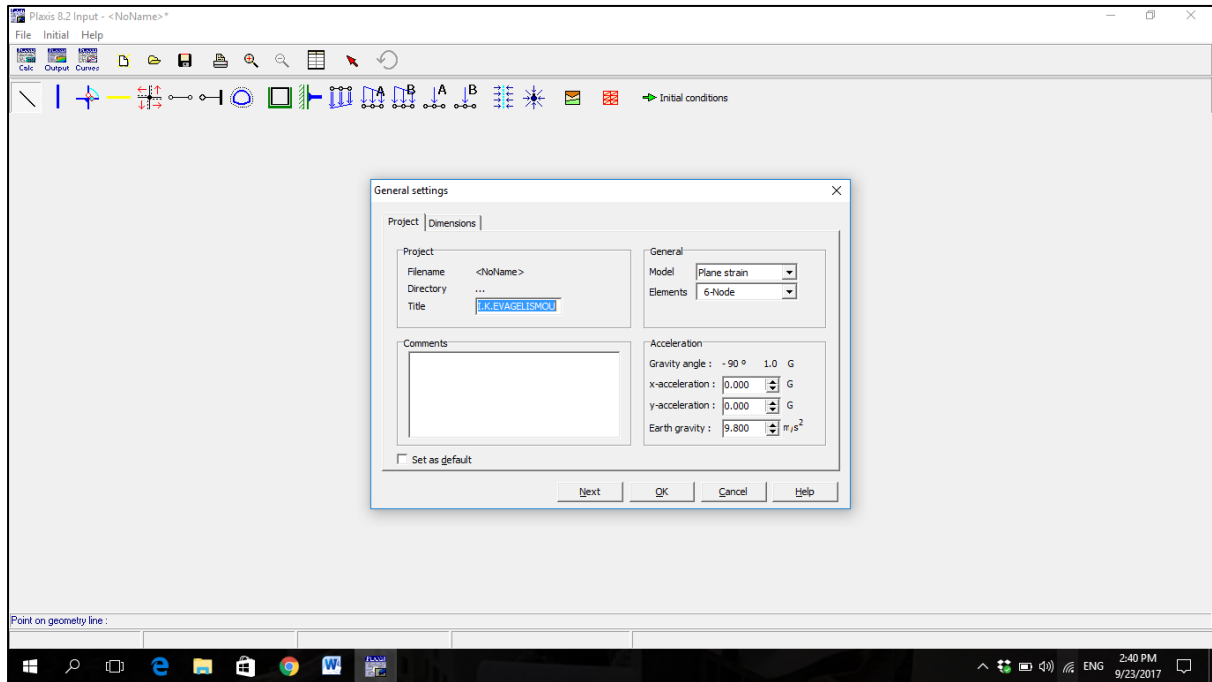
Στο PlaxisCalculations γίνεται ορισμός των διαδοχικών φάσεων φόρτισης και εξέλιξης της κατασκευής και εκτελούνται όλοι οι απαραίτητοι υπολογισμοί με βάση τη θεωρία των πεπερασμένων στοιχείων.

Τέλος, τα υποπρογράμματα PlaxisOutput και PlaxisCurves χρησιμοποιούνται για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων, το πρώτο επάνω στην τομή της κατασκευής και το δεύτερο γραφικά με την κατασκευή γραφημάτων και καμπυλών. Στις επόμενες ενότητες περιγράφονται τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την επίλυση του συγκεκριμένου προβλήματος ευστάθειας του Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, με τη χρήση του εν λόγω λογισμικού πακέτου.

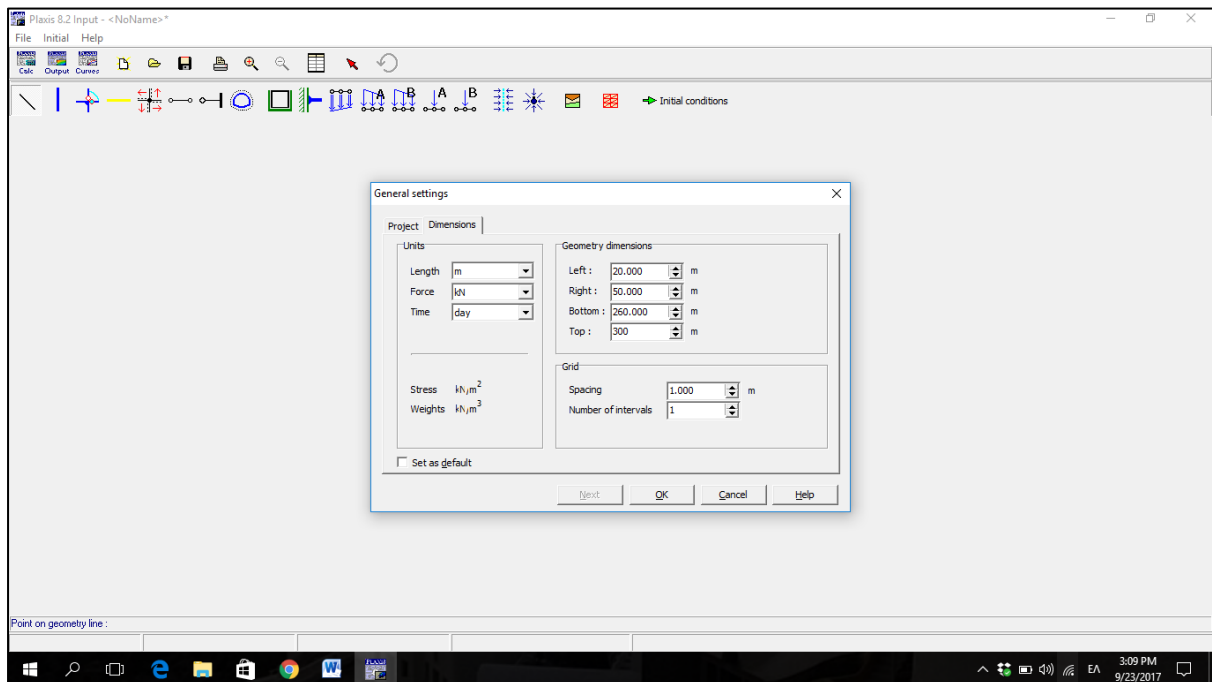
12.3.2.3. Εισαγωγή δεδομένων

Στο στάδιο αυτό γίνεται μοντελοποίηση της γεωμετρίας του πρανού και εισάγονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα και οι παράμετροι που το χαρακτηρίζουν. Αρχικά, ο χρήστης πρέπει να εισάγει στο πρόγραμμα τα στοιχεία του προβλήματος ξεκινώντας από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά αυτού.

Ανοίγοντας λοιπόν το πρόγραμμα, εμφανίζεται το παράθυρο GeneralSettings το οποίο αποτελείται από δύο επιμέρους καρτέλες, όπως φαίνεται στις Εικόνες 99, 100.



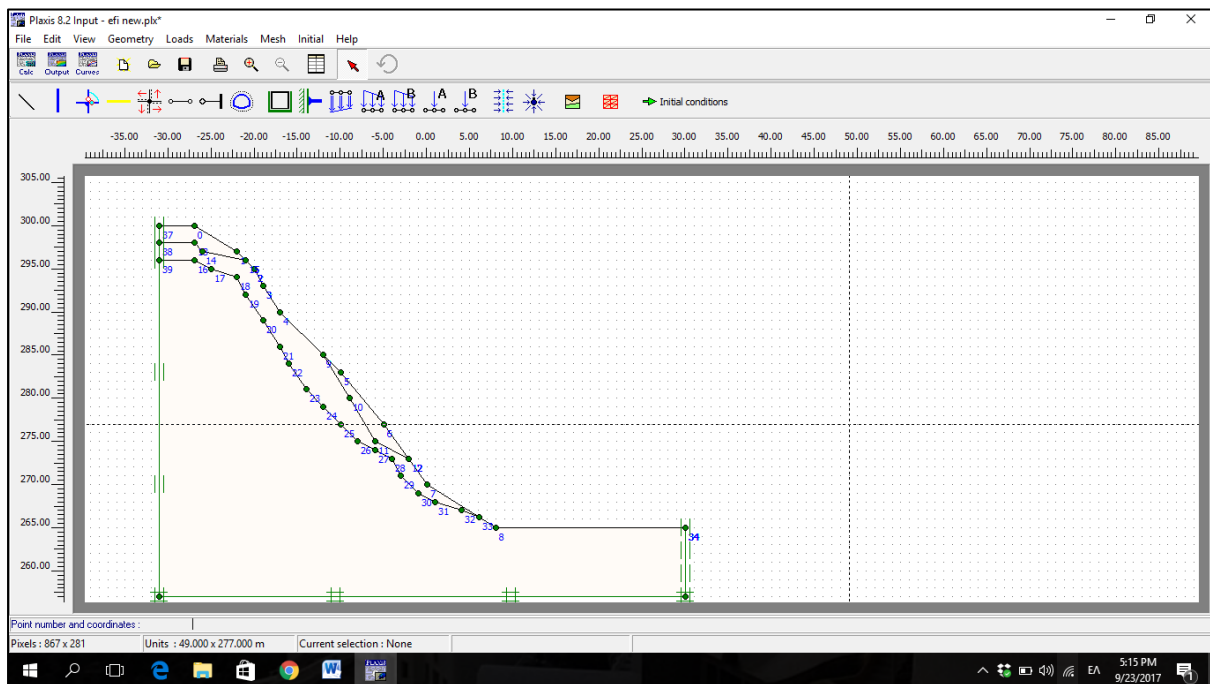
Εικόνα99. Παράθυρο General Settings – καρτέλα Project.



Εικόνα100. Παράθυρο General Settings – καρτέλα Dimensions.

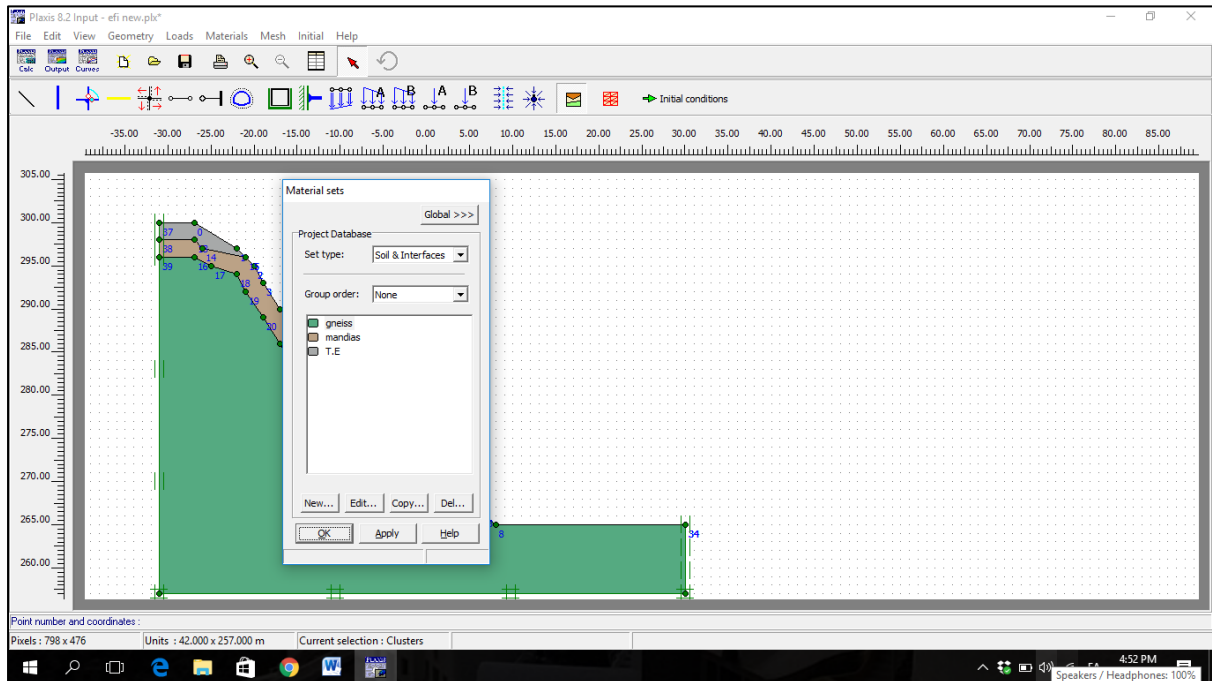
Στη πρώτη καρτέλα (Project), εισάγονται κάποιες γενικές πληροφορίες σχετικά με το μοντέλο, όπως ο τίτλος του προβλήματος και ο τύπος της ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα, για τον τύπο της ανάλυσης πρέπει να δηλωθεί, αν αυτή θα είναι αξονοσυμμετρική ή επίπεδης παραμόρφωσης και από πόσα στοιχεία θα αποτελούνται τα στοιχεία του πλέγματος. Το συγκεκριμένο πρόβλημα αναφέρεται σε πρανές οπότε θα επιλεγεί η επίπεδη παραμόρφωση (plain strain) και στοιχεία έξι (6) σημείων (σε περίπτωση μεγαλύτερης ακρίβειας επιλέγουμε 15 – σημεία).

Στη δεύτερη καρτέλα (Dimensions) καθορίζονται οι μονάδες μέτρησης του μήκους, των τάσεων και του χρόνου, καθώς και τα όρια της επιφάνειας εργασίας στην οποία θα σχεδιαστεί το μοντέλο. Ακολουθεί ο σχεδιασμός της γεωμετρίας του μοντέλου με τη χρήση του εργαλείου GeometryLine που βρίσκεται στη δεύτερη σειρά της εργαλειοθήκης και εισάγοντας τις συντεταγμένες κάθε σημείου της μορφολογίας. Στη συνέχεια επιλέγουμε το εργαλείο StandardFixities που βρίσκεται επίσης στην δεύτερη σειρά της εργαλειοθήκης, με σκοπό τον καθορισμό των οριακών συνθηκών του μοντέλου. Στα περισσότερα προβλήματα γεωτεχνικής φύσης ορίζονται μηδενικές μετακινήσεις, οι οποίες εκφράζονται με ολισθήσεις στα πλευρικά όρια και με στηρίξεις στο κάτω όριο. Η επιλογή Standard Fixities ικανοποιεί αυτόματα αυτή τη συνθήκη.



Εικόνα 101. Τελική γεωμετρία πρανούς. Για πρακτικούς λόγους που διευκολύνουν την ανάλυση, επεκτείνουμε λίγο παραπάνω τον πόδα του πρανούς στο μοντέλο μας.

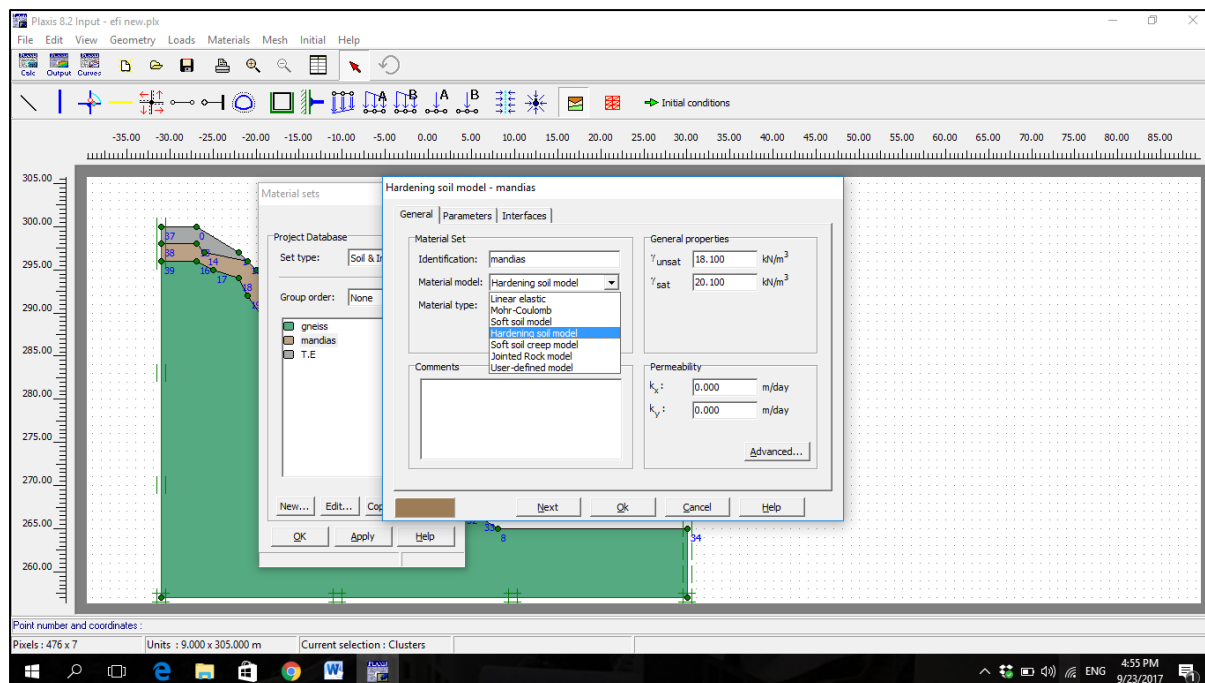
Το επόμενο βήμα είναι η εισαγωγή των μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών υλικών που δομούν το μοντέλο. Η εντολή αυτή δίνεται από την επιλογή MaterialSets, όπου στο παράθυρο που εμφανίζεται, μέσω της εντολής New, ανοίγουν οι καρτέλες στις οποίες θα εισαχθούν οι παράμετροι. Στη πρώτη καρτέλα (General), επιλέγουμε το μοντέλο του εδάφους με την βοήθεια του οποίου θα γίνει η ανάλυση. Έπειτα ορίζουμε τις συνθήκες υγρασίας (drained – undrained), τις τιμές του ειδικού βάρους σε υγρές και ξηρές συνθήκες και τις τιμές της κάθετης και οριζόντιας διαπερατότητας (Εικόνα 103).



Εικόνα 102. Παράθυρο Materialsets – Δημιουργία εδαφικών μοντέλων (επιχώσεις, μανδύας αποσάθρωσης, βραχώδες υπόβαθρο).

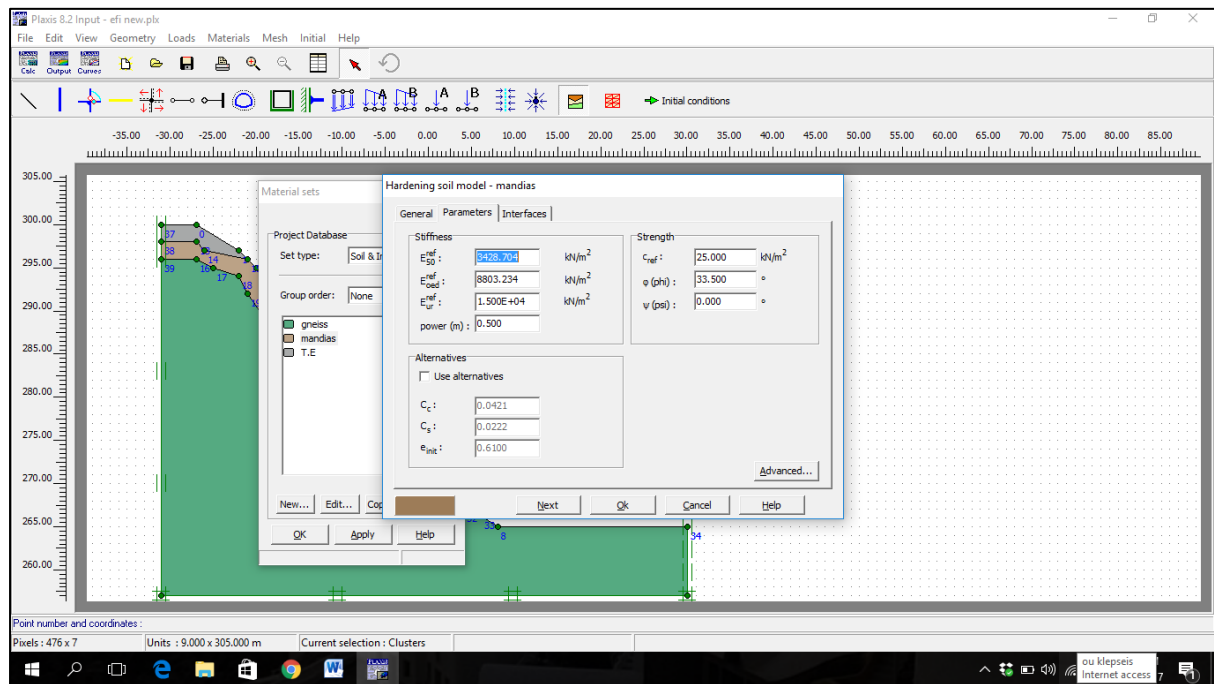
Όσο αφορά το μοντέλο του υλικού, το Plaxis υποστηρίζει διάφορα μοντέλα που προσομοιάζουν τη συμπεριφορά των εδαφών. Τα μοντέλα αυτά είναι:

- Γραμμικά ελαστικό μοντέλο: αντιπροσωπεύει τον νόμο του Hooke για ισότροπη γραμμική ελαστικότητα. Χρησιμοποιεί το μέτρο ελαστικότητας του Young (E) και το λόγο του Poisson (ν) ως ελαστικές παραμέτρους ακαμψίας. Χρησιμοποιείται κυρίως για άκαμπτες συμπαγείς κατασκευές στο έδαφος.
- Μοντέλο Mohr – Coulomb: στηρίζεται στο κριτήριο διατμητικής αστοχίας του Mohr και αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση της πραγματικής συμπεριφοράς των εδαφών. Οι μηχανικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται είναι,
 - Το μέτρο ελαστικότητας του Young (E),
 - Ο λόγος Poisson (ν),
 - Η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ°),
 - Η γωνία διασταλτικότητας ($\psi^\circ = \phi^\circ - 30^\circ$).
- Μοντέλο σκλήρυνσης εδάφους (Hardening soil model): είναι ένας τύπος ελαστοπλαστικού μοντέλου και χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις άμμων, αμμοχάλικων και υπερστερεοποιημένων αργίλων.
- Μοντέλο μαλακού εδάφους (Soft soil model): χρησιμοποιείται στην περίπτωση μαλακών εδαφών όπως είναι η κανονικά στερεοποιημένη άργιλος και η τύρφη.
- Μοντέλο ερπυσμού μαλακών εδαφών (Soft soil creep model): χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της συμπεριφοράς μαλακών εδαφών σε συνάρτηση με τον χρόνο.
- Μοντέλο διερρηγμένου βράχου (Jointed rock model): χρησιμοποιείται στην περίπτωση που το μοντέλο περιλαμβάνει βραχώδεις σχηματισμούς που τέμνονται από μία έως και τρεις οικογένειες ασυνεχειών των οποίων τα μηχανικά χαρακτηριστικά πρέπει να γνωρίζουμε και να εισάγουμε στο πρόγραμμα.



Εικόνα 103. Καρτέλα General – Επιλογή μοντέλου υλικού.

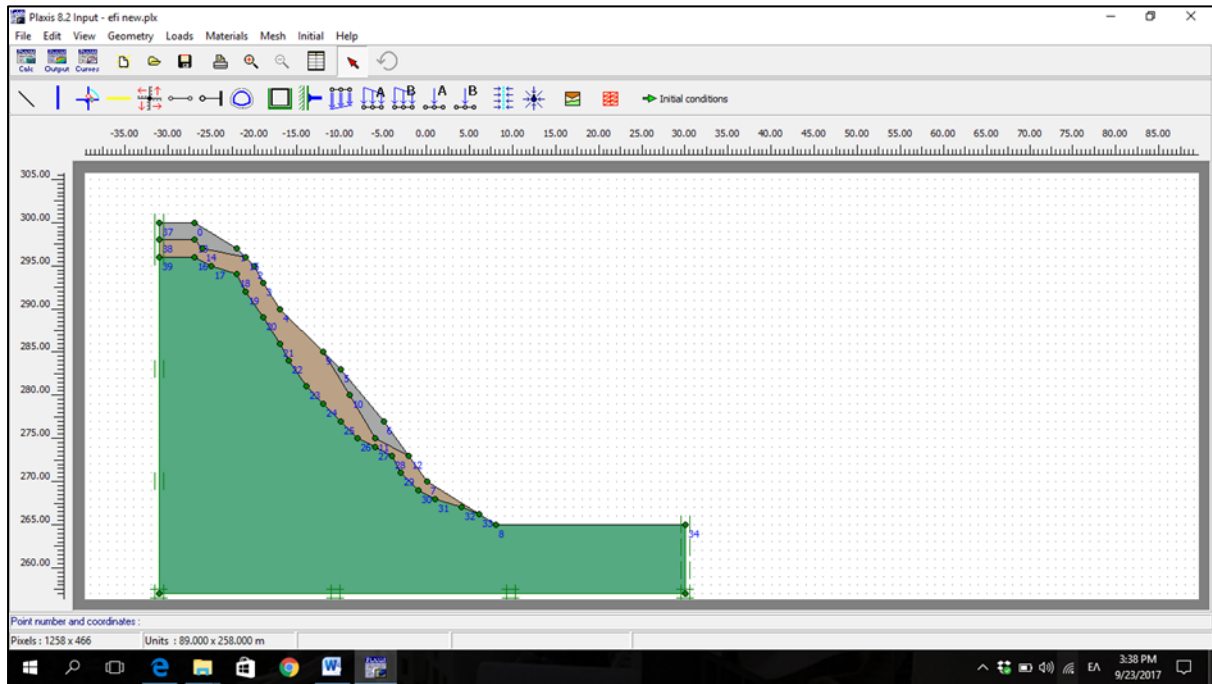
Στη συνέχεια στην δεύτερη καρτέλα (Parameters) δίνουμε τις τιμές των εδαφικών παραμέτρων που μας ζητάει ανάλογα με το μοντέλο συμπεριφοράς που επιλέξαμε (Εικόνα 104).



Εικόνα 104. Καρτέλα Parameters – Εισαγωγή εδαφικών παραμέτρων.

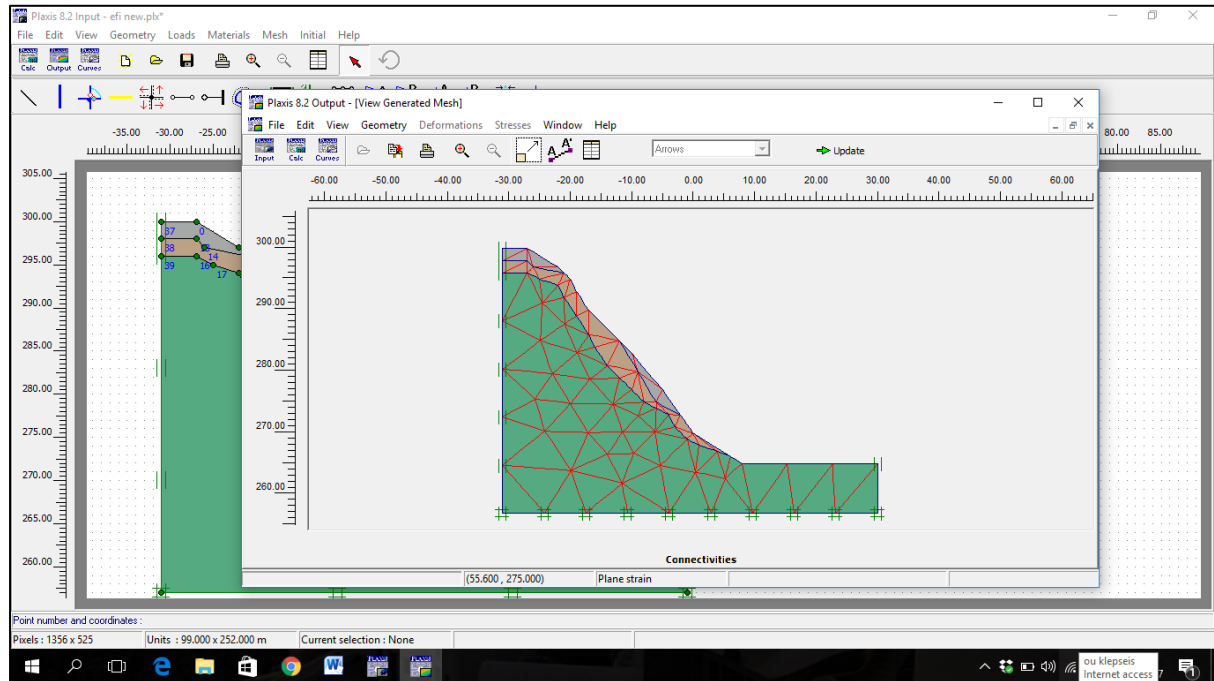
Ακολουθώντας, στην τρίτη καρτέλα ορίζουμε την παράμετρο R_{int} η οποία αναφέρεται στην ύπαρξη μιας διεπιφάνειας στο μοντέλο. Στο συγκεκριμένο μοντέλο δεν έχει εισαχθεί κάποια διεπιφάνεια οπότε δε θα ασχοληθούμε με αυτή την καρτέλα.

Κλείνοντας αυτή την διαδικασία έχει δημιουργηθεί ένα συγκεκριμένο μοντέλο εδάφους. Επαναλαμβάνοντας τα ίδια βήματα δημιουργούμε τους διάφορους εδαφικούς σχηματισμούς από τους οποίους απαρτίζεται το μοντέλο του προβλήματος και αντιστοιχίζονται τέλος, οι διάφοροι εδαφικοί σχηματισμοί με τις σχεδιασμένες κλειστές εδαφικές στρώσεις, απλά σέρνοντας το εικονίδιο του υλικού από την καρτέλα General, στην ανάλογη περιοχή της τομής. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, στο βραχώδες υπόβαθρο χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο διερρηγμένου βράχου (Jointed rock model), ενώ στα εδαφικά υλικά το μοντέλο σκλήρυνσης εδάφους (Hardening soil model).



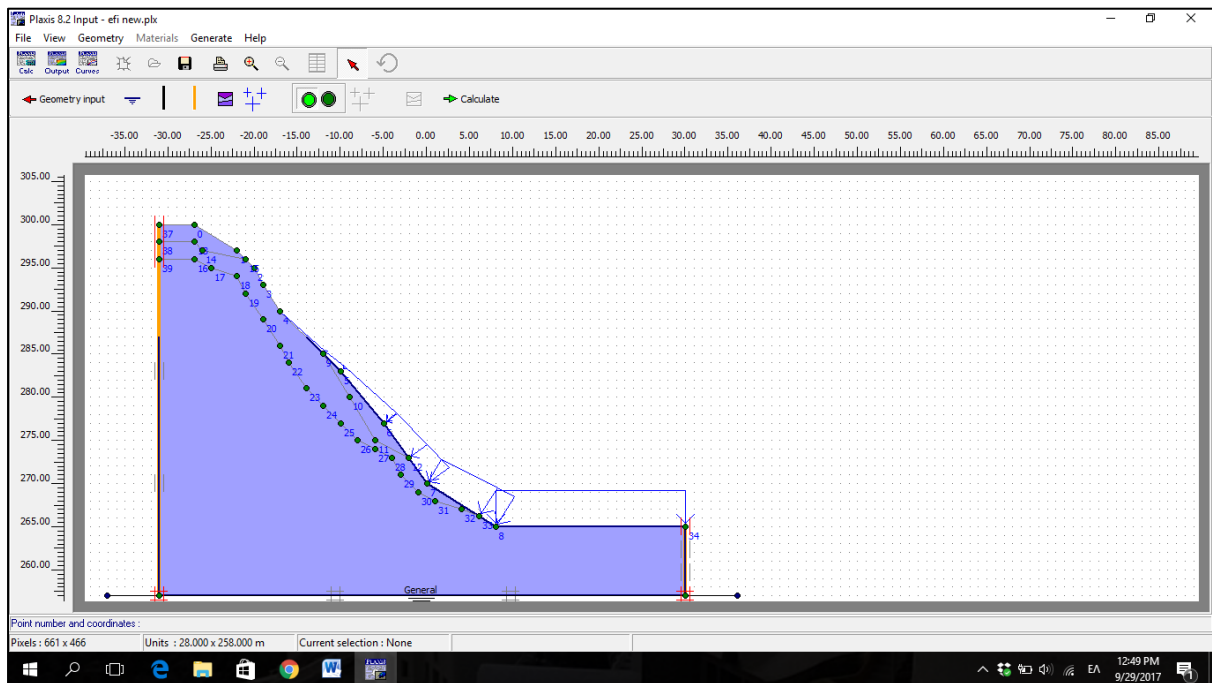
Εικόνα 105. Τελικό μοντέλο πρανούς με τα αντίστοιχα εδαφικά υλικά και της μηχανικές τους ιδιότητες.

Το επόμενο βήμα στην ανάλυση είναι η διαδικασία της διακριτοποίησης της τομής, με σκοπό τη διαίρεση της σε στοιχεία απαραίτητα για την εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων. Με τις εντολές Mesh>GlobalCoarseness>ElementDistribution (Coarse) >Generate, το Plaxis προτείνει αυτόματα ένα πλέγμα από τριγωνικά, πλήρως ανοργάνωτα στοιχεία (παρέχουν καλύτερες πληροφορίες από τα οργανωμένα), σύμφωνα με το μοντέλο και τη στρωματογραφία του πρανούς (Εικόνα 106).



Εικόνα 106. Πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων τριγωνικής μορφής (GeneratedMesh).

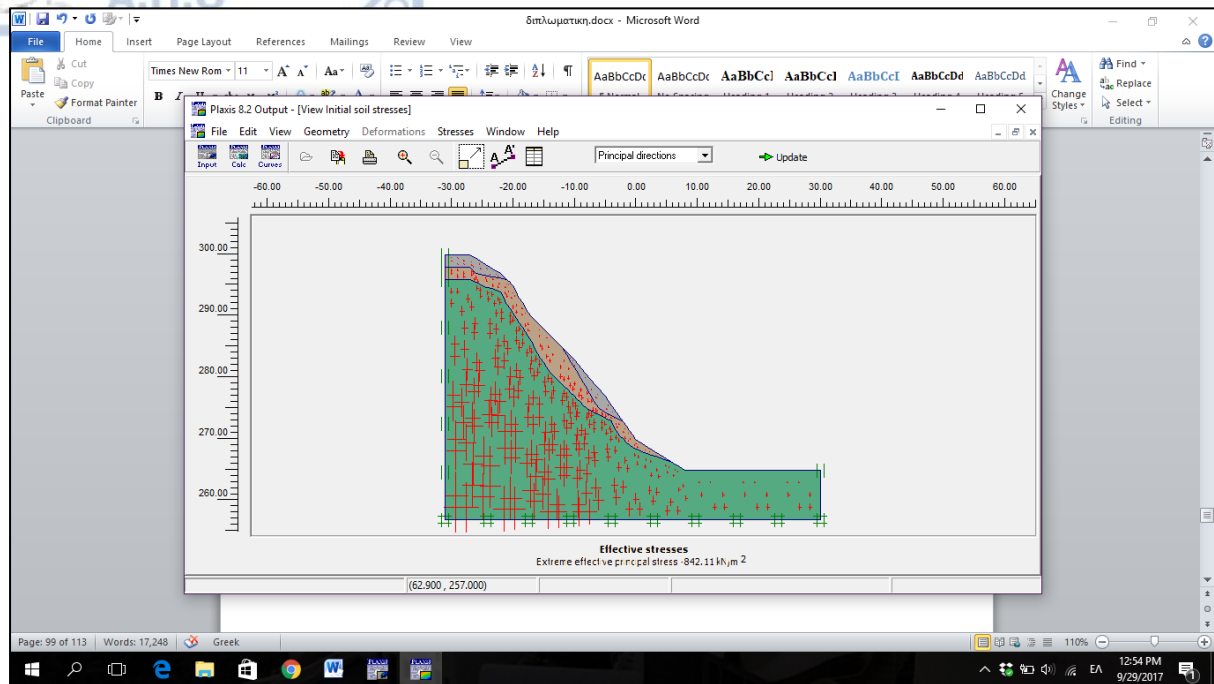
Πριν γίνουν οι υπολογισμοί από το πρόγραμμα και έχοντας ορίσει το πλέγμα για την εφαρμογή των πεπερασμένων στοιχείων, γίνεται η εισαγωγή από τον χρήστη των αρχικών συνθηκών (InitialConditions). Οι αρχικές συνθήκες περιλαμβάνουν την κατάσταση του υδροφόρου ορίζοντα, δηλαδή την υδροστατική πίεση του εδάφους και την αρχική εντατική του κατάσταση. Αφού επομένως ορίσουμε την επιφάνεια του υδροφόρου ορίζοντα, φροντίζουμε μέσα από την εντολή ClosedConsolidationBoundary, να ορίσουμε κλειστά όρια από ροή νερού και από στερεοποίηση. Το όριο αυτό εμφανίζεται με μια χοντρή κίτρινη γραμμή. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, παρόλο που στη γεώτρηση ο υδροφόρος εντοπίστηκε στα 13 m βάθος, δε θα λάβουμε υπόψη τις υδροστατικές πιέσεις, καθώς όπως έχει ήδη αναφερθεί στην περιοχή εντοπίζονται θέσεις εκφόρτισης των υπόγειων υδάτων γεγονός που δηλώνει ότι δεν υπάρχει μια ενιαία υδροφορία και έτσι θα οδηγούμαστε σε εσφαλμένα αποτελέσματα με την τοποθέτηση του υδροφόρου τόσο ψηλά. Στο συγκεκριμένο πρόβλημα, το νερό επιδρά αρνητικά μόνο στη διαδικασία της χημικής αποσάθρωσης, με τη διέλευσή του μέσα από τις επιφάνειες της σχιστότητας.



Εικόνα 107. Απεικόνιση επιφάνειας υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η επιφάνεια λαμβάνεται μηδενική.

Ψηφιακή συλλογή
Βιβλιοθήκη
"ΘΕΟΦΡΑΣΤΟΣ"
Τμήμα Γεωλογίας
Α.Π.Θ.

Στη συνέχεια με την επιλογή GenerateInitialStresses γίνεται ο υπολογισμός των αρχικών ενεργών τάσεων (Εικόνα 108). Αντίστοιχα, οι αρχικές ενεργές πιέσεις πόρων είναι μηδενικές.



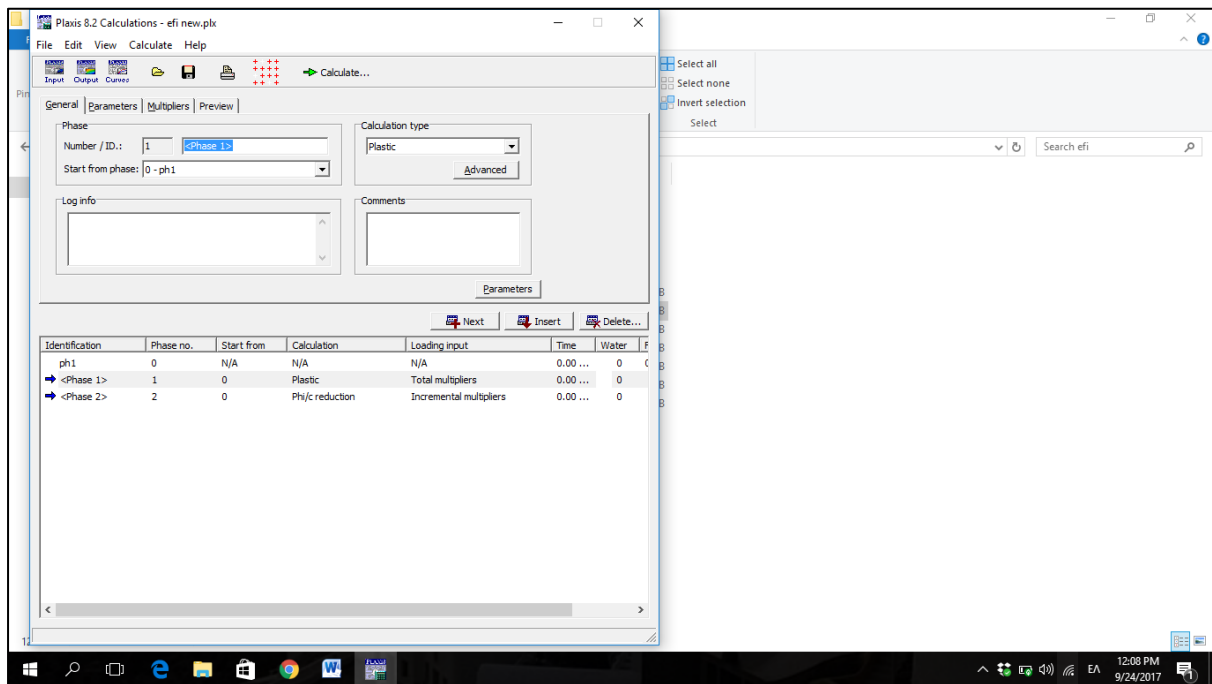
Εικόνα 108. Αρχικές ενεργές τάσεις.

Τέλος, επιλέγοντας την επιλογή Calculate και αποθηκεύοντας τα δεδομένα, το υποπρόγραμμα Input κλείνει και αρχίζει το υπολογιστικό υποπρόγραμμα, Calculations.

12.3.2.4. Υπολογισμοί

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο παρουσιάζεται η υπολογιστική διαδικασία που ακολουθείται και το σενάριο που χρησιμοποιεί ο χρήστης για την καλύτερη προσομοίωση του συγκεκριμένου προβλήματος. Ο στόχος αυτός επιτυγχάνεται με τις απαραίτητες εντολές που πρέπει να δοθούν στο υποπρόγραμμα PlaxisCalculations.

Για την επίτευξη λοιπόν, της καλύτερης προσομοίωσης του πρηνούς γίνεται ανάλυση σε δύο επιμέρους φάσεις όπως φαίνεται στην Εικόνα 109.

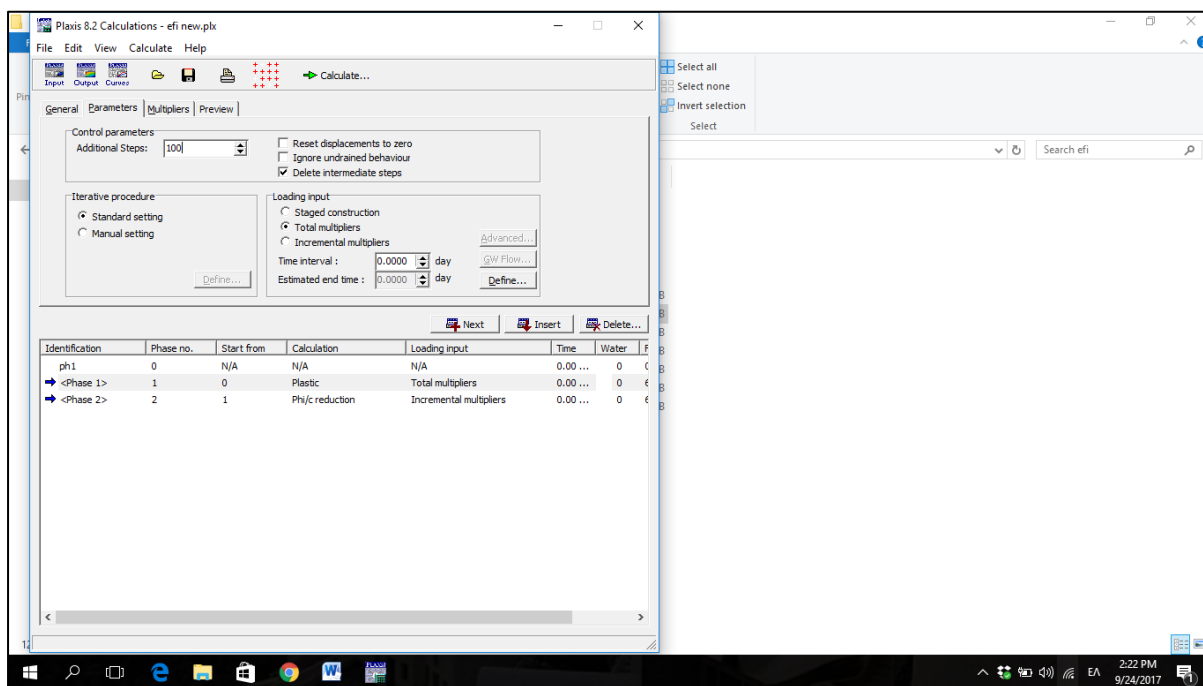


Εικόνα 109. Καρτέλα General για τον καθορισμό του σεναρίου υπολογισμού.

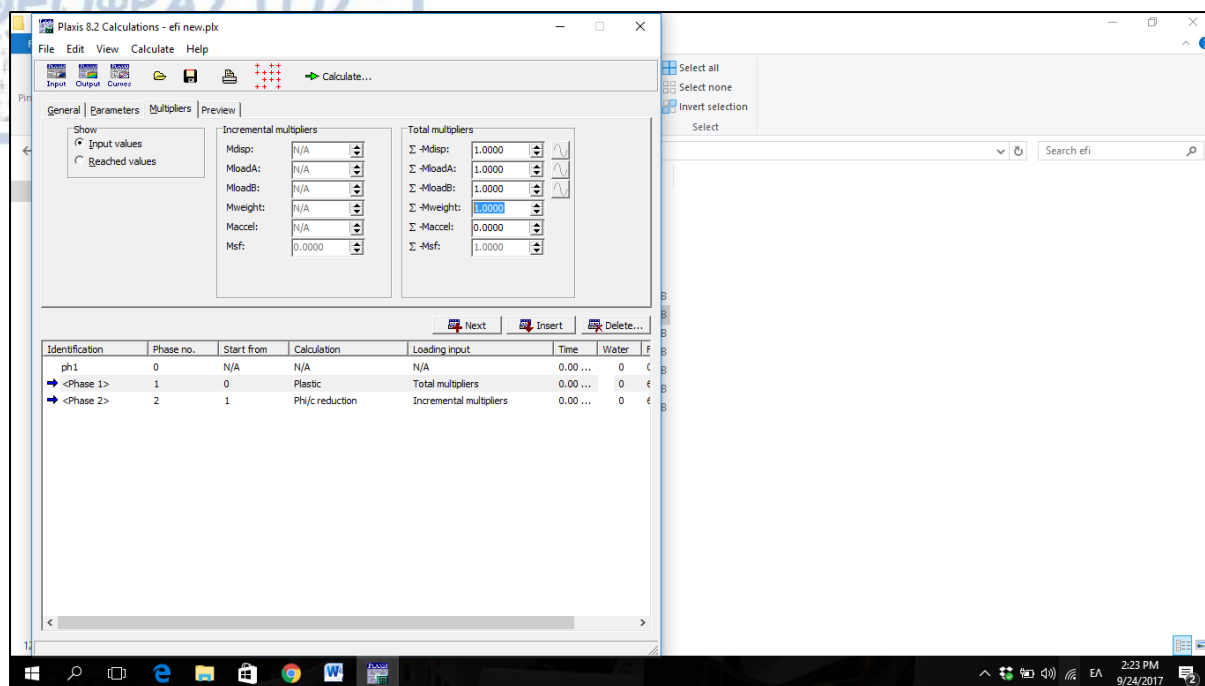
Φάση 1^η

Στη φάση αυτή πραγματοποιείται η διαδικασία της βαρυντικής φόρτισης (Gravityloading), δηλαδή υπολογίζεται η κατανομή των τάσεων και οι αντίστοιχες παραμορφώσεις που προκαλούνται από το βάρος των ίδιων των σχηματισμών που αποτελούν το πρανές. Η φάση αυτή αναφέρεται σε επίλυση πλαστικού καταστατικού μοντέλου (Plasticcalculationtype) και είναι απαραίτητη καθώς κατά τη διάρκεια αυτού του σταδίου η αρχικά αφόρτιστη τομή αρχίζει να φορτίζεται από το ίδιο της το βάρος. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τον αλγόριθμο προοδευτικής φόρτισης τελικού σταδίου (LoadAdvancementUltimateLevel). Το βάρος της τομής κατά την διάρκεια των υπολογισμών αυξάνεται με τη χρήση ενός συντελεστή ($\Sigma - Mweight$) που παίρνει τιμές μεταξύ μηδέν και ένα. Για να γίνει σωστά η κατανομή των τάσεων αυτή θα πρέπει να υπολογιστεί με φορτία που αντιστοιχούν στο ολικό βάρος των υλικών οπότε θέτουμε $\Sigma - Mweight = 1$. Πιο αναλυτικά, για να εκτελεσθεί η παραπάνω διαδικασία εκτελούμε τα ακόλουθα βήματα (Εικόνα 110):

- Στην καρτέλα Parameters και στην περιοχή LoadingInput, επιλέγουμε την εντολή TotalMultipliers. Με την εντολή αυτή παρέχεται η δυνατότητα ορισμού των πολλαπλασιαστών που ορίζουν το υπέρτατο επίπεδο φόρτισης.
- Στην καρτέλα Multipliers και στην περιοχή TotalMultipliers δίνεται στην παράμετρο $\Sigma - Mweight$ τιμή ίση με τη μονάδα. Έτσι ορίστηκε ότι το υπέρτατο επίπεδο φόρτισης είναι το συνολικό βάρος της τομής.



Εικόνα 110. Καρτέλα Parameters – Εισαγωγή απαραίτητων εντολών.



Εικόνα 111. Καρτέλα Multipliers για την εισαγωγή του συντελεστή $\Sigma - Mweight$.

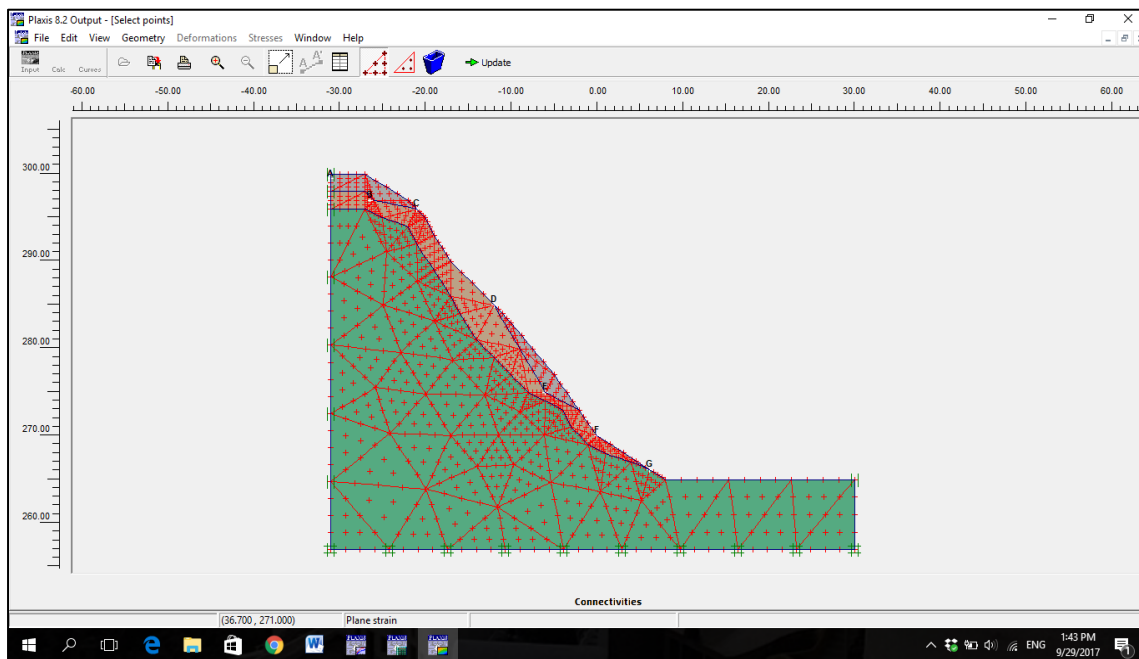
Φάση 2^η

Η δεύτερη φάση αφορά τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας με τον οποίο θα ασχοληθούμε αναλυτικά σε επόμενη παράγραφο.

Πίνακας 24. Συγκεντρωτικός πίνακας φάσεων υπολογισμού

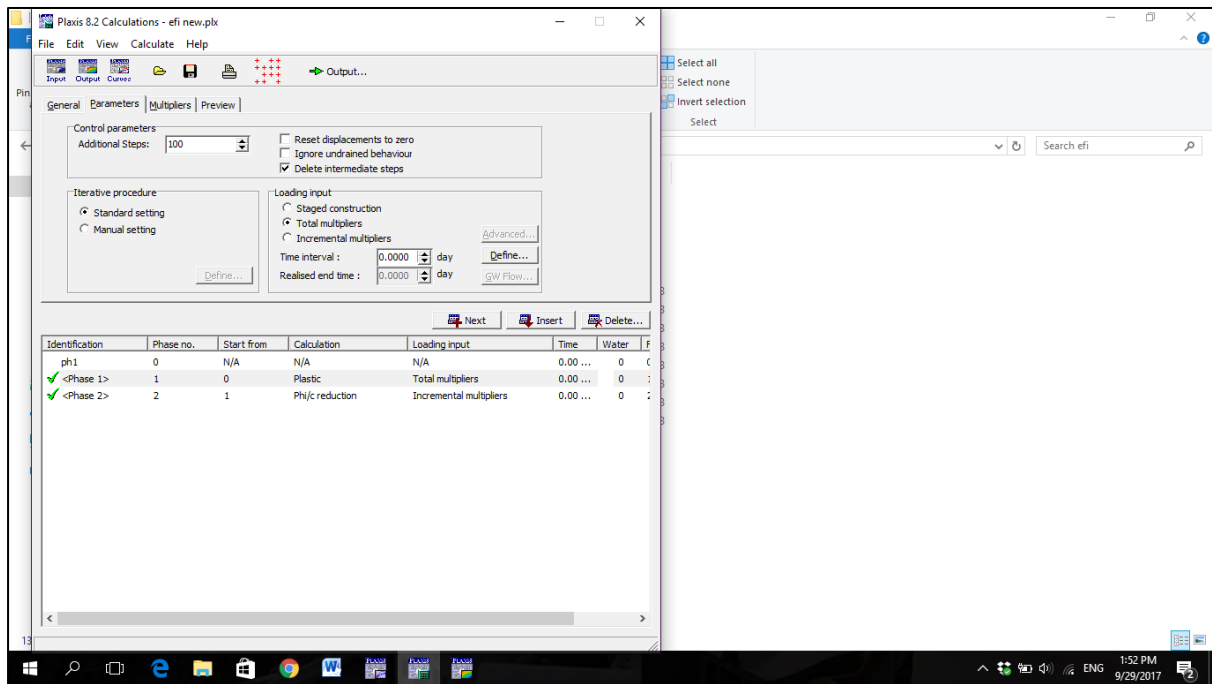
Ρυθμίσεις Υπολογισμών	Φάση 1 ^η	Φάση 2 ^η
Τύπος υπολογισμών	Ανάλυση πλαστικής συμπεριφοράς	Ανάλυση πλαστικής συμπεριφοράς
	Αλγόριθμος προοδευτικής φόρτισης μέχρι τελικού σταδίου	Αλγόριθμος προοδευτικών βημάτων φόρτισης
Παράμετροι ελέγχου	Βήματα υπολογισμών: 100	Βήματα υπολογισμών: 30
	Διαγραφή ενδιάμεσων βημάτων υπολογισμών	Μηδενισμός παραμορφώσεων προηγούμενης φάσης
Επαναληπτική διαδικασία	Προεπιλεγμένες ρυθμίσεις	Προεπιλεγμένες ρυθμίσεις
Ρυθμίσεις φόρτισης	Ολικοί πολλαπλασιαστές	Σταδιακή μείωση των παραμέτρων αντοχής
	$\Sigma - Mweight = 1$	Πολλαπλασιαστής $Msf = 0.1$

Μετά από τον ορισμό των φάσεων και πριν από την εκτέλεση των υπολογισμών, το πρόγραμμα ζητάει να επιλεγούν πάνω στην τομή διάφορα σημεία τα οποία θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια από το υποπρόγραμμα Plaxis Curves για την κατασκευή καμπυλών τάσης – παραμόρφωσης ή φόρτισης – μετατόπισης. Η επιλογή των σημείων αυτών, γίνεται από την εντολή Select Points for Curves η οποία βρίσκεται στην εργαλειοθήκη του αρχικού παραθύρου. Τα σημεία που επιλέχθηκαν στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι τα ακόλουθα (Εικόνα 112).



Εικόνα 112. Παράθυρο επιλογής σημείων για την κατασκευή γραφικών παραστάσεων.

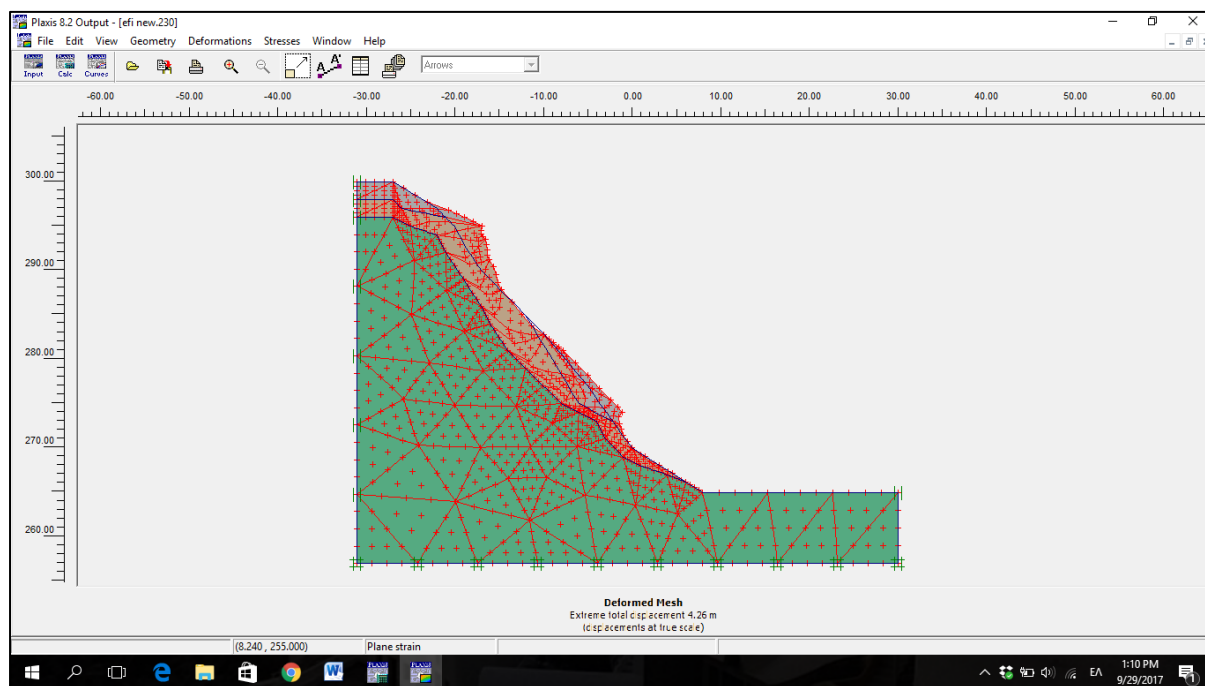
Τέλος, μετά την ολοκλήρωση όλων των απαραίτητων ενεργειών για τον καθορισμό των τάσεων, ο χρήστης μπορεί να προχωρήσει στην επίλυση του προβλήματος με την εντολή Calculate κατά την οποία εκτελούνται οι υπολογισμοί για κάθε φάση και στην συνέχεια εξάγονται τα αποτελέσματα τα οποία και επεξεργάζονται στο επόμενο βήμα, με τη χρήση του υποπρογράμματος Output.



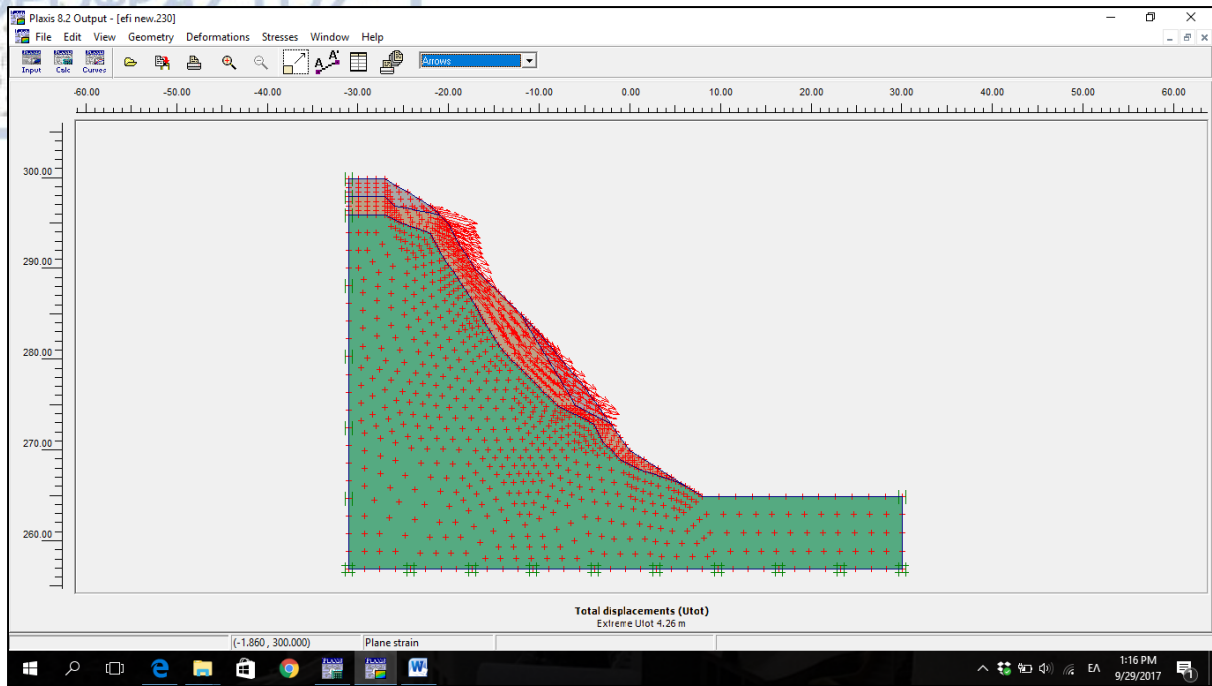
Εικόνα 113. Ολοκλήρωση υπολογισμού φάσεων του μοντέλου (✓)

12.3.2.5. Εξαγωγή αποτελεσμάτων

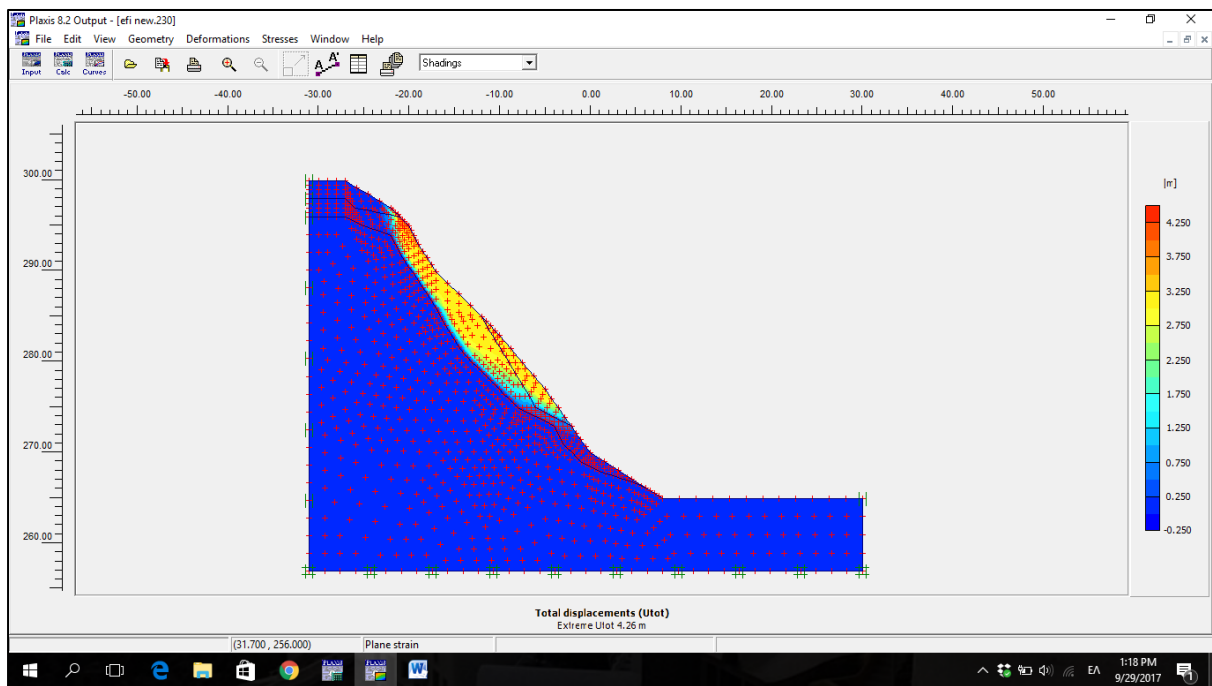
Επιλέγοντας την εντολή Output αρχικά εμφανίζεται η παραμόρφωση της γεωμετρίας του μοντέλου με τον κάνναβο, αφού εκτελέστηκαν όλες οι φάσεις υπολογισμού και παράλληλα απεικονίζεται και η μέγιστη παραμόρφωση που λαμβάνει το πρανές. Ακόμη δίνεται οι δυνατότητα μέσα από τις αντίστοιχες εντολές της εργαλειοθήκης να απεικονιστούν ξεχωριστά και να μελετηθούν, οι ολικές παραμορφώσεις, οι κάθετες, οι οριζόντιες καθώς και οι αντίστοιχες τάσεις (ολικές, ενεργές), οι πιέσεις πόρων (ολικές, εναπομένουσες), τα πλαστικά σημεία κ.α. κάποιες από αυτές τις πληροφορίες για το συγκεκριμένο πρόβλημα δίνονται στις ακόλουθες εικόνες.



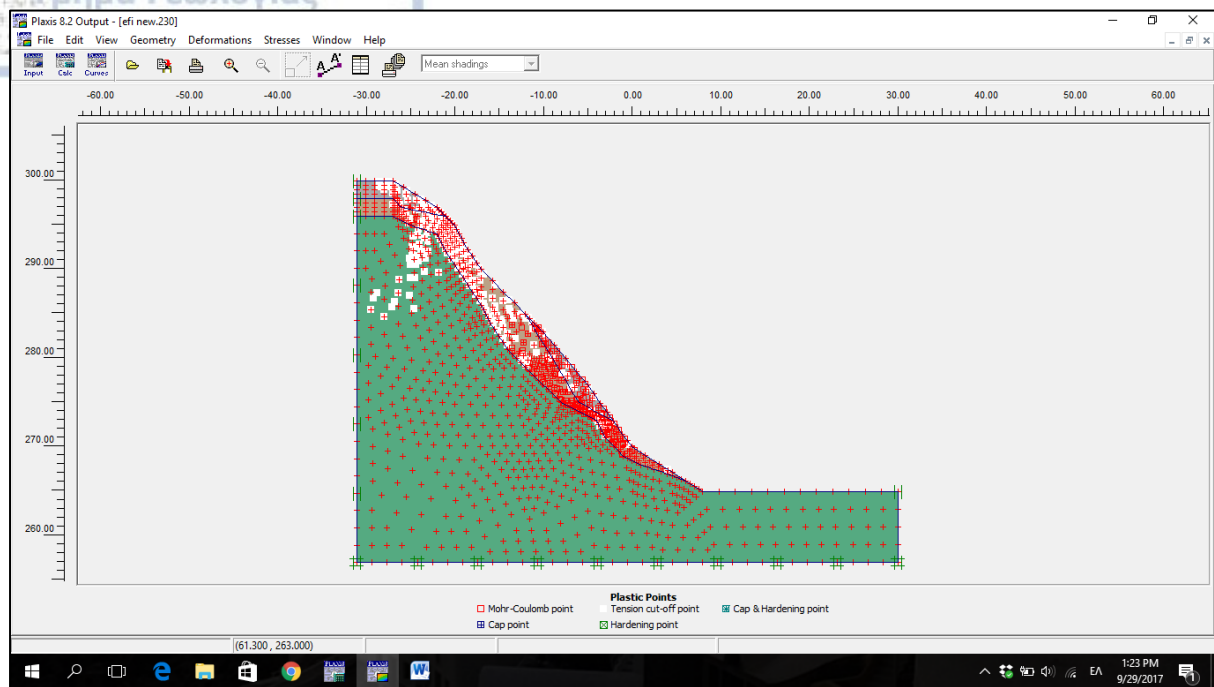
Εικόνα 114. Αρχική απεικόνιση της μορφής της αστοχίας με τις μετακινήσεις των υλικών και την παραμόρφωση του καννάβου των στοιχείων.



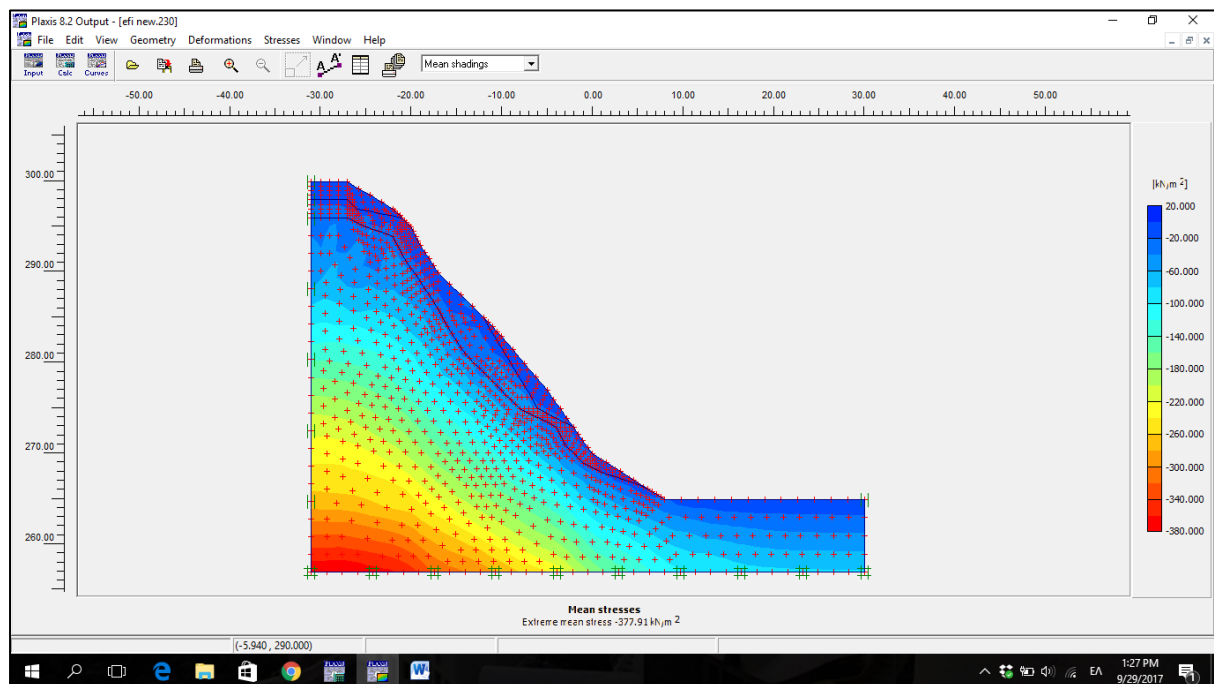
Εικόνα 115. Συνολικές μετακινήσεις (TotalDisplacements) με τη μορφή βέλων.



Εικόνα 116. Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στη στέψη του πρανούς όπου είναι θεμελιωμένες οι κτιριακές εγκαταστάσεις.



Εικόνα 117. Απεικόνιση σημείων διάτμησης (PlasticPoints).

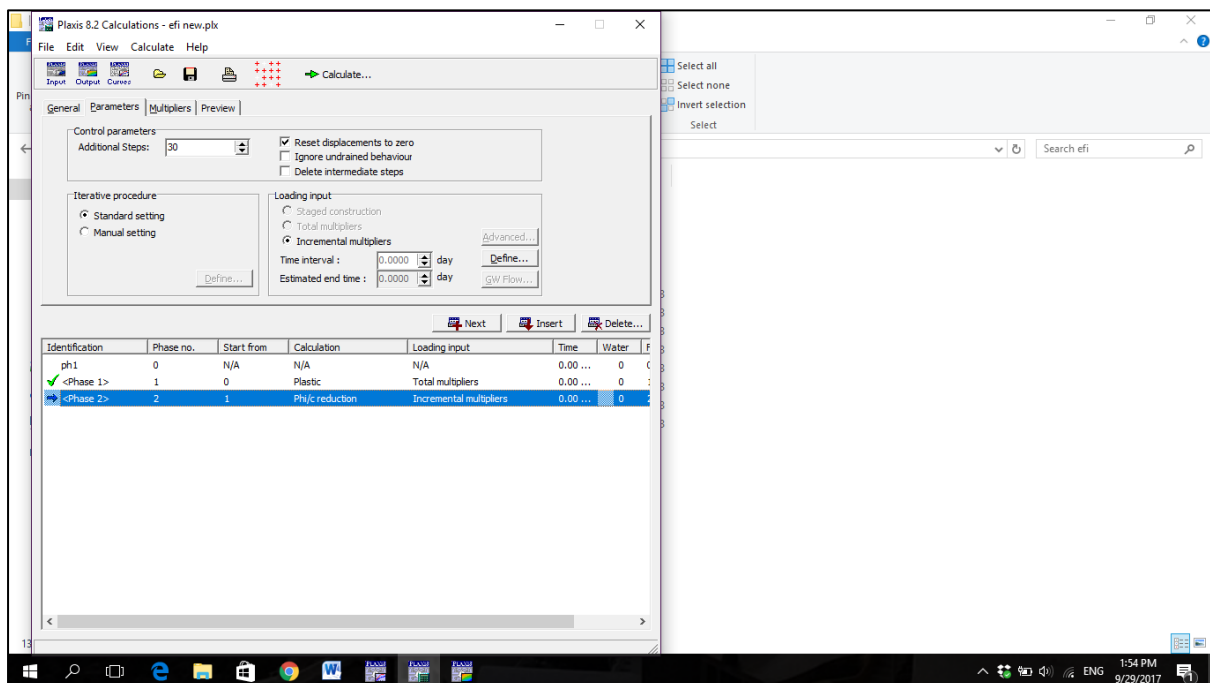


Εικόνα 118. Χρωματική απεικόνιση ολικών τάσεων (TotalStresses) που δρουν στο μοντέλο.

12.3.2.6. Εκτίμηση συντελεστή ασφαλείας

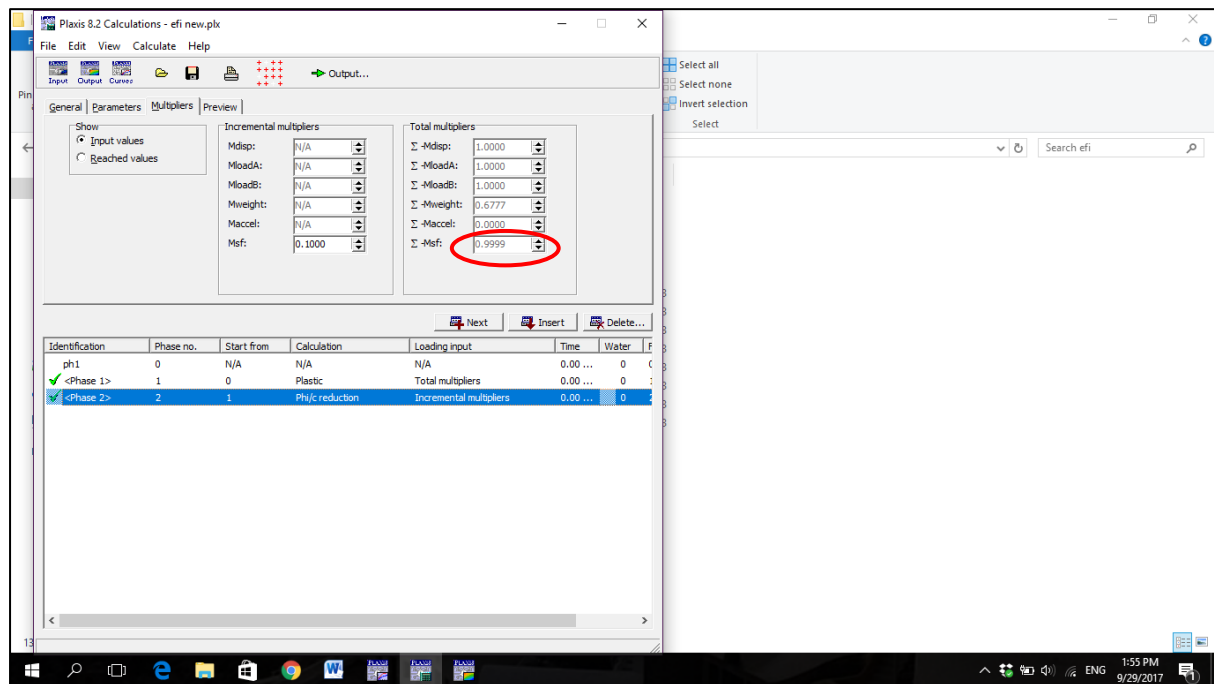
Για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας εκτελείται η υπολογιστική διαδικασία $\Phi - c$ reduction της δεύτερης φάσης υπολογισμού η οποία αναφέρθηκε παραπάνω, διαμέσου του υποπρογράμματος Plaxis Calculations. Οι παράμετροι που πρέπει να εισάγουμε στο μοντέλο αυτό, τοποθετούνται από τις καρτέλες Parameters και Multipliers. Στην πρώτη, στην επιλογή Additional steps εισάγουμε τον αριθμό 30 και επιλέγουμε την επιλογή Reset displacement to zero για να μηδενιστούν οι παραμορφώσεις από το προηγούμενο στάδιο. Στη δεύτερη, στην επιλογή Incremental multipliers στην επιλογή Msf εισάγουμε τον αριθμό 0,1.

Στο σημείο αυτό πρέπει να επισημανθεί, ότι οι δύο μέθοδοι εκτελούν μια εντελώς διαφορετική προσέγγιση στο πρόβλημα της επίλυσης της ευστάθειας των πρανών. Η μέθοδος της οριακής ισορροπίας επιλύει το πρόβλημα στηριζόμενη στη θεωρία της ισορροπίας των δυνάμεων για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας. Αντίθετα, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, ακολουθεί μια διαδικασία σταδιακής μείωσης των παραμέτρων αντοχής μέχρις ότου το πρηνές να αστοχήσει.



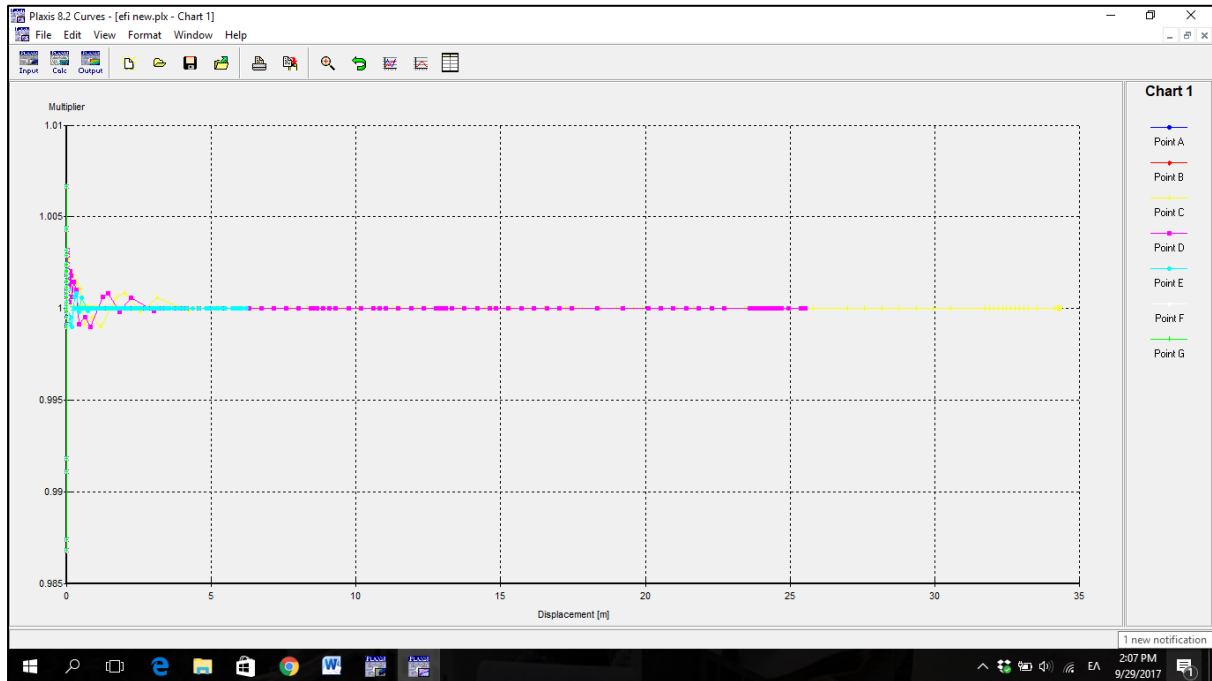
Εικόνα 119. Υπολογιστικές φάσεις για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας.

Αν τρέξουμε την φάση αυτή μέσα από την εντολή Calculate, υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας ο οποίος μπορεί να ελεγχθεί στο παράθυρο Multipliers (Εικόνα 120). Ακόμη μπορεί να γίνει γραφική παράσταση του συντελεστή ασφαλείας μέσω του υποπρογράμματος Plaxis Curves.



Εικόνα 120. Καρτέλα εισαγωγής δεδομένων για την εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας ($\Sigma - M_{sf} = 0.9999$).

Για του υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς προτείνεται από τους Brinkgrever and Bakker (1991), η επιλογή του σημείου που βρίσκεται στο φρύδι του πρανούς. Παρόλα αυτά μέσα από το υποπρόγραμμα Calculations όπως αναφέρθηκε, έχουν επιλεγεί και κάποια επιπλέον σημεία για να ελεγχθούν τυχόν διαφοροποιήσεις του συντελεστή ασφαλείας στα σημεία αυτά. Η καμπύλες μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας για κάθε σημείο παρουσιάζονται στην Εικόνα 121.



Εικόνα 121. Γραφική παράσταση της μεταβολής του συντελεστή ασφαλείας για όλα τα επιλεγμένα σημεία της τομής, σε συνάρτηση με την παραμόρφωση.

Παρατηρούμε ότι όλες οι καμπύλες που η καθεμία τους αντιστοιχεί σε ένα από τα επιλεγμένα σημεία του μοντέλου, ακολουθούν την ίδια πορεία, ενώ είναι ευδιάκριτος και ο διαχωρισμός των δύο φάσεων. Έτσι, στο κάτω μέρος της καμπύλης και την περιοχή που αυτή τέμνει την μονάδα στον άξονα των Y , παρατηρείται ότι αυτή παρουσιάζει σταθερή τιμή ίση με τη μονάδα παρόλο που η παραμόρφωση αυξάνεται. Η περιοχή αυτή αντιστοιχεί στην πρώτη φάση επίλυσης του μοντέλου, κατά την οποία γίνεται ανάλυση με το ίδιο το βάρος των υλικών. Στη συνέχεια η καμπύλη γυρνάει και πάλι στον άξονα τον Y από όπου και ξεκινά η δεύτερη φάση με τον μηδενισμό των παραμορφώσεων που προκάλεσε το ίδιο το βάρος των υλικών. Από το σημείο αυτό και έπειτα υπολογίζεται κανονικά ο συντελεστής ασφαλείας για το εν λόγω πρανές.

Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας σε συνάρτηση με την μετατόπιση $|U|$ για όλες τις καμπύλες, εμφανίζουν μια μέγιστη τιμή $SF = 1.007$ και μια επιπέδωση για $SF = 0.999$. Η διαφορά των τιμών αυτών είναι πολύ μικρή και γενικά διαπιστώνουμε ότι ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας είναι ανεξάρτητος του σημείου που επιλέγεται και όλες σχεδόν οι καμπύλες παρουσιάζουν το ίδιο μέγιστο και την ίδια επιπέδωση. Ακόμη, από την εξαγωγή του συγκεκριμένου συντελεστή διαπιστώνουμε ότι το πρανές της περιοχής μελέτης βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας με συντελεστή κοντά στη μονάδα, γεγονός που έρχεται σε συμφωνία και με την ανάλυση οριακής ισορροπίας που εκτελέστηκε σε προηγούμενη παράγραφο για την γενική κλίση του πρανούς. Πιο αναλυτικά η σύγκριση των δύο μεθόδων παρουσιάζεται στην επόμενη ενότητα.

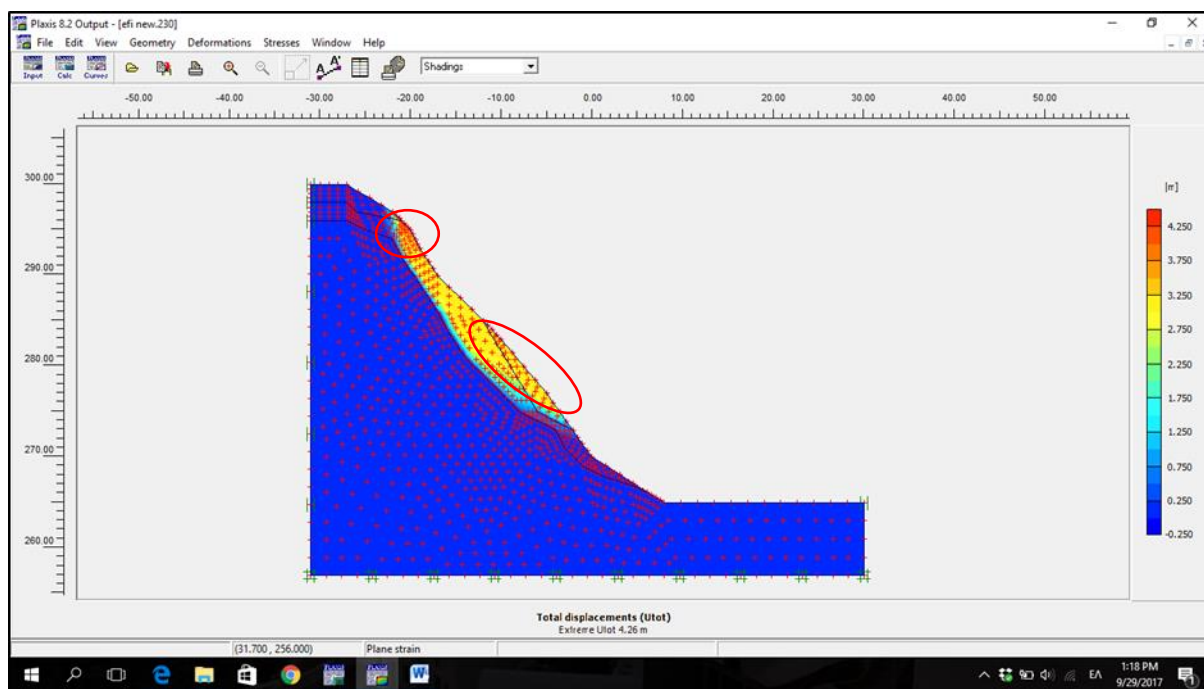
12.3.3. Σύγκριση με τη μέθοδο οριακής ισορροπίας

Και από τις δύο μεθόδους ανάλυσης ευστάθειας εξάγουμε το συμπέρασμα ότι το συνολικό πρανές βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας, καθώς οι εκτιμώμενοι συντελεστές ασφαλείας τόσο από τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας, όσο και από την ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, βρίσκονται κοντά στη μονάδα. Από τη σύγκριση αυτών των αποτελεσμάτων διαπιστώνουμε, ότι η ανάλυση με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων δίνει αρκετά αξιόπιστα αποτελέσματα. Στο σημείο αυτό, πρέπει να αναφερθεί ότι οι δύο μέθοδοι πραγματοποιούν δύο εντελώς διαφορετικές προσεγγίσεις στο πρόβλημα επίλυσης της ευστάθειας των πρανών. Η μέθοδος της οριακής ισορροπίας χρησιμοποιεί για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, τη θεωρία της ισορροπίας των δυνάμεων ενώ αντίθετα η ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων εκτελεί μια σταδιακή μείωση των παραμέτρων αντοχής των υλικών μέχρι το πρανές να αστοχήσει. Στη συνέχεια ο ζητούμενος συντελεστής ασφαλείας, προκύπτει από το πηλίκο της διατμητικής αντοχής προς την διατμητική τάση κάτω από την οποία αστόχησε το υλικό.

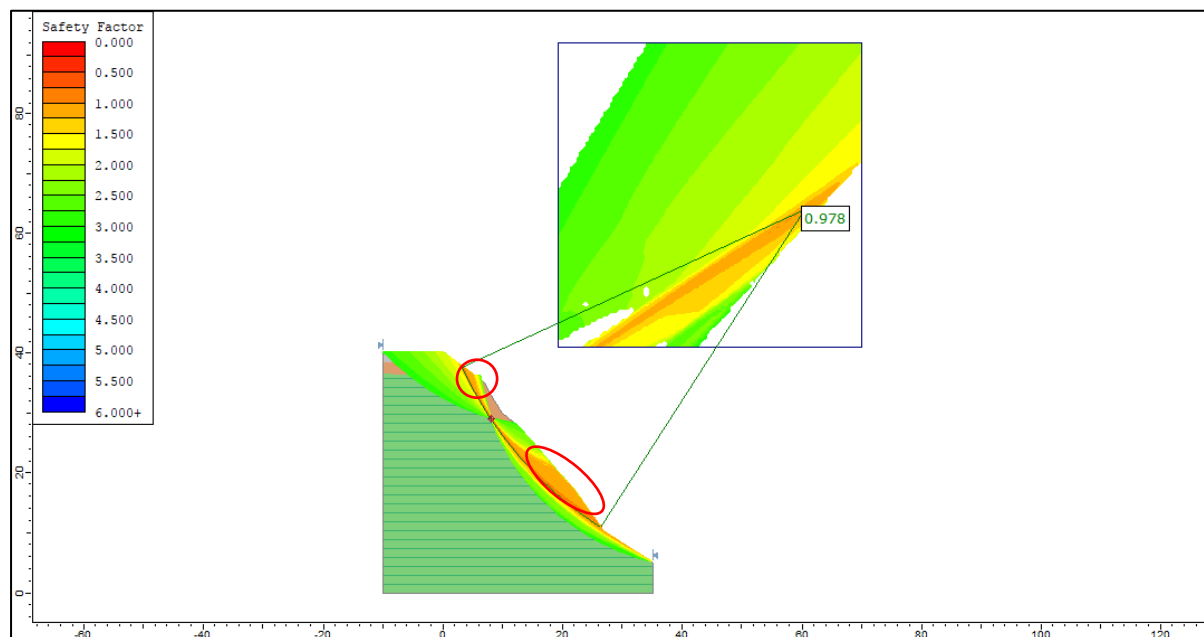
Όπως περιγράφηκε αναλυτικά στην παράγραφο 12.3.1. κατά τον υπολογισμό της ευστάθειας με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας εκτελέστηκαν τέσσερις αναλύσεις. Στην πρώτη ανάλυση υπολογίστηκε ο συντελεστής ασφαλείας τόσο για το συνολικό πρανές, όσο και για την περιοχή κοντά στην στέψη του πρανούς, όπου και είναι θεμελιωμένες οι κτιριακές εγκαταστάσεις. Από την ανάλυση της συνολικής ευστάθειας διαπιστώθηκε ότι επικρατούν συνθήκες οριακής ισορροπίας, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από τις υπαίθριες παρατηρήσεις, καθώς τα υλικά του πρανούς βρίσκονται στην τωρινή τους θέση έπειτα από την ολίσθηση και μετακίνηση τους κατά τη διάρκεια κάποιας παλιότερης αστοχίας. Η κατάσταση αυτή της οριακής ισορροπίας, επιβεβαιώνεται επίσης όπως αναφέρθηκε προηγουμένως και από την ανάλυση με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Το σημείο στο οποίο υπερτερεί η ανάλυση με τη χρήση του λογισμικού Plaxis και συμπληρώνει την ανάλυση της οριακής ισορροπίας, είναι εκεί όπου ο συντελεστής ασφαλείας με την πρώτη μέθοδο προκύπτει μικρότερος της μονάδας, γεγονός που δηλώνει αστοχία του πρανούς. Να σημειωθεί ότι στη θέση αυτή παρατηρούνται υποσκαφές και καθιζήσεις στον προαύλιο χώρο της Μονής και το γεγονός ότι η στέψη δεν έχει ήδη αστοχήσει οφείλεται στην ύπαρξη παλιότερων αντηρίδων στην περιοχή που

συγκρατούν προσωρινά το κτίριο. Έπειτα λοιπόν και από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο Plaxis, παρατηρούμε ότι στο τμήμα αυτό σημειώνονται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις, γεγονός που επιβεβαιώνει το μικρό συντελεστή ασφαλείας και μας δίνει μια πλήρη εικόνα της γεωμετρίας του προβλήματος που αναμένεται στην περιοχή (Εικόνα 122).



Εικόνα 122. Χρωματική απεικόνιση των συνολικών μετακινήσεων όπως αυτές προέκυψαν από την ανάλυση με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με εκτιμώμενο συντελεστή ασφαλείας $SF = 0,99$. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις παρατηρούνται στη στέψη του πρανούς, όπου είναι θεμελιωμένες οι κτιριακές εγκαταστάσεις.



Εικόνα 123. Χρωματική απεικόνιση όλων των δυνητικών επιφανειών ολίσθησης της περιοχής μελέτης με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας. Παρατηρούμε ότι υπάρχει μια συνάφεια των θέσεων με τους χαμηλότερους συντελεστές ασφαλείας και των θέσεων όπου συναντώνται οι μεγαλύτερες μετακινήσεις.

Επομένως, συμπεραίνουμε ότι η ανάλυση με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας μας δίνει μια πολύ καλή πληροφορία για τις συνθήκες ευστάθειας εκφρασμένες με τον συντελεστή ασφαλείας, ενώ η ανάλυση με τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων, μας δίνει επιπρόσθετα και μια αρκετά αξιόπιστη πληροφορία για το μέγεθος των αναμενόμενων μετακινήσεων στις ασταθείς περιοχές, αλλά και άλλων παραγόντων (τάσεις, οριζόντιες ή κατακόρυφες συνισταμένες αυτών και των παραμορφώσεων, ενεργές πιέσεις κ.α.). Οι μέγιστες ολικές μετακινήσεις που αναμένονται στην περιοχή σύμφωνα με την Εικόνα 122 σημειώνονται κοντά στη στέψη του πρανούς. Επιπρόσθετα, μικρότερες μετακινήσεις ($\sim 2\text{ m}$) αναμένονται και στο κεντρικό τμήμα της περιοχής στην περίπτωση αύξησης κάποιου παράγοντα αστάθειας, όπως έπειτα από μια έντονη βροχόπτωση ή στην περίπτωση σεισμικής φόρτισης.

Έχοντας υλοποιήσει μια πλήρη ανάλυση των συνθηκών ευστάθειας και με ολοκληρωμένη την εικόνα της γεωμετρίας του προβλήματος και των αναμενόμενων μετακινήσεων στην περιοχή, μπορούμε στη συνέχεια να προχωρήσουμε στην αξιολόγηση των μηχανισμών αστοχίας και στην εκτίμηση του βαθμού επικινδυνότητας της περιοχής. Έτσι θα μπορέσουν να προκύψουν οι προτάσεις αντιμετώπισης της υφιστάμενης κατάστασης αλλά και ο σχεδιασμός μέτρων αντιστήριξης με βάση τα εξαγόμενα αποτελέσματα των μετακινήσεων και των συντελεστών ασφαλείας των προηγούμενων παραγραφών.

13. Αξιολόγηση μηχανισμών αστοχίας – Εκτίμηση βαθμού επικινδυνότητας

Με βάση τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις κινηματικές αναλύσεις και την ανάλυση ευστάθειας των φυσικών πρανών που διαμορφώνονται προς Β στα κατάντη του Ι.Κ. Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, μπορεί να εξαχθεί το συμπέρασμα ότι η σημερινή γεωμετρία των πρανών προέκυψε από αστοχία που συνέβη στο παρελθόν, γεγονός που επιβεβαιώνεται και από την ανάλυση ευστάθειας από την οποία διαπιστώθηκε η οριακή ευστάθεια αυτών σε συγκεκριμένους μηχανισμούς αστοχίας. Έτσι, η πλαγιά βρίσκεται υπό την επίδραση δυναμικών παραγόντων αποσταθεροποίησης, όπως είναι οι διαδικασίες διάβρωσης και αποσάθρωσης που δρουν στην επιφάνεια του μετώπου, γεγονός που επιβεβαιώνει τη μεταβαλλόμενη με το χρόνο γεωμετρία της.

12.1. Μηχανισμοί αστοχίας

Το βραχώδες υπόβαθρο στην περιοχή μελέτης εμφανίζεται κερματισμένο και έντονα αποσαθρωμένο με στρωσιγενή δομή λόγω της σαφώς αναπτυγμένης σχιστότητας που δίνει στη δομή έντονη ανισοτροπία. Για το λόγο αυτό, οι μηχανισμοί αστοχίας αναμένεται να εκδηλώνονται κατά μήκος των συστημάτων ασυνεχειών που χαρακτηρίζουν τα υφιστάμενα πετρώματα και ελέγχουν την ευστάθειά τους. Επίσης είναι αναμενόμενη και η ολίσθηση των χαλαρών επιφανειακών στρωμάτων κατά μήκος της διεπιφάνειας αυτών με το βραχώδες υπόβαθρο. Καθώς η μηχανική και η χημική αποσάθρωση πλήττει το βραχώδες υπόβαθρο μέσω της διείσδυσης των ριζών των δέντρων και της κυκλοφορίας των υδάτων, αναπτύσσεται επιφανειακός εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης ο οποίος στη συνέχεια αστοχεί (συνήθως μαζί με το ριζικό σύστημα) με τη δράση ενός παράγοντα ενεργοποίησης (βροχόπτωση, σεισμός κλπ.).

Όσον αφορά το βραχώδες υπόβαθρο, όπου αυτό εμφανίζεται, οι αναλύσεις ευστάθειας τόσο σε κάθε θέση παρατήρησης ξεχωριστά, αλλά και στο σύνολο του πρανούς, έδωσαν ως πιθανότερο μηχανισμό αστοχίας με συντελεστή ασφαλείας $SF < 1$, την αστοχία με μορφή ανατροπής τεμαχών βράχου. Η αστοχία αυτή καθορίζεται από τον προσανατολισμό του πρανούς σε συνδυασμό με τα συστήματα ασυνεχειών και όπως προέκυψε από την ανάλυση, αυτή ορίζεται από τα ζεύγη ασυνεχειών J1 – S, J2 – S, J3 – S, δηλαδή των παρακατοακόρυφων διακλάσεων της περιοχής σε συνδυασμό με τη σχιστότητα των γνευσίων.

Η προσωρινή ευστάθεια των μετώπων, οφείλεται στο γεγονός ότι παρόλο που στις αναλύσεις η συνοχή των επιφανειών ασυνέχειας λήφθηκε μηδενική, στην πραγματικότητα διατηρούνται σε αυτές κάποιες υγιείς γέφυρες ή και δευτερογενή ασβεστιτικά υλικά που τους προσδίδουν κάποια συνοχή και αυξάνουν τους πραγματικούς συντελεστές ασφαλείας. Παρόλα αυτά, οι διάφοροι επιβαρυντικοί παράγοντες όπως είναι η διεύθυνση των ριζών και η κατεύθυνση των επιφανειακών υδάτων τα οποία οδηγούν στην ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στις άρρηκτες γέφυρες των ασυνεχειών, μειώνουν με το πέρασμα του χρόνου την αντοχή τους σε μια οριακή τιμή για την οποία και ενδέχεται να επέλθει αστοχία.

Επιπλέον στην έντονη διάβρωση των επιφανειακών εδαφικών σχηματισμών και στις ολισθήσεις αυτών που οδηγούν σε απογύμνωση του βραχώδους υποβάθρου, συντελεί και η ανεξέλεγκτη επιφανειακή απορροή των υδάτων κατά μήκος του μετώπου του πρανούς.

13.2. Εκτίμηση επικινδυνότητας

Η περιοχή μελέτης χαρακτηρίζεται από σαφή αστάθεια των φυσικών πρανών που διαμορφώνονται βόρεια του Ι. Κελιού, εξαιτίας της συνεχούς δράσης επιβαρυντικών για την ευστάθεια παραγόντων. Οι παράγοντες αυτοί σε συνδυασμό με τα γεωμετρικά και τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των γεωλογικών σχηματισμών που συνθέτουν τη βραχομάζα θεμελίωσης ευθύνονται για την εκδήλωση αλληπάλληλων αστοχιών, οι οποίες έχουν δημιουργήσει μία οριακή κατάσταση που απειλεί την ευστάθεια του ίδιου του κτηριακού συγκροτήματος. Οι παράγοντες που ενεργοποιούν τις αστοχίες στην περιοχή μελέτης είναι:

- Η διάβρωση και η αποσάθρωση της βραχομάζας από τη δράση των ριζών των φυτών
- Οι υποσκαφές από τη διάβρωση εδαφοποιημένων ζωνών
- Η εκδήλωση σεισμικών φαινομένων
- Η ανεξέλεγκτη απορροή των όμβριων υδάτων, είτε επιφανειακά, είτε μέσω της δημιουργίας εποχιακών, επικρεμάμενων υπόγειων ροών.

Με βάση τα παραπάνω, κρίνεται σκόπιμη η εκτίμηση του βαθμού επικινδυνότητας εκδήλωσης νέων αστοχιών. Για την εκτίμηση της επικινδυνότητας της εξεταζόμενης περιοχής ελήφθησαν υπόψη τα παρακάτω:

- Τα γεωμετρικά στοιχεία των φυσικών μετώπων και ο προσανατολισμός των ασυνεχειών
- Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας
- Οι γεωλογικές-γεωτεχνικές συνθήκες
- Ο βαθμός έκθεσης στους παράγοντες αποσάθρωσης
- Η ύπαρξη ζωνών υποσκαφής

Με βάση τα παραπάνω, η περιοχή μελέτης εκτιμάται ως **πολύ υψηλής επικινδυνότητας** και κρίζει άμεσης εφαρμογής μέτρων προστασίας-αντιστήριξης.

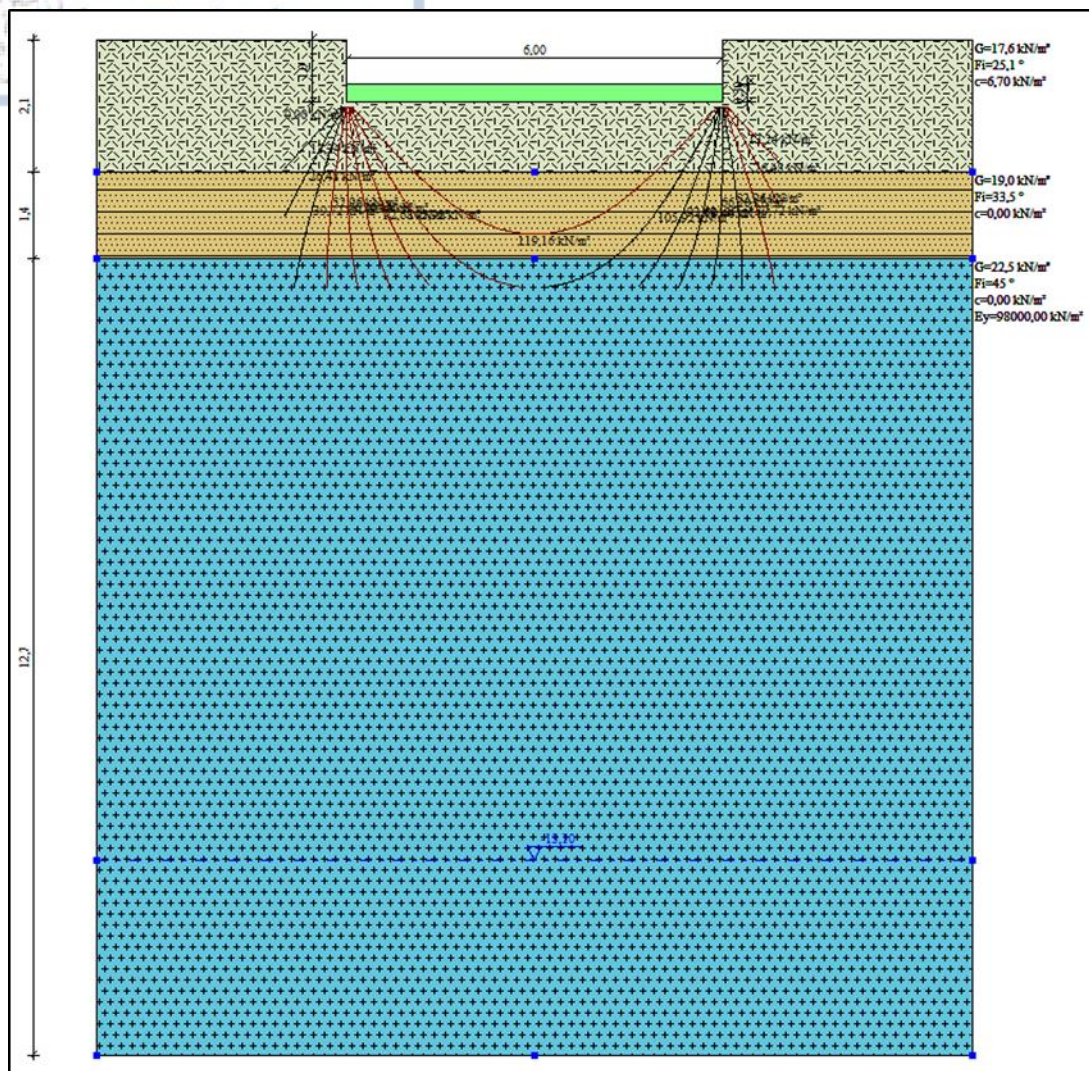
14. Εδαφοτεχνικοί έλεγχοι - επιτρεπόμενη τάση έναντι θραύσης εδάφους

Για την διασφάλιση της ορθής και ασφαλούς , σύνταξης της μελέτης εφαρμογής των έργων αποκατάστασης και των μέτρων σταθεροποίησης/ενίσχυσης όσον αφορά τις συνθήκες θεμελίωσης, είναι απαραίτητη η διεξαγωγή εδαφοτεχνικών ελέγχων. Οι έλεγχοι αυτοί αφορούν την επιτρεπόμενη τάση του εδάφους θεμελίωσης και έδρασης των μέτρων αυτών καθώς επίσης και τον υπολογισμό τυχόν καθιζήσεων στην περιοχή εφαρμογής τους. Είναι απαραίτητοι όχι μόνο για τον σχεδιασμό των μέτρων σταθεροποίησης, αλλά και για τυχόν μελλοντικές θεμελιώσεις νέων κτιρίων στην περιοχή.

Η εκτίμηση της επιτρεπόμενης τάσης έναντι θραύσης του υπεδάφους γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 και τον ΕΑΚ σε στατικές και σεισμικές συνθήκες αντίστοιχα. Κατά τους υπολογισμούς, γίνεται η παραδοχή έδρασης των θεμελίων επί στρωματογραφίας, σύμφωνα με τα στοιχεία της γεώτρησης και της κατασκευασμένης τομής σε κλίμακα 1:500 που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις. Οι παράμετροι αντοχής για τους υπολογισμούς επιλέχθηκαν συντηρητικά με βάση τα αποτελέσματα των εργαστηριακών και επί τόπου δοκιμών, όπως αυτές περιγράφηκαν στα αντίστοιχα κεφάλαια.

Κατά τους υπολογισμούς, θεωρήθηκε ελάχιστο υπολογιστικό βάθος θεμελίωσης $D=1,0m$ για πεδιλοδοκό και για κοιτόστρωση. Οι υπολογισμοί έγιναν με το λογισμικό υπολογισμού φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων LoadCap της εταιρείας Geostru. Η αντίσταση σχεδιασμού του εδάφους ($DesignResistanceR_d$) υπολογίστηκε με τις μεθόδους HANSEN, TERZAGHI, MEYERHOF και BRINCH-JANSEN και με την επιβολή μερικών συντελεστών ασφάλειας βάσει των προσεγγίσεων σχεδιασμού 1 και 2 του Ευρωκώδικα 7. Εφαρμόστηκαν οι συνδυασμοί συντελεστών ασφάλειας $A1+M1+R2$ (Παρ. 2.4.7.3.4.3., DesignApproach 2) και $A2+M2+R1$ (Παρ. 2.4.7.3.4.2., DesignApproach 1, Combination 2). Επιπρόσθετα, υπολογίστηκε η αντίσταση του εδάφους σε περίπτωση σεισμού. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα 4 του παρόντος.

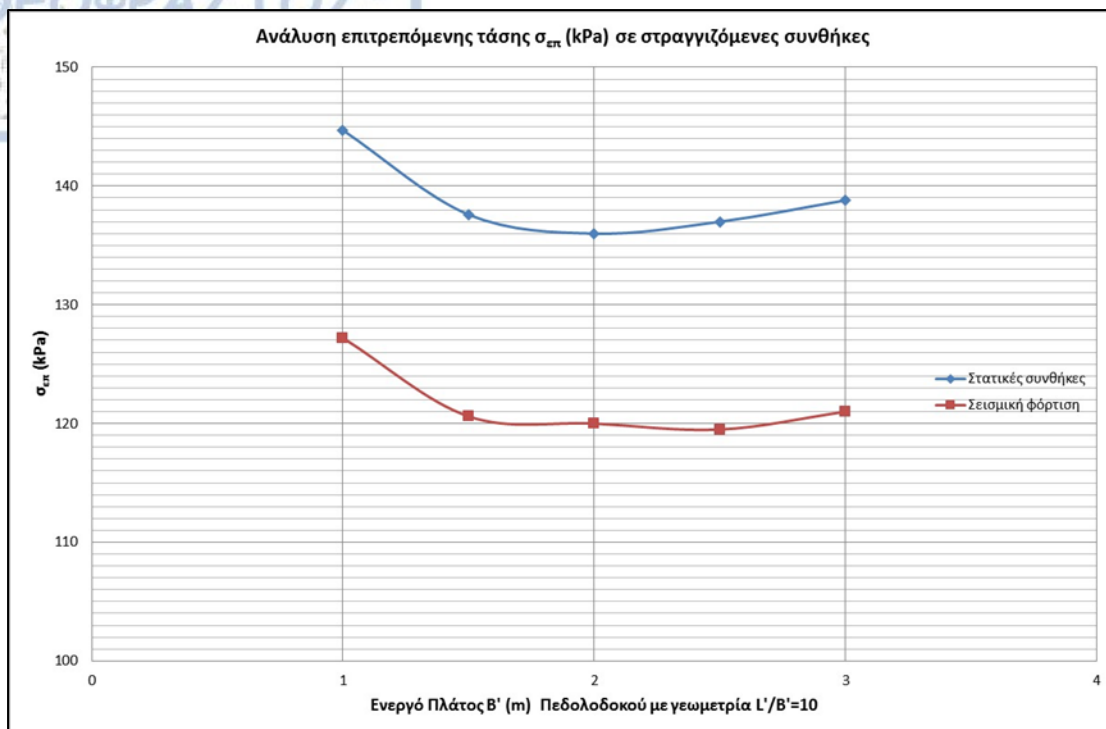
Ο υπολογισμός της αντίστασης εδάφους έγινε για συνθήκες αποστράγγισης. Από τα συνολικά αποτελέσματα επιλέχθηκε η συντηρητικότερη τιμή σχεδιασμού. Ο υπολογισμός της αντίστασης του εδάφους παρουσιάζεται γραφικά στην Εικόνα 122. Στην περίπτωση πεδιλοδοκού με γεωμετρία $L/B=10$, προκύπτουν τιμές επιτρεπόμενης τάσης της τάξης του $\sigma_{επ}=139 \text{ kN/m}^2$ έως $\sigma_{επ}=145 \text{ kN/m}^2$ σε συνθήκες αποστράγγισης και $\sigma_{επ}=121 \text{ kN/m}^2$ έως $\sigma_{επ}=127 \text{ kN/m}^2$ για περίπτωση σεισμικής φόρτισης (Εικόνα 122.). Στην περίπτωση γενικής κοιτόστρωσης με γεωμετρία $L/B=2$, προκύπτουν τιμές επιτρεπόμενης τάσης της τάξης του $\sigma_{επ}=149 \text{ kN/m}^2$ έως $\sigma_{επ}=222 \text{ kN/m}^2$ σε συνθήκες αποστράγγισης και $\sigma_{επ}=130 \text{ kN/m}^2$ έως $\sigma_{επ}=190 \text{ kN/m}^2$ για περίπτωση σεισμικής φόρτισης (Εικόνα 123). Η διαστασιολόγηση των θεμελίων θα πρέπει να οδηγεί σε αναπτυσσόμενες τάσεις μικρότερες των επιτρεπόμενων.



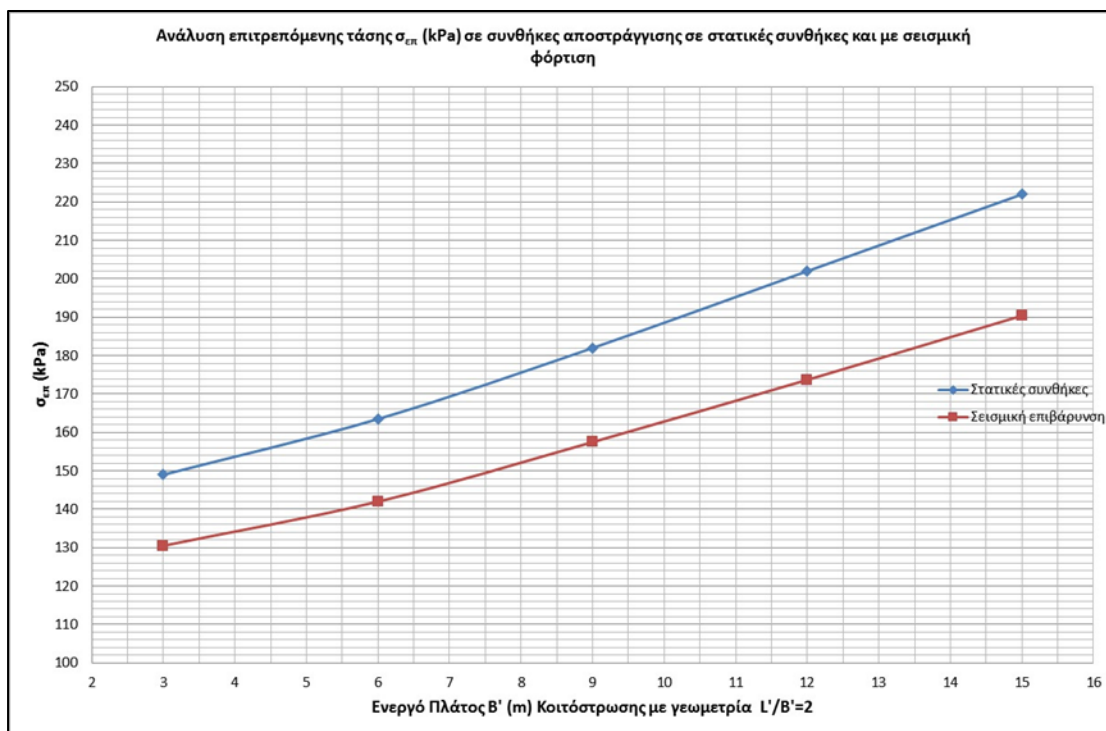
Εικόνα 124. Γραφικά αποτελέσματα υπολογισμού φέρουσας ικανότητας στη θέση του Ι.Κ.Ευαγγελισμού της Θεοτόκου.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση, για τιμή επιτρεπόμενης τάσης $\sigma_{\text{επ}} \approx 100 \text{ kN/m}^2$ η μέγιστη ανεκτή ολική καθίζηση είναι της τάξης των 24,5 cm για κοιτόστρωση και των 22,0cm για πεδילוδοκούς, τιμές δηλαδή υψηλές που αποδίδονται στη χαλαρή κατάσταση των τεχνητών επιχώσεων και των υλικών ολίσθησης (F1-L1) και στην υπολειμματική φύση του μανδύα αποσάθρωσης S1.

Εκ των αποτελεσμάτων αυτών, φαίνεται ότι λόγω των δυσμενών μηχανικών χαρακτηριστικών των εδαφικών στρώσεων F1 και S1, η οποιαδήποτε διαστασιολόγηση επεμβάσεων ή θεμελιώσεων θα πρέπει να περιλαμβάνει είτε αφαίρεση είτε εξυγίανση των εν λόγω επιφανειακών στρώσεων.



Εικόνα 125. Παραμετρικός υπολογισμός επιτρεπόμενης τάσης εδάφους σε συνθήκες αποστράγγισης για στατικές συνθήκες και συνθήκες σεισμικής φόρτισης για πεδολοδοκό με γεωμετρία $L/B=10$



Εικόνα 126. Παραμετρικός υπολογισμός επιτρεπόμενης τάσης εδάφους σε συνθήκες αποστράγγισης με σεισμική φόρτιση για κοιτόστρωση με γεωμετρία $L/B=2$

15. Προτάσεις μέτρων σταθεροποίησης – συμπεράσματα

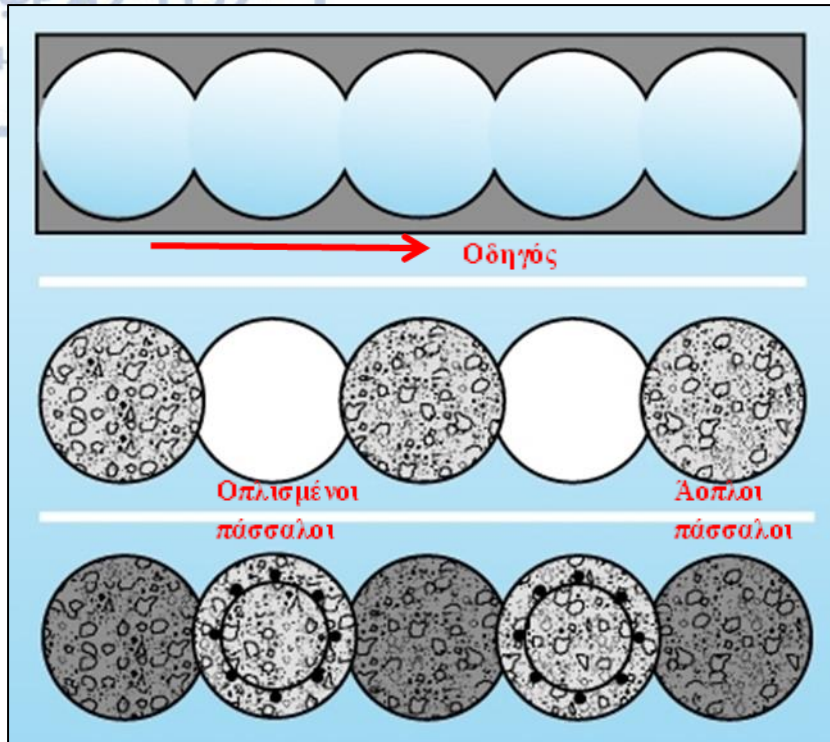
15.1. Προτεινόμενα μέτρα σταθεροποίησης

Οι παράγοντες που θα μπορούσαν να αποτελέσουν το έναυσμα για την εκδήλωση κατολισθητικών φαινομένων στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι:

- Έντονη, μικρής διάρκειας βροχόπτωση
- Γρήγορο λιώσιμο χιονιού
- Παρατεταμένη υψηλή βροχόπτωση
- Λιώσιμο παγωμένου εδάφους
- Τεχνητές δονήσεις (κυκλοφορία οχημάτων, λειτουργία μηχανών κ.α.)
- Σεισμός
- Η διάβρωση και η αποσάθρωση της βραχομάζας από τη δράση των ριζών των φυτών
- Οι υποσκαφές από τη διάβρωση εδαφοποιημένων ζωνών
- Η ανεξέλεγκτη απορροή των όμβριων υδάτων, είτε επιφανειακά, είτε μέσω της δημιουργίας εποχιακών, επικρεμάμενων υπόγειων ροών

Λαμβάνοντας υπόψη τους παραπάνω παράγοντες και έχοντας μια πλήρη εικόνα της γεωμετρίας του προβλήματος, κρίνεται απαραίτητος ο σχεδιασμός και η διαστασιολόγηση μέτρων προστασίας και αντιστήριξης. Τα μέτρα που προτείνονται είναι τα ακόλουθα:

- 1) Μέτρα ελέγχου και διευθέτησης της επιφανειακής απορροής των υδάτων καθώς και αποστράγγισης των υπόγειων υδάτων από το σώμα του πρανούς. Τα νερά θα πρέπει να διοχετεύονται απευθείας στην κοίτη του ρέματος με επέκταση του συστήματος απορροής προς τα κατάντη. Ακόμη, προτείνεται η κατασκευή περιφερειακής στεγανής τάφρου σε μόνιμη βάση, με κατάλληλη κλίση και γενική διαμόρφωση τέτοια, ώστε να μην πληρώνεται εύκολα από τα υλικά των σχηματισμών της περιοχής. Επιπρόσθετα, για την αποστράγγιση των υπόγειων υδάτων του πρανούς, προτείνεται να κατασκευαστούν επιμήκη στραγγιστήρια που θα διοχετεύουν τα υπόγεια ύδατα εντός της περιφερειακής αποστραγγιστικής τάφρου.
- 2) Μέτρα σταθεροποίησης ή αντιστήριξης του φυσικού πρανούς σε θέση κοντά στο φρύδι του πρανούς και τη θεμελίωση των κτιρίων (συστοιχία μικροπασσάλων σε συνδυασμό με αγκυρώσεις και κεφαλόδεσμο). Τα μέτρα αυτά λειτουργούν μονοθετικά, και θα έχουν διπλή χρήση, τόσο για την ευστάθεια τον πιο βαθιών επιφανειών ολίσθησης, όσο και σαν μια σταθερή θεμελίωση για μελλοντικά κτίρια και για τα μέτρα που θα σχεδιαστούν (τοιχεία αντιστήριξης ή συρματοκιβώτια) για τα χαλαρά επιφανειακά υλικά.
Η κατασκευή τοίχου με μικροπασσάλους περιλαμβάνει τις εξής τυπικές διαδικασίες (Πηγή: <http://docplayer.gr/48214325-Mpentonitis-oi-efarmoges-toy-sta-tehnika-erga.html>):
-Κατασκευή των “οδηγών” από οπλισμένο σκυρόδεμα, για την καθοδήγηση του σκαπτικού εργαλείου του γεωτρήπανου.
-Εκσκαφή σε πρώτη φάση των άοπλων πασσάλων και σκυροδέτησή τους. Συνήθως χρησιμοποιείται σκυρόδεμα μικρής αντοχής ώστε να κόβεται εύκολα.
-Εκσκαφή των οπλισμένων πασσάλων ανάμεσα από τους άοπλους αποκόπτοντας τμήμα τους αριστερά και δεξιά.
-Τοποθέτηση του σιδηρού οπλισμού και σκυροδέτηση του πασσάλου.



Εικόνα 127. Βήματα κατασκευής συστοιχίας μικροπασσάλων (Πηγή: <http://www.ffgb.be>)

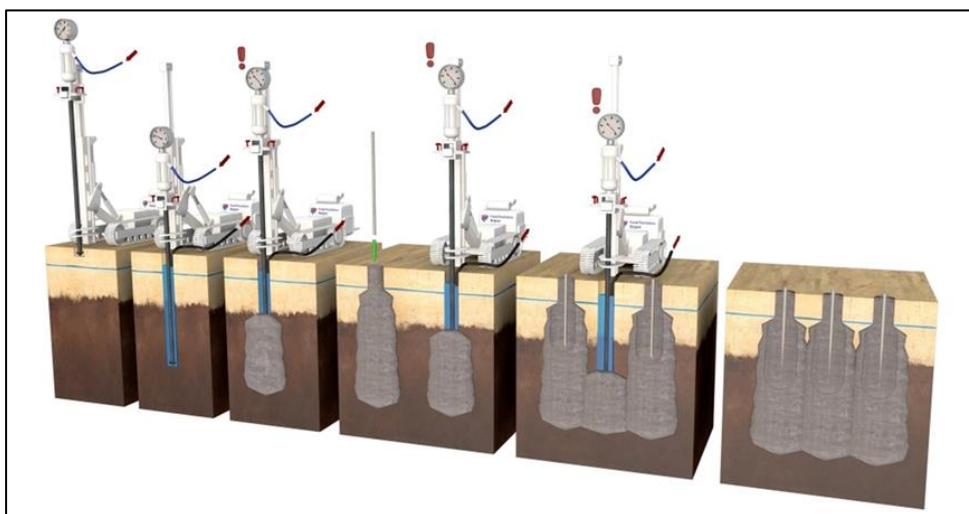
Στη συνέχεια πραγματοποιείται η κατασκευή του κεφαλόδεσμου (προετοιμασία–καθαρισμός–σιδέρωμα–έγχυση) και κατασκευάζεται το σύστημα ανάληψης των οριζόντιων φορτίων, το οποίο αποτελείται από προεντεταμένες αγκυρώσεις ή οριζόντιες αντηρίδες.



Εικόνα 128. Κατασκευή κεφαλόδεσμου (Πηγή: <http://www.koumoulos.com>)

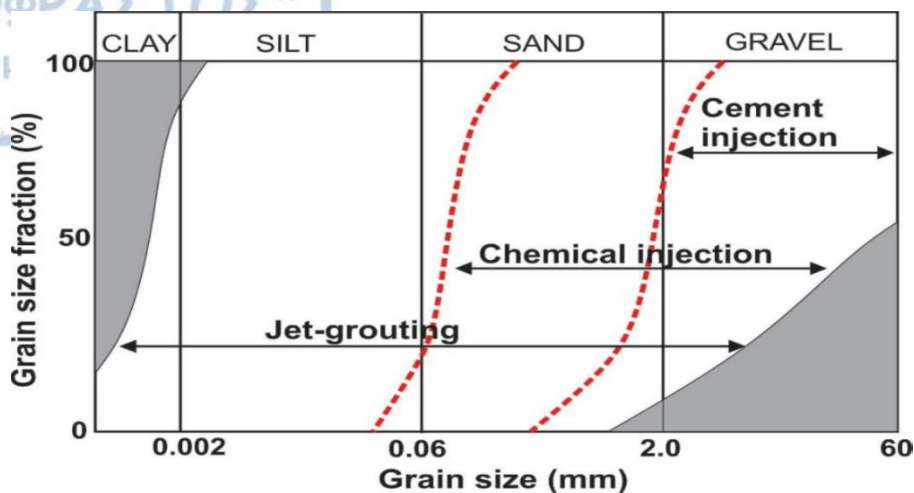
- 3) Αφαίρεση των κτιρίων μικρής σπουδαιότητας με σκοπό την κατασκευή τους εκ νέου, επί του κεφαλόδεσμου με τους πασσάλους και τα αγκύρια.

- 4) Μέτρα βελτίωσης υπεδάφους θεμελίωσης κυρίως επιφανειακά, όπου συναντώνται τεχνητές επιχώσεις με σπηλαιώσεις και παρουσιάζονται καθιζήσεις (κουρτίνα τσιμεντενέσεων), με σκοπό την εξυγίανση του εδάφους. Προτείνεται η εφαρμογή jet grouting δηλαδή βελτίωσης του εδάφους με εφαρμογή εισπίεσης ενέματος. Η εφαρμογή των ενεμάτων χρειάζεται προσωπικό με εμπειρία, που λαμβάνοντας υπόψη την δομή και την κατάσταση του προβλήματος, θα αποφασίσει για τον καλύτερο συνδυασμό των αποστάσεων των οπών, τη σύνθεση του ενέματος και την πίεση που απαιτείται για την ένεση σε κάθε περιοχή της κατασκευής. Το μέγιστο μήκος βήματος ενεματώσεων σε εδαφικές συνθήκες δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 1m. Η διαδικασία αυτή (jet grouting), δημιουργεί δομές ενεματωμένου εδάφους, με υπό πίεση διοχέτευση ενέματος μέσα στον εδαφικό σχηματισμό.



Εικόνα 129. Βήματα κατασκευής κουρτίνας τσιμεντενέσεων (Πηγή: www.ffgb.be)

Η μέθοδος μπορεί να εφαρμοστεί έως και τα βάθη των 50m, ενώ υπάρχουν τρία διαθέσιμα συστήματα, που περιέχουν ένα, δύο ή τρία ρευστά (εισπίεση μόνο ενέματος, εισπίεση ενέματος σε συνδυασμό με αέρα, εισπίεση ενέματος σε συνδυασμό με νερό και αέρα). Είναι κατάλληλη για όλα τα είδη εδαφών και παρουσιάζει δυσκολία στην εφαρμογή της σε εδάφη με μεγάλες λατύπες ή κροκάλες σύμφωνα με τη κοκκομετρία του υλικού.



Εικόνα 130. Όρια εφαρμογής της μεθόδου (jet grouting) με βάση τη κοκκομετρική ταξινόμηση των υλικών (Mutluhan A., et al 2015).

Στόχος της ενεμάτωσης είναι, η αύξηση της θλιπτικής αντοχής του εδαφικού σχηματισμού (για οργανικά εδάφη μέχρι και 1,5 MPa, για αδρομερή γεωυλικά μέχρι και 7 MPa), καθώς και η μείωση της υδροπερατότητας του σχηματισμού, ενώ είναι ένα μέτρο βελτίωσης του υπεδάφους που μπορεί να εφαρμοστεί και μετά την κατασκευή του έργου.

- 5) Μέτρα ανάσχεσης της διάβρωσης στο μέτωπο του πρανούς (αντιδιαβρωτικό πλέγμα και υδροσπορά φυτών με ρηχό ριζικό σύστημα). Η έλλειψη ή η μικρή δασοκάλυψη των πρανών εκθέτει το έδαφος σε διαβρωτικές και αποσθαρωτικές διεργασίες, οι οποίες καταστρέφουν τη συνοχή των εδαφικών σχηματισμών. Σύμφωνα με το USDA Soil Conservation Service, 1978 οι εδαφικές απώλειες εξαιτίας της διάβρωσης του νερού μπορούν να μειωθούν εκατονταπλάσια με την εφαρμογή πυκνού χλοοτάπητα, γρασιδιού ή ποώδους βλάστησης. Συγκεκριμένα τα ευεργετικά αποτελέσματα της ποώδους βλάστησης και των γρασιδιών κατά της επιφανειακής διάβρωσης συνοψίζονται στα παρακάτω (Πηγή: Χριστόφορος Πετσίνης, πτυχιακή εργασία “ Διάβρωση εδάφους και μέτρα αντιμετώπισης”, Πάτρα 2015):

Αναχαίτιση: Το φύλλωμα των φυτών και τα φυτά απορροφούν την ενέργεια της βροχής και εμποδίζουν την απόσπαση και διαμερισμό του εδάφους από την πρόσπτωση των σταγόνων της βροχής.

Ενίσχυση: Το ριζικό σύστημα συνδέει και συγκρατεί τους εδαφικούς κόκκους ενώ το υπέργειο τμήμα φιλτράρει τα εναποτιθέμενα ιζήματα.

Επιβράδυνση: Το υπέργειο τμήμα των φυτών (κλαδιά, φύλλωμα) επιβραδύνει την ταχύτητα του ανέμου και την επιφανειακή απορροή.

Διήθηση: Τα φυτά και τα φυτικά υπολείμματα συμβάλλουν στη διατήρηση του πορώδους του εδάφους και της διαπερατότητας, με αυτό τον τρόπο επιβραδύνουν την έναρξη της απορροής και αυξάνουν την διήθηση των νερών.

Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί ένα ειδικό μίγμα από σπόρους, λίπασμα, υλικά επικάλυψης (mulches), σταθεροποιητή εδάφους και νερό. Η υδροσπορά χρησιμοποιείται στην προκειμένη περίπτωση σε συνδυασμό με την εφαρμογή ενός τρισδιάστατου γεωσυνθετικού πλέγματος, με σκοπό την πλέον αποτελεσματική προστασία από τη διάβρωση. Τα πλέγματα αυτά, πάχους περίπου 10mm, αποτελούνται από συνθετικές ίνες πολυβινυλοχλωριδίου (PVC) οι οποίες έχουν θωρακιστεί μέσω ειδικής επεξεργασίας έναντι της υπερϊώδους ακτινοβολίας (UV-stabilized) και στις χημικές προσβολές που πιθανόν να υποστούν από το έδαφος. Είναι εξαιρετικά πορώδεις (έως 85%) με αποτέλεσμα

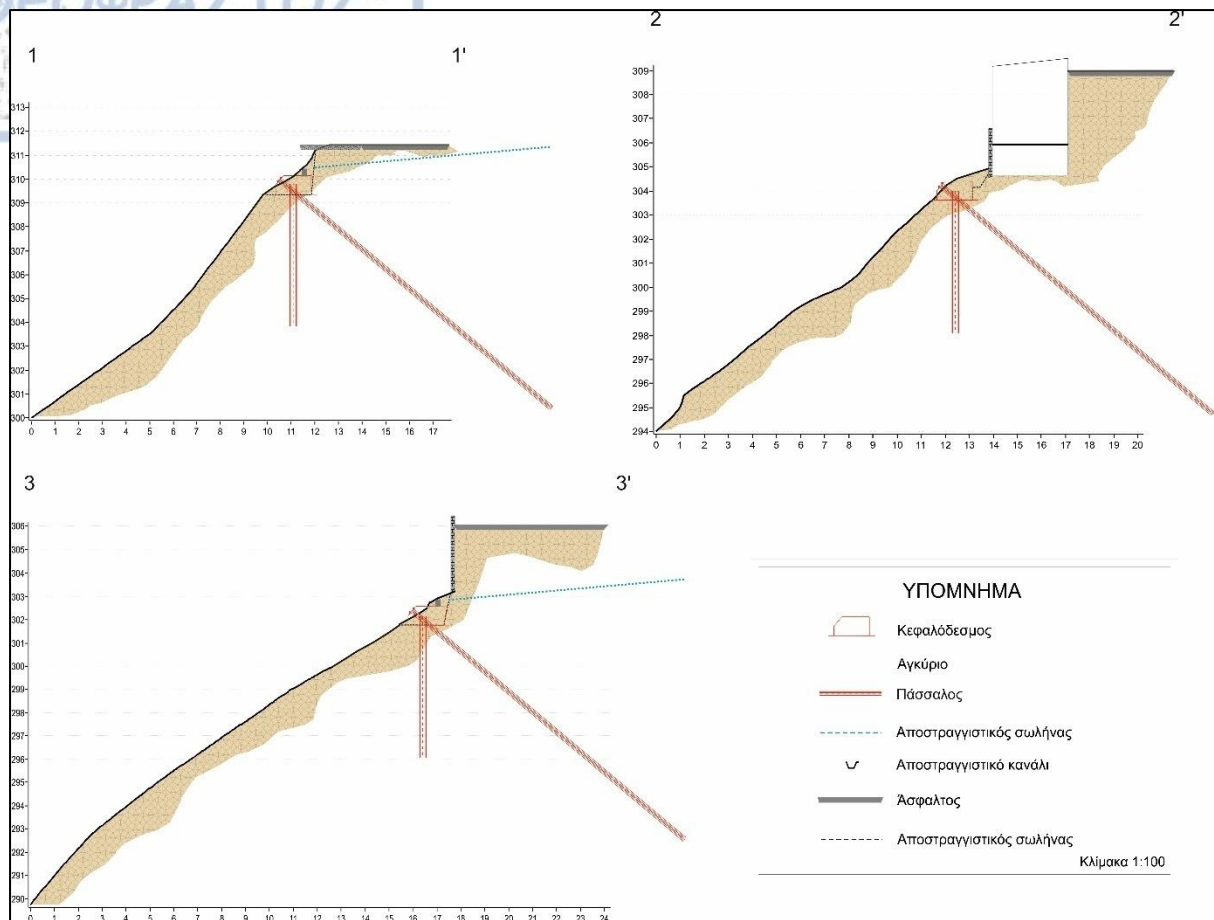
να επιτρέπουν την πλήρωσή τους με εδαφικό υλικό και ανάπτυξη ριζικού συστήματος εντός αυτών, ενώ η τοποθέτηση τους είναι δυνατό να επιτευχθεί είτε πριν είτε μετά την ολοκλήρωση της υδροσποράς στη θέση μελέτης και να συνδυαστεί με τη τοποθέτηση αγκυρίων για τη καλύτερη σταθεροποίηση του.



Εικόνα 131. Μίγμα υδροσποράς (Πηγή: <http://agrohoum.gr>)

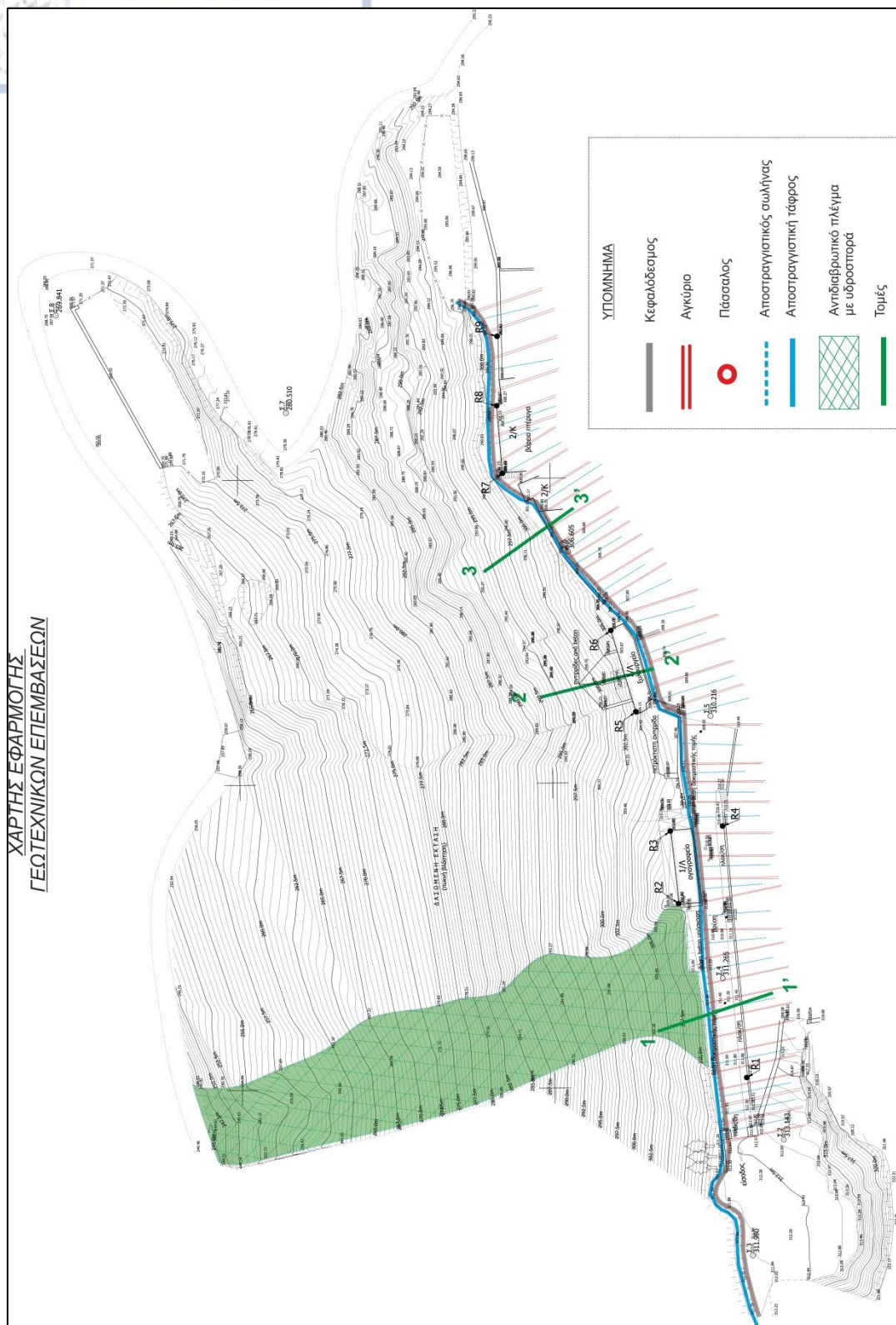


Εικόνα 132. Γεωπλέγμα για προστασία από τη διάβρωση (Πηγή: <http://greenfix.co.uk>)



Εικόνα 133. Κατασκευαστικές μηκοτομές κατά μήκος της στέγης του πρανούς με τα ενδεικτικά μέτρα αντιστήριξης.

ΧΑΡΤΗΣ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ
ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΠΕΜΒΑΣΕΩΝ



Εικόνα 134. Χάρτης εφαρμογής γεωτεχνικών επεμβάσεων.

15.2. Συμπεράσματα

Με βάση τα αποτελέσματα της παρούσας μελέτης, με σκοπό τη διερεύνηση των τεχνικογεωλογικών συνθηκών και των φαινομένων αστοχίας του βόρειου πρηνούς θεμελίωσης του κτιριακού συγκροτήματος του Ι. Κελιού Ευαγγελισμού της Θεοτόκου, μπορούν να διατυπωθούν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Στην περιοχή ενδιαφέροντος απαντώνται κυρίως διμαρμαρυγικοί γενεύσιοι (gn_2) και πηγματοειδείς φλέβες, που αποτελούν το βραχώδες υπόβαθρο της περιοχής. Επίσης συναντώνται κατά θέσεις ζώνες κορημάτων και υλικών κατολίσθησης ($f-l$) στο ανατολικό περιθώριο και στο φρύδι του υφιστάμενου πρηνούς, φυτική γη (el) κατά θέσεις που δεν έχει διαβρωθεί, καθώς και ο μανδύας αποσάθρωσης του υποβάθρου ($w-gn_2$).
- Τα επί τόπου πετρώματα εμφανίζονται πολύ κερματισμένα, ελαφρά πτυχωμένα, με ζώνες αποσαθρωμένων – εξαλλοιωμένων υλικών κατά μήκος των τεκτονικών δομών, συνήθως υπό-οριζόντιες κυρίως παράλληλα προς τη σχιστότητα των γενευσίων. Εντοπίζεται επίσης εδαφοποιημένος μανδύας αποσάθρωσης, σημαντικού πάχους κατά θέσεις.
- Από υδρογεωλογική άποψη οι γεωλογικοί σχηματισμοί παρουσιάζουν κυρίως χαμηλή διαπερατότητα. Εντοπίζονται ροές υπόγειου νερού στον πόδα των φυσικών πρηνών και διαμέσου των ζωνών εδαφοποίησης, ενώ η απορροή των υδάτων γίνεται κυρίως επιφανειακά, μέσω εδαφικών πτυχώσεων.
- Σχετικά με την τεκτονική δομή στη στενή περιοχή ενδιαφέροντος, έχουν εντοπιστεί παρακατακόρυφα συστήματα διακλάσεων παράταξης Δ-Α, ΝΔ-ΒΑ και ΒΔ-ΝΑ τα οποία συνδέονται με αστάθειες της επί τόπου μορφολογίας. Επιπρόσθετα, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των κυρίων συστημάτων ασυνεχειών, τα οποία περιγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο σε συνδυασμό με τις ζώνες αποσάθρωσης κατά μήκος των επιφανειών σχιστότητα με παράταξη Δ-Α, διαμορφώνουν συνθήκες αστοχιών των υφιστάμενων φυσικών πρηνών.
- Το μορφολογικό ανάγλυφο της περιοχής μελέτης διαμορφώνει φυσικό πρηνές μεγάλης κλίσης κατά θέσεις (60°) και ύψους 100m περίπου. Το ανάγλυφο αυτό είναι αποτέλεσμα των διαδοχικών αστοχιών που έχουν λάβει χώρα στην περιοχή και ως εκ τούτου θεωρείται πως βρίσκεται σε οριακή ισορροπία.
- Τα αποτελέσματα των αναλύσεων ευστάθειας αναδεικνύουν την ύπαρξη μηχανισμών αστοχίας για το σύνολο των θέσεων παρατήρησης, οι οποίοι εκδηλώνονται με ανησυχητική συχνότητα. Συναντώνται τόσο αστοχίες ολίσθησης (σφηνοειδείς), όσο και αστοχίες ανατροπής-αποκόλλησης βράχων κατά θέσεις. Επιπρόσθετα χαρακτηριστικές είναι οι ολισθήσεις του επιφανειακού μανδύα αποσάθρωσης μαζί με τη φυτοκάλυψη και το ριζικό σύστημα, με επακόλουθη απογύμνωση του υποβάθρου. Η ενεργοποίηση των παραπάνω αστοχιών αποδίδεται τόσο στους διαβρωτικούς - αποσαθρωτικούς παράγοντες που δρουν συνεχώς στο μέτωπο όσο επίσης στις σεισμικές καταπονήσεις και τα φορτία της ανωδομής των κτιρίων.
- Οι παρατηρούμενες αστοχίες οφείλονται σε ολισθήσεις μικρού σχετικά βάθους του εδαφοποιημένου επιφανειακού μανδύα που δημιουργείται από την επί τόπου αποσάθρωση των γενευσίων της περιοχής. Το στρώμα αυτό βρίσκεται στην ακόρεστη ζώνη και έχει μειωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά, τα οποία μειώνονται περαιτέρω σε συνθήκες βροχόπτωσης, δηλαδή αύξησης του βαθμού κορεσμού. Επιπλέον λειτουργούν δυσμενώς και οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις ροής των υδάτων στη διεπιφάνεια του επιφανειακού στρώματος με το αδιαπέρατο βραχώδες υπόβαθρο. Οι συνεχείς αστοχίες του επιφανειακού στρώματος που περιλαμβάνει φυτική γη οδηγεί σε περεταίρω έκθεση στους παράγοντες αποσάθρωσης τα

υφιστάμενα γεωυλικά με αποτέλεσμα την επιταχυνόμενη με το χρόνο μείωση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους.

- Από τις αναλύσεις ευστάθειας των εδαφοποιημένων σχηματισμών, προέκυψε ότι αυτά βρίσκονται σε συνθήκες οριακής ισορροπίας με τους συντελεστές να μειώνονται σημαντικά στην περίπτωση σεισμικής φόρτισης.
- Πέρα από τις ολισθήσεις μεγάλων όγκων γεωυλικών παρατηρούνται μετακινήσεις και ερπυσμοί του υπεδάφους θεμελίωσης που έχουν επίδραση στη στατικότητα των κτιριακών εγκαταστάσεων. Από την ανάλυση ευστάθειας με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων προέκυψαν σημαντικές μετακινήσεις, της τάξεως των τεσσάρων μέτρων κοντά στη στέψη του πρανούς και με συντελεστή ασφαλείας μικρότερο της μονάδας γεγονός που την παρούσα κατάσταση ανησυχητική. Πιο συγκεκριμένα επισημάνθηκαν:
 - Υποσκαφή του δρόμου εισόδου από δυτικά και του εδάφους θεμελίωσης του εργαστηρίου του Ι. Κελιού, το οποίο φέρει διατμητικές και εφελκυστικές ρωγμές
 - Καθιζήσεις του προαύλιου χώρου του κτιριακού συγκροτήματος
 - Ρηγματώσεις στον αρμό ένωσης των κτιρίων του δυτικού συγκροτήματος
 - Κάθετες εφελκυστικές ρωγμές στην τοιχοποιία των κτιρίων καθώς και στα τοξωτά ανοίγματα του Ναού.

Με βάση όσα προαναφέρθηκαν, κρίνεται επιβεβλημένος ο σχεδιασμός και η εφαρμογή μέτρων αντιστήριξης-σταθεροποίησης του εξεταζόμενου πρανούς και ανάσχεσης των παραγόντων που ενεργοποιούν τους μηχανισμούς αστοχίας που δρουν στην περιοχή.

Δημόπουλος, Γ., (1986). “Τεχνική Γεωλογία με βασικές έννοιες βραχομηχανικής και γεωλογικές μελέτες τεχνικών έργων”, Εκδόσεις “Γιαχούδη -Γιαπούλη”, Θεσσαλονίκη.

Καββαδάς, Μ., (2000). “Στοιχεία Εδαφομηχανικής”, Ε. Μ. Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Εδαφομηχανική, Αρχές και Εφαρμογές, 3^η Αγγλική έκδοση, G. Barnes.

Τσιαμπάος Γ.(2009), Νεότερες απόψεις για τις παραμέτρους μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων, Επιστημονική εταιρία εδαφομηχανικής και γεωτεχνικής μηχανικής, Αθήνα, Ιανουάριος 2009.

Πλουγαρλής Αναστάσιος (2011), Γεωλογική και τεκτονική δομή της νήσου Αμμουλιανής (Χερσόνησος Χαλκιδικής), Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη 2011.

Παπαντωνίου Π., Πίτσης Χ.(2008), Η αρχιτεκτονική του Αγίου όρους, Πύργοι και αρσανάδες, Πάτρα 2008.

Παυλίδης Σ., Τσαπάνος Θ.,Κοραβός Γ., Μιχαηλίδου Α., Χατζηπέτρος Α.(2010), Ειδική Σεισμοτεκτονική μελέτητων ρηγμάτων της ευρύτερης περιοχής των μεταλλείων Κασσάνδρας, Θεσσαλονίκη, Ιανουάριος 2010.

Γλυκερία Κ. Αμπατζή (2015), Διερεύνηση των μηχανισμών αστοχίας των πρανών της παράκτιας ζώνης της Ι.Μ. Παντοκράτορα ‘Αγιον Όρος με τη χρήση του Lidar, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Θεσσαλονίκη 2015.

Χριστόφορος Πετσίνης (2015), πτυχιική εργασία “ Διάβρωση εδάφους και μέτρα αντιμετώπισης”, Πάτρα 2015.

Καλογήρου Ειρήνη (2003), “Παραμετρική ανάλυση ευστάθειας εδαφικών πρανών με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων”, μεταπτυχιακή διατριβή, Χανιά, Φεβρουάριος 2003.

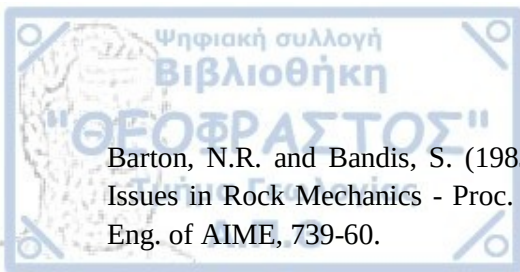
Αναστάσιος Θ. Τσικρίκης (2015), Πειραματική συσχέτιση μεταξύ γωνίας τριβής ασυνεχειών πετρωμάτων και συντελεστή μι του κριτηρίου Hook & Brown, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Νοέμβριος 2011.

V.Marinos (2005). The geological strength index: applications and limitations, National Technical University of Athens.

Bandis, S.C. (1993). Engineering properties and characterization of rock discontinuities. In: Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice and Projects (ed. J.A. Hudson) Vol. 1, Pergamon Press, Oxford, pp. 155-83.

Barton, N.R. (1973). Review of a new shear strength criterion for rock joints. Engng Geol. 7, 287-332.

Barton, N.R. (1976). The shear strength of rock and rock joints. Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 13(10), 1-24.



Barton, N.R. and Bandis, S. (1983). Effects of block size on the shear behaviour of jointed rock. Issues in Rock Mechanics - Proc. 23rd US Symp. on Rock Mechanics, Berkeley, CA, Soc. Mining Eng. of AIME, 739-60.

Barton, N.R. and Bandis, S. (1990). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In Rock joints, proc. int. symp. on rock joints, Loen, Norway, (eds N. Barton and O. Stephansson), 603-610. Rotterdam: Balkema.

Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs 15, 335-344. Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In Exploration for rock engineering, proc. of the symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town: Balkema.

Bieniawski, Z.T. 1989. Engineering rock mass classifications. New York: Wiley.

Romana M. (1995). The geomechanical classification SMR for slope correction. Proc. Int. Congress on Rock Mechanics 3: 1085-1092.

Deere, D.U. and Deere, D.W. 1988. The rock quality designation (RQD) index in practice. In Rock classification systems for engineering purposes, (ed. L. Kirkaldie), ASTM Special Publication 984, 91-101. Philadelphia: Am. Soc. Test. Mat.

Papaliangas T. Hencher S. & Lumsden A. (1995). A comprehensive peak shear strength criterion for rock joints. Proc. 8th Int. Congress ISRM, Tokyo, 1,359366.

Papaliangas T. Lumsden A. & Hencher S. (1996). Prediction of in situ peak shear strength of rock joints. EUROCK' 96. Proc. Int. Symp on Prediction and Performance in Rock Mechanics and Rock Engineering. Barla G(ed.), 1 ,143149. Rotterdam : Balkema.

Papaliangas T. (1997) Origin and Magnitude of Shear Resistance of Rocks. 3rd Hellenic conference on geotechnical engineering. 1, 145-152

F. Himmerkus, P. Zachariadis, T. Reischmann, Panagiotis Zachariadis, The basement of the Mount Athos peninsula, northern Greece: Insights from geochemistry and zircon ages, Article in International Journal of Earth Sciences, September 2011.

Balázs Vásárhelyi, Dorottya Kovács, Empirical methods of calculating the mechanical parameters of the rock mass, Periodica Polytechnica Civil Engineering, October 2016.

Plaxis Tutorial, Version 8.

Engineering Geology 2nd Edition (2007), F.G. Bell, Elsevier.

Foundations of Engineering Geology 2nd Edition (2007), T.Waltham.

Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials (Geologic and Otherwise), www.jsge.utexas.edu



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

-

Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών

													ΕΔΑΦΙΚΑ ΔΕΙΓΜΑΤΑ																		
ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ			ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΤΑΤΑΣΗΣ										ΦΥΣΙΚΕΣ ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ						ΜΗΧΑΝΙΚΕΣ ΣΤΑΘΕΡΕΣ												
ΓΕΩΤΡΙΞΗ	ΔΕΙΓΜΑ	ΒΑΘΟΣ(m)	ΚΟΚΚΟΜΕΤΡΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ					ΟΡΙΑ ATTERBERG			ΚΑΤΑΤΑΣΗ ΚΑΤΑ AUCS	ΠΕΡΙΟΔΙΜΗ ΥΓΡΑΣΙΑ	ΥΓΡΟ ΦΑΡΜΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΞΗΡΟ ΦΑΡΜΟΜΕΝΟ ΒΑΡΟΣ	ΕΙΔΙΚΟ ΒΑΡΟΣ	ΑΡΧΙΚΟΣ ΔΟΡΕΚΙΣΜΟΣ	ΒΑΘΜΟΣ ΚΟΡΡΕΣΜΟΥ	ΔΟΚΙΜΗ ΑΝΕΜΠΟΔΕΤΗΣ ΘΑΛΨΗΣ		ΤΡΙΑΞΟΝΙΚΗ ΔΟΚΙΜΗ		ΔΟΚΙΜΗ ΒΡΑΔΕΙΑΣ ΑΜΕΛΑΙΑΤΜΗΘΗΣ ΜΕ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗ ΚΑΙ ΑΠΟΣΤΡΑΤΤΙΣΗ		ΔΟΚΙΜΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ							
			4	10	40	200	φ ₂₀₀ μ	ΟΡΟ ΥΓΑΡΟΤΗΤΑΣ	ΟΡΟ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	ΔΕΚΤΙΚΗ ΠΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ														Cc	Cv $\times 10^{-4}$ cm ³ /sec	Es	p				
																		διασπείρωμα %					LL					PL	PI	%	t/m ³
			1	2	3	4	5	6	7	8								9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	22	24	25	26
Γ1	1	0,00-0,30																													
Γ1	2	0,30-1,00	73,70	67,82	55,79	32,75	4,90	32	28	4	SW	17,90	1,82	1,54	2,65	0,72	67,44														
Γ1	3	1,00-2,00	92,32	90,87	85,42	40,38	20,27	30	23	7	SC	16,70	2,01	1,72	2,65	0,54	83,72							0,132	11,92	847	0-45				
Γ1	4	2,00-2,45	98,5	96,95	77,74	43,73	0,00	33	25	8	SM	11,90	2,01	1,80	2,65	0,48	67,60														
Γ1	5	2,45-3,00	99,52	98,92	86,20	53,94	11,28	30	25	5	SM-ML	22,40	1,97	1,61	2,65	0,65	93,55														
Γ1	6	3,00-3,50	99,31	98,37	86,78	54,59	16,69	31	26	5	SM-ML	21,80	2,01	1,65	2,65	0,61	97,16					0	35,1	0,135	8,6	3703	90-180				
Γ1	7	3,50-4,50																													
Γ1	8	4,50-5,00																													
Γ1	9	5,00-6,00																													
Γ1	10	6,00-7,50																													
Γ1	11	7,50-8,50																													
Γ1	12	8,50-10,00																16850	0,65												
Γ1	13	10,00-10,50																													
Γ1	14	10,50-11,40																													
Γ1	15	11,40-12,70																													
Γ1	16	12,70-13,10																													
Γ1	17	13,10-14,10																													
Σ1	1	0,00-1,60	84,55	83,59	79,10	54,14	26,04	31	22	9	SC-CL	26,00	1,89	1,50	2,65	0,77	91,57														
Σ1	2	1,60-2,00																													
Σ2	1	0,00-0,30																													
Σ2	2	0,30-0,70	94,54	93,73	92,04	51,38	30,79	27	21	6	SC-CL	14,00	1,71	1,50	2,65	0,77	49,30					6,7	25,1								
Σ2	3	0,70-1,10	72,29	67,66	50,32	11,15		25	21	4	SP	27,70	1,54	1,21	2,65	1,20	62,46					0	33,5								
Σ2	4	1,10-2,40																													
Σ3	1	0,00-0,50	94,12	90,20	75,62	49,41					SC-CL																				
Σ3	2	0,50-1,30	83,70	82,88	76,88	50,29	7,44				SM-ML	19,90	1,81	1,51	2,65	0,76	71,12														



ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ (Α.Π.Θ.) ΤΜΗΜΑ
ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ- ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΤΕΧΝΙΚΗΣ ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ &
ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΑΣ



ΔΟΚΙΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ASTM D 3080, BS 1377

SHEAR TEST ASTM D 3080, BS 1377

Γεώτρηση (Borehole) : Γ1 Ημερομηνία 19/9/16
(Date):

Δείγμα (Sample): Δ6 Βάθος (Depth) 3,00-3,50
m:

Sample data :

Αριθμός Δοκιμής Test No		1	2	3
Moisture content	%	13.47	26.62	28.22
Wet Bulk density	kN/m ³	0.00	0.00	0.00
Dry Bulk Density	kN/m ³			
Void ratio				
Saturation	%			
Specific Gravity		26.5	26.5	26.5

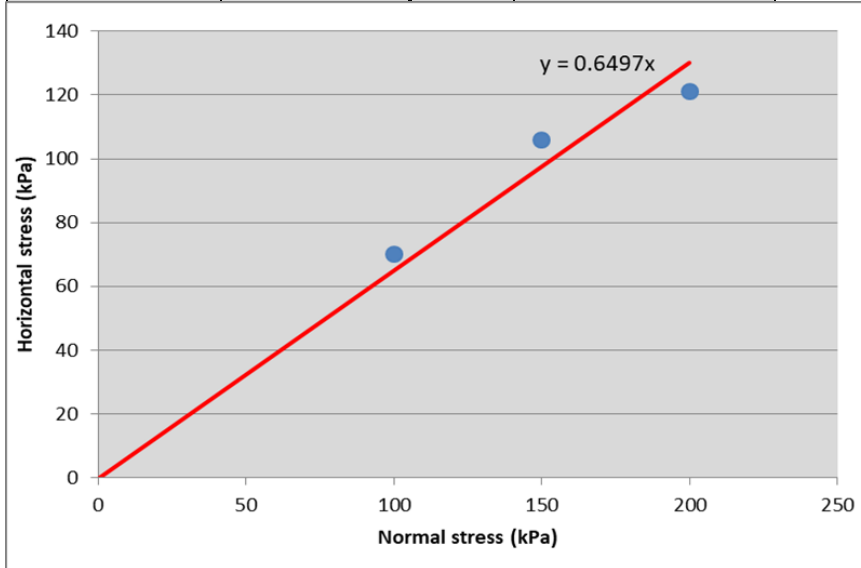
Failure Measurements :

Normal stress	kN/m ³	100	150	200
Horizontal stress	kN/m ³	70	106	121
Res. Horizontal stress	kN/m ³	16.4	20.2	43
Pore Pressure	kN/m ³	N/A	N/A	N/A
Strain	%			

Ψηφιακή συλλογή
Βιβλιοθήκη
"ΘΕΟΦΡΑΣΤΟΣ"
Τμήμα Γεωλογίας
Α.Π.Θ

Horizontal stress v Normal stress plot

Results:		$y=ax+b$	
ϕ (°)=	35.17	a=	0.7046
c=	0	b=	0



ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ
ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ (Α.Π.Θ.) ΤΜΗΜΑ
ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ- ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΤΕΧΝΙΚΗΣ
ΓΕΩΛΟΓΙΑΣ & ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΑΣ



ΔΟΚΙΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ASTM D 3080, BS 1377

SHEAR TEST ASTM D 3080, BS 1377

Γεώτρηση (Borehole) :	Σ2	Ημερομηνία (Date):	19/9/16
Δείγμα (Sample):	Δ2	Βάθος (Depth) m:	0,3-0,7

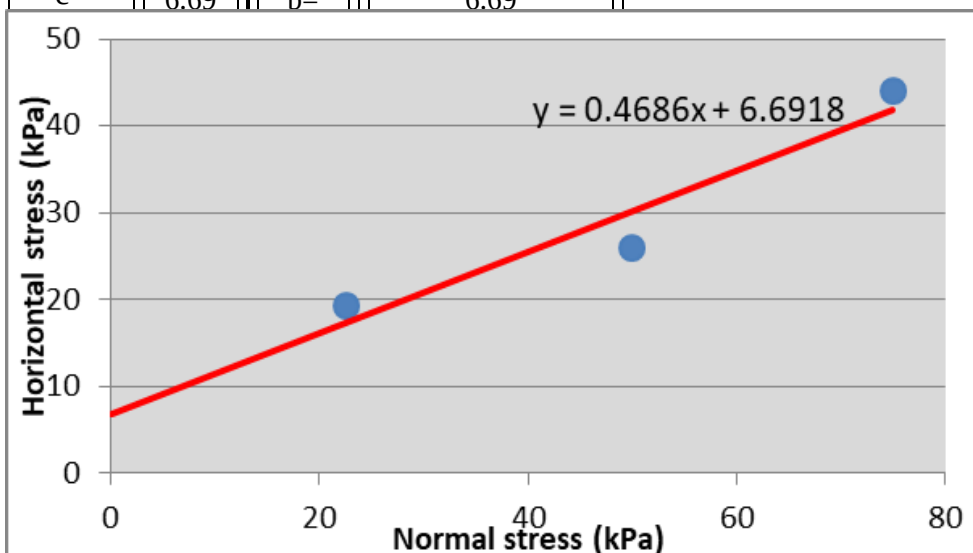
Sample data :

Αριθμός Δοκιμής Test No	1	2	3
Moisture content %	13.47	26.62	28.22
Wet Bulk density kN/m ³	0.00	0.00	0.00
Dry Bulk Density kN/m ³			
Void ratio			
Saturation %			
Specific Gravity	26.5	26.5	26.5

Failure Measurements :

Normal stress kN/m ³	22.5	50	75
Horizontal stress kN/m ³	19.2	26	44
Res. Horizontal stress kN/m ³	16.4	20.2	43
Pore Pressure kN/m ³	N/A	N/A	N/A
Strain %			

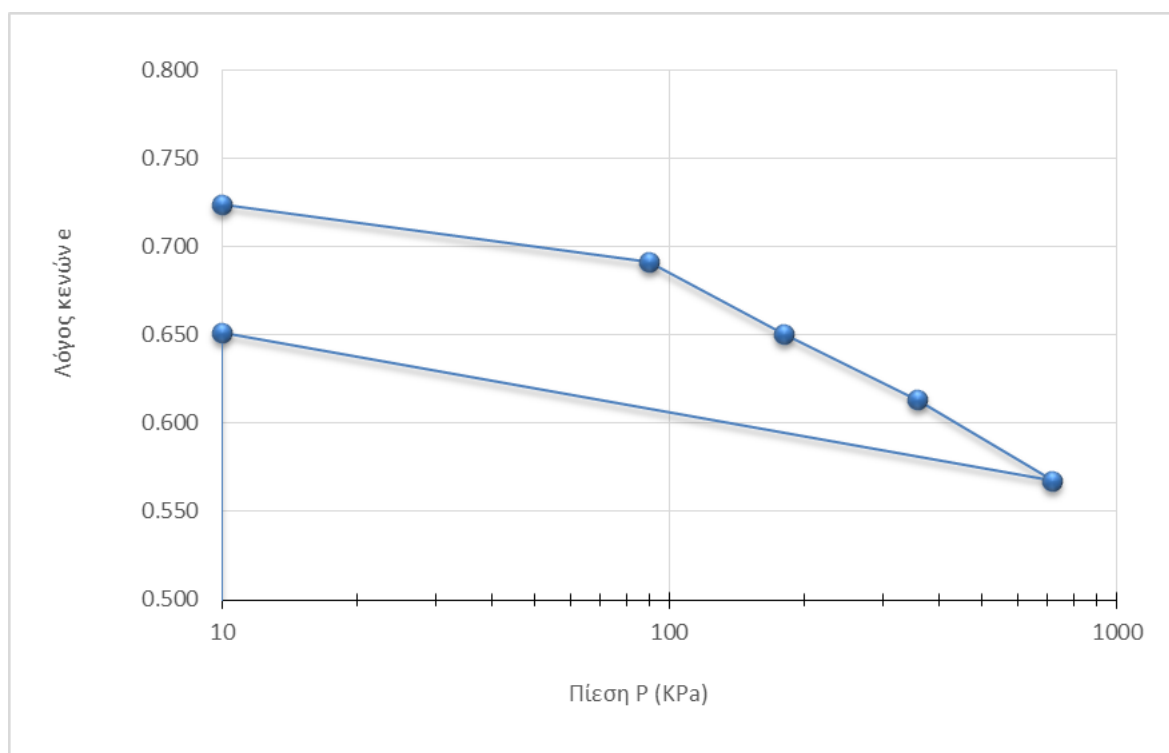
Results:	y=ax+b		
φ (°)=	25.11	a=	0.4686
c=	6.69	b=	6.69



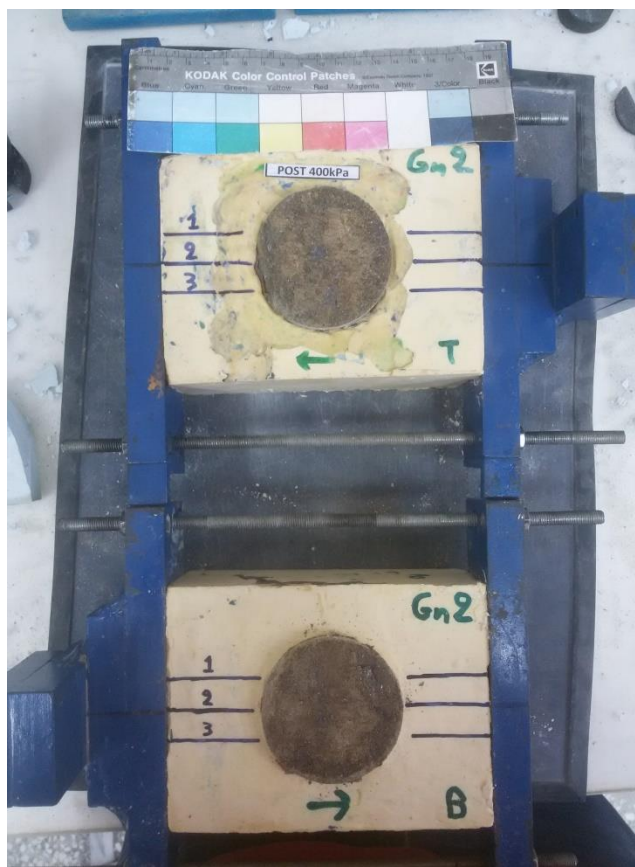
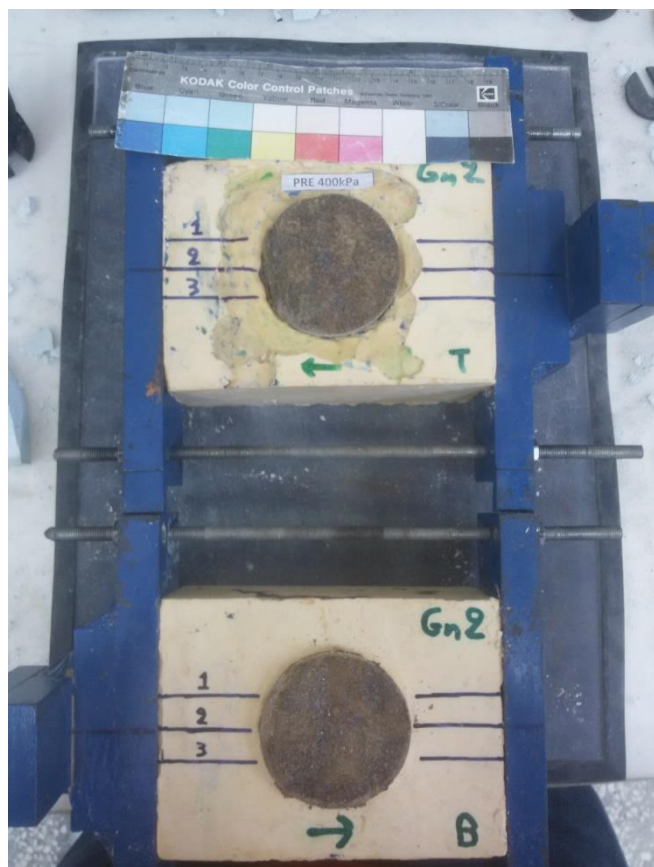
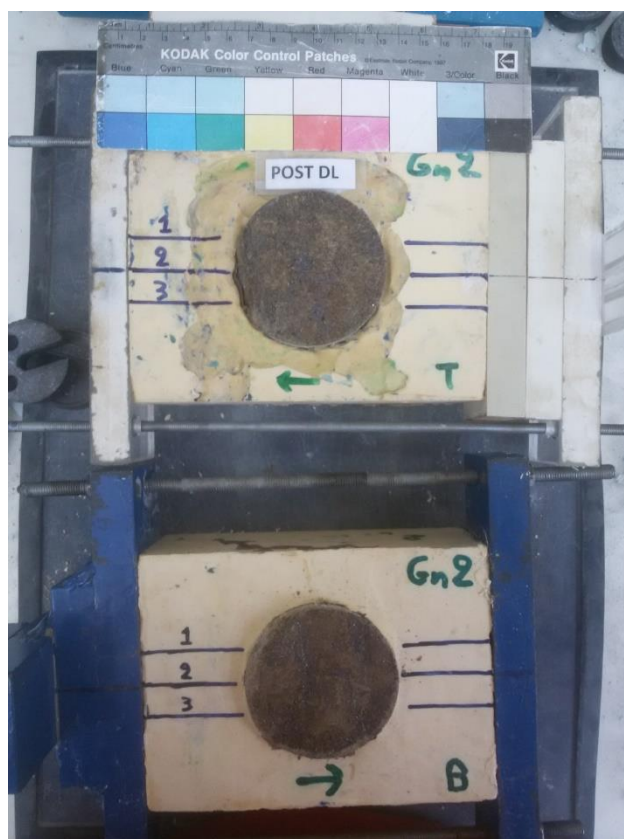
ΕΡΓΟ: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΤΟΥ ΚΑΤΑΝΤΗ ΠΡΑΝΟΥΣ ΤΟΥ ΙΕΡΟΥ ΚΕΛΙΟΥ ΕΥΑΓΓΕΛΙΣΜΟΥ ΤΗΣ ΘΕΟΤΟΚΟΥ											
				ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΔΕΙΓΜΑΤΟΣ: Γ1-Δ6- 3,00-3,50m							
ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ: ΜΟΝΟΔΙΑΣΤΑΤΗ ΔΟΚΙΜΗ ΣΤΕΡΕΟΠΟΙΗΣΗΣ											
		Χαρακτηρισμός Δοκιμίου και Υπολογισμοί									
Δοκίμιο:					Αριθμ. Συσκευής:						
Διαστάσεις συσκευής: Ύψος (mm):			19.1	Διάμετρ.:	75.2	mm	Επιφ/εια Α:	4439.2	mm ²		
Ειδικό βάρος εδάφους γ _s :			2.65	Φαινόμενο βάρος γ:		1.82	t/m ³				
Παρατηρήσεις											
Μέση υδροπερατότητα:		1.10E-07	cm/sec								
Βάρος συσκευής + υγρού εδάφους:			W =	274.74	gr	Υγρασία	Πριν τη	Μετά τη			
Βάρος συσκευής:			W _U =	120.78	gr	%	δοκιμή	δοκιμή			
Βάρος υγρού δείγματος:			W _S =	153.96	gr	Αριθμ. κάψας					
Βάρος ξηρού δείγματος:			W _T =	130.36	gr	Κάψα + Υγρό βάρος	57.78	381.74			
R ₁ = συσκευή μετά τύπου 30 mm					gr	Κάψα + Ξηρό βάρος	52.406	352.74			
R ₂ = συσκευή χωρίς φορτίο					gr	Βάρος νερού	5.374	29			
R ₃ = συσκευή με φορτίο			kg/cm ²		gr	Βάρος κάψας	25.562	222.38			
H ₀ = αρχικό ύψος δοκιμίου			19.1		mm	Βάρος ξηρού δείγμ.	26.844	130.36			
H _s = ισοδύναμο ύψος κόκκων			11.08		mm	m %	20.02	22.25			
Πίεση	Τελική	Υποχώρ.		Διάκενα	Λόγ. κεν.	Ξηρό φαινόμενο	%	C _V			
kPa	ανάγνωση	σε 0.0001	H=H ₀ -ΔR	H ₀ -H _s	$e = \frac{H - H_s}{H_s}$	βάρος	Στερεοπ.	(cm ² /sec)			
	R (mm)	(ΔR)				t/m ³		x10 ⁻⁴			
0			19.1	8.019	0.724	1.54					
90	0.362		18.738	7.657	0.691	1.57		10.52			
180	0.812		18.288	7.207	0.650	1.61		8.6			
360	1.228		17.872	6.791	0.613	1.64		17.25			
720	1.732		17.368	6.287	0.567	1.69		11.59			
0	0.804		18.296	7.215	0.651	1.61		29.56			
					Αρχική	Τελική					
					κατάστ.	κατάσταση					
Ξηρό φαινόμενο βάρος γ _d (t/m ³)				1.537	1.605						
Συνολικό ύψος H (mm)				19.1	18.296						
Ύψος κόκκων H _s (mm)				11.08	11.08						
Ύψος νερού H _w (mm)				0.5879	0.6533						
Ύψος αέρα H _a (mm)				7.4307	6.5614						

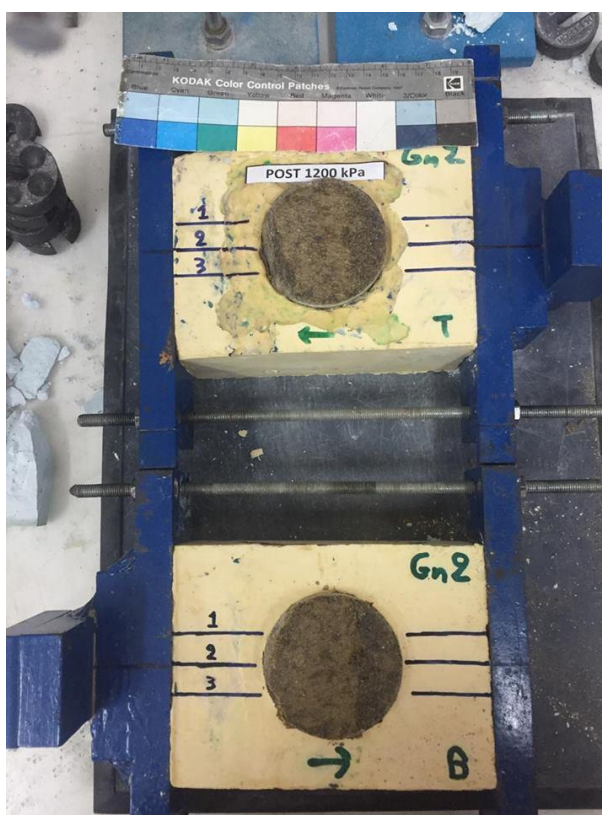
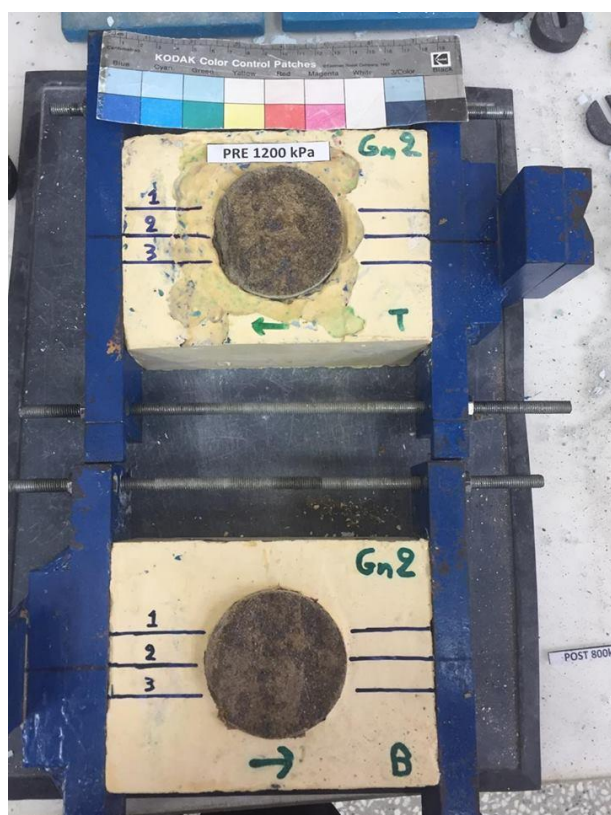
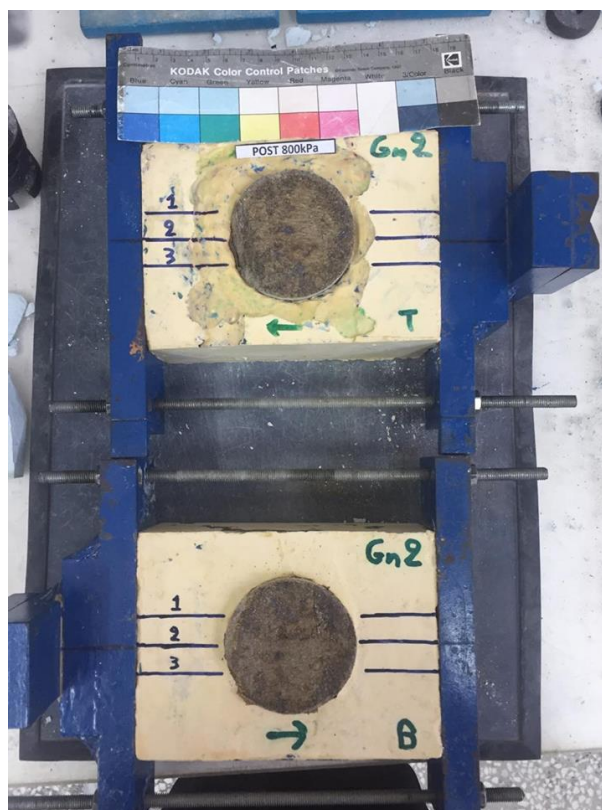
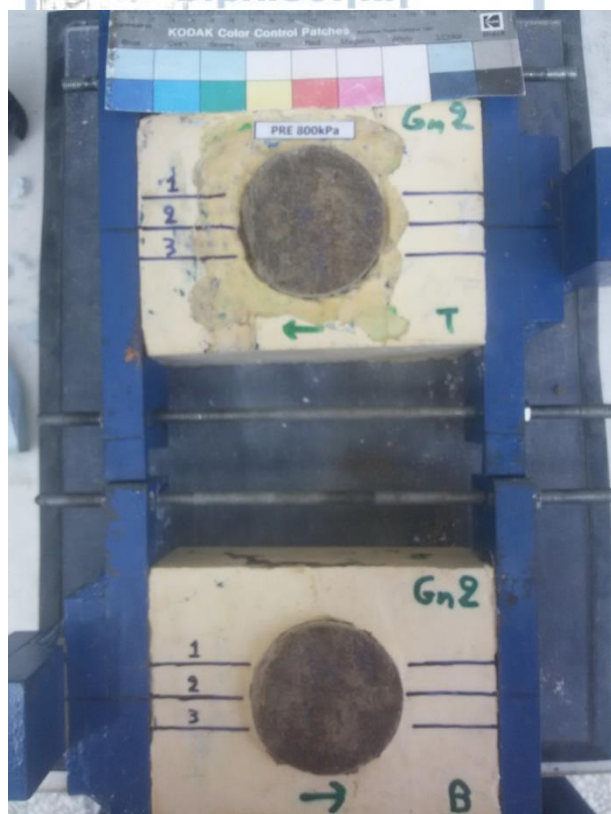
Πίεση p kPa	Δε	Δεικ. Συμπίεσης C _c	1 + e	α _v kPa ⁻¹	m _v kPa ⁻¹	Μέτ. Συμπίεσης E _s kPa	Συν. Διαπερ. k cm/sec
0-90	0.033	0.034	1.707	0.000363	0.000213	4704	2.24E-07
90-180	0.041	0.135	1.671	0.000451	0.00027	3703	2.32E-07
180-360	0.038	0.125	1.632	0.000209	0.000128	7823	2.21E-07
360-720	0.045	0.151	1.590	0.000126	7.95E-05	12586	9.21E-08
720-0	-0.084	-0.045	1.609	-0.000116	-7.2E-05	-13835	C

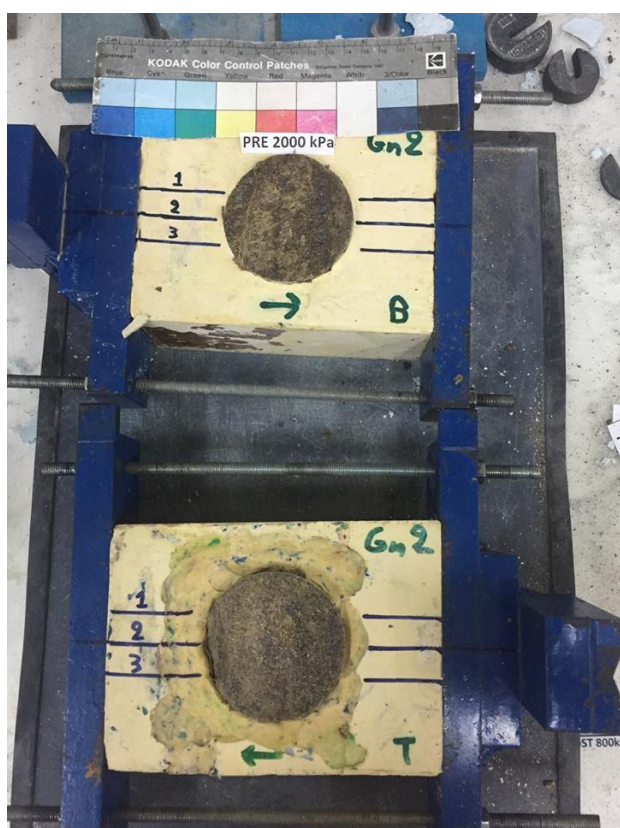
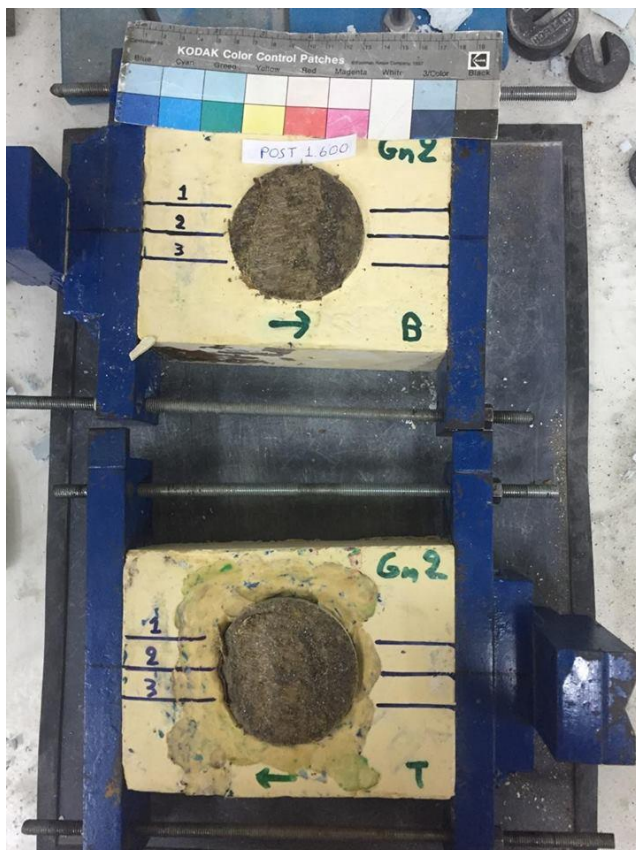
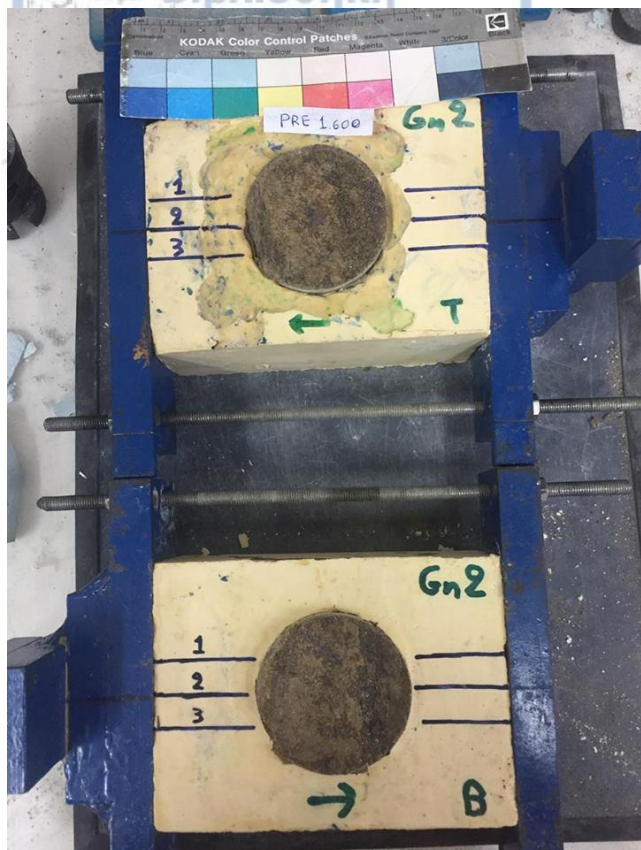
Διάγραμμα λόγου κενών - πίεσης

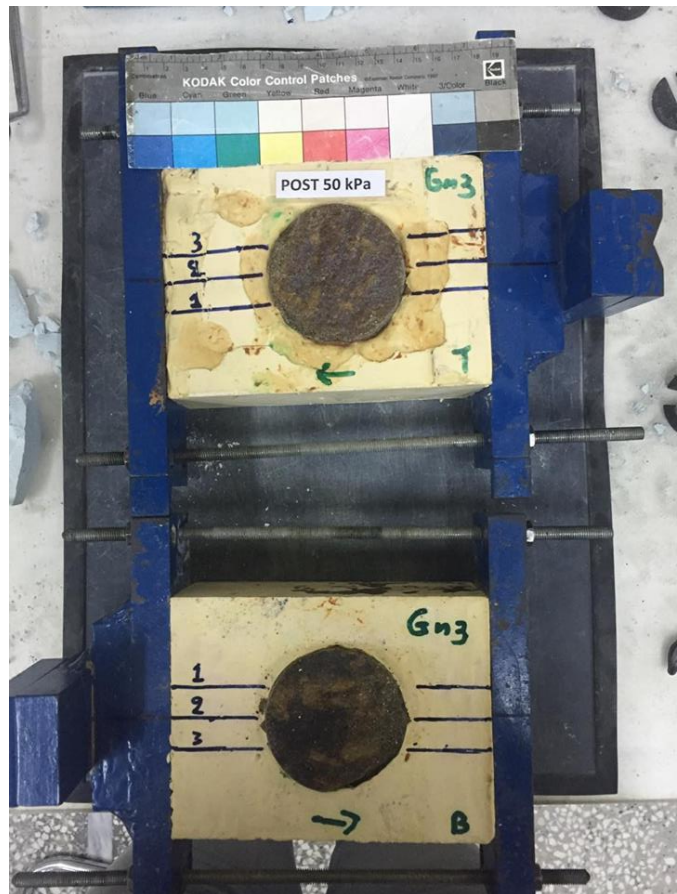
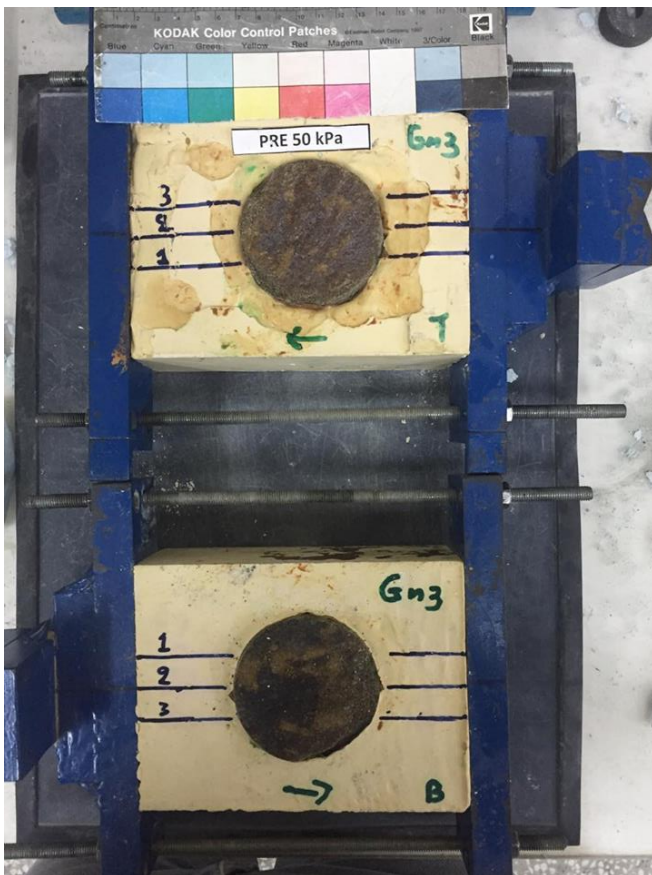
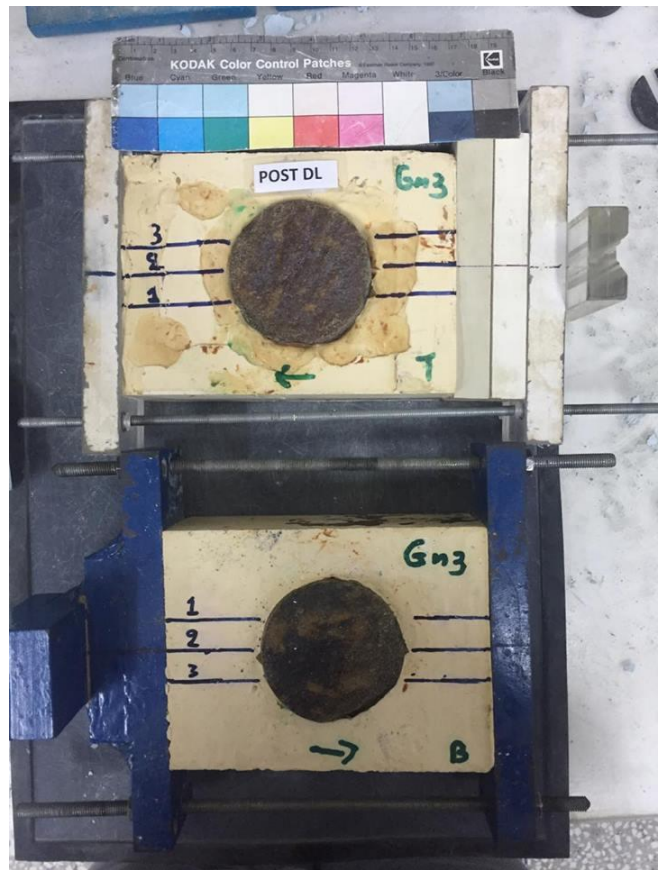
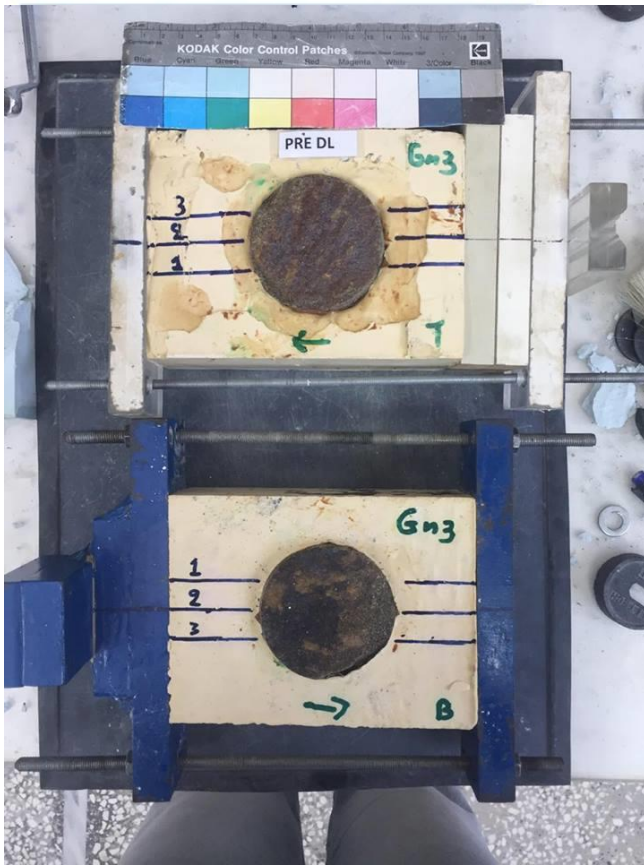


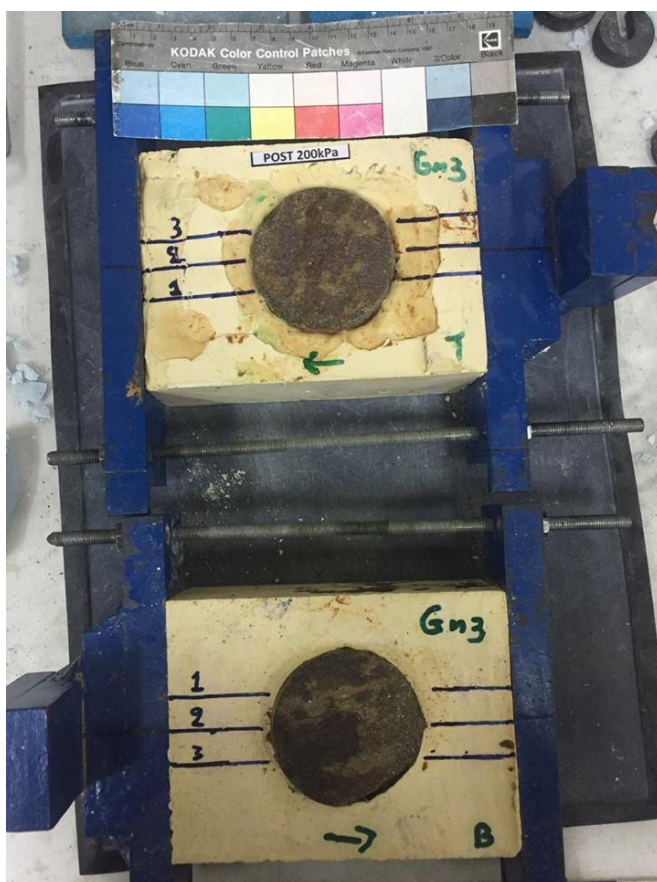
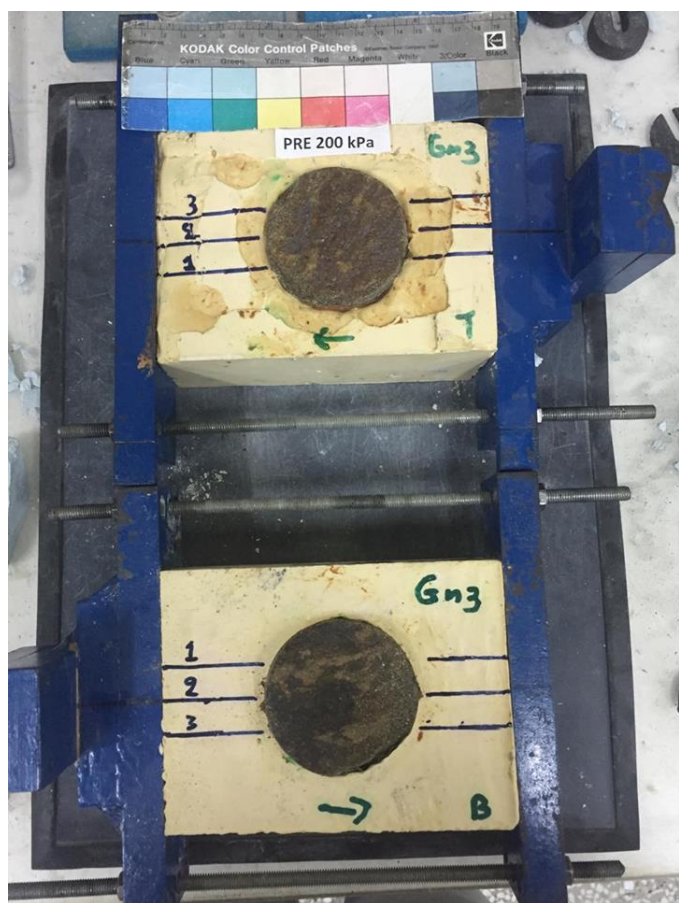
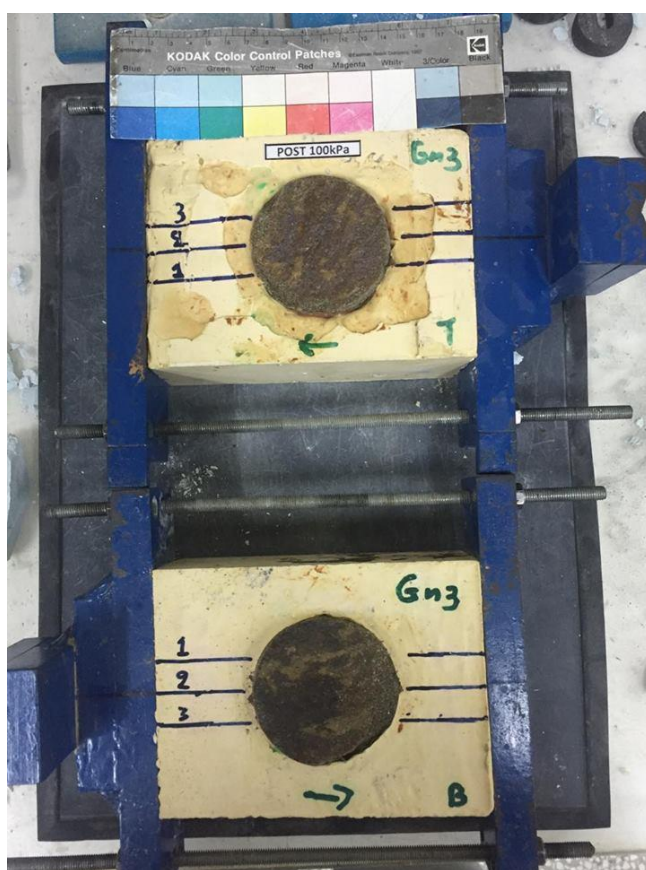
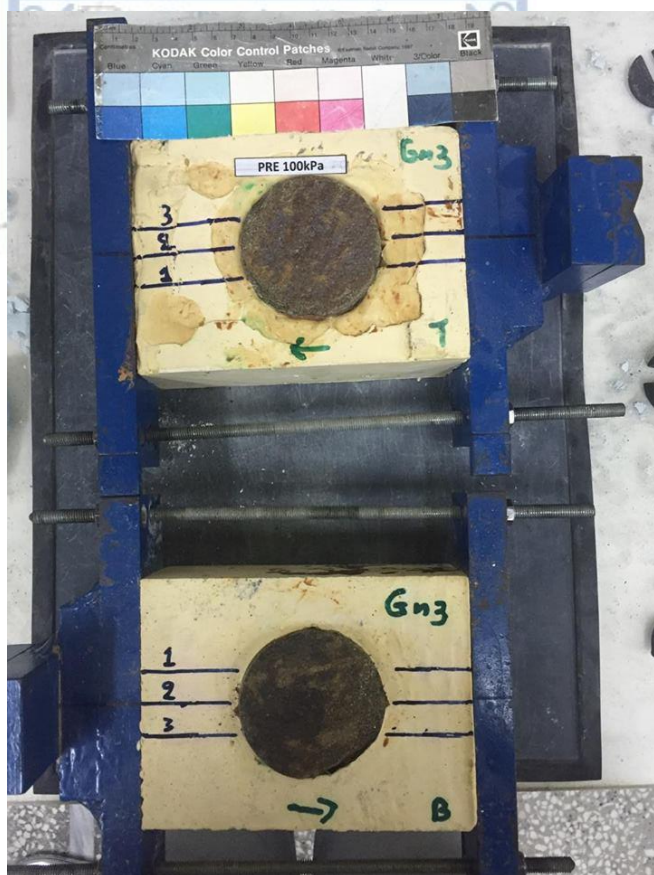
Φωτογραφικό υλικό δοκιμής άμεσης διάτμησης σε βράχο

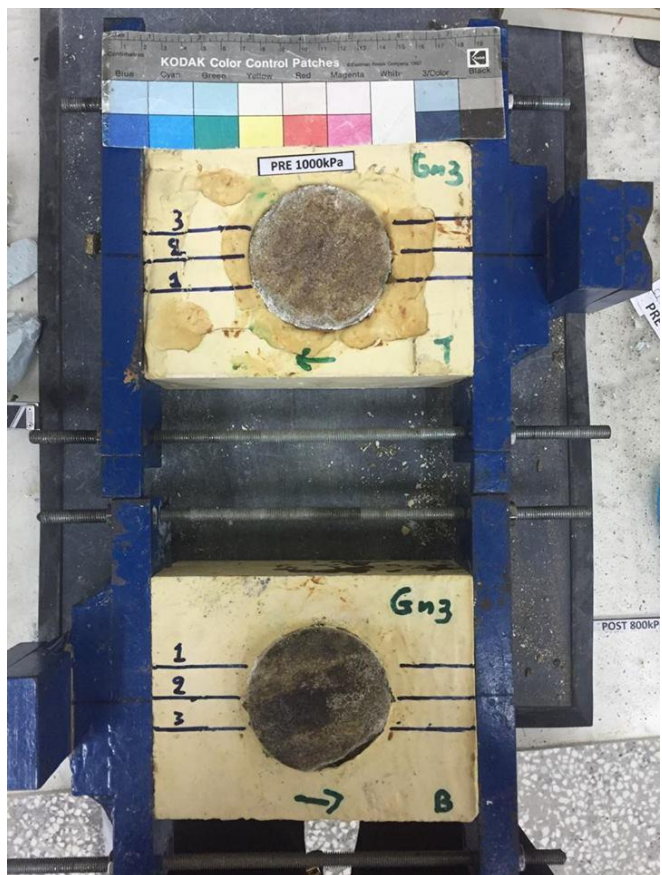
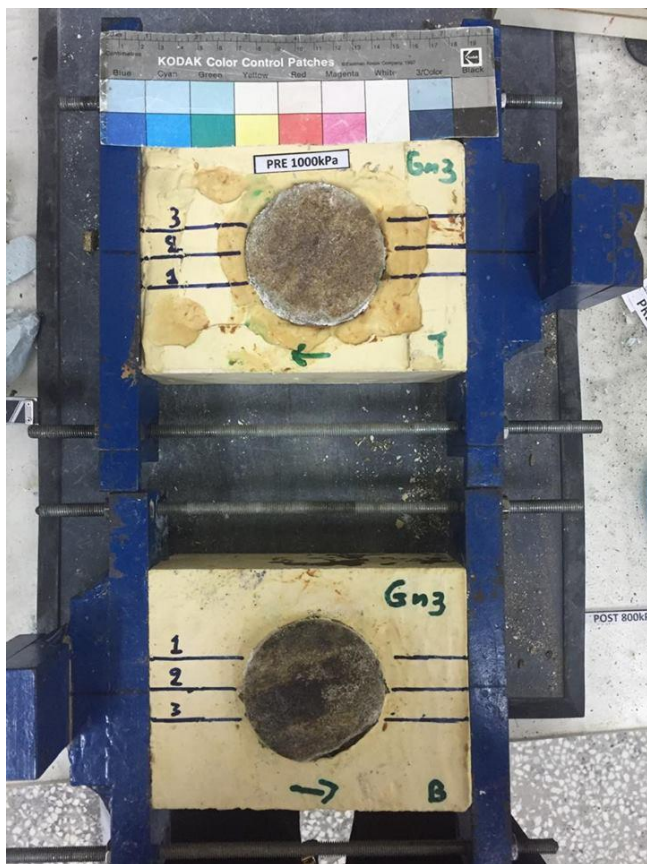
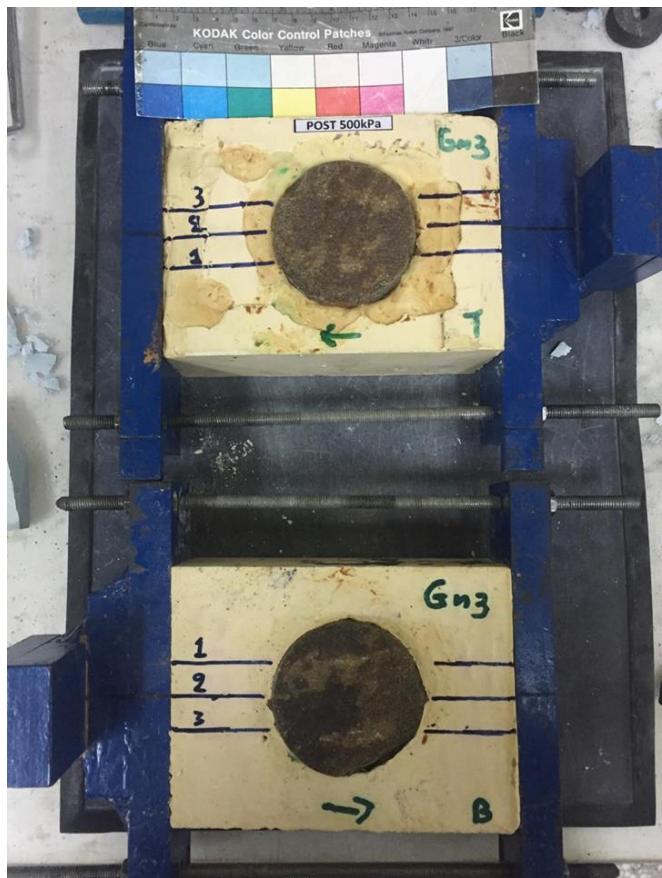
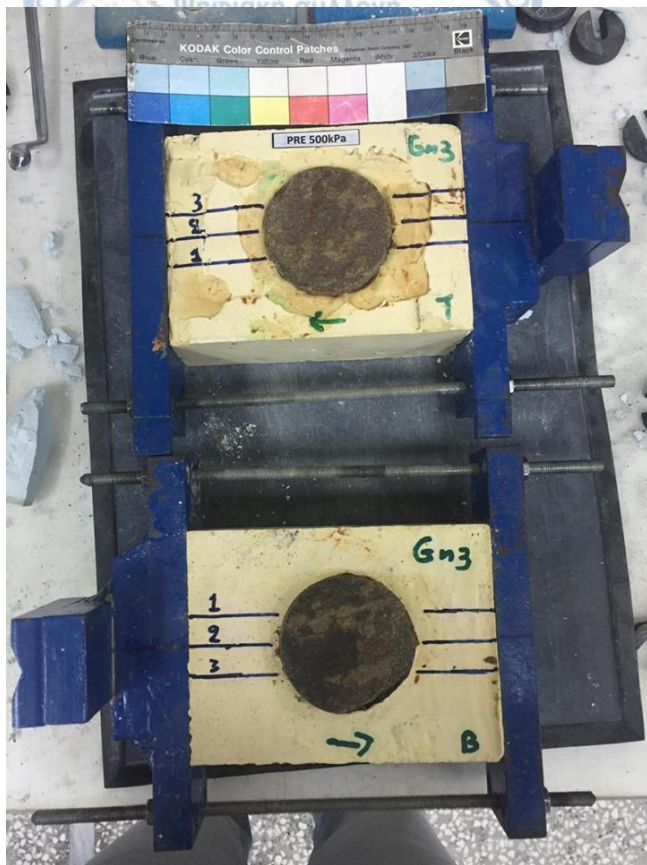






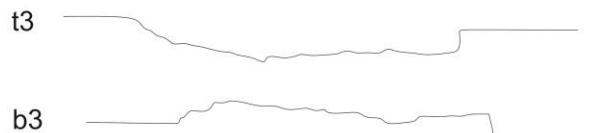






POST 2000 Kpa Gn2

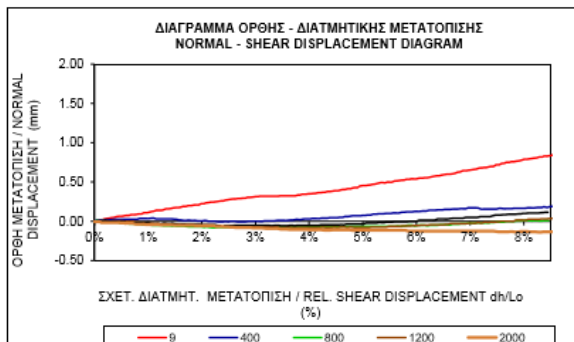
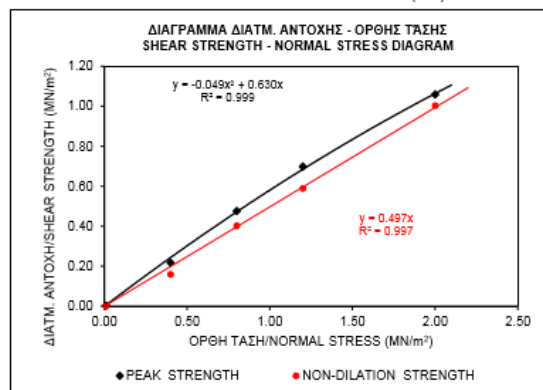
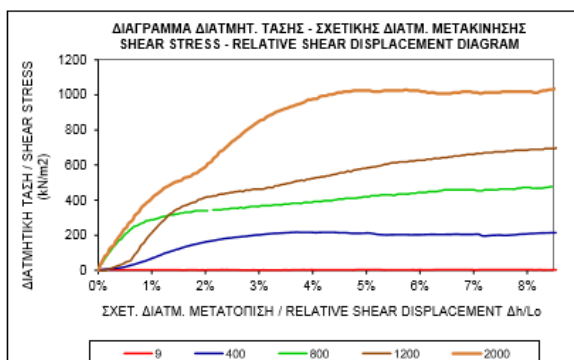
POST 1000 Kpa Gn3



ΔΟΚΙΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΥ- DIRECT SHEAR TEST OF ROCK JOINT
ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version (2014)

ΔΕΙΓΜΑ/SAMPLE: GN2

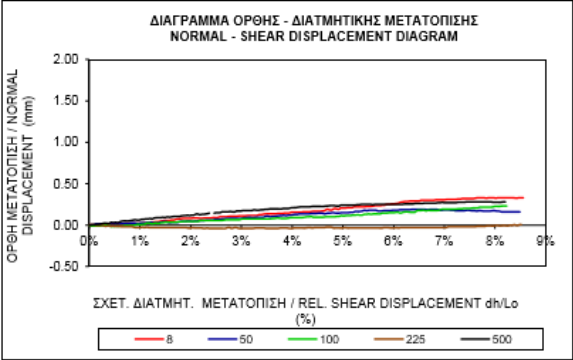
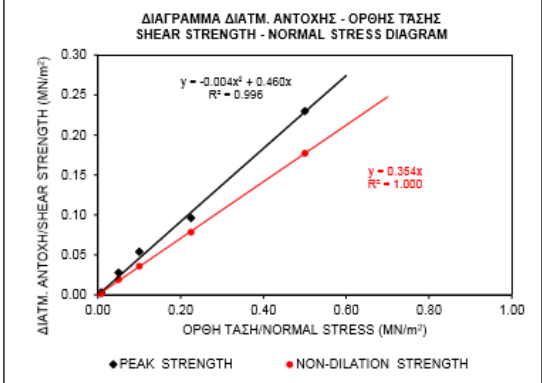
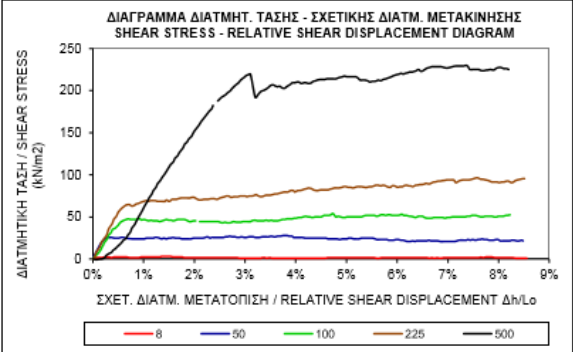
ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ/SAMPLE LENGTH (mm): 70.55



	ΔΙΑΤΜ. ΑΝΤΟΧΗ / SHEAR STRENGTH	
	ΜΕΓΙΣΤΗ/PEAK	ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΣΤΟΛΗ/ NON-DILATION
Γωνία τριβής/φ (°)	26.2	24.0
Συνοχή/ c (kPa)	28.8	0.0

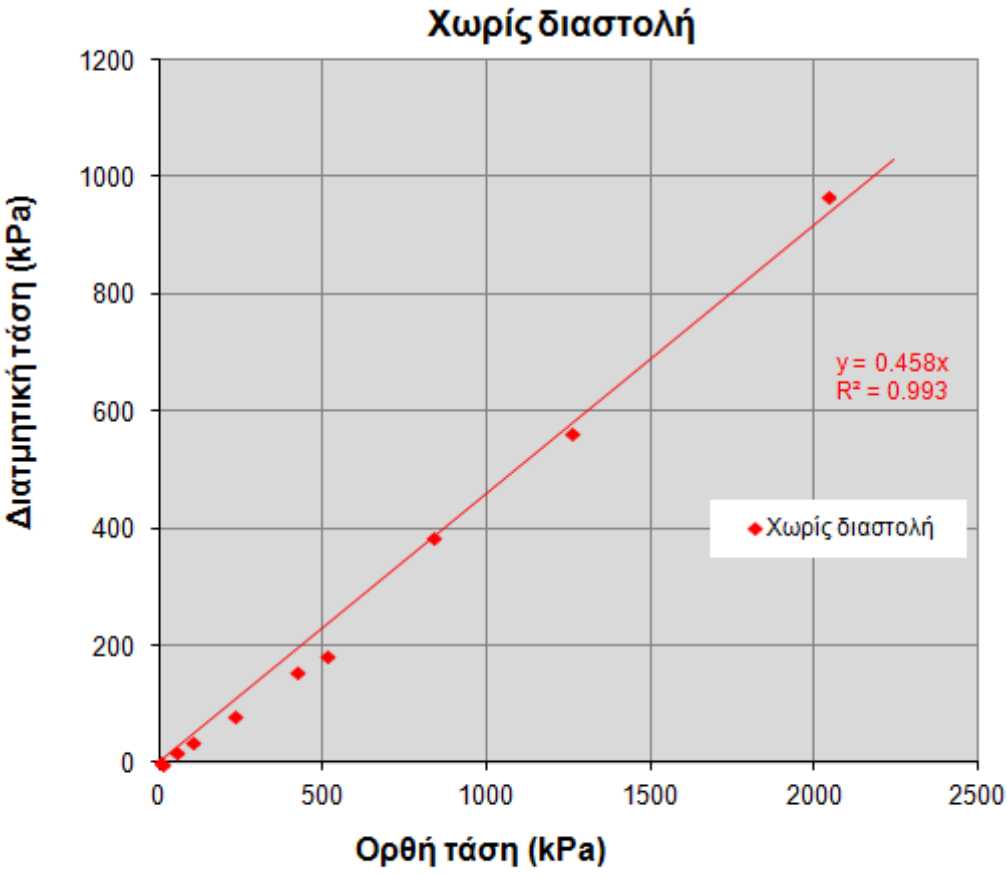
ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ/ NORMAL STRESS (MPa)	ΔΙΑΤΜ. ΑΝΤΟΧΗ/SHEAR STRENGTH (MPa)	
	ΜΕΓΙΣΤΗ/PEAK	ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΣΤΟΛΗ/ NON-DILATION
0.000	0.00	0.00
0.400	0.22	0.16
0.800	0.48	0.40
1.200	0.70	0.59
2.000	1.06	1.00

ΔΟΚΙΜΗ ΑΜΕΣΗΣ ΔΙΑΤΜΗΣΗΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΥ- DIRECT SHEAR TEST OF ROCK JOINT
 ISRM Suggested Method for Laboratory Determination of the Shear Strength of Rock Joints: Revised Version (2014)
 ΔΕΙΓΜΑ/SAMPLE: GN3 ΜΗΚΟΣ ΔΟΚΙΜΙΟΥ/SAMPLE LENGTH (mm): 73.07



	ΔΙΑΤΜ. ΑΝΤΟΧΗ / SHEAR STRENGTH	ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΣΤΟΛΗ / NON-DILATION
ΜΕΓΙΣΤΗ/PEAK		
Γωνία τριβής/φ (°)	24.2	19.5
Συνοχή/ c (kPa)	2.8	0.0

ΟΡΘΗ ΤΑΣΗ / NORMAL STRESS (MPa)	ΔΙΑΤΜ. ΑΝΤΟΧΗ/SHEAR STRENGTH (MPa)	
	ΜΕΓΙΣΤΗ/PEAK	ΧΩΡΙΣ ΔΙΑΣΤΟΛΗ / NON-DILATION
0.008	0.00	0.00
0.050	0.03	0.02
0.100	0.05	0.04
0.225	0.10	0.08
0.500	0.23	0.18





ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β

-

Φωτογραφική αποτύπωση





Γεώτρηση Γ-1





Ερευνητική Τομή Σ-1



Ερευνητική Τομή Σ-2



Ερευνητική Τομή Σ-3



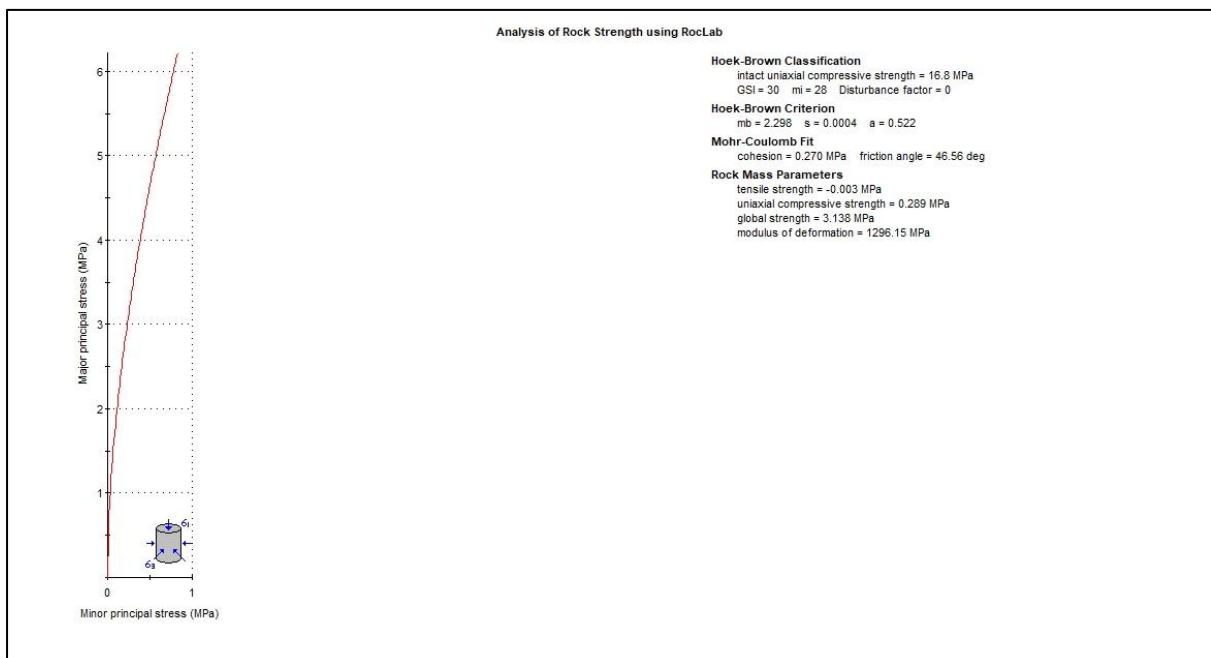
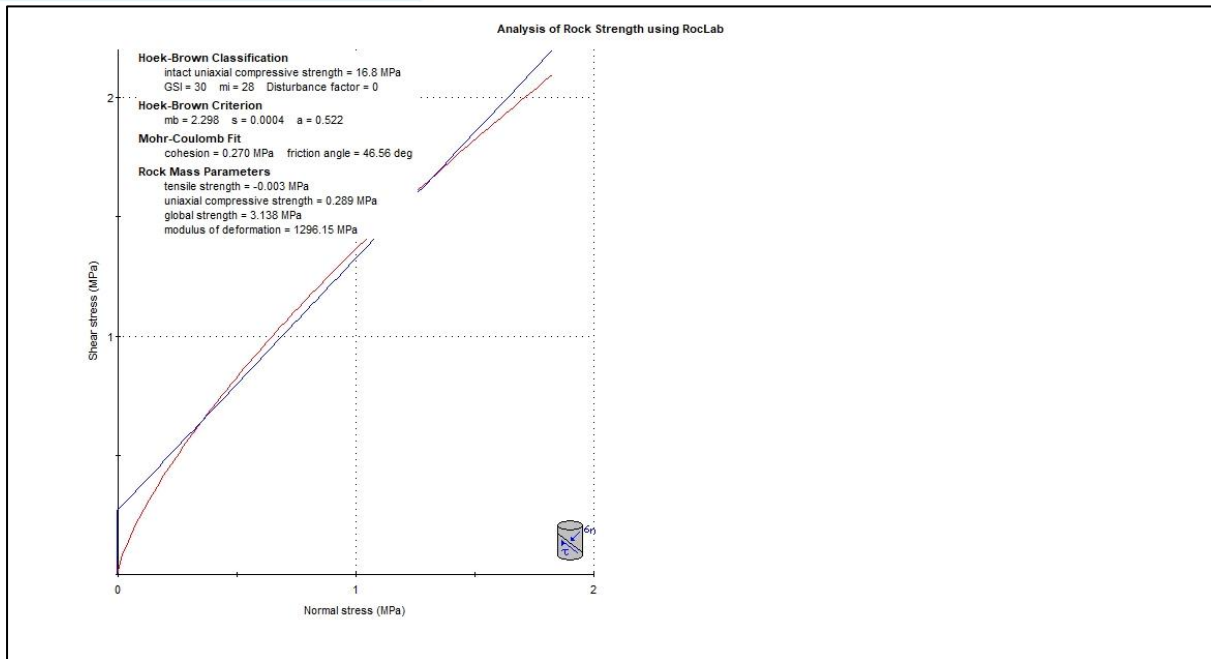


ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ

-

Αποτελέσματα υπολογιστικών ελέγχων

Ανάλυση αντοχής βράχου με τη χρήση του λογισμικού RocData





Έλεγχος φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων στη θέση μελέτης για πεδιλοδοκό με στοιχεία L/B=10

MAIN PARAMETERS

=====	
Seismic action	EC7/8
Zone	Greece
Lat./ Long. [WGS84]	401512,5/241450,06
Foundation width	1,5 m
Foundation length	15,0 m
Depth of bearing surface	1,0 m
Embedded height	1,0 m
GWT depth	13,1
Correction parameters Terzaghi	

=====

EARTHQUAKE

=====	
Maximum acceleration (ag/g)	0,24
Seismic effect according to	EC7/8
Horizontal seismic coefficient	0,104

=====

SOIL STRATIGRAPHY

Layer thickness [m]	Unit weight [kN/m ³]	Saturated unit weight [kN/m ³]	Angle of friction [°]	Cohesion [kN/m ²]	Undrained cohesion [kN/m ²]	Elastic modulus [kN/m ²]	Oedometric modulus [kN/m ²]	Poisson	Index of primary consolidation [cmq/s]	Index of secondary compression	Description
2,1	17,6	20,1	25,1	6,7	0,0	0,0	847,0	0,0	0,003	0,0	fill
1,4	19,0	20,0	33,5	0,0	0,0	0,0	3703,0	0,0	0,0	0,0	clayey sand
12,7	22,5	23,5	45,0	0,0	0,0	98000,0	98000,0	0,15	0,0	0,0	igneous rock

- Design loads acting on foundation

Nr.	Combination name	Design normal stress [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Type
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
2	A2+M2+R2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
3	Earthquake	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
4	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
5	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design

- Earthquake + Partial coef. soil geotechnical parameters + Resistances

Nr	Seismic correction	Tangent to angle of shearing resistance angle	Effective cohesion	Undrained cohesion	Unit weight in foundation	Overburden unit weight	Red. Coef. Vertical bearing capacity	Red. Coef. Horizontal bearing capacity
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1,3	1	1	1,1
3	No	1	1	1	1,35	1	1,4	1,1
4	Yes	1	1	1	1,35	1	1,4	1,1
5	Yes	1,25	1,25	1,4	1,3	1	1	1,1

FOUNDATION BEARING CAPACITY COMBINATION...S.L.D.

Author: MEYERHOF (1963)

Bearing capacity [Qult] 113,32 kN/m²

Design resistance[Rd] 113,32 kN/m²

Safety factor [Fs=Qult/Ed] --



BOWLE'S SUBGRADE COEFFICIENT (1982)

Costante di Winkler

4532,73 kN/m³

A1+M1+R1

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,87
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity 207,18 kN/m²



207,18 kN/m²

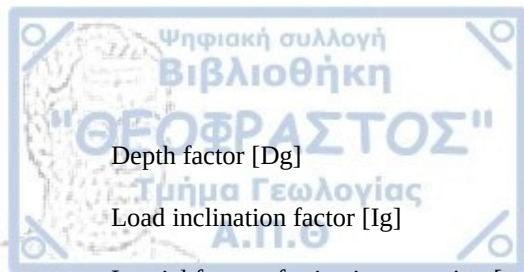
Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq]	5,69
Factor [Nc]	14,95
Factor [Ng]	3,58
Form factor [Sc]	1,0
Form factor [Sg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

Bearing capacity	214,57 kN/m ²
Design resistance	214,57 kN/m ²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,8
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,18
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,09
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,02



Depth factor [Dg]	1,09
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

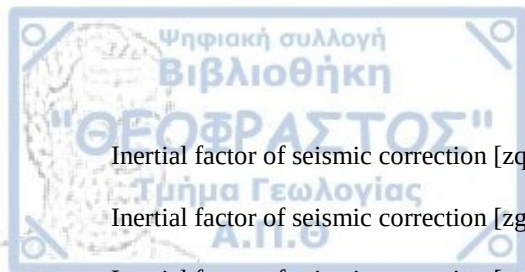
Bearing capacity	193,17 kN/m ²
Design resistance	193,17 kN/m ²

=====

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0

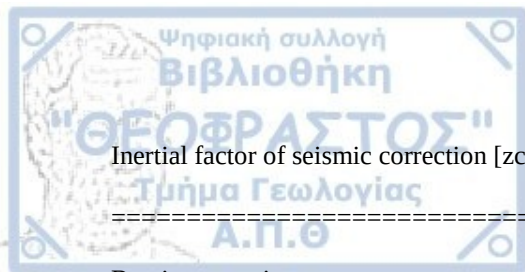


Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

Bearing capacity	230,98 kN/m ²
Design resistance	230,98 kN/m ²

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,26
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,97
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0



Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

Bearing capacity 214,56 kN/m²

Design resistance 214,56 kN/m²

A2+M2+R2

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

Factor [Nq] 3,62

Factor [Nc] 10,42

Factor [Ng] 0,98

Form factor [Sc] 1,03

Depth factor [Dc] 1,27

Load inclination factor [Ic] 1,0

Slope inclination factor [Gc] 1,0

Base inclination factor [Bc] 1,0

Form factor [Sq] 1,03

Depth factor [Dq] 1,19

Load inclination factor [Iq] 1,0

Slope inclination factor [Gq] 1,0

Base inclination factor [Bq] 1,0

Form factor [Sg] 0,96

Depth factor [Dg] 1,0

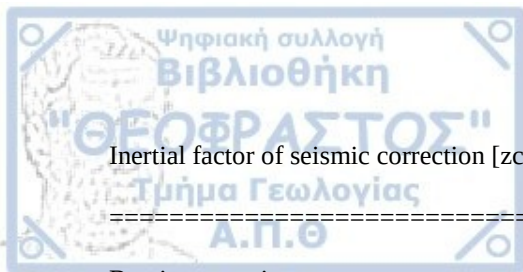
Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0

Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0



Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

Bearing capacity 139,28 kN/m²

Design resistance 139,28 kN/m²

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq] 4,06

Factor [Nc] 12,17

Factor [Ng] 2,26

Form factor [Sc] 1,0

Form factor [Sg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

Bearing capacity 144,94 kN/m²

Design resistance 144,94 kN/m²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq] 3,62

Factor [Nc] 10,42

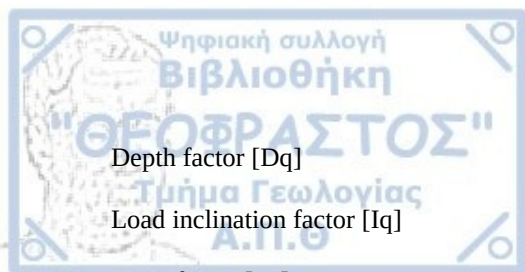
Factor [Ng] 0,94

Form factor [Sc] 1,03

Depth factor [Dc] 1,17

Load inclination factor [Ic] 1,0

Form factor [Sq] 1,02



Depth factor [Dq] 1,09

Load inclination factor [Iq] 1,0

Form factor [Sg] 1,02

Depth factor [Dg] 1,09

Load inclination factor [Ig] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

=====

Bearing capacity 129,15 kN/m²

Design resistance 129,15 kN/m²

=====

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq] 3,62

Factor [Nc] 10,42

Factor [Ng] 2,32

Form factor [Sc] 1,03

Depth factor [Dc] 1,27

Load inclination factor [Ic] 1,0

Slope inclination factor [Gc] 1,0

Base inclination factor [Bc] 1,0

Form factor [Sq] 1,03

Depth factor [Dq] 1,19

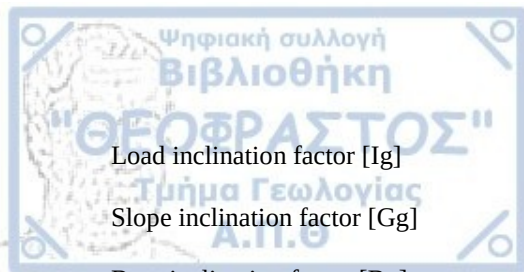
Load inclination factor [Iq] 1,0

Slope inclination factor [Gq] 1,0

Base inclination factor [Bq] 1,0

Form factor [Sg] 0,96

Depth factor [Dg] 1,0



Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

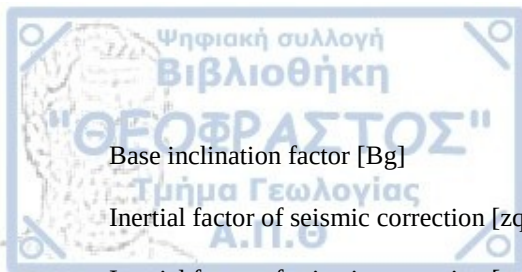
Bearing capacity	156,16 kN/m ²
Design resistance	156,16 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	1,31
Form factor [Sc]	1,03
Depth factor [Dc]	1,26
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,19
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,97
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0



Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

Bearing capacity 143,43 kN/m²

Design resistance 143,43 kN/m²

Earthquake

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

Factor [Nq] 4,97

Factor [Nc] 12,65

Factor [Ng] 1,87

Form factor [Sc] 1,04

Depth factor [Dc] 1,27

Load inclination factor [Ic] 1,0

Slope inclination factor [Gc] 1,0

Base inclination factor [Bc] 1,0

Form factor [Sq] 1,03

Depth factor [Dq] 1,21

Load inclination factor [Iq] 1,0

Slope inclination factor [Gq] 1,0

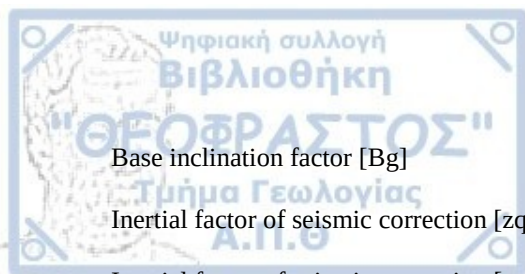
Base inclination factor [Bq] 1,0

Form factor [Sg] 0,96

Depth factor [Dg] 1,0

Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0



Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

=====

Bearing capacity 207,18 kN/m²

Design resistance 147,99 kN/m²

=====

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq] 5,69

Factor [Nc] 14,95

Factor [Ng] 3,58

Form factor [Sc] 1,0

Form factor [Sg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

=====

Bearing capacity 214,57 kN/m²

Design resistance 153,27 kN/m²

=====

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

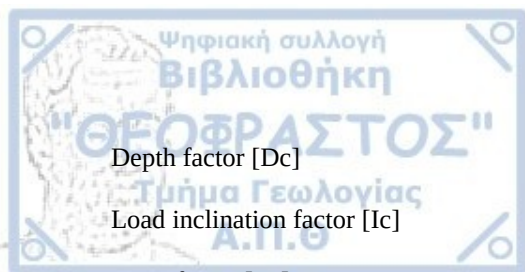
=====

Factor [Nq] 4,97

Factor [Nc] 12,65

Factor [Ng] 1,8

Form factor [Sc] 1,04



Depth factor [Dc]	1,18
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,09
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,02
Depth factor [Dg]	1,09
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

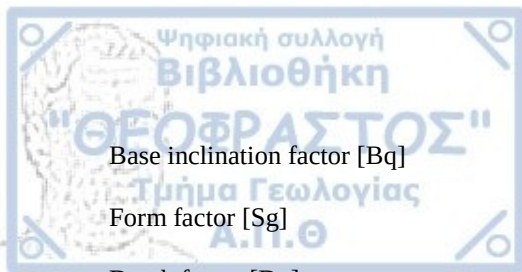
Bearing capacity	193,17 kN/m ²
Design resistance	137,98 kN/m ²

=====

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0



Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity 230,98 kN/m²

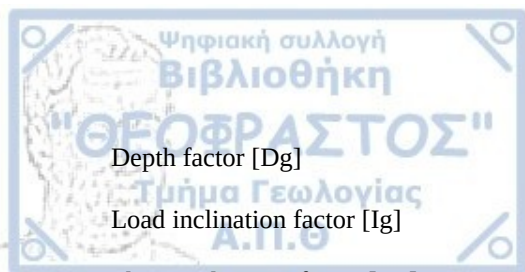
Design resistance 164,99 kN/m²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,26
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,97



Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity	214,56 kN/m ²
Design resistance	153,26 kN/m ²

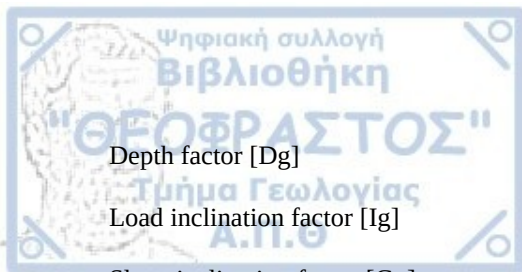
=====

S.L.E.

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,87
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96



Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	187,29 kN/m ²
Design resistance	133,78 kN/m ²

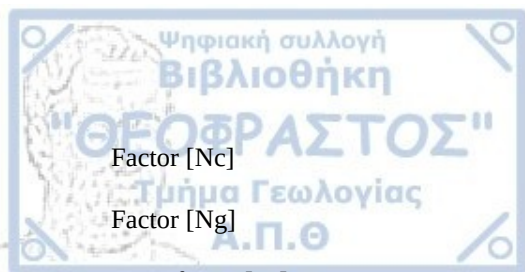
Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq]	5,69
Factor [Nc]	14,95
Factor [Ng]	3,58
Form factor [Sc]	1,0
Form factor [Sg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	192,96 kN/m ²
Design resistance	137,83 kN/m ²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
-------------	------

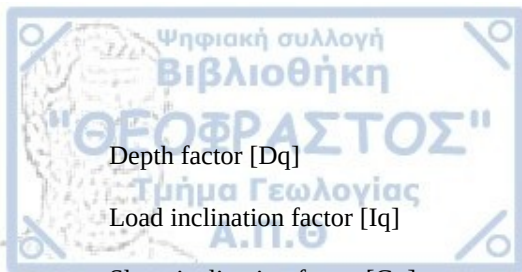


Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,8
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,18
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,09
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,02
Depth factor [Dg]	1,09
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	174,61 kN/m ²
Design resistance	124,72 kN/m ²

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03



Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

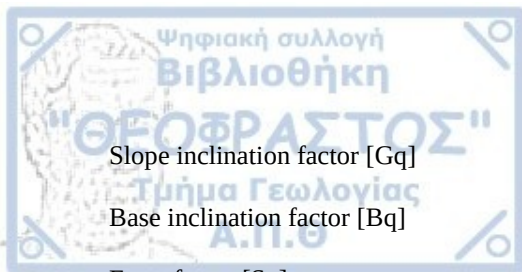
Bearing capacity	207,96 kN/m ²
Design resistance	148,54 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,04
Depth factor [Dc]	1,26
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,21
Load inclination factor [Iq]	1,0



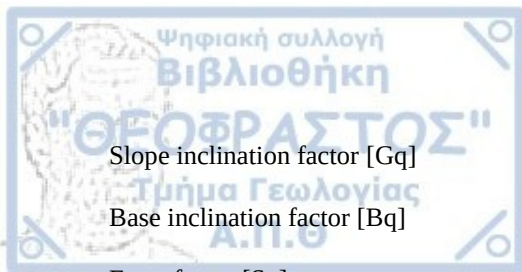
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,97
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	193,63 kN/m ²
Design resistance	138,3 kN/m ²

S.L.D.

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	0,98
Form factor [Sc]	1,03
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,19
Load inclination factor [Iq]	1,0



Slope inclination factor [Gq] 1,0

Base inclination factor [Bq] 1,0

Form factor [Sg] 0,96

Depth factor [Dg] 1,0

Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0

Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 0,83

Inertial factor of seismic correction [zg] 0,83

Inertial factor of seismic correction [zc] 0,97

=====

Bearing capacity 122,24 kN/m²

Design resistance 122,24 kN/m²

=====

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq] 4,06

Factor [Nc] 12,17

Factor [Ng] 2,26

Form factor [Sc] 1,0

Form factor [Sg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 0,83

Inertial factor of seismic correction [zg] 0,83

Inertial factor of seismic correction [zc] 0,97

=====

Bearing capacity 126,2 kN/m²

Design resistance 126,2 kN/m²

=====

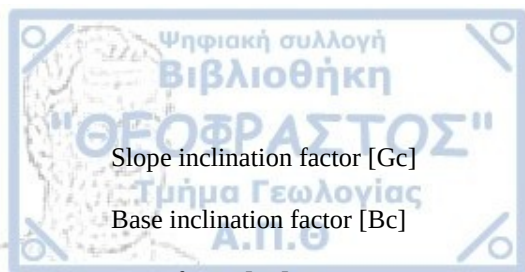
Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	0,94
Form factor [Sc]	1,03
Depth factor [Dc]	1,17
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,09
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,02
Depth factor [Dg]	1,09
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	113,32 kN/m ²
Design resistance	113,32 kN/m ²

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	2,32
Form factor [Sc]	1,03
Depth factor [Dc]	1,27
Load inclination factor [Ic]	1,0

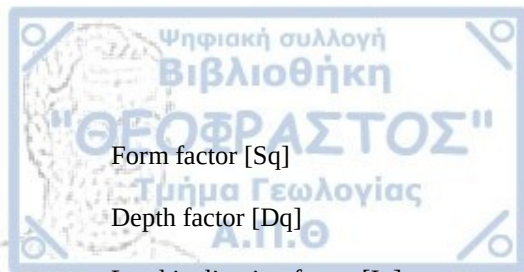


Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,03
Depth factor [Dq]	1,19
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,96
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	136,24 kN/m ²
Design resistance	136,24 kN/m ²

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	1,31
Form factor [Sc]	1,03
Depth factor [Dc]	1,26
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0



Form factor [Sq]	1,02
Depth factor [Dq]	1,19
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,97
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====	
Bearing capacity	125,66 kN/m ²
Design resistance	125,66 kN/m ²
=====	

SETTLEMENTS FOR EVERY LAYER

*** Oedometric settlement calculated with: Terzaghi's logarithmic method**

Design normal stress	50,0 kN/m ²
Settlement after T years	15,0
Total settlement	6,87 cm

Z: Average layer depth; Dp: Pressure increment; Wc: Consolidation settlement; Ws:Secondary settlement; Wt: Total settlement.

Layer	Z (m)	Pressure (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Method	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,28	30,778	Oedometric	5,69	--	5,69
2	2,8	50,26	23,48	Oedometric	1,07	--	1,07
3	9,85	206,435	8,475	Oedometric	0,11	--	0,11

Layer's settlement progress over time ...1 Wt=5,69 cm

Settlement [cm]	% Ced	Time days
0,569	10	1,310069
1,138	20	5,34236
1,707	30	12,02882
2,276	40	21,4375
2,845	50	33,34722
3,414	60	48,65972
3,983	70	68,56596
4,552	80	96,46873
5,121	90	144,2778
5,69	100	170,1389

ELASTIC SETTLEMENT

=====

Design normal stress 50,0 kN/m²

Layer thickness 3,5 m

Rock substrate depth 3,5 m

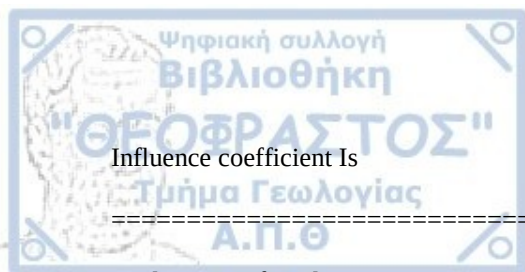
Elastic modulus 1000,0 kN/m²

Poisson's ratio 0,25

=====

Influence coefficient I1 0,51

Influence coefficient I2 0,14



Influence coefficient Is	0,61
--------------------------	------

Settlement at foundation centre	46,57 mm
---------------------------------	----------

Influence coefficient I1	0,3
--------------------------	-----

Influence coefficient I2	0,15
--------------------------	------

Influence coefficient Is	0,4
--------------------------	-----

Settlement at edge	15,3 mm
--------------------	---------

SETTLEMENTS BURLAND BURBIDGE

Design normal stress	50,0 kN/m ²
----------------------	------------------------

Time	15,0
------	------

Significant depth Zi (m)	1
--------------------------	---

Average Nspt values within Zi	26,33333
-------------------------------	----------

Form factor fs	1,487
----------------	-------

Compressible layer factor fh	1
------------------------------	---

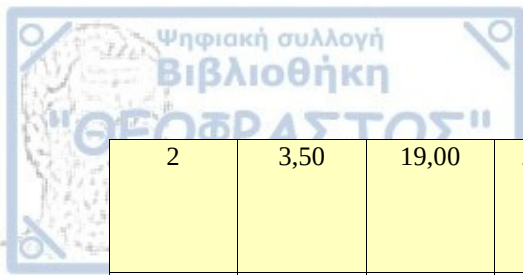
Time factor ft	1,44
----------------	------

Compressibility index	0,018
-----------------------	-------

Settlement	1,906 mm
------------	----------

LIQUEFACTION VERIFICATION - Method C.N.R. - GNDT from Seed and Idriss

Svo: Total confined stress; S'vo: Effective confined stress; T: Cyclic tangential stress; R: Soil resistance to liquefaction; Fs: Safety coefficient



2	3,50	19,00	23,959	63,559	63,559	0,148	0,586	3,96	Non liquefiable level
3	16,20	60,00	25,606	352,404	322,003	0,129	0,819	6,34	Non liquefiable level

Έλεγχος φέρουσας ικανότητας και καθιζήσεων στη θέση μελέτης για κοιτόστρωση με στοιχεία L/B=2

MAIN PARAMETERS

=====

Seismic action EC7/8

Zone Greece

Lat./ Long. [WGS84] 401512,5/241450,06

Foundation width 6,0 m

Foundation length 12,0 m

Depth of bearing surface 1,0 m

Embedded height 1,0 m

GWT depth 13,1

Correction parameters Terzaghi

=====

EARTHQUAKE

=====

Maximum acceleration (ag/g) 0,24

Seismic effect according to EC7/8

Horizontal seismic coefficient 0,104

=====

SOIL STRATIGRAPHY

Layer thicknes	Unit weight	Saturate d unit	Angle of friction	Cohesio n	Undrain ed	Elastic modulus	Oedome tric	Poisson	Index of primary consolid	Index of secondar y	Descript ion
-------------------	----------------	--------------------	----------------------	--------------	---------------	--------------------	----------------	---------	---------------------------------	---------------------------	-----------------

s [m]	[kN/m ³]	weight [kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	cohesion [kN/m ²]	[kN/m ²]	modulus [kN/m ²]		ation [cmq/s]	compres sion	
2,1	17,6	20,1	25,1	6,7	0,0	0,0	847,0	0,0	0,003	0,0	fill
1,4	19,0	20,0	33,5	0,0	0,0	0,0	3703,0	0,0	0,0	0,0	clayey sand
12,7	22,5	23,5	45,0	0,0	0,0	98000,0	98000,0	0,15	0,0	0,0	igneous rock

Design loads acting on foundation

Nr.	Combination name	Design normal stress [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Type
1	A1+M1+R1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
2	A2+M2+R2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
3	Earthquake	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
4	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design
5	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Design

Earthquake + Partial coef. soil geotechnical parameters + Resistances

Nr	Seismic correction	Tangent to angle of shearing resistance angle	Effective cohesion	Undrained cohesion	Unit weight in foundation	Overburden unit weight	Red. Coef. Vertical bearing capacity	Red. Coef. Horizontal bearing capacity
1	No	1	1	1	1	1	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1,3	1	1	1,1
3	No	1	1	1	1,35	1	1,4	1,1
4	Yes	1	1	1	1,35	1	1,4	1,1
5	Yes	1,25	1,25	1,4	1,3	1	1	1,1

FOUNDATION BEARING CAPACITY COMBINATION...S.L.D.

Author: HANSEN (1970)



Bearing capacity [Qult] 142,03 kN/m²

Design resistance[Rd] 142,03 kN/m²

Safety factor [Fs=Qult/Ed] --

BOWLE'S SUBGRADE COEFFICIENT (1982)

Costante di Winkler 5681,39 kN/m³

A1+M1+R1

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq] 4,97

Factor [Nc] 12,65

Factor [Ng] 1,87

Form factor [Sc] 1,2

Depth factor [Dc] 1,07

Load inclination factor [Ic] 1,0

Slope inclination factor [Gc] 1,0

Base inclination factor [Bc] 1,0

Form factor [Sq] 1,16

Depth factor [Dq] 1,05

Load inclination factor [Iq] 1,0

Slope inclination factor [Gq] 1,0

Base inclination factor [Bq] 1,0

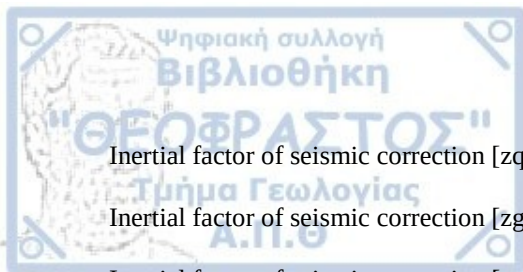
Form factor [Sg] 0,8

Depth factor [Dg] 1,0

Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0

Base inclination factor [Bg] 1,0



Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

Bearing capacity	257,79 kN/m ²
Design resistance	257,79 kN/m ²

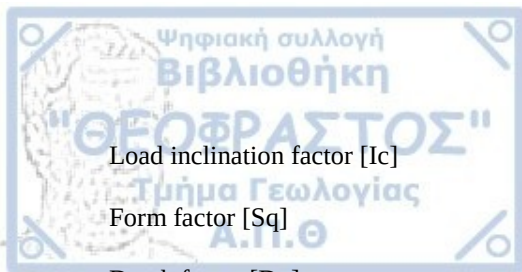
Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq]	5,69
Factor [Nc]	14,95
Factor [Ng]	3,58
Form factor [Sc]	1,0
Form factor [Sg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

Bearing capacity	356,43 kN/m ²
Design resistance	356,43 kN/m ²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,8
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,05



Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,09
Depth factor [Dq]	1,02
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,09
Depth factor [Dg]	1,02
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity 274,33 kN/m²

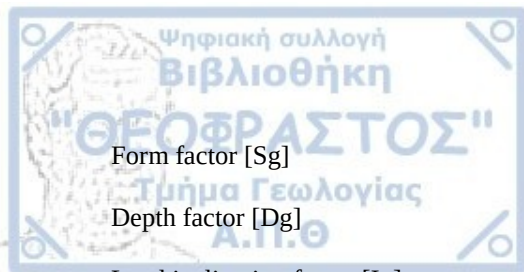
Design resistance 274,33 kN/m²

=====

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,2
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,16
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0



Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

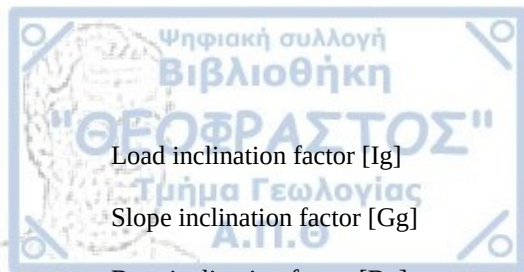
Bearing capacity	337,11 kN/m ²
Design resistance	337,11 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,06
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,15
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,85
Depth factor [Dg]	1,0



Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity	289,3 kN/m ²
Design resistance	289,3 kN/m ²

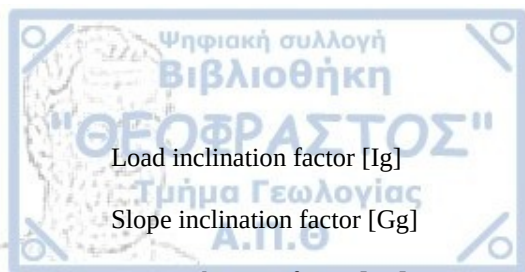
=====

A2+M2+R2

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	0,98
Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,13
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0



Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0

Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

Bearing capacity 163,52 kN/m²

Design resistance 163,52 kN/m²

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq] 4,06

Factor [Nc] 12,17

Factor [Ng] 2,26

Form factor [Sc] 1,0

Form factor [Sg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

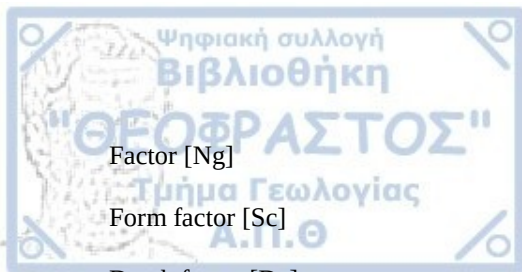
Bearing capacity 234,48 kN/m²

Design resistance 234,48 kN/m²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq] 3,62

Factor [Nc] 10,42



Factor [Ng]	0,94
Form factor [Sc]	1,16
Depth factor [Dc]	1,04
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,08
Depth factor [Dq]	1,02
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,08
Depth factor [Dg]	1,02
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

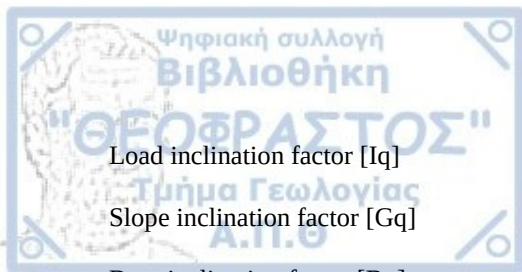
Bearing capacity	170,53 kN/m ²
Design resistance	170,53 kN/m ²

=====

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	2,32
Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,13
Depth factor [Dq]	1,05



Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

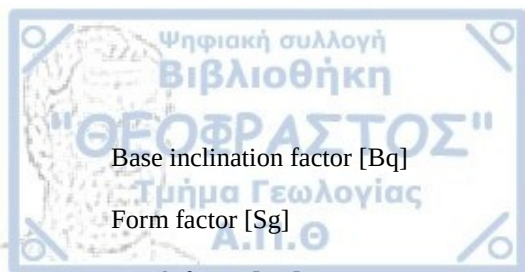
Bearing capacity	219,79 kN/m ²
Design resistance	219,79 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	1,31
Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,12
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0



Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,85
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity 180,37 kN/m²

Design resistance 180,37 kN/m²

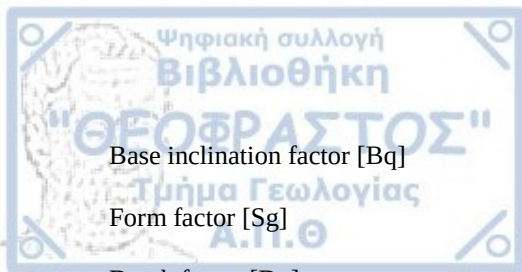
=====

Earthquake

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,87
Form factor [Sc]	1,2
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,16
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0



Base inclination factor [Bq] 1,0

Form factor [Sg] 0,8

Depth factor [Dg] 1,0

Load inclination factor [Ig] 1,0

Slope inclination factor [Gg] 1,0

Base inclination factor [Bg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

=====

Bearing capacity 257,79 kN/m²

Design resistance 184,13 kN/m²

=====

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq] 5,69

Factor [Nc] 14,95

Factor [Ng] 3,58

Form factor [Sc] 1,0

Form factor [Sg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zq] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zg] 1,0

Inertial factor of seismic correction [zc] 1,0

=====

Bearing capacity 356,43 kN/m²

Design resistance 254,59 kN/m²

=====

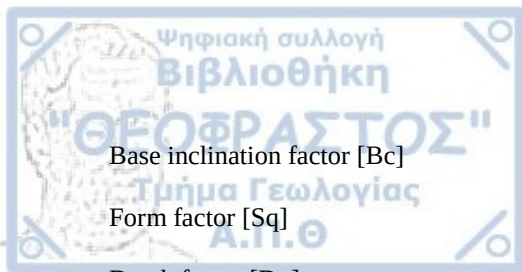
Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,8
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,05
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,09
Depth factor [Dq]	1,02
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,09
Depth factor [Dg]	1,02
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

Bearing capacity	274,33 kN/m ²
Design resistance	195,95 kN/m ²

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,2
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0



Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,16
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

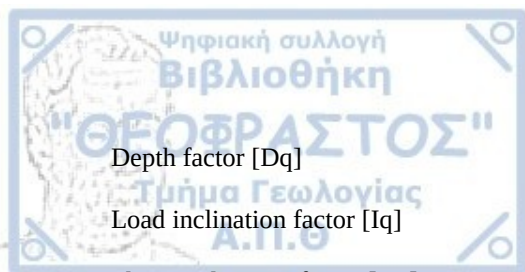
Bearing capacity	337,11 kN/m ²
Design resistance	240,79 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,06
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,15



Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,85
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zc]	1,0

=====

Bearing capacity 289,3 kN/m²

Design resistance 206,64 kN/m²

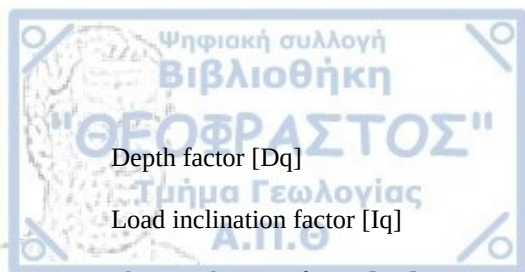
=====

S.L.E.

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,87
Form factor [Sc]	1,2
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,16



Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

Bearing capacity	231,02 kN/m ²
Design resistance	165,01 kN/m ²

=====

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	5,69
Factor [Nc]	14,95
Factor [Ng]	3,58
Form factor [Sc]	1,0
Form factor [Sg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

Bearing capacity	316,17 kN/m ²
Design resistance	225,83 kN/m ²

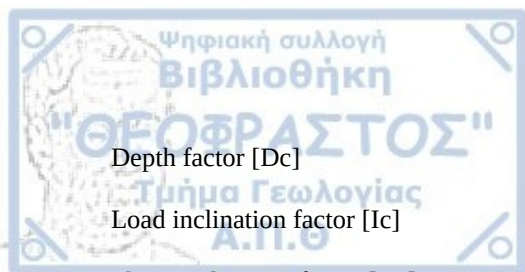
Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	1,8
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,05
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,09
Depth factor [Dq]	1,02
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,09
Depth factor [Dg]	1,02
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	245,18 kN/m ²
Design resistance	175,13 kN/m ²

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	3,75
Form factor [Sc]	1,2



Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,16
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

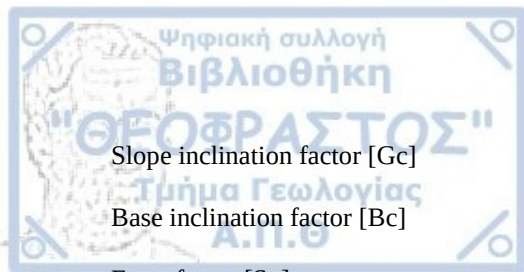
Bearing capacity	299,91 kN/m ²
Design resistance	214,22 kN/m ²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	4,97
Factor [Nc]	12,65
Factor [Ng]	2,49
Form factor [Sc]	1,19
Depth factor [Dc]	1,06
Load inclination factor [Ic]	1,0



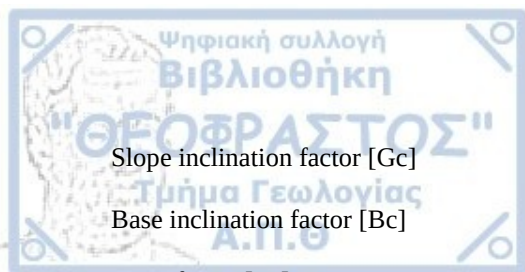
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,15
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,85
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,87
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	258,32 kN/m ²
Design resistance	184,51 kN/m ²

S.L.D.

Author: HANSEN (1970) (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	0,98
Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0



Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,13
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity	142,03 kN/m ²
Design resistance	142,03 kN/m ²

Author: TERZAGHI (1955) (Drained conditions)

Factor [Nq]	4,06
Factor [Nc]	12,17
Factor [Ng]	2,26
Form factor [Sc]	1,0
Form factor [Sg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97



Bearing capacity

200,45 kN/m²

Design resistance

200,45 kN/m²

Author: MEYERHOF (1963) (Drained conditions)

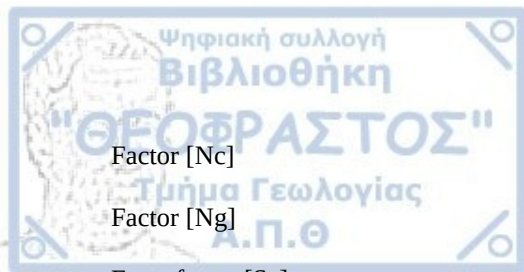
Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	0,94
Form factor [Sc]	1,16
Depth factor [Dc]	1,04
Load inclination factor [Ic]	1,0
Form factor [Sq]	1,08
Depth factor [Dq]	1,02
Load inclination factor [Iq]	1,0
Form factor [Sg]	1,08
Depth factor [Dg]	1,02
Load inclination factor [Ig]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

Bearing capacity 147,66 kN/m²

Design resistance 147,66 kN/m²

Author: VESIC (1975) (Drained conditions)

Factor [Nq]	3,62
-------------	------



Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	2,32
Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,13
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,8
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

Bearing capacity 188,7 kN/m²

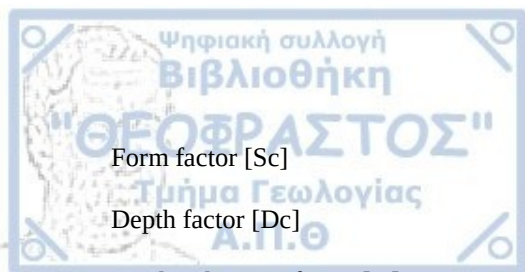
Design resistance 188,7 kN/m²

=====

Author: Brinch - Hansen 1970 (Drained conditions)

=====

Factor [Nq]	3,62
Factor [Nc]	10,42
Factor [Ng]	1,31



Form factor [Sc]	1,17
Depth factor [Dc]	1,07
Load inclination factor [Ic]	1,0
Slope inclination factor [Gc]	1,0
Base inclination factor [Bc]	1,0
Form factor [Sq]	1,12
Depth factor [Dq]	1,05
Load inclination factor [Iq]	1,0
Slope inclination factor [Gq]	1,0
Base inclination factor [Bq]	1,0
Form factor [Sg]	0,85
Depth factor [Dg]	1,0
Load inclination factor [Ig]	1,0
Slope inclination factor [Gg]	1,0
Base inclination factor [Bg]	1,0
Inertial factor of seismic correction [zq]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zg]	0,83
Inertial factor of seismic correction [zc]	0,97

=====

Bearing capacity	155,98 kN/m ²
------------------	--------------------------

Design resistance	155,98 kN/m ²
-------------------	--------------------------

=====

SETTLEMENTS FOR EVERY LAYER

*** Oedometric settlement calculated with: Terzaghi's logarithmic method**

Design normal stress	50,0 kN/m ²
Settlement after T years	15,0
Total settlement	7,6 cm



Z: Average layer depth; Dp: Pressure increment; Wc: Consolidation settlement; Ws: Secondary settlement; Wt: Total settlement.

Layer	Z (m)	Pressure (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Method	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	1,55	27,28	32,313	Oedometric	6,04	--	6,04
2	2,8	50,26	30,192	Oedometric	1,43	--	1,43
3	9,85	206,435	9,713	Oedometric	0,13	--	0,13

Layer's settlement progress over time ...1 Wt=6,04 cm

Settlement [cm]	% Ced	Time days
0,604	10	1,310069
1,208	20	5,34236
1,812	30	12,02882
2,416	40	21,4375
3,02	50	33,34722
3,624	60	48,65972
4,228	70	68,56596
4,832	80	96,46873
5,436	90	144,2778
6,04	100	170,1389

ELASTIC SETTLEMENT

=====

Design normal stress 50,0 kN/m²

Layer thickness 3,5 m

Rock substrate depth 3,5 m



Elastic modulus

1000,0 kN/m²

Poisson's ratio

0,25

Influence coefficient I1

0,16

Influence coefficient I2

0,11

Influence coefficient Is

0,23

Settlement at foundation centre

66,68 mm

Influence coefficient I1

0,05

Influence coefficient I2

0,09

Influence coefficient Is

0,11

Settlement at edge

16,44 mm

SETTLEMENTS BURLAND BURBIDGE

Design normal stress

50,0 kN/m²

Time

15,0

Significant depth Zi (m)

1

Average Nspt values within Zi

26,33333

Form factor fs

1,235

Compressible layer factor fh

1

Time factor ft

1,44

Compressibility index

0,018

Settlement

4,175 mm



LIQUEFACTION VERIFICATION - Method C.N.R. - GNDT from Seed and Idriss

Svo: Total confined stress; S'vo: Effective confined stress; T: Cyclic tangential stress; R: Soil resistance to liquefaction; Fs: Safety coefficient

2	3,50	19,00	23,959	63,559	63,559	0,148	0,586	3,96	Non liquefiable level
3	16,20	60,00	25,606	352,404	322,003	0,129	0,819	6,34	Non liquefiable level



Ανάλυση με τη μέθοδο της οριακής ισοροπίας – γενική κλίση – στατικές και με σεισμό συνθήκες

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

<u>File Name:</u>	<u>efi4.slim</u>
<u>Slide Modeler Version:</u>	<u>7.017</u>
<u>Project Title:</u>	<u>SLIDE - An Interactive Slope Stability Program</u>

General Settings

<u>Units of Measurement:</u>	<u>Metric Units</u>
<u>Time Units:</u>	<u>seconds</u>
<u>Permeability Units:</u>	<u>meters/second</u>
<u>Failure Direction:</u>	<u>Left to Right</u>
<u>Data Output:</u>	<u>Standard</u>
<u>Maximum Material Properties:</u>	<u>20</u>
<u>Maximum Support Properties:</u>	<u>20</u>

Analysis Options

<u>Slices Type:</u>	<u>Vertical</u>
---------------------	-----------------

-

Analysis Methods Used

Bishop simplified



Janbu simplified

Janbu corrected

Ordinary/Fellenius

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Check $m\alpha < 0.2$: Yes

Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces

Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81

Use negative pore pressure cutoff: Yes

Maximum negative pore pressure [kPa]: 0

Advanced Groundwater Method: None

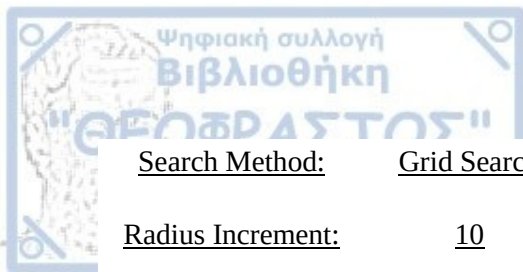
Random Numbers

Pseudo-random Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular



Search Method: Grid Search

Radius Increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Invalid Surfaces

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Minimum Area: Not Defined

Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No

Staged pseudostatic analysis: No

Material Properties

<u>Property</u>	<u>Material 1</u>	<u>Material 2</u>	<u>Material 3</u>
<u>Color</u>	_____	_____	_____
<u>Strength Type</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>
<u>Unit Weight [kN/m3]</u>	<u>20</u>	<u>17.1</u>	<u>18.1</u>
<u>Cohesion [kPa]</u>	<u>100</u>	<u>6.7</u>	<u>10</u>
<u>Friction Angle [deg]</u>	<u>25</u>	<u>25.1</u>	<u>33.5</u>
<u>Water Surface</u>	<u>None</u>	<u>None</u>	<u>None</u>
<u>Ru Value</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>

Global Minimums

Method: ordinary/fellenius

<u>FS</u>	<u>0.933956</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Moment:</u>	<u>54700.8 kN-m</u>
<u>Driving Moment:</u>	<u>58568.9 kN-m</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m²</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>

Method: bishop simplified

<u>FS</u>	<u>0.956784</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Moment:</u>	<u>56037.8 kN-m</u>
<u>Driving Moment:</u>	<u>58568.9 kN-m</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m²</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>



Method: janbu simplified

<u>FS</u>	<u>0.932767</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Horizontal Force:</u>	<u>665.015 kN</u>
<u>Driving Horizontal Force:</u>	<u>712.949 kN</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m²</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>

Method: janbu corrected

<u>FS</u>	<u>0.966244</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Horizontal Force:</u>	<u>688.883 kN</u>
<u>Driving Horizontal Force:</u>	<u>712.949 kN</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m²</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>



Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

<u>File Name:</u>	<u>efi4.slim</u>
<u>Slide Modeler Version:</u>	<u>7.017</u>
<u>Project Title:</u>	<u>SLIDE - An Interactive Slope Stability Program</u>

General Settings

<u>Units of Measurement:</u>	<u>Metric Units</u>
<u>Time Units:</u>	<u>seconds</u>
<u>Permeability Units:</u>	<u>meters/second</u>
<u>Failure Direction:</u>	<u>Left to Right</u>
<u>Data Output:</u>	<u>Standard</u>
<u>Maximum Material Properties:</u>	<u>20</u>
<u>Maximum Support Properties:</u>	<u>20</u>

Analysis Options

<u>Slices Type:</u>	<u>Vertical</u>
---------------------	-----------------

-

Analysis Methods Used

Bishop simplified

Janbu simplified



Janbu corrected

Ordinary/Fellenius

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

Check $\alpha < 0.2$: Yes

Initial trial value of FS: 1

Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

Groundwater Method: Water Surfaces

Pore Fluid Unit Weight [kN/m³]: 9.81

Use negative pore pressure cutoff: Yes

Maximum negative pore pressure [kPa]: 0

Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

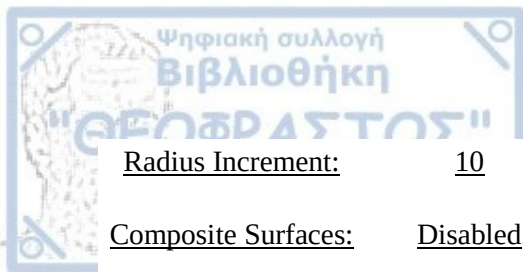
Pseudo-random Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

Surface Type: Circular

Search Method: Grid Search



Radius Increment: 10

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Invalid Surfaces

Minimum Elevation: Not Defined

Minimum Depth: Not Defined

Minimum Area: Not Defined

Minimum Weight: Not Defined

Seismic

Advanced seismic analysis: No

Staged pseudostatic analysis: No

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.12

Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.06

Material Properties

<u>Property</u>	<u>Material 1</u>	<u>Material 2</u>	<u>Material 3</u>
<u>Color</u>	_____	_____	_____
<u>Strength Type</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>	<u>Mohr-Coulomb</u>
<u>Unit Weight [kN/m3]</u>	<u>20</u>	<u>17.1</u>	<u>18.1</u>
<u>Cohesion [kPa]</u>	<u>100</u>	<u>6.7</u>	<u>10</u>

<u>Friction Angle [deg]</u>	<u>25</u>	<u>25.1</u>	<u>33.5</u>
<u>Water Surface</u>	<u>None</u>	<u>None</u>	<u>None</u>
<u>Ru Value</u>	<u>0</u>	<u>0</u>	<u>0</u>

Global Minimums

Method: ordinary/fellenius

<u>FS</u>	<u>0.766174</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Moment:</u>	<u>52151.1 kN-m</u>
<u>Driving Moment:</u>	<u>68066.9 kN-m</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m2</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>

Method: bishop simplified

<u>FS</u>	<u>0.794038</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Moment:</u>	<u>54047.7 kN-m</u>



Driving Moment: 68066.9 kN-m

Total Slice Area: 80.5348 m²

Surface Horizontal Width: 22.5223 m

Surface Average Height: 3.57578 m

Method: janbu simplified

<u>FS</u>	<u>0.763468</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Horizontal Force:</u>	<u>636.947 kN</u>
<u>Driving Horizontal Force:</u>	<u>834.28 kN</u>
<u>Total Slice Area:</u>	<u>80.5348 m²</u>
<u>Surface Horizontal Width:</u>	<u>22.5223 m</u>
<u>Surface Average Height:</u>	<u>3.57578 m</u>

Method: janbu corrected

<u>FS</u>	<u>0.790869</u>
<u>Center:</u>	<u>54.827, 57.760</u>
<u>Radius:</u>	<u>54.915</u>
<u>Left Slip Surface Endpoint:</u>	<u>3.960, 37.066</u>
<u>Right Slip Surface Endpoint:</u>	<u>26.482, 10.725</u>
<u>Resisting Horizontal Force:</u>	<u>659.806 kN</u>
<u>Driving Horizontal Force:</u>	<u>834.28 kN</u>

