



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**

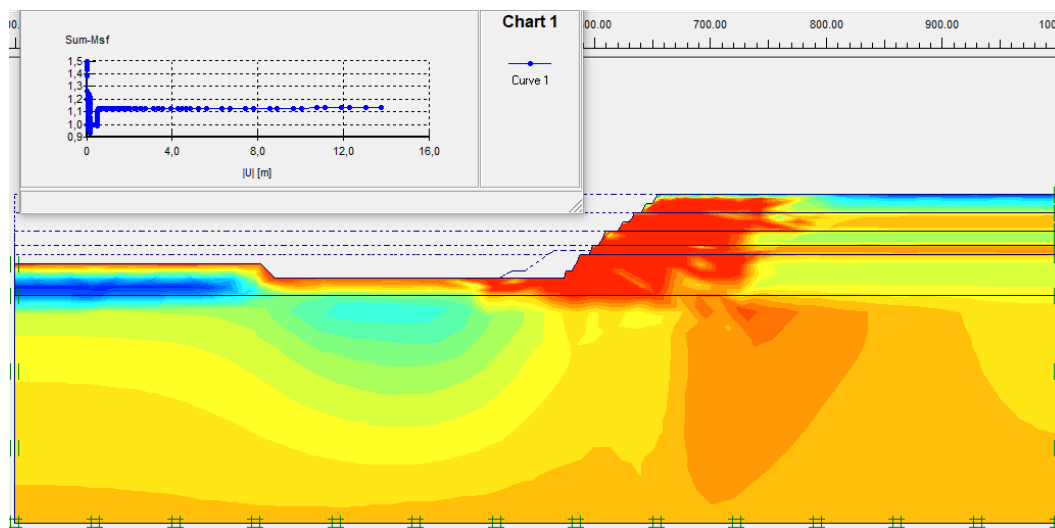
**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΟΡΥΚΤΩΝ ΠΟΡΩΝ**

---

*Διπλωματική εργασία*

---

**Ανάλυση της κινητικότητας εδαφικών πρανών εκσκαφής με  
την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων**



Νικόλας Βαγιωνάκης

**ΕΞΕΤΑΣΤΙΚΗ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:**

Ε. Στειακάκης, Αναπλ. Καθηγητής (Επιβλέπων)

Γ. Εξαδάκτυλος, Καθηγητής

Μ. Γαλετάκης, Καθηγητής

Χανιά, Αύγουστος, 2021

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Σκοπός της εργασίας είναι η διερεύνηση και ανάλυση της κινητικής συμπεριφοράς των γεωλογικών σχηματισμών γύρω από εκσκαφή και η εκτίμηση των συνεπειών που ενδέχεται να επιφέρουν σε παρακείμενες κατασκευές.

Αρχικά, πραγματοποιήθηκε η μελέτη της γεωλογίας-τεκτονικής και της σεισμικότητας της περιοχής έρευνας. Στην συνέχεια, όσον αφορά την διερεύνηση και την προσομοίωση της εκσκαφής, εφαρμόστηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων στο λογισμικό PLAXIS, της έκδοσης V.8. Επίσης, το καταστατικό μοντέλο προσομοίωσης της εδαφικής συμπεριφοράς που χρησιμοποιήθηκε, είναι το “Hardening Soil Model” (HSM).

Το HSM χρησιμοποιεί τρία διαφορετικά μέτρα συμπίεστικότητας αντί για ένα που χρησιμοποιεί το μοντέλο Mohr-Coulomb, με αποτέλεσμα να πλεονεκτεί έναντι του δεύτερου και να προσεγγίζει την αναμενόμενη κινητική συμπεριφορά με μεγαλύτερη ακρίβεια.

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκε ο σχεδιασμός του μοντέλου και η προσομοίωση της εκσκαφής, με την επιλογή των απαραίτητων γεωτεχνικών παραμέτρων για κάθε γεωλογικό σχηματισμό. Η επιλογή αυτή έγινε με βάσει τις μετρήσεις και εκτιμήσεις προγενέστερων τεχνικών εκθέσεων και βιβλιογραφικά δεδομένα.

Έπειτα, πραγματοποιήθηκαν οι σχετικοί υπολογισμοί, η εξαγωγή των αποτελεσμάτων, η εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας, η απεικόνιση των αναμενόμενων παραμορφώσεων-μετακινήσεων του μοντέλου, αλλά και των παραμορφώσεων της επιφάνειας του εδάφους, συναρτήσει της απόστασης από το μέτωπο της εκσκαφής.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε η ανάλυση των παραμορφώσεων και η εκτίμηση των προβλημάτων που δύναται να προκαλέσουν, μέσω της σύγκρισής τους με προτεινόμενα πλαίσια επιτρεπόμενων τιμών.

# **ABSTRACT**

The purpose of this dissertation is to investigate and analyze the kinetic behavior of geological formations around excavation and to assess the effects and the strikethrough consequences on adjacent structures.

Initially, the study of geology-tectonics and seismicity of the research area was carried out. Subsequently, as regards the investigation and simulation of the excavation, the finite data method was applied to the PLAXIS software, version V.8. Also, the theoretical model for simulating soil behavior used is the "Hardening Soil Model" (HSM).

HSM uses three different compressibility measures instead of one using the Mohr-Coulomb model, thus taking advantage of the latter and approaching the expected kinetic behavior more accurately.

The design of the model and the simulation of the excavation were then carried out, with the selection of the necessary geotechnical parameters for each geological formation. This choice was made on the basis of measurements and estimates of previous technical reports and bibliographical data.

The relevant calculations were then carried out, the extraction of the results, the assessment of the safety factor, the representation of the expected deformations-movements of the model, as well as the deformations of the soil surface, depending on the distance from the front of the excavation.

Finally, an analysis of the deformations and an assessment of the problems they may cause were carried out by comparing them with proposed ranges of permitted values.

## ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία, με τίτλο «Ανάλυση της κινητικότητας εδαφικών πρανών εκσκαφής με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων», εκπονήθηκε στα πλαίσια της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών και την απόκτηση διπλώματος της Σχολής Μηχανικών Ορυκτών Πόρων του Πολυτεχνείου Κρήτης, με έδρα τα Χανιά Κρήτης.

Στο σημείο αυτό, θα ήθελα να εκφράσω τις ειλικρινείς και θερμές μου ευχαριστίες:

- Στον Αν. Καθηγητή Εμμανουήλ Στειακάκη, που συνέβαλλε αποφασιστικά στην επίβλεψη και πραγματοποίηση αυτής της διπλωματικής, κάτω από τις πρωτοφανείς και αντίξοες συνθήκες της πανδημίας που επικρατούσαν στην ευρύτερη κοινωνία μας.
- Στους Καθηγητές μου στο Πολυτεχνείο Κρήτης, κ. Γεώργιο Εξαδάκτυλο και κ. Μιχαήλ Γαλετάκη, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική μου επιτροπή και για την αξιολόγηση της εργασίας μου.
- Στην εταιρεία Αττικό Μετρό, για τα απαραίτητα θεωρητικά και πρακτικά εφόδια που μου έδωσε κατά την διάρκεια της πρακτικής μου άσκησης, έτσι ώστε να βγάλω εις πέρας την διπλωματική μου εργασία, αλλά και να με «εξοπλίσουν πνευματικά» για την επιθυμητή μου μελλοντική ενασχόληση με τους τομείς της Γεωτεχνικής Μηχανικής, της Εδαφομηχανικής και των Υπογείων Έργων.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για την αμέριστη συμπαράστασή τους για όλα τα χρόνια της φοίτησής μου στο Πολυτεχνείο Κρήτης.

*Οι απόψεις και τα συμπεράσματα που εμπεριέχονται σε αυτό το έγγραφο εκφράζουν τον συγγραφέα και δεν πρέπει να ερμηνευθεί ότι αντιπροσωπεύουν τις επίσημες θέσεις των εξεταστών.*

# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1. Αντικείμενο της εργασίας.....	1
1.2. Σκοπός της εργασίας .....	3
1.3. Οργάνωση και σύντομη περιγραφή των περιεχομένων.....	3
2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ .....	5
2.1. Γενικά .....	5
2.2. Τύποι αστοχίας .....	6
2.2.1. Αστοχία Ολίσθησης.....	11
2.2.2. Αστοχία Κατάπτωσης.....	16
2.2.3. Αστοχία Ανατροπής.....	17
2.2.4. Πλευρικές Εξαπλώσεις.....	18
2.2.5. Ροές.....	19
2.3. Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών.....	23
2.3.1. Φυσικοί παράγοντες.....	23
2.3.2. Παράγοντες που οφείλονται στην ανθρώπινη δραστηριότητα .....	26
2.4. Μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας .....	26
2.5. Εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας .....	29
2.5.1. Γενικά .....	29
2.5.2. Μέθοδοι εκτίμησης της πιθανότητας αστοχίας πρανών.....	30
2.5.3. Μέθοδος Εκτίμησης Σημείων (PEM).....	31
2.5.4. Μέθοδος Monte Carlo .....	32
3. ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΣΤΑ ΘΕΜΕΛΙΑ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ.....	35
3.1. Γενικά .....	35
3.2. Ορισμός των κινήσεων εδάφους και θεμελίωσης.....	37
3.3. Κριτήρια βλαβών των κτηρίων.....	40
3.4. Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων .....	48
3.4.1. Terzaghi και Peck .....	51
3.4.2. Skempton και Macdonald.....	52
3.4.3. Bjerrum .....	53
3.4.4. Tomlinson.....	55

3.5. Συσχετισμός των διαφόρων προσεγγίσεων και τι έχει καθιερωθεί .....	56
4. ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΕΜΒΑΘΥΝΣΗ ΣΤΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ - ΤΕΛΕΙΑ ΠΛΑΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΣΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΣΟΤΡΟΠΙΚΗΣ ΚΡΑΤΥΝΣΗΣ .....	59
4.1. Γενικά .....	59
4.2. Γραμμικά ελαστικό μοντέλο.....	59
4.3. Γραμμικά ελαστικό, τέλεια πλαστικό μοντέλο.....	60
4.4. Μοντέλο κράτυνσης εδαφών (ισοτροπική κράτυνση).....	65
4.5. Μοντέλο μαλακού εδάφους.....	75
5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΙΝΗΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	77
5.1. Γεωλογικό μοντέλο της περιοχής έρευνας .....	77
5.1.1. Γεωλογία - Τεκτονική της περιοχής.....	78
5.1.2. Σεισμικότητα της περιοχής μελέτης.....	83
5.2. Προσομοίωση της εκσκαφής - Κινητική συμπεριφορά της ευρύτερης περιοχής του Ορυχείου .....	86
5.2.1. Μεθοδολογία.....	86
5.2.2. Εισαγωγή δεδομένων .....	86
5.2.3. Γεωμετρία .....	89
5.2.4. Γεωτεχνικές παράμετροι.....	91
5.2.5. Δημιουργία Δικτύματος .....	94
5.2.6. Ορισμός πίεσης πόρων .....	96
5.2.7. Υπολογιστικές Φάσεις.....	97
5.2.8. Εκτίμηση εδαφικών παραμορφώσεων.....	104
5.2.9. Ανάλυση των αποτελεσμάτων .....	122
6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ .....	127
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	129
Ελληνικές Αναφορές .....	129
Διεθνείς Αναφορές .....	132
Ηλεκτρονικές διευθύνσεις .....	134

# ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

<i>Εικόνα 2.1: Αναλυτική απεικόνιση των τύπων μετακίνησης. Πηγή: Varnes, 1978, από Novotny, 2013.</i>	9
<i>Εικόνα 2.2: Τυπική απεικόνιση περιστροφικής ολίσθησης. Πηγή: Cruden and Varnes, 1996 ....</i>	12
<i>Εικόνα 2.3: Αστοχία με την δημιουργία σφήνας. Πηγή: Hoek and Bray, 1981, από Τσαϊμου, 2006.</i>	13
<i>Εικόνα 2.4: Κυκλική αστοχία. Πηγή: Hoek and Bray, 1981. ....</i>	14
<i>Εικόνα 2.5: Απεικόνιση επιμήκους ολίσθησης σε εδαφικά πρανή: α) Ενιαία επιμήκης ολίσθηση και β) Πολλαπλή επιμήκης ολίσθηση. Πηγή: Skempton, 1954, από Μαραγκάκη, 2003. ....</i>	15
<i>Εικόνα 2.6: Επιμήκης ολίσθηση τεμάχων σε βραχώδες πρανές. Πηγή: Skempton, 1954, από Μαραγκάκη, 2003.</i>	16
<i>Εικόνα 2.7: Τυπική απεικόνιση διαδικασίας πτώσης. Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012. ....</i>	17
<i>Εικόνα 2.8: Τυπική απεικόνιση πλευρικής εξάπλωσης γαιών. Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012.</i>	19
<i>Εικόνα 2.9: Μορφές ροών. Πηγή: Skempton and Hutchinson, 1969, από Μαραγκάκη, 2003. ...</i>	20
<i>Εικόνα 2.10: Μορφή ροής φερτών υλικών. Πηγή: Skempton and Hutchinson, 1969, από Μαραγκάκη, 2003.</i>	21
<i>Εικόνα 2.11: Τυπική απεικόνιση ερπυσμού. Πηγή: Varnes, 1978, από Μαργογιαννάκη, 2019...</i>	22
<i>Εικόνα 2. 12: Τυπική απεικόνιση της συνολικής μετατόπισης των προσομοιώσεων της μεθόδου Monte Carlo. Πηγή: Hammah and Yacoub, 2009. ....</i>	34
<i>Εικόνα 2. 13: Τυπική απεικόνιση μέγιστης διατμητικής τάσης, η οποία δείχνει τη ζώνη διάτμησης που προκαλεί αστοχία. Πηγή: Hammah and Yacoub, 2009. ....</i>	34
<i>Εικόνα 4.1: Συσχετισμός τάσης-παραμόρφωσης για ένα ισοτροπικό, γραμμικό ελαστικό στερεό. Πηγή: Bower, 2008.</i>	62

<i>Εικόνα 5.1: Χάρτης λιγνιτικού κέντρου Δυτικής Μακεδονίας.....</i>	<i>78</i>
<i>Εικόνα 5.2: Σκαρίφημα τμήματος τεκτονικής τάφρου Δυτικής Μακεδονίας.....</i>	<i>79</i>
<i>Εικόνα 5.3: Απόσπασμα γεωλογικού χάρτη της περιοχής Αχλάδας. Πηγή: ΙΓΜΕ, 1981.....</i>	<i>83</i>
<i>Εικόνα 5.4: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.....</i>	<i>85</i>
<i>Εικόνα 5.5: Παράθυρο των general settings του προγράμματος.....</i>	<i>88</i>
<i>Εικόνα 5.6 : Επιλογές του προγράμματος όπου διακρίνονται οι διαστάσεις του μοντέλου και οι μονάδες μέτρησης των παραμέτρων.....</i>	<i>88</i>
<i>Εικόνα 5.7: Παράθυρο εισαγωγής γενικών γεωτεχνικών παραμέτρων και συγκεκριμένα συνθηκών προσομοίωσης και φυσικών χαρακτηριστικών για το υπόβαθρο.....</i>	<i>92</i>
<i>Εικόνα 5.8: Εισαγωγή μηχανικών ιδιοτήτων του υποβάθρου.....</i>	<i>92</i>
<i>Εικόνα 5.9: Παράδειγμα επιλογής των μηχανικών ιδιοτήτων του υποβάθρου.....</i>	<i>93</i>
<i>Εικόνα 5.10: Απεικόνιση της πυκνότητας του πλέγματος του προσομοιώματος με το παράθυρο Mesh generation setup και την επιλογή Fine. ....</i>	<i>95</i>
<i>Εικόνα 5.11 : Παράθυρο του υποπρογράμματος calculations.....</i>	<i>98</i>
<i>Εικόνα 5.12: Παράθυρο του υποπρογράμματος calculations με την απεικόνιση της φάσης υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας και την επιλογή Phi/c reduction, ως τύπο υπολογισμού. ....</i>	<i>102</i>



## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

<b>Σχήμα 2.1:</b> Τυπική μορφή κατολίσθησης με τα επιμέρους τμήματά της. Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012. ....	8
<b>Σχήμα 2.2:</b> Απεικόνιση των μηχανισμών αστοχιών σε βραχώδεις σχηματισμούς, σύμφωνα με το δίκτυο Schmidt. Πηγή: Hoek and Bray, 1981. ....	10
<b>Σχήμα 2.3:</b> Στερεογραφική προβολή για την απεικόνιση των ασυνεχειών της μάζας εδαφικού υλικού σύμφωνα με το πρόγραμμα RockPack III. Πηγή: Hoek and Bray, 1981. ....	11
<b>Σχήμα 2.4:</b> Περιστροφικές ολισθήσεις: α) Βραχώδεις υπόβαθρο, β) Γαίες. Πηγή: Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008. ....	12
<b>Σχήμα 2.5:</b> Τύποι κυκλικής αστοχίας. Πηγή: Abramson et al., 2002, από Μπούνου, 2012. ....	14
<b>Σχήμα 2.6:</b> Καταπτώσεις βράχων, κορημάτων και γαιών. Πηγή: Letourneur, 1971 και Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008. ....	17
<b>Σχήμα 2.7:</b> Ταξινομήσεις ανατροπών. Πηγή: Goodman and Bray, 1976, από Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019. ....	18
<b>Σχήμα 2.8:</b> Πλευρική εξάπλωση διαρρηγμένων ασβεστόλιθων που υπέρκειται μαλακότερων σχηματισμών. Πηγή: Varnes, 1978, από Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019. ....	19
<b>Σχήμα 2.9:</b> Είδη ροών: α) απότομα γρήγορη ροή, β) μαζική ροή κορημάτων, γ) ροή γαιών από πολύ αργή μέχρι γρήγορη, δ) γρήγορη ροή άμμου ή ιλύος, ε) κανάλι ροής κορημάτων, στ) γρήγορη έως πολύ γρήγορη ροή στεγνής άμμου, ζ) ροή ξερής αιολικής γης. Πηγή: Varnes, 1978, από Μαργογιαννάκη, 2019. ....	22
<b>Σχήμα 2.10:</b> Διάβρωση παραλίμνιων και παραποτάμων πρανών. Πηγή: U.S. Army Corps of Engineers, 1994, από Καλογήρου, 2003. ....	24
<b>Σχήμα 2.11:</b> Εσωτερική διάβρωση λόγω εισροής νερού βροχής μέσω επιφανειακών ρωγμών στη μάζα του πρανούς. Πηγή: U.S. Army Corps of Engineers, 1994, από Τσαϊμου, 2006. ....	24
<b>Σχήμα 3.1:</b> Απεικόνιση των κινήσεων θεμελίωσης: καθίζηση $\rho$ , διαφορική καθίζηση $\delta\rho$ , στροφή $\theta$ και γωνιακή παραμόρφωση $\alpha$ . Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000. ....	39

<b>Σχήμα 3.2:</b> Απεικόνιση των κινήσεων θεμελίωσης: απόκλιση $\omega$ , σχετική απόκλιση $\delta$ και του λόγου σχετικής απόκλισης $\Delta/L$ . Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000. ....	39
<b>Σχήμα 3.3:</b> Απεικόνιση των κινήσεων θεμελίωσης: σχετική γωνιακή απόκλιση $\beta$ . Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000. ....	40
<b>Σχήμα 3.4:</b> Καθίζηση στύλων του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου σε σχέση με την αρχική στάθμη της θεμελίωσης. Πηγή: Som and Das, 2003, από Μπουτίκα, 2015 .....	40
<b>Σχήμα 3.5:</b> Ορισμός της οριζόντιας παραμόρφωσης. Πηγή: Burland and Wroth (1974, 1975), από Boscardin and Cording (1989) .....	43
<b>Σχήμα 3.6:</b> Ρωγμές μίας απλής δοκού σε κάμψη και διάτμηση. Πηγή: Burland, 1975, από Αμερικάνο, 2010. ....	45
<b>Σχήμα 3.7:</b> Συσχέτιση κατηγορίας βλάβης με την κρίσιμη ή οριακή εφελκυστική παραμόρφωση και την μέγιστη σχετική μετατόπιση υπό συνθήκες κύρτωσης ( $L/H=1.0$ ). Πηγή: Burland, 1995, από Αμερικάνο, 2010. ....	48
<b>Σχήμα 3.8:</b> Προσδιορισμός των παραμέτρων για τις διαφορικές καθιζήσεις. Πηγή: Burland and Wroth, 1970, από Som and Das, 2003.....	50
<b>Σχήμα 3.9:</b> Κριτήρια βλαβών για πλαισιωτά κτήρια. Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000.....	51
<b>Σχήμα 3.10:</b> Όρια βλαβών για διάφορες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων. Πηγή: Bjerrum, 1963, από Som and Das, 2003. ....	55
<b>Σχήμα 4.1:</b> Χαρακτηριστικό διάγραμμα ελαστικής και τέλειας πλαστικής συμπεριφοράς εδαφικού υλικού. Πηγή: Smith and Griffith, 1982.....	62
<b>Σχήμα 4.2:</b> Η επιφάνεια διαρροής του Mohr-Coulomb στον χώρο των κύριων τάσεων ( $c=0$ ). Πηγή: Smith and Griffith, 1982. ....	64
<b>Σχήμα 4.3:</b> Τυπική απεικόνιση διαγράμματος μοντέλου κράτυνσης. Πηγή: Θαλασσινάκης, 2010.....	66
<b>Σχήμα 4.4:</b> Η υπερβολική σχέση μεταξύ της κατακόρυφης παραμόρφωσης, $\epsilon_1$ , και της αποκλίνουσας τάσης, $q$ , σε τριαξονική φόρτιση. Πηγή: Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016.....	68

<b>Σχήμα 4.5:</b> Η σχέση ανάμεσα στην αποκλίνουσα τάση και την μέση ενεργή τάση, ανάλογα με την παράμετρο $m$ . Πηγή: Plaxis V.8, 2002 από Σωτήρχο, 2011.....	69
<b>Σχήμα 4.6:</b> Ορισμός $E_{50}^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ σε τριαξονική δοκιμή υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Πηγή: Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016.....	71
<b>Σχήμα 4.7:</b> Ορισμός του $E_{oed}^{ref}$ σε δοκιμή οιδημέτρου. Πηγή: Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016. ....	72
<b>Σχήμα 4.8:</b> Επιφάνεια διαρροής του Hardening Soil Model. Πηγή: Plaxis V.8, 2002. ....	74
<b>Σχήμα 4.9:</b> Επιφάνεια διαρροής του Hardening Soil Model σε επίπεδο κύριων τάσεων. Πηγή: Plaxis V.8, 2002. ....	75
<b>Σχήμα 4.10:</b> Τυπικό διάγραμμα μοντέλου μαλακών εδαφών. Πηγή: Θαλασσινάκης, 2010.....	76
<b>Σχήμα 5.1:</b> Γεωλογική τομή της ευρύτερης περιοχής Αχλάδας-Μελίτης. Πηγή: Μεσσήνης, 2017.....	80
<b>Σχήμα 5.2:</b> Στρωματογραφική στήλη κοιτάσματος Αχλάδας. Πηγή: Μεσσήνης, 2017.....	81
<b>Σχήμα 5.3:</b> Απεικόνιση της γεωμετρίας, της λιθοστρωματογραφίας και των οριακών συνθηκών του μοντέλου (Διατομή d3).....	90
<b>Σχήμα 5.4:</b> Απεικόνιση του πλέγματος (mesh) του προσομοιώματος.....	95
<b>Σχήμα 5.5:</b> Απεικόνιση της θέσης του υδροφόρου ορίζοντα και των αρχικών πιέσεων των πόρων. ....	97
<b>Σχήμα 5.6:</b> Απεικόνιση των αρχικών ενεργών τάσεων στο εδαφικό μοντέλο. ....	97
<b>Σχήμα 5.7:</b> Απεικόνιση της πρώτης εκσκαφής του εδαφικού μοντέλου με την αφαίρεση του πρώτου cluster (πρώτου τομέα) .....	100
<b>Σχήμα 5.8:</b> Απεικόνιση του υποβαθμισμένου υδροφόρου ορίζοντα κατά το στάδιο της πρώτης εκσκαφής .....	100

<b>Σχήμα 5.9 :</b> Απεικόνιση της πέμπτης εκσκαφής του εδαφικού μοντέλου με την αφαίρεση του πέμπτου cluster (πέμπτου τομέα).....	101
<b>Σχήμα 5.10:</b> Απεικόνιση του υδροφόρου ορίζοντα κατά το στάδιο της πέμπτης εκσκαφής.....	102
<b>Σχήμα 5.11:</b> Απεικόνιση των ολικών μετακινήσεων ( $U_{tot}$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής, μέσω της επιλογής arrows του υποπρογράμματος output .....	106
<b>Σχήμα 5. 12:</b> Απεικόνιση των ολικών μετακινήσεων ( $U_{tot}$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής, μέσω της επιλογής shadings του υποπρογράμματος output .....	107
<b>Σχήμα 5.13:</b> Κατανομή των ολικών αυξητικών μετατοπίσεων ( $dU_{tot}$ ) μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής .....	108
<b>Σχήμα 5.14:</b> Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $U_y$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.....	109
<b>Σχήμα 5.15:</b> Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $U_y$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.....	110
<b>Σχήμα 5.16:</b> Κατανομή της αύξησης των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $dU_y$ ) του εδαφικού μοντέλου .....	111
<b>Σχήμα 5.17:</b> Απεικόνιση των οριζόντιων μετακινήσεων ( $U_x$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.....	112
<b>Σχήμα 5.18:</b> Απεικόνιση των οριζόντιων μετακινήσεων ( $U_x$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.....	113
<b>Σχήμα 5.19:</b> Κατανομή της αύξησης των οριζόντιων μετακινήσεων ( $dU_x$ ) του εδαφικού μοντέλου .....	114
<b>Σχήμα 5.20:</b> Απεικόνιση των οριζόντιων παραμορφώσεων του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.....	115
<b>Σχήμα 5.21:</b> Κατανομή των σχετικών διατμητικών τάσεων του εδαφικού μοντέλου. ....	116
<b>Σχήμα 5.22:</b> Απεικόνιση των σημείων αστοχίας του εδαφικού μοντέλου, με διαφορετικούς σχηματισμούς και χρωματικές διαβαθμίσεις, ανάλογα με τον τύπο της αστοχίας σε δεδομένα σημεία της γεωμετρίας .....	116

<b>Σχήμα 5.23:</b> Κατασκευή τομής AA' (cross section), που απεικονίζει την επιφάνεια του φυσικού εδάφους .....	117
<b>Σχήμα 5.24:</b> Κατακόρυφες μετακινήσεις ( $U_y$ ) στην επιφάνεια του φυσικού εδάφους μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής .....	118
<b>Σχήμα 5.25:</b> Οριζόντιες μετακινήσεις ( $U_x$ ) στην επιφάνεια του φυσικού εδάφους μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής .....	119
<b>Σχήμα 5.26:</b> Διάγραμμα κατακόρυφων μετακινήσεων συναρτήσει της απόστασης από την στέψη του πρανούς .....	121
<b>Σχήμα 5.27:</b> Διάγραμμα οριζόντιων μετακινήσεων συναρτήσει της απόστασης από την στέψη του πρανούς .....	121

## ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

<b>Πίνακας 2.1:</b> Τύποι μετακίνησης και τύποι μετακινούμενου υλικού. Πηγή: Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008. ....	9
<b>Πίνακας 3.1:</b> Κατηγορίες βλαβών κτιρίων σχετικά με την ευκολία επισκευής τους και το εύρος εφελκυστικής παραμόρφωσης. Πηγή: Boscardin and Cording, 1989, από Αμερικάνο, 2010. ....	46
<b>Πίνακας 3.2:</b> Πίνακας αποδεκτών διαφορικών καθιζήσεων. Πηγή: IS 1904-1986 από Som and Das, 2003. ....	49
<b>Πίνακας 3.3:</b> Συνήθειες οδηγίες για επιτρεπόμενες καθιζήσεις. Πηγή: Barnes, 2000. ....	52
<b>Πίνακας 3.4:</b> Επιτρεπόμενες τιμές της μέγιστης καθίζησης $S_T(max)$ , της μέγιστης διαφορικής καθίζησης $\Delta S_T(max)$ και της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης $\beta_{max}$ . Πηγή: Skempton and Macdonald, 1956, από Som και Das, 2003. ....	53
<b>Πίνακας 3.5:</b> Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής στροφής $\beta(max)$ θεμελίωσής του. Πηγή: Bjerrum, 1963, από Αμερικάνο, 2010. ....	54
<b>Πίνακας 3.6:</b> Προτεινόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης. Πηγή: Tomlinson, 1980, από Αμερικάνο, 2010. ....	56
<b>Πίνακας 3.7:</b> Παραμορφώσεις και πλαίσια επιτρεπόμενων τιμών. ....	58
<b>Πίνακας 5.1:</b> Απεικόνιση σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους. ....	85
<b>Πίνακας 5.2:</b> Τιμές βασικών εδαφικών παραμέτρων που θεωρήθηκαν στην προσομοίωση του μοντέλου ....	94
<b>Πίνακας 5.3:</b> Τιμές υπολοίπων εδαφικών παραμέτρων που θεωρήθηκαν στην προσομοίωση του μοντέλου, εκτός των βασικών (συνέχεια του Πίνακα 5.2) ....	94
<b>Πίνακας 5.4:</b> Χαρακτηριστικές πληροφορίες του δικτύωματος (πλέγμα) κατά την διαδικασία διακριτοποίησης και διαμόρφωσης του δικτύου στοιχείων του. ....	96
<b>Πίνακας 5.5 :</b> Πίνακας συσχετισμού των κατακόρυφων και των οριζόντιων μετακινήσεων με διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο της εκσκαφής ....	122

# 1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

## 1.1. Αντικείμενο της εργασίας

Είναι γεγονός ότι η μελέτη της κινητικής συμπεριφοράς των εδαφικών πρανών παίζει καθοριστικό ρόλο στην κατασκευή των τεχνικών έργων και αποτελεί αντικείμενο πολλών γεωτεχνικών ερευνών, αλλά και διάφορων άλλων μελετών.

Το αντικείμενο της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η εκτίμηση και η ανάλυση της κινητικής συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών στην ευρύτερη περιοχή ορυχείου ανοικτής εκσκαφής, που αναπτύσσεται κοντά σε παρακείμενο οικισμό.

Το συγκεκριμένο ορυχείο είναι το ορυχείο της Αχλάδας και βρίσκεται στον Νομό της Φλώρινας, στην ευρύτερη περιοχή της Δ. Μακεδονίας. Η ΔΕΗ ξεκίνησε τη διάνοιξη του πρώτου της ορυχείου στο μικρό κοίτασμα Αχλάδας, το Νοέμβριο του 2001. Το απόθεμα του υπολογίζεται στους 2,5 εκ. τόνους λιγνίτη και μαζί με τα ιδιωτικά λιγνιτωρυχεία της λεκάνης Φλώρινας, καλύπτουν τις ανάγκες του νέου Ατμοηλεκτρικού Σταθμού Μελίτης παρέχοντας ισχύ 330 MW.

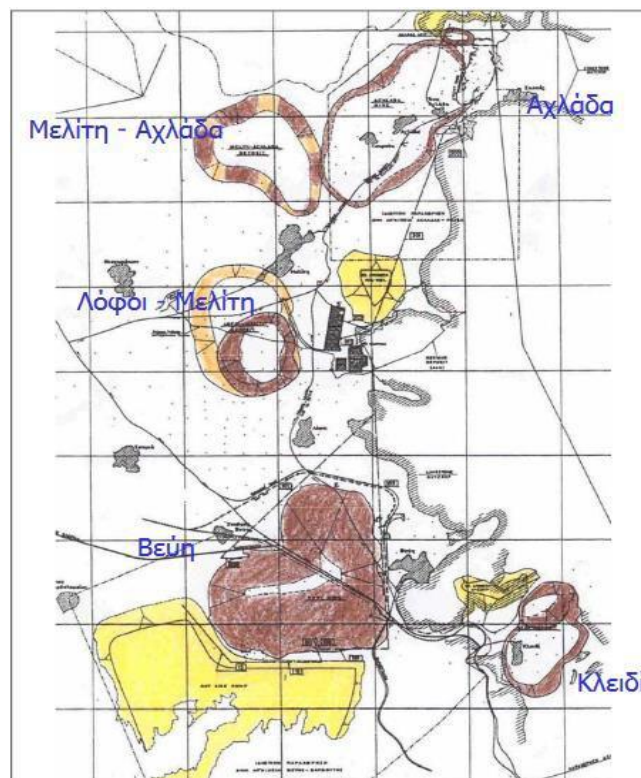
Το ορυχείο Αχλάδας ανήκει, διοικητικά, στο ορυχείο Αμυνταίου. Ωστόσο, από το 2011, το ιδιωτικό Λιγνιτωρυχείο Αχλάδας έχει επεκταθεί με σκάμμα σε μήκος άνω του 1 km στην περιοχή Γιουρούκι.

Στην *Εικόνα 1.1* διακρίνονται δύο σκάμματα, όπου το 2<sup>ο</sup> σκάμμα βρίσκεται δίπλα στον συγκεκριμένο οικισμό. Επίσης, στην *Εικόνα 1.2* απεικονίζονται γενικότερα τα ορυχεία στην ευρύτερη περιοχή της Φλώρινας.



*Εικόνα 1.1: Απεικόνιση των σκαμμάτων του ορυχείου Αχλάδας.*

*Πηγή: GoogleEarth.*



*Εικόνα 1.2: Διάταξη ορυχείων της Φλώρινας.*

*Πηγή: T.E.E, 2005.*



Όσον αφορά την περιοχή Γιουρούκι, είναι ένα μικρό παραμεθόριο χωριό της Ελλάδας στον Νομό της Φλώρινας και εκτιμάται ότι έχει πληθυσμό 31 κατοίκους, σύμφωνα με την απογραφή της Ελληνικής Στατιστικής Αρχής, το 2011. Είναι κτισμένο σε μεσοσταθμικό υψόμετρο 720 μέτρα πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας, σε οδική απόσταση 20 χιλιομέτρων περίπου, ανατολικά-βορειοανατολικά από την πόλη της Φλώρινας.

Διοικητικά, υπάγεται στην τοπική κοινότητα Αχλάδας της Δημοτικής Ενότητας Μελίτης, στον Δήμο Φλώρινας. Τέλος, υπάγεται στην Περιφερειακή Ενότητα Φλώρινας της Περιφέρειας της Δυτικής Μακεδονίας.

## **1.2. Σκοπός της εργασίας**

Ο σκοπός της εργασίας είναι η ανάλυση της κινητικής συμπεριφοράς των γεωλογικών σχηματισμών του πρανούς που δημιουργείται λόγω της εκσκαφής, στην περιοχή του ορυχείου. Επιπλέον, η εκτίμηση του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς, των αναμενόμενων τάσεων και εδαφικών παραμορφώσεων, αλλά και η σύγκριση τους με επιτρεπόμενες οριακές τιμές, έτσι ώστε να αποτραπούν δυσάρεστες επιπτώσεις σε κατασκευές του παρακείμενου οικισμού.

## **1.3. Οργάνωση και σύντομη περιγραφή των περιεχομένων**

Πέραν του παρόντος εισαγωγικού κεφαλαίου, η διπλωματική διαρθρώνεται σε επιπλέον 5 κεφάλαια.

Το δεύτερο κεφάλαιο αναφέρεται στην ευστάθεια πρανών. Περιγράφονται αναλυτικά τα είδη τους και οι διάφοροι τύποι αστοχίας τους. Επίσης, περιγράφονται οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια τους, οι μέθοδοι ανάλυσής της, αλλά και οι μέθοδοι εκτίμησης της αστοχίας τους.

Το τρίτο κεφάλαιο αναφέρεται στις επιτρεπόμενες τάσεις και παραμορφώσεις στα θεμέλια των κτηρίων. Επίσης, προσδιορίζονται οι κινήσεις των σημείων εδάφους-θεμελίωσης, αναλύονται τα κριτήρια των βλαβών των κτηρίων και τα κριτήρια των επιτρεπόμενων καθιζήσεων. Τέλος, πραγματοποιείται ο συσχετισμός των

παραμορφώσεων που μπορούν να αναπτυχθούν στο έδαφος, σύμφωνα με προτεινόμενα πλαίσια επιτρεπόμενων τιμών έτσι ώστε να αποφευχθούν αστοχίες στις διάφορες κατασκευές.

Το τέταρτο κεφάλαιο περιγράφει τα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς των εδαφικών σχηματισμών για την όσον το δυνατόν καλύτερη προσομοίωση τους. Ωστόσο, δίνεται περισσότερο έμφαση στα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς Mohr-Coulomb και Hardening Soil Model.

Στο πέμπτο κεφάλαιο πραγματοποιείται η μελέτη του γεωλογικού μοντέλου της περιοχής έρευνας και συγκεκριμένα αναλύεται η γεωλογία - τεκτονική και η σεισμικότητα της συγκεκριμένης περιοχής. Έπειτα, πραγματοποιείται προσομοίωση της εκσκαφής και διερεύνηση της κινητικής συμπεριφοράς της ευρύτερης περιοχής του ορυχείου. Παρουσιάζονται οι υπολογισμοί όσον αφορά την κατανομή της φόρτισης, οι εκτιμώμενες μετακινήσεις του εδάφους και οι μετακινήσεις της επιφάνειας του εδάφους συναρτήσει της απόστασης από το μέτωπο της εκσκαφής. Επιπλέον, πραγματοποιείται η ανάλυση των παραμορφώσεων που προέκυψαν και η σύγκρισή τους με επιτρεπόμενες οριακές τιμές για την καλύτερη λήψη απόφασης, με σκοπό την αποφυγή επιπτώσεων της εκσκαφής στον παρακείμενο οικισμό.

Στο έκτο και τελευταίο κεφάλαιο, αναφέρονται και αξιολογούνται τα συμπεράσματα των διάφορων αποτελεσμάτων και παρουσιάζονται προτάσεις για την ανάπτυξη της εκσκαφής.

## 2. ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ ΠΡΑΝΩΝ

### 2.1. Γενικά

Τα πρανή ορίζονται ως κεκλιμένοι φυσικοί ή τεχνητοί σχηματισμοί εδάφους ή βράχου. Είναι γεγονός ότι λόγω των διάφορων χαρακτηριστικών των πρανών, όπως ο προσανατολισμός τους, δύναται να δημιουργήσουν δυνάμεις βαρύτητας. Αυτές, σε συνδυασμό με τις υδροστατικές δυνάμεις που μπορούν να παρουσιαστούν λόγω της πιθανής ύπαρξης νερού στους πόρους του εδάφους, δύναται να δημιουργήσουν διατμητικές τάσεις στο εσωτερικό τους. Οι συγκεκριμένες τάσεις τείνουν να μετακινήσουν την εδαφική (ή βραχώδη) μάζα, ούτως ώστε να επέλθει μία νέα κατάσταση ισορροπίας. Ωστόσο, αναπτύσσονται τάσεις οι οποίες αντιστέκονται στις προαναφερθείσες και εκφράζουν την διατμητική αντοχή του αντίστοιχου εδάφους ή βράχου. Επομένως, σύμφωνα με τους Turner and Schuster (1996, από Μαρκογιαννάκη, 2019), στην περίπτωση που οι εφαρμοζόμενες διατμητικές τάσεις υπερβούν την διατμητική αντοχή του εκάστοτε πρανού, πραγματοποιείται αστοχία του και επικείμενη κατολίσθηση.

Τα εδαφικά πρανή διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες (Μπούνου, 2012):

- ✚ Τα φυσικά πρανή, τα οποία εμφανίζονται στη φύση με μορφή κεκλιμένης εδαφικής μάζας η οποία παρουσιάζεται συνήθως ως πλαγιά λόφου, όχθης ποταμού ή και λίμνης.
- ✚ Τα τεχνητά πρανή, τα οποία δημιουργούνται λόγω ανθρωπίνων παρεμβάσεων και δραστηριοτήτων, όπως για παράδειγμα κόβοντας υπάρχον έδαφος ή βράχο ή και από την κατασκευή επιχωμάτων, φραγμάτων, ορυγμάτων κλπ.

Είναι γεγονός ότι η ευστάθεια των εδαφικών πρανών αποτελεί χρόνιο πρόβλημα των μηχανικών και σημαντικό κομμάτι στους τομείς της Εδαφομηχανικής και της Γεωτεχνικής Μηχανικής. Κάθε πρανές, βάσει της φυσικής του κατάστασης αλλά και ευστάθειας, χαρακτηρίζεται ως (Κατσίκας, 2013):

- ❖ Σταθερό,
- ❖ Οριακά σταθερό και
- ❖ Ενεργά ασταθές.

Πιο συγκεκριμένα η αστοχία των πρανών, εκδηλωμένη με την μορφή «κατολίσθησης», μπορεί να επιφέρει καταστροφικές συνέπειες σε ζωές και περιουσίες ανθρώπων, αλλά ακόμα και σοβαρά οικονομικά προβλήματα σε διάφορους τομείς (παραγωγής, προσωπικού, κ.τ.λ.) (Λεονάρδος, 2004).

## 2.2. Τύποι αστοχίας

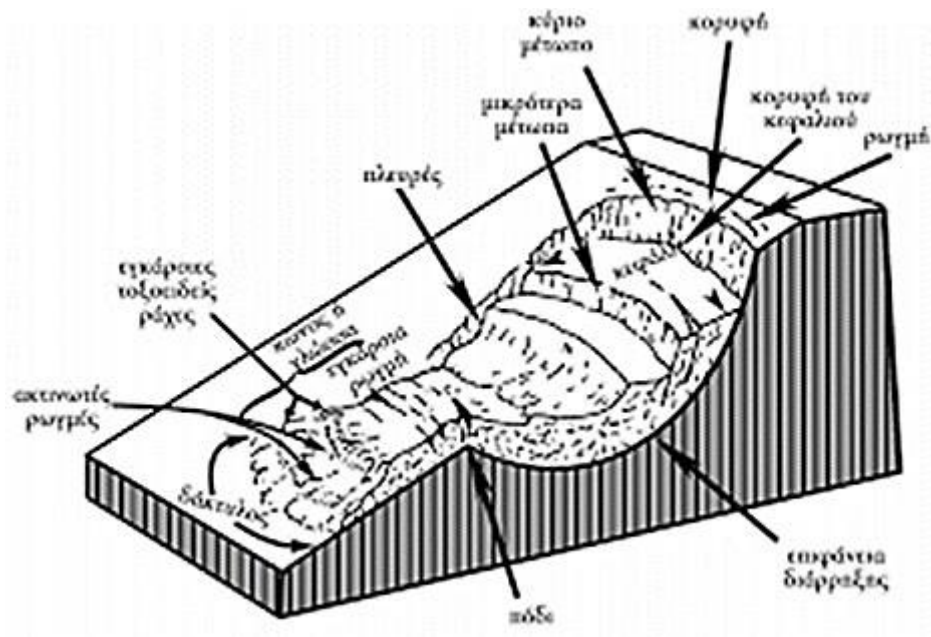
Αστοχίες ενδέχεται να λάβουν μέρος σε βραχύωδη ή εδαφικά πρανή. Ο τύπος της αστοχίας ελέγχεται κατά κύριο λόγο από τον προσανατολισμό και τη θέση του εν δυνάμει μετατοπισθέντος υλικού (ολισθαίνοντος υλικού) μέσα στην μάζα του αδιατάρακτου υλικού.

Η εκδήλωση μιας κατολίσθησης, η οποία χαρακτηρίζεται ως ταχεία ή αργή μετακίνηση κατά μία επιφάνεια ολίσθησης, εξαρτάται από την δομή των γεωλογικών σχηματισμών (λ.χ. πιθανές ασυνέχειες) και την γεωλογική σύσταση, την κλίση, αλλά και τα μηχανικά χαρακτηριστικά (συνοχή, γωνία εσωτερικής τριβής και εντατική κατάσταση) των γεωϋλικών. Επίσης, σημαντικό ρόλο παίζει η παρουσία νερού με την μορφή υγρασίας, κατείσδυσης, αλλά και με την μορφή επιφανειακής ή υπόγειας ροής, σύμφωνα με τον Στειακάκη (2010, από Μπολγκοράνου, 2015).

Τα χαρακτηριστικά μιας κατολίσθησης απεικονίζονται στο *Σχήμα 2.1* και διακρίνονται στα εξής σύμφωνα με τους Abramson et al. και Στειακάκη (2002, 2004, από Μπούνου, 2012):

- ❖ Το κύριο μέτωπο κατακρήμνισης (main scarp): Αποτελεί την απότομη επιφάνεια αδιατάρακτου εδάφους γύρω από την περιφέρεια της μετακίνησης, η οποία προκαλείται από την απομάκρυνση του ολισθαίνοντος υλικού σε σχέση με το αδιατάρακτο υλικό. Η προέκταση της επιφάνειας της απόκρημνης αυτής πλευράς και κάτω από το υλικό που μετατοπίστηκε, αποτελεί την επιφάνεια διάρρηξης.
- ❖ Τα μικρότερα μέτωπα (minor scarp): Απότομες κρημνώδεις επιφάνειες του υλικού που ολίσθησε.
- ❖ Η κεφαλή (head): Η ανώτερη πλευρά της ολισθαίνουσας μάζας κατά μήκος της επαφής ανάμεσα στο μετατοπισμένο υλικό και το κύριο μέτωπο.

- ❖ Το πόδι ή ο πόδας (foot): Το κομμάτι του μετατοπισμένου υλικού που βρίσκεται κατάντη από το δάκτυλο. Η διατομή αυτή (συχνά θαμμένη) βρίσκεται, ανάμεσα στο κατώτερο μέρος της επιφάνειας διάρρηξης και στην αρχική επιφάνεια του εδάφους.
- ❖ Ο δάκτυλος ποδός (toe): Το περιθώριο του υλικού που ολίσθησε και είναι το πιο απομακρυσμένο από το κύριο μέτωπο.
- ❖ Η κορυφή (crown): Το υλικό που συνεχίζει να παραμένει στη θέση του αδιάρρηκτο και τοποθετείται στα υψηλότερα σημεία του κύριου μετώπου.
- ❖ Οι πλευρές (sides): Είναι οι πλευρές ελεύθερης επιφάνειας που δημιουργήθηκαν λόγω της κατολίσθησης.
- ❖ Η επιφάνεια διάρρηξης ή ολίσθησης (surface of rupture): Η επιφάνεια που διαμορφώνει το χαμηλότερο όριο του υλικού μετατόπισης και η οποία διαχωρίζει την ολισθαίνουσα μάζα από το σταθερό υπόβαθρο. Το ανώτερο κομμάτι της συγκεκριμένης επιφάνειας αντιστοιχεί στην επιφάνεια ολίσθησης του υλικού.
- ❖ Κώνος ή γλώσσα: Η επιφάνεια που δημιουργείται από τα υλικά τα οποία έχουν υπερβεί το πόδι της κατολίσθησης και ολισθαίνουν πλέον στην αρχική επιφάνεια του εδάφους.
- ❖ Ακτινωτές ρωγμές: Αποτελούν ρωγματώσεις στον πόδα της κατολίσθησης.
- ❖ Εγκάρσιες ρωγμές: Αποτελούν τις διογκώσεις στον πόδα της κατολίσθησης.
- ❖ Εγκάρσιες τοξοειδείς ράχες: Είναι οι διογκώσεις στον πόδα της κατολίσθησης, οι οποίες αποτελούν την κορυφή της ζώνης συσσώρευσης, στην οποία η μετακινούμενη μάζα είναι πάνω από την αρχική επιφάνεια του φυσικού εδάφους.



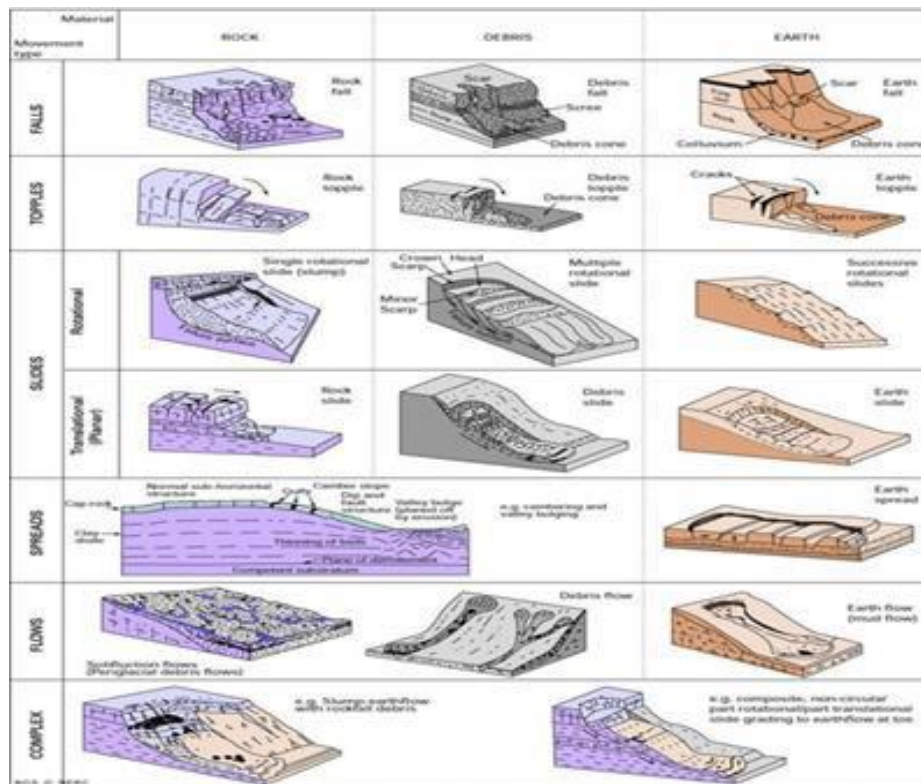
*Σχήμα 2.1: Τυπική μορφή κατολίσθησης με τα επιμέρους τμήματά της.  
Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012.*

Σύμφωνα με τους Cruden και Varnes (1992), υπάρχουν έξι χαρακτηριστικοί τύποι κίνησης κατολισθήσεων, που έχουν επικρατήσει τα τελευταία χρόνια (Μπούνου, 2012). Οι τρόποι και τύποι μετακίνησης, με τους οποίους κατολισθαίνουν τα πρανή σύμφωνα με τον Varnes, ταξινομούνται εκτός από τις καθιζήσεις, με τα εξής *κριτήρια* (βλέπε *Εικόνα 2.1* και *Πίνακα 2.1*) (Μπλιώνα, 2008):

- a) Τύπος της μετακίνησης.
- b) Το είδος του υλικού.

Σύμφωνα με το *πρώτο κριτήριο*, οι μορφές μετακίνησης που προκύπτουν είναι οι παρακάτω (Μαρκογιαννάκη, 2019):

- Ανατροπές,
- Ολισθήσεις,
- Καταπτώσεις,
- Πλευρικές εξαπλώσεις και
- Ροές.



Εικόνα 2.1: Αναλυτική απεικόνιση των τύπων μετακίνησης.  
 Πηγή: Varnes, 1978, από Novotny, 2013.

Πίνακας 2.1: Τύποι μετακίνησης και τύποι μετακινούμενου υλικού.  
 Πηγή: Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008.

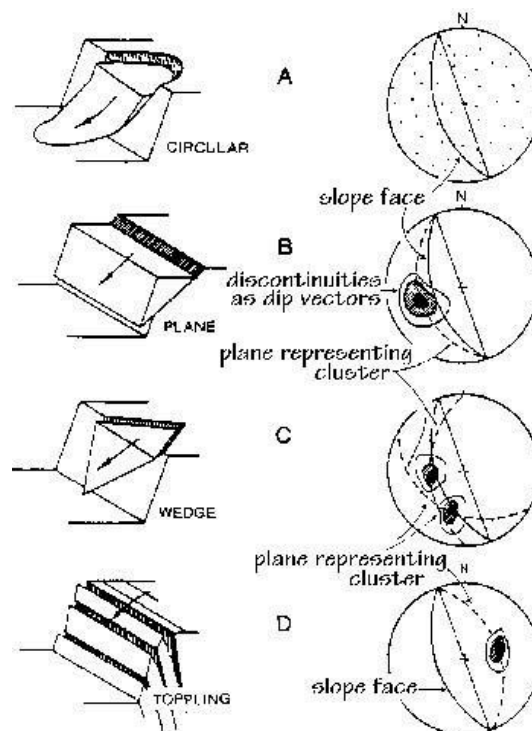
Τύπος Μετακίνησης		Τύπος μετακινούμενου υλικού		
Κατάπτωση		Κατάπτωση βράχων	Κατάπτωση κορημάτων	Κατάπτωση Γαιών
Ανατροπή		Ανατροπή βράχων	Ανατροπή κορημάτων	Ανατροπή Γαιών
Ολίσθηση	Περιστροφική Ολίσθηση	Περιστροφική Ολίσθηση βραχώδους υποβάθρου	Περιστροφική Ολίσθηση κορημάτων	Περιστροφική Ολίσθηση Γαιών
	Μεταθετική Ολίσθηση	Μεταθετική Ολίσθηση βραχώδους υποβάθρου	Μεταθετική Ολίσθηση κορημάτων	Μεταθετική Ολίσθηση Γαιών
Πλευρική Εξάπλωση		Πλευρική Εξάπλωση βραχώδους υποβάθρου	Πλευρική Εξάπλωση κορημάτων	Πλευρική Εξάπλωση Γαιών
Ροή		Ροή – Ερπυσμός βραχώδους υποβάθρου	Ροή κορημάτων – Ερπυσμός Εδάφους	Ροή Γαιών – Ερπυσμός Εδάφους
Σύνθετη		Σύνθετη	Σύνθετη	Σύνθετη

Σύμφωνα με το δεύτερο κριτήριο οι μετακινήσεις παρατηρούνται σε:

- Βραχώδες υπόβαθρο.
- Εδαφικούς σχηματισμούς που χωρίζονται σε εδαφικές γαίες και κορήματα.

Στο Σχήμα 2.2 παρουσιάζονται οι μηχανισμοί εκδήλωσης αστοχιών σε βραχώδεις σχηματισμούς και η απεικόνιση των κινηματικών συνθηκών αστοχίας με τη βοήθεια μέγιστων κύκλων και πόλων σε δίκτυο *Schmidt*.

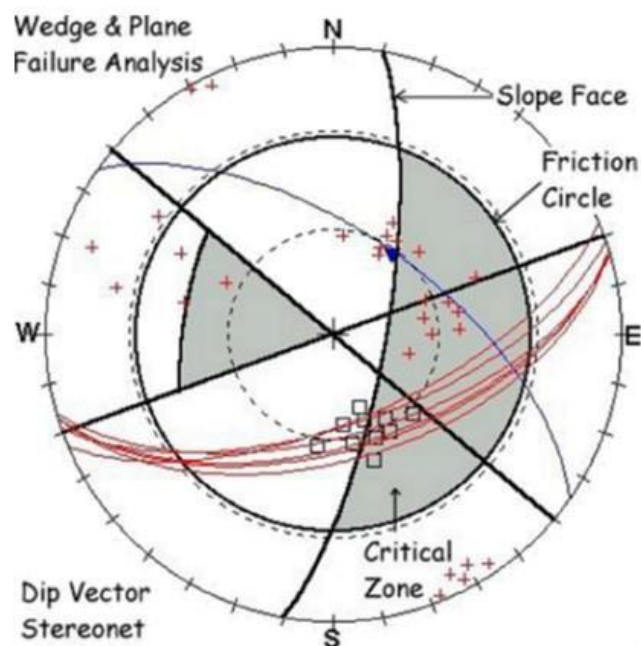
Επίσης, χαρακτηριστικό παράδειγμα απεικόνισης με το δίκτυο *Schmidt* εμφανίζεται στο Σχήμα 2.3, σύμφωνα με το πρόγραμμα *RockPack III*.



Σχήμα 2.2: Απεικόνιση των μηχανισμών αστοχιών σε βραχώδεις σχηματισμούς, σύμφωνα με το δίκτυο *Schmidt*.

Πηγή: *Hoek and Bray, 1981*.





*Σχήμα 2.3: Στερεογραφική προβολή για την απεικόνιση των ασυνεχειών της μάζας εδαφικού υλικού σύμφωνα με το πρόγραμμα RockPack III.  
Πηγή: Hoek and Bray, 1981.*

### 2.2.1. Αστοχία Ολίσθησης

Η ολίσθηση είναι μια κατηφορική κίνηση της μάζας του εδάφους, η οποία εμφανίζεται σε διερρηγμένες επιφάνειες ή σχετικά λεπτές ζώνες έντονης διατμητικής καταπόνησης. Ανάλογα με την μορφή της επιφάνειας ολίσθησης και τον μηχανισμό μετακίνησης, οι αστοχίες του συγκεκριμένου τύπου παρουσιάζονται παρακάτω ως εξής (Μπούνου, 2012):

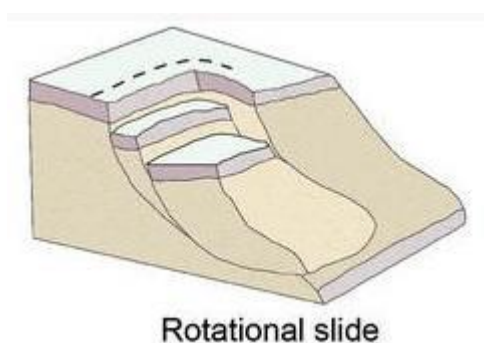
#### ➤ Περιστροφικές Ολισθήσεις

Επιτυγχάνονται κατά μήκος επιφανειών με τα κοίλα προς τα πάνω με μικρή παραμόρφωση στο εσωτερικό της μετακινούμενης μάζας (βλέπε *Εικόνα 2.2* και *Σχήμα 2.4*). Εμφανίζονται συνήθως σε ομογενή υλικά και το μήκος τους είναι 3-7 φορές το βάθος τους, σύμφωνα με τους Skempton και Hutchinson (1969, από Μαρκογιαννάκη, 2019).

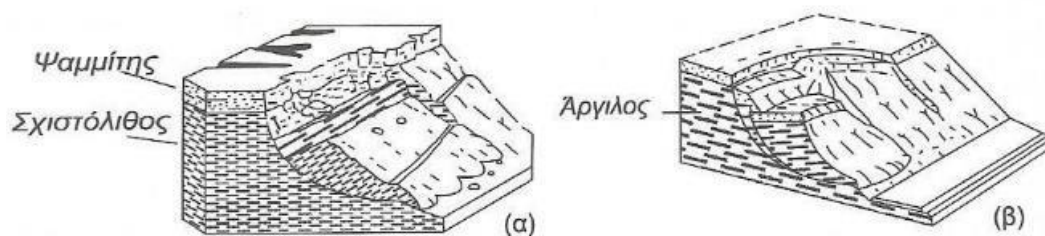
Για **εδαφικά πρανή**, κορήματα με διάμετρο μεγαλύτερη των 2 mm ή γεωυλικά με διάμετρο μικρότερη των 2 mm, οι επιφάνειες που δημιουργούνται λόγω περιστροφικής ολίσθησης παρατηρούνται συνήθως σε αργίλικά και γενικότερα σε συνεκτικά υλικά.

Ειδικότερα, σε ομοιογενείς κανονικά στερεοποιημένες ή πιο ελαφρά υπερστερεοποιημένες αργίλους, η επιφάνεια ολίσθησης μοιάζει με καμπύλη και πιο συγκεκριμένα με τόξο κύκλου.

Όσον αφορά τα **βραχώδη πρανή**, οι περιστροφικές μετακινήσεις παρατηρούνται σε βραχομάζες χαμηλών ιδιοτήτων συνοχής και σε βραχομάζες οι οποίες αποτελούνται από μεγάλο δίκτυο οικογενειών ασυνεχειών. Η εκδήλωση της αστοχίας αυτής οφείλεται στο ότι τα μεγέθη των ογκοτεμαχίων που απομονώνονται μεταξύ των ασυνεχειών είναι κατά μεγάλο βαθμό μικρότερα από το ύψος του πρανούς, σύμφωνα με τους Hoek και Bray (1981, από Μαραγκάκη 2003).



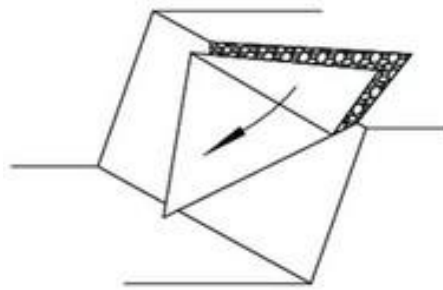
*Εικόνα 2.2: Τυπική απεικόνιση περιστροφικής ολίσθησης.  
Πηγή: Cruden and Varnes, 1996.*



*Σχήμα 2.4: Περιστροφικές ολισθήσεις: α) Βραχώδες υπόβαθρο, β) Γαίες.  
Πηγή: Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008.*

➤ Αστοχία σφήνας

Λαμβάνει μέρος σε **βραχώδη πρηνή** και σε περίπτωση που δύο επίπεδα ασυνεχειών τέμνονται σχεδόν κάθετα στην διεύθυνση του πρανούς και κλίνουν προς το επίπεδο αυτό. Έτσι, θα πρέπει η τομή των επιπέδων των ασυνεχειών να διέρχεται από το επίπεδο του κύριου μετώπου του πρανούς, ώστε να είναι εφικτή η αποκόλληση του σφηνοειδούς τεμάχους, σύμφωνα με το U.S. Army Corps of Engineers (1994, από Μπούνου, 2012). Ενδεικτική απεικόνιση παρουσιάζεται στην *Εικόνα 2.3*.

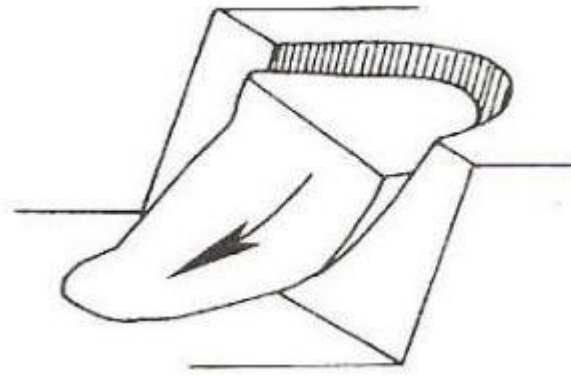


*Εικόνα 2.3: Αστοχία με την δημιουργία σφήνας.  
Πηγή: Hoek and Bray, 1981, από Τσαϊμον, 2006.*

➤ Κυκλική ολίσθηση

Η συγκεκριμένη αστοχία αναφέρεται κυρίως στα **εδαφικά πρηνή**, σε έντονα αποσαθρωμένα πετρώματα και γενικότερα σε σχηματισμούς με χαμηλές ιδιότητες συνοχής ή σχηματισμούς οι οποίοι διασχίζονται από δίκτυα πυκνών ασυνεχειών (βλέπε *Εικόνα 2.4*). Η κίνηση του υλικού που αστοχεί, πραγματοποιείται πάνω σε κυκλική ή καμπύλη επιφάνεια αστοχίας σύμφωνα με τον Στειακάκη (2004, από Μπούνου, 2012).

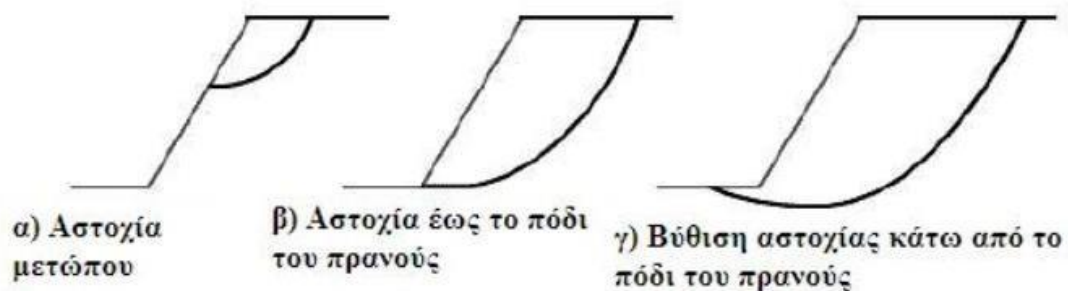
Όσον αφορά τα **βραχώδη πρηνή** και πιο συγκεκριμένα σε περιπτώσεις όπου ο βράχος στο σύνολό του είναι κερματισμένος, μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά ισότροπος και να αστοχήσει κατά μήκος κυλινδρικής ή σφαιρικής επιφάνειας. Συνηθέστερη είναι η κυκλική αστοχία του πρανούς.



*Εικόνα 2.4: Κυκλική αστοχία.  
Πηγή: Hoek and Bray, 1981.*

Η κυκλική αστοχία, χρησιμοποιώντας ως κριτήριο ταξινόμησης την συγκεκριμένη περιοχή η οποία επηρεάζεται από την επιφάνεια αστοχίας, ταξινομείται σε τρεις κατηγορίες. Αυτές, σύμφωνα με τον Abramson et al. (2002, από Μπούνου, 2012) είναι:

- Αστοχία μετώπου: Σε αυτή την κατηγορία αστοχίας, το τόξο της διερρηγμένης επιφάνειας συναντά το πρηνές πάνω από το πόδι του (βλέπε Σχήμα 2.5.α).
- Αστοχία στον πόδα: Σε αυτή την περίπτωση το τόξο της διερρηγμένης επιφάνειας συναντά το πρηνές στο πόδι αυτού (βλέπε Σχήμα 2.5.β).
- Αστοχία βάσης: Σε αυτό το τύπο αστοχίας, το τόξο της διερρηγμένης επιφάνειας διέρχεται κάτω από το πόδι του πρηνούς και στη βάση του (βλέπε Σχήμα 2.5.γ).



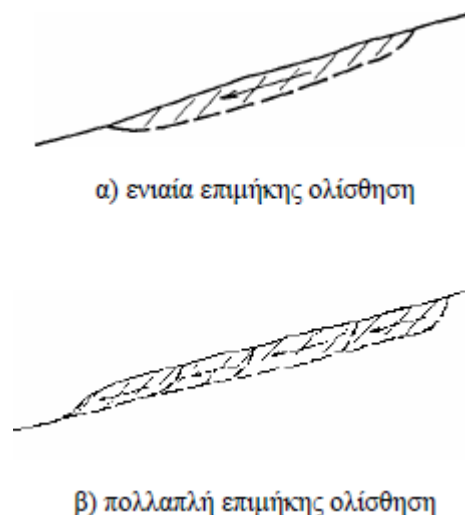
*Σχήμα 2.5: Τύποι κυκλικής αστοχίας.  
Πηγή: Abramson et al., 2002, από Μπούνου, 2012.*

➤ Επιμήκης ολίσθηση

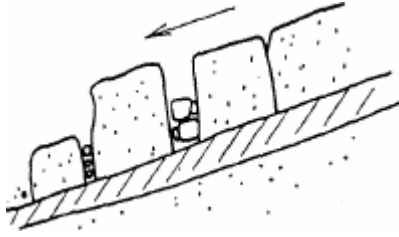
Ο συγκεκριμένος τύπος ολίσθησης έχει παρατηρηθεί κατά μήκος ασθενών ή ολισθηρών διεπιφανειών, όταν η διεύθυνση τους είναι παράλληλη προς την ελεύθερη επιφάνεια (βλέπε *Εικόνες 2.5 και 2.6*).

Όσον αφορά τα **εδαφικά πρανή**, η επιμήκης ολίσθηση συμβαίνει σε πρανή υπερστερεοποιημένων σκληρών σχιστωδών αργίλων, όπου περιέχουν διαπερατές ενστρώσεις με μεγάλες πιέσεις του νερού. Μία όμως αξιοσημείωτη διαφορά με την αποτελεί το γεγονός ότι στην περιστροφική ολίσθηση επιτυγχάνεται μείωση των δυνάμεων που την ωθούν και συνάμα βελτίωση της ευστάθειας, ενώ στις επιμήκεις οι δυνάμεις δεν διαφοροποιούνται γεωμετρικά, σύμφωνα με τον Τσότσο (1991, από Μαραγκάκη, 2003).

Επιπλέον, στα **βραχώδη πρανή**, που αποτελούνται από τεμάχια τα οποία διαχωρίζονται μεταξύ τους με αρμούς και μετακινούνται ανεξάρτητα κατά μήκος της αντίστοιχης επιφάνειας, ο συγκεκριμένος τύπος ολίσθησης εκδηλώνεται μετά από αργή διάβρωση ή υποσκαφή στο πόδι του πρανούς, σύμφωνα με τον Τσότσο (1991, από Μαραγκάκη, 2003).



*Εικόνα 2.5: Απεικόνιση επιμήκους ολίσθησης σε εδαφικά πρανή: α) Ενιαία επιμήκης ολίσθηση και β) Πολλαπλή επιμήκης ολίσθηση.  
Πηγή: Skempton, 1954, από Μαραγκάκη, 2003.*



*Εικόνα 2.6: Επιμήκης ολίσθηση τεμάχων σε βραχώδες πρανές.  
Πηγή: Skempton, 1954, από Μαραγκάκη, 2003.*

### **2.2.2. Αστοχία Κατάπτωσης**

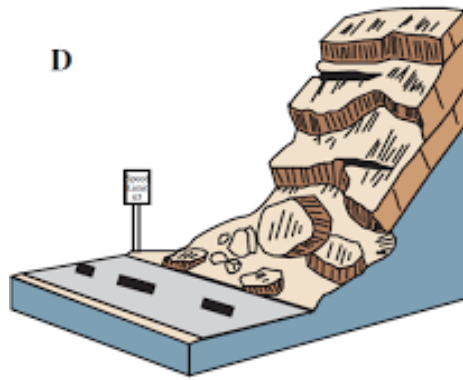
Γενικότερα στις αστοχίες του συγκεκριμένου τύπου, μία μάζα οποιουδήποτε μεγέθους, αποσπάται από ένα απότομο εδαφικό ή βραχώδες πρανές κατά μήκος μιας επιφάνειας και πέφτει ελεύθερα με αναπήδηση ή με κύλιση στην επιφάνεια του πρανούς.

Οι καταπτώσεις που λαμβάνουν μέρος στα **εδαφικά πρανή**, συμβαίνουν σε περίπτωση που μία εδαφική στρώση έχει έντονο βαθμό διαβρωσιμότητας και στηρίζει ανθεκτικότερα εδαφικά υλικά. Σύμφωνα με τον Τσότσο (1991), συναντώνται επίσης σε υπερστερεοποιημένες αργίλους με μεγάλες κλίσεις, όπου στο φρύδι των οποίων έχουν αναπτυχθεί βαθιές κατακόρυφες ρωγμές. Έτσι, μετά από πιθανές έντονες βροχοπτώσεις, δημιουργούνται σε αυτές μεγάλες υδροστατικές πιέσεις (Μαραγκάκη, 2003).

Επίσης, όσον αφορά τα **βραχώδη πρανή**, οι καταπτώσεις πραγματοποιούνται λόγω της ύπαρξης ρηγμάτων, αρμών, ρωγμών αλλά και άλλων μορφών ασυνεχειών. Ως αποτέλεσμα δημιουργούνται επιφάνειες μικρής διατμητικής αντοχής, λόγω της εισχώρησης νερού στα ρήγματα και την ανάπτυξη υδροστατικών πιέσεων, θερμοκρασιακών μεταβολών, υποσκαφών ή ακόμα και διαβρώσεων.

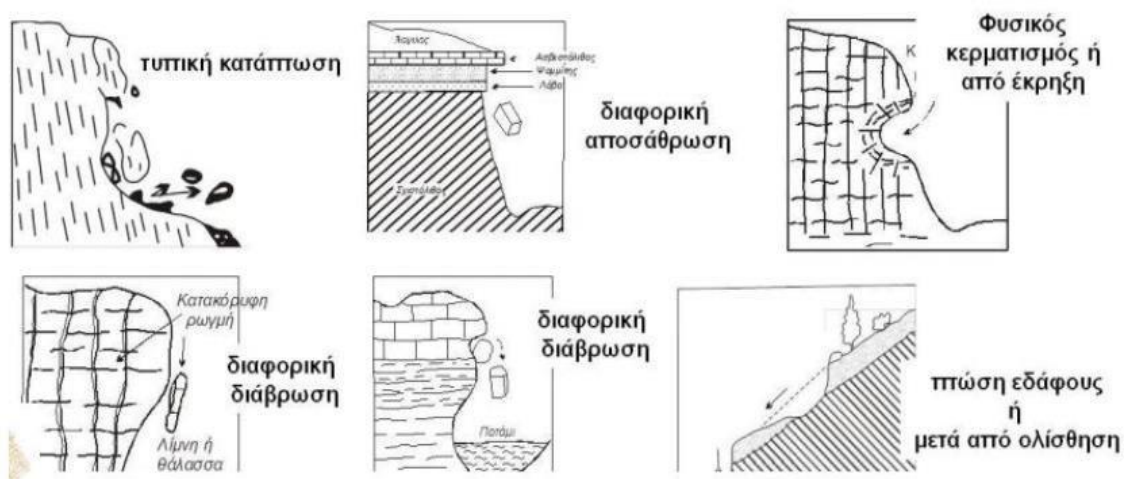
Σε αυτήν την κατηγορία μετακινήσεων, διακρίνονται τρεις υποκατηγορίες. Αυτές απεικονίζονται στην *Εικόνα 2.7* και στο *Σχήμα 2.6*, σύμφωνα με τους Varnes και Cruden (1978, 1996, από Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019):

- Πτώσεις βράχων,
- Πτώσεις κορημάτων και
- Πτώση γαιών (ή εδάφους).



## Rockfall

Εικόνα 2.7: Τυπική απεικόνιση διαδικασίας πτώσης.  
Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012.



Σχήμα 2.6: Καταπτώσεις βράχων, κορημάτων και γαιών.  
Πηγή: Letourneur, 1971 και Varnes, 1978, από Μπλιώνα, 2008.

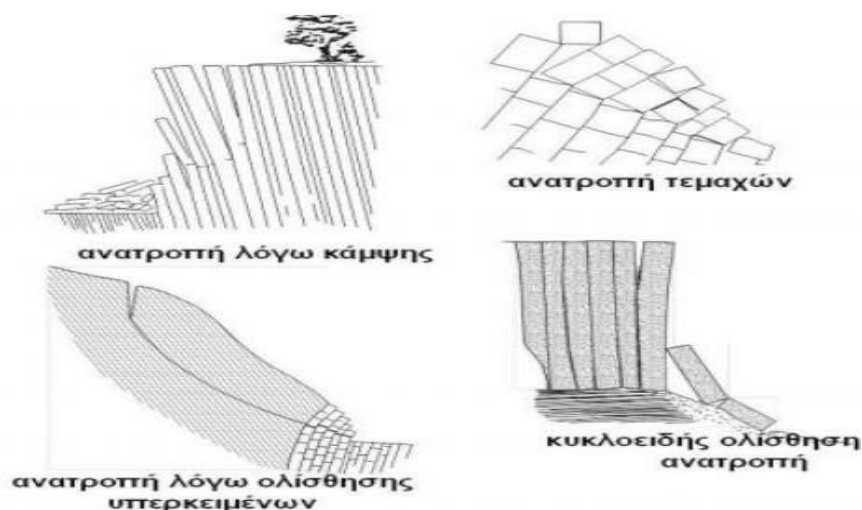
### 2.2.3. Αστοχία Ανατροπής

Στο συγκεκριμένο τύπο αστοχίας, εκδηλώνεται μία περιστροφική κίνηση, με κατεύθυνση προς τα έξω της αποσπώμενης μάζας από ένα βραχώδες συνήθως πρανές, γύρω από ένα σημείο (ή άξονα περιστροφής), το οποίο βρίσκεται χαμηλότερα από το κέντρο βάρους της μετακινούμενης μάζας.



Οι Goodman και Bray (1976) και στη συνέχεια οι Hoek και Bray (1977) συνέβαλαν στην ταξινόμηση των ανατροπών για **βραχώδεις σχηματισμούς** με βάση τους μηχανισμούς που συνδράμουν για την εκδήλωσή τους, όπως φαίνεται παραστατικά στο *Σχήμα 2.7*. Οπότε, διακρίνονται τα ακόλουθα τέσσερα είδη ανατροπών (Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019):

- Ανατροπή, λόγω κάμψης,
- Ανατροπή τεμαχών,
- Ανατροπή τεμαχών, λόγω κάμψης και
- Δευτερογενείς ανατροπές.



*Σχήμα 2.7: Ταξινομήσεις ανατροπών.*

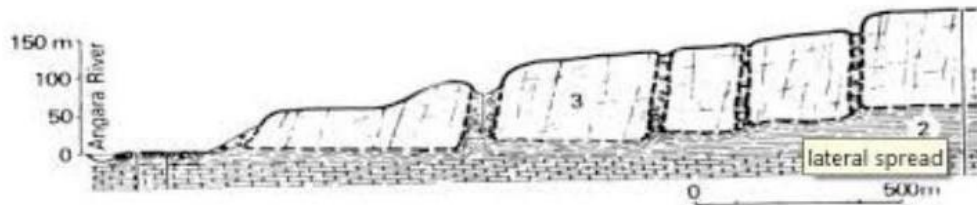
*Πηγή: Goodman and Bray, 1976, από Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019.*

#### **2.2.4. Πλευρικές Εξαπλώσεις**

Γενικότερα, στην διαδικασία της συγκεκριμένης κίνησης, ο υπερκείμενος όγκος ολίσθησης διασπάται σε μεγάλα ογκοτεμάχια τα οποία είτε περιστρέφονται, είτε θρυμματίζονται, είτε ρέουν πάνω σε μαλακά εδάφη (βλέπε *Σχήμα 2.8* και *Εικόνα 2.8*). Η έννοια της εξάπλωσης καθορίστηκε από τους Terzaghi και Peck (1948, από Μαρκογιαννάκη, 2019), έτσι ώστε να περιγράψουν την απότομη μετακίνηση στρωμάτων της άμμου στα οποία υπέρκεινται ομογενή στρώματα αργίλου ή τα οποία έχουν φορτιστεί από επιχώματα. Οι πλευρικές εξαπλώσεις διαχωρίζονται στους εξής τύπους:

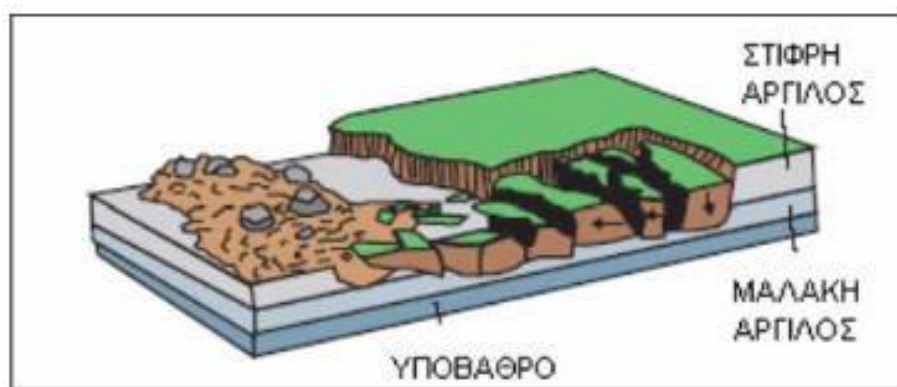


- Εξάπλωση τεμάχων,
- Εξαπλώσεις λόγω ρευστοποίησης και
- Σύνθετες πλευρικές εξαπλώσεις.



*Σχήμα 2.8: Πλευρική εξάπλωση διαρρηγμένων ασβεστόλιθων που υπέρκεινται μαλακότερων σχηματισμών.*

*Πηγή: Varnes, 1978, από Ελευθερίου και Κυριαζόπουλος, 2019.*



*Εικόνα 2.8: Τυπική απεικόνιση πλευρικής εξάπλωσης γαιών.*

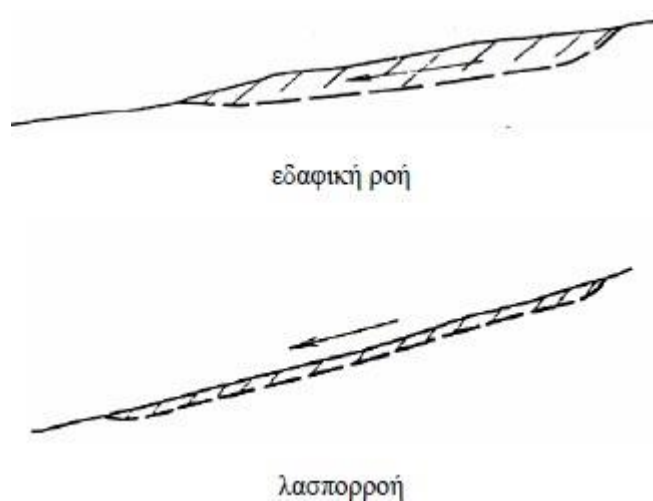
*Πηγή: Varnes, 1978, από Μπούνου, 2012.*

### 2.2.5. Ροές

Ο συγκεκριμένος τύπος αστοχίας αποτελεί μία συνεχής κίνηση όπου οι επιφάνειες διάτμησης είναι πολύ κοντά τοποθετημένες. Οι ροές εκδηλώνονται σε εδαφικά χαλαρά υλικά με μικρή αντοχή, μέχρι λασπώδη, δύναται να έχουν υγρή ή ξηρή μορφή και η κίνηση τους μπορεί να χαρακτηριστεί ως αργή ή γρήγορη.

Στα **εδαφικά πρανή** μπορεί να εμφανιστούν λασποροές, οι οποίες προκαλούνται από την κίνηση υδαρούς γεωυλικού. Συνήθως παρουσιάζονται σε αργιλικούς σχηματισμούς,

οι οποίοι εμπεριέχουν σε πυκνή διάταξη αμμόδεις ή ιλυοαμμόδεις ενστρώσεις, συνεχείς ή φακοειδείς, στις οποίες αναπτύσσεται υψηλή πίεση των πόρων που προκαλεί την ρευστοποίηση. Επιπλέον, έχουν χαρακτηριστεί ως εδαφικές ροές οι σχετικά πιο αργές ροές πολυκερματισμένων μαλακών λεπτόκοκκων γεωϋλικών, όπου παρατηρούνται ορισμένες φορές στον πόδα της κατολίσθησης. Με λίγα λόγια οι εδαφικές ροές αποτελούν μία ενδιάμεση κατάσταση μεταξύ επιμήκους ολίσθησης και λασπορροών, όπως παριστάνεται στην *Εικόνα 2.9*.



*Εικόνα 2.9: Μορφές ροών.  
Πηγή: Skempton and Hutchinson, 1969, από Μαραγκάκη, 2003.*

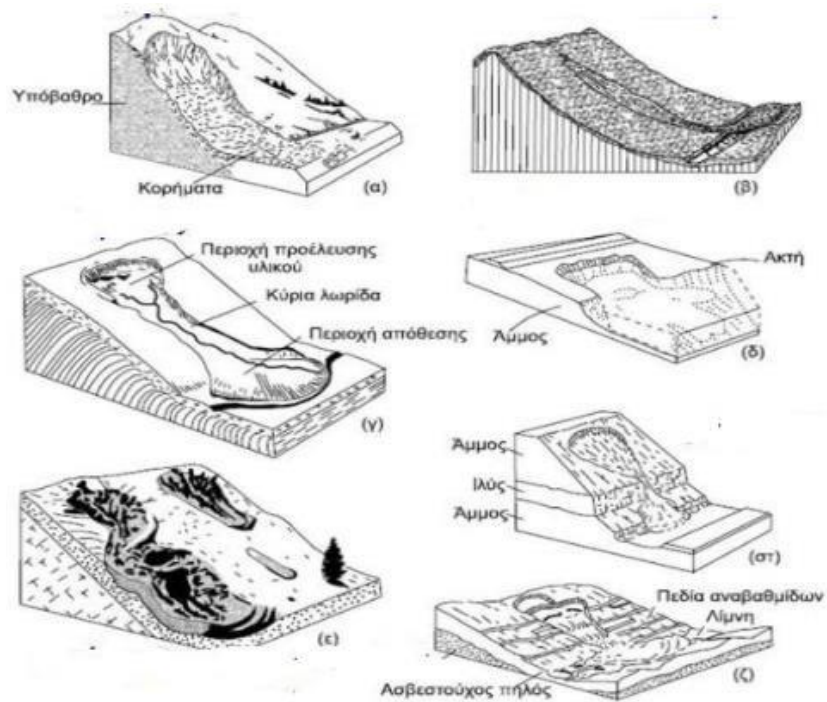
Οι αντίστοιχες μετακινήσεις στα **βραχώδη πρανή** είναι ροές χονδρόκοκκων φερτών υλικών και συνήθως ξεκινούν με την έναρξη καταρρακτωδών βροχών και πλημμυρών, όπως φαίνεται και στην *Εικόνα 2.10* (Μαραγκάκη, 2003). Επίσης, εξελίσσονται με αργό ρυθμό και κατανέμονται σε κοντινές ρωγμές οι οποίες προέρχονται από κάμψη, πτύχωση ή διόγκωση.



*Εικόνα 2.10: Μορφή ροής φερτών υλικών.  
Πηγή: Skempton and Hutchinson, 1969, από Μαραγκάκη, 2003.*

Επιπλέον, οι ολισθήσεις μπορούν σταδιακά να μετατραπούν σε ροές λόγω πιθανών μεταβολών στην περιεκτικότητα του νερού και στην κινητικότητα, όπως φαίνεται παραστατικά στο Σχήμα 2.9. Έτσι τα είδη των ροών είναι (Μαρκογιαννάκη, 2019):

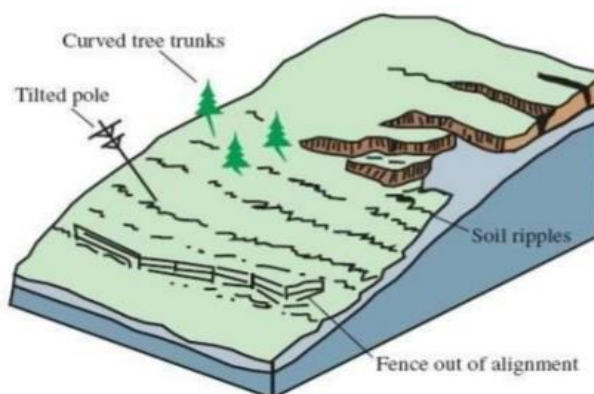
- Ροές βραχώδους υποβάθρου,
- Ροές κορημάτων,
- Ροές γαιών,
- Ρεύματα τεμάχων,
- Ξηρές ροές άμμου και
- Ροές αιολικής γης (σπανιότερα).



**Σχήμα 2.9:** Είδη ροών: α) απότομα γρήγορη ροή, β) μαζική ροή κορημάτων, γ) ροή γαιών από πολύ αργή μέχρι γρήγορη, δ) γρήγορη ροή άμμου ή ιλύος, ε) κανάλι ροής κορημάτων, στ) γρήγορη έως πολύ γρήγορη ροή στεγνής άμμου, ζ) ροή ξερής αιολικής γης.

Πηγή: Varnes, 1978, από Μαργογιαννάκη, 2019.

Σύμφωνα με τον Varnes (1978 από Μαργογιαννάκη, 2019), αλλά και άλλους ερευνητές, η ταξινόμηση των ροών με αργό ρυθμό είναι διαφορετική. Για αυτόν τον λόγο, καθορίστηκε η έννοια του ερπυσμού, ο οποίος αποτελεί μία αργή κίνηση του επιφανειακού μανδύα ή του σαθρού καλύμματος των πετρωμάτων και απεικονίζεται στην *Εικόνα 2.11*.



**Εικόνα 2.11:** Τοπική απεικόνιση ερπυσμού.  
Πηγή: Varnes, 1978, από Μαργογιαννάκη, 2019.

## 2.3. Παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια των πρανών

Οι χαρακτηριστικές παράμετροι, από τις οποίες εξαρτάται η ευστάθεια ενός φυσικού πρανούς, είναι:

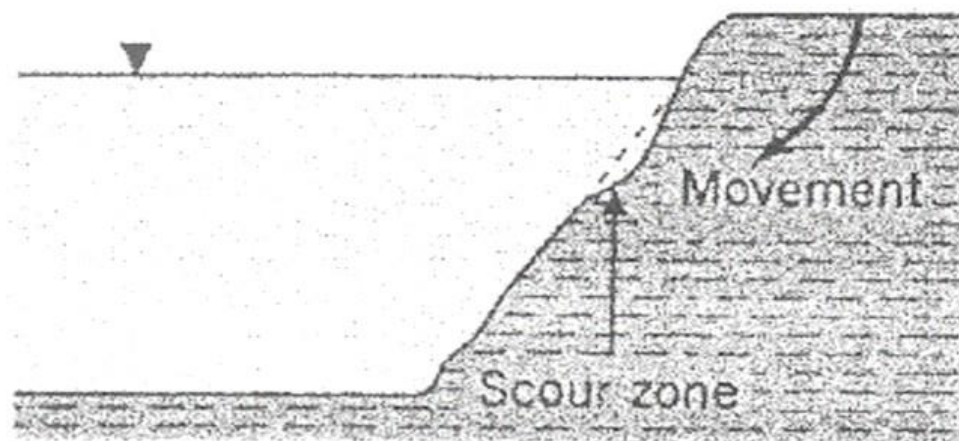
- ✓ Η *βαρύτητα*, η οποία δρα ως παράγοντας αστάθειας του πρανούς, καθώς τείνει να παρασύρει προς τα κάτω και προς τα έξω ορισμένη μάζα βράχου.
- ✓ Η *διατμητική αντοχή του εδάφους-βράχου*, που τείνει να διατηρήσει ενωμένα τα υλικά που συνθέτουν το πρανές και αντιστέκεται σε οποιαδήποτε μετακίνηση.

Επιπλέον παράμετροι, εκτός από τις προαναφερθείσες, είναι η *στρώση* και ο *κατακερματισμός του σχηματισμού*, η *κατανομή των ασυνεχειών που διατέμνουν τη βραχομάζα*, η *παρουσία και η κίνηση του νερού* σε συνδυασμό με τις συνθήκες αποστράγγισης του πρανούς, η *επίδραση των ατμοσφαιρικών συνθηκών* και οι *χρονικές μεταβολές των τάσεων και των παραμορφώσεων*.

### 2.3.1. Φυσικοί παράγοντες

Ο αρχικός παράγοντας που επηρεάζει την ευστάθεια ενός πρανούς είναι η *διάβρωση*. Η διάβρωση προκαλείται από την κίνηση του νερού. Τα φυσικά και τεχνητά πρανή επηρεάζονται από την κίνηση του νερού, όταν αυτό βρίσκεται σε όρια ποταμών ή λιμνών, ή από την κίνηση υπόγειου νερού.

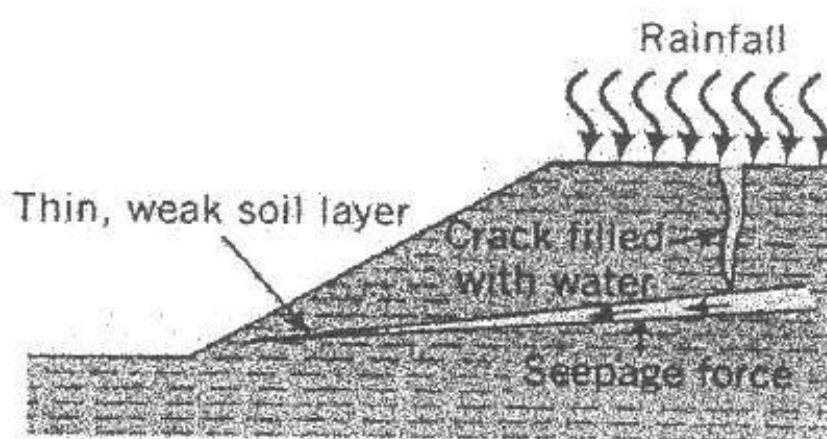
Έχουν παρατηρηθεί δύο περιπτώσεις διάβρωσης. Η πρώτη περίπτωση είναι μεγάλης κλίμακας και συνοδεύεται από αλλαγή της γεωμετρίας του πρανούς, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.10 (Καλογήρου, 2003).



*Σχήμα 2.10: Διάβρωση παραλίμνιων και παραποτάμων πρηνών.  
Πηγή: U.S. Army Corps of Engineers, 1994, από Καλογήρου, 2003.*

Όσον αφορά την δεύτερη περίπτωση, η διάβρωση που έχει παρατηρηθεί είναι εσωτερική και οφείλεται στην κίνηση υπογείων υδάτων ή σε διείσδυση νερού από την επιφάνεια μέσω ρωγμών.

Το αποτέλεσμα αυτής της εσωτερικής διάβρωσης είναι ότι μειώνεται η συνάφεια των γειτονικών όγκων πετρώματος και έτσι επιτυγχάνεται η μείωση της διατμητικής αντοχής του υλικού (βλέπε Σχήμα 2.11). Ακόμα, η εσωτερική διάβρωση μπορεί να επιφέρει και αύξηση της διαπερατότητας του πετρώματος (Τσαϊμου, 2006).



*Σχήμα 2.11: Εσωτερική διάβρωση λόγω εισροής νερού βροχής μέσω επιφανειακών ρωγμών στη μάζα του πρηνούς.*

*Πηγή: U.S. Army Corps of Engineers, 1994, από Τσαϊμου, 2006.*

Ο δεύτερος παράγοντας που επηρεάζει την ευστάθεια ενός πρανούς είναι η ύπαρξη *υπόγειων νερών*. Η πίεση των πόρων που δρα μέσα στην ασυνέχεια ελαττώνει την ενεργή τάση που εφαρμόζεται σε ένα επίπεδο, με αποτέλεσμα να ελαττώνεται και η διατμητική αντοχή του υλικού κατά μήκος του επιπέδου αυτού.

Έπειτα, πολύ σημαντική επιρροή στην ευστάθεια του πρανούς ασκεί η *θερμοκρασία*. Υψηλές θερμοκρασιακές μεταβολές μπορούν να προκαλέσουν θρυμματισμό του πετρώματος λόγω συστολής – διαστολής. Επαναλαμβανόμενοι κύκλοι ψύξης – θέρμανσης έχουν σαν αποτέλεσμα τη σταδιακή μείωση της αντοχής.

Η *εντατική κατάσταση*, η οποία εφαρμόζεται μέσω τάσεων στο εσωτερικό του πετρώματος αποτελεί τον τέταρτο παράγοντα. Οι υψηλές οριζόντιες τάσεις που δρουν στο πρανές, είναι πιθανό να προκαλέσουν κίνηση όγκων εδαφικού υλικού λόγω εκτόνωσης τάσεων που εμφανίζονται κατά την εκσκαφή.

Ένας ακόμη σημαντικός παράγοντας είναι οι *σεισμοί*, οι οποίοι επιφέρουν δυναμικές φορτίσεις στα πρανή. Από αυτές τις φορτίσεις ιδιαίτερος επιζήμια είναι η διατμητική, η οποία ελαττώνει τη διατμητική αντοχή και το μέτρο δυστροπίας του εδάφους.

Υπάρχουν περιπτώσεις όπου σε αδρομερή κορεσμένα εδάφη (άμμος), η πίεση των πόρων λόγω της σεισμικής δράσης μπορεί να φτάσει σε τιμές ίσες με την ολική τάση του εδάφους και να το οδηγήσει σε δισκοειδή συμπεριφορά (δυναμική ρευστοποίηση) σύμφωνα με τον Παπαζάχο (1989, από Τσαϊμου, 2006).

Εξίσου σημαντική είναι και η *στιγμιαία τάση*, η οποία μπορεί να οφείλεται σε σεισμικές κινήσεις ή σε εκρήξεις που λαμβάνουν χώρα σε μεταλλεία και λατομεία, σύμφωνα με τον Κανάρη (2006, από Τσαϊμου, 2006).

Τέλος, δύο πολύ σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια του πρανούς αποτελούν η *χλωρίδα-πανίδα* και τα *γεωλογικά χαρακτηριστικά* του.

Η ανάπτυξη του ριζικού συστήματος μειώνει τη διατμητική αντοχή πετρωμάτων, ενώ οι τάσεις λόγω των ανέμων μεταφέρονται δια μέσου των κορμών. Επίσης, οι ζωικοί οργανισμοί επηρεάζουν, λόγω δημιουργίας πυκνού επίγειου συστήματος κενών σύμφωνα με τον Λέκκα (1996, από Τσαϊμου, 2006).

Όσον αφορά τα γεωλογικά χαρακτηριστικά του πρανούς, ένας μεγάλος αριθμός κατολισθήσεων πραγματοποιούνται λόγω της ενδεχομένως ανακριβής γεωλογικής ή γεωτεχνικής έρευνας, ως προς την λιθοστρωματογραφία της περιοχής και των γεωτεχνικών παραμέτρων των στρωμάτων.

### **2.3.2. Παράγοντες που οφείλονται στην ανθρώπινη δραστηριότητα**

Οι ανθρωπογενείς παράγοντες αποτελούν ένα πολύ σημαντικό κομμάτι στην ευστάθεια των πρανών και θα πρέπει να ληφθούν σοβαρά υπόψιν.

Τέτοιου είδους παράγοντας αποτελεί η **κατασκευαστική δραστηριότητα**. Μέσω της πραγματοποίησης κατασκευαστικών δραστηριοτήτων κοντά στο πόδι του πρανούς, αυξάνεται η πιθανότητα να προκύψουν καταστάσεις οι οποίες θα οδηγήσουν σε αστάθεια. Τέτοιες περιπτώσεις είναι οι εκσκαφές, οι δονήσεις από βαριά μηχανήματα ή η χρήση εκρηκτικών κοντά στο πόδι του πρανούς σύμφωνα με τον Κανάρη (2006, από Τσαϊμου, 2006).

Επίσης, τα **εξωτερικά φορτία** και ειδικότερα οι **ξαφνικές επιφορτίσεις** δύναται να αυξήσουν σε μεγάλο βαθμό την πιθανότητα κατολίσθησης, λόγω της μεταβολής της διατμητικής αντοχής του πρανούς. Όταν πραγματοποιούνται θεμελιώσεις αλλά και κατασκευές στην κορυφή του πρανούς και κοντά στο φρύδι, χρειάζεται να πραγματοποιείται λεπτομερής ανάλυση και μελέτη των καθιζήσεων λόγω των φορτίων, έτσι ώστε να αποφευχθούν περιπτώσεις αστοχίας του.

Πολύ σημαντική παράμετρος για την ευστάθεια του πρανούς αποτελεί και η **αφαίρεση της υποστήριξης** του, η οποία επηρεάζει άμεσα την διατμητική του αντοχή. Η υποστήριξη μπορεί να αφαιρεθεί είτε στον πόδα του πρανούς, είτε πλευρικά αυτού. Το γεγονός αυτό συμβαίνει σε περιπτώσεις αφαίρεσης των υποστηρικτικών έργων στην υποσκαφή, στην αφαίρεση των υλικών λόγω λατομικών και μεταλλευτικών έργων, αλλά και στη δράση του νερού, των κυμάτων, της παλίρροιας, των ανέμων και την ύπαρξη διάφορων ρηγμάτων.

## **2.4. Μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας**

Οι μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας πρανών διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:



✚ Τις γραμμικές μεθόδους, οι οποίες επιλύουν τα μοντέλα με εξισώσεις πρώτου βαθμού. Είναι απλές στην επίλυση και η λύση τους ορίζεται μονοσήμαντα. Για κάθε μια από αυτές υπάρχει μια γραμμική εξίσωση, από την οποία προκύπτει η τιμή του συντελεστή ασφάλειας για το εδαφικό πρανές και για το λόγο αυτό είναι εξαιρετικά χρήσιμες στην πράξη, σύμφωνα με τον Nash (1987, από Τσαϊμου, 2006). Τέτοιες μέθοδοι λοιπόν είναι η *ανάλυση πρανούς μεγάλου ύψους με ομοιόμορφη κλίση*, η *ανάλυση σφηνοειδούς τεμάχους*, η μέθοδος  $\Phi_v=0$  (αστράγγιστης αντοχής) και η μέθοδος *Fellenius* (Σουηδική).

✚ Τις μη γραμμικές μεθόδους, οι οποίες επιλύουν μοντέλα εξισώσεων δύο αγνώστων με διαδοχικές επαναλήψεις για διάφορες τιμές επαλήθευσης του 2ου αγνώστου. Στην περίπτωση που πρόκειται να γίνει ανάλυση των ενεργών τάσεων σε ένα πρανές, οι τάσεις αυτές πρέπει να οριστούν γύρω από την επιφάνεια αστοχίας. Πρακτικά, αυτό επιτυγχάνεται με το διαχωρισμό της εδαφικής μάζας σε κατακόρυφες λωρίδες. Έτσι, για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφάλειας χρησιμοποιούνται μη γραμμικές εξισώσεις (όχι κλειστού τύπου δηλαδή), η επίλυση των οποίων ακολουθεί μια επαναληπτική διαδικασία. Τέτοιες μέθοδοι είναι η μέθοδος *Bishop*, η *απλοποιημένη μέθοδος Janbu*, η μέθοδος *Spencer*, η μέθοδος *Morgenstern and Price* (Τσαϊμου, 2006).

Η ευστάθεια των πρανών μελετάται συνήθως με τις μεθόδους οριακής ισορροπίας (limit equilibrium method – LEM). Οι μέθοδοι αυτές θεωρούν ότι το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση αστοχίας υιοθετώντας μία και μόνο (αυθαίρετη) συνεχή επιφάνεια ολίσθησης (κυκλική, επίπεδη ή συνδυασμός αυτών), υποθέτοντας ότι το κριτήριο αστοχίας (λ.χ. το Mohr-Coulomb) επικρατεί καθ' όλο το μήκος της και το έδαφος συμπεριφέρεται ως ένα συμπαγές σώμα. Η χρησιμοποίηση των μεθόδων οριακής ισορροπίας ενδείκνυνται για εφαρμογές σε εδαφικά πρανή που παρουσιάζουν τέλεια πλαστική συμπεριφορά, αλλά δεν συνίστανται για ψαθυρά εδάφη, λόγω του γεγονότος ότι μπορεί να οδηγήσουν σε εσφαλμένα αποτελέσματα (Τσαϊμου, 2006).

Αποτέλεσμα της εφαρμογής τους είναι ο προσδιορισμός της τιμής του συντελεστή ασφαλείας για την δυσμενέστερη περίπτωση επιφάνειας ολίσθησης. Ως συντελεστής ασφαλείας, *FS* ή *FoS* (*Factor of Safety*), ορίζεται ο λόγος των δυνάμεων που αντιστέκονται στην ολίσθηση και οφείλονται στη διατμητική αντοχή του εδάφους, προς

τις αντίστοιχες δυνάμεις που συμβάλλουν στην αστάθεια του πρανούς, προκαλώντας την ολίσθησή του.

$$FS = \text{Δυνάμεις Αντίστασης} / \text{Δυνάμεις Ολίσθησης} \quad [2.1]$$

Επιπροσθέτως, ο ορισμός του συντελεστή ασφαλείας αποτελεί αναπόσπαστο κομμάτι για τον καθορισμό της γενικής συνθήκης ισορροπίας, που ισχύει σε όλες τις επιλύσεις ευστάθειας, τόσο των βραχωδών όσο και των εδαφικών πρανών. Για την γενική συνθήκη ισορροπίας, θα ισχύει ότι οι δυνάμεις ή οι ροπές συγκράτησης θα πρέπει να είναι μεγαλύτερες από αυτές της ολίσθησης. Επομένως:

- αν ισχύει  $FS = 1$ , το πρανές βρίσκεται σε κατάσταση οριακής ισορροπίας,
- αν ισχύει  $FS > 1$ , το πρανές ευσταθεί, και
- αν ισχύει  $FS < 1$ , τότε το πρανές είναι ασταθές.

Τα τελευταία χρόνια με την εξέλιξη της τεχνολογίας των υπολογιστικών συστημάτων, μεγάλο ενδιαφέρον παρουσιάζουν οι λεγόμενες αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης (numerical methods). Έχουν αναπτυχθεί πολλές τέτοιες μέθοδοι για την επίλυση προβλημάτων ελαστικότητας – πλαστικότητας σε ομογενή, ανομοιογενή, ισότροπα, ανισότροπα, συνεχή και ασυνεχή υλικά (εδαφικά ή βραχώδη) σύμφωνα με τον Αγιουτάντη (2002, από Μαραγκάκη, 2003).

Οι αριθμητικές μέθοδοι επίλυσης χρησιμοποιούνται περισσότερο σε επιλύσεις γεωτεχνικών προβλημάτων, όπου απαιτείται η ανάλυση και προσομοίωση πολύπλοκων προβλημάτων γεωμετρίας και συνθηκών πεδίου, όπως παρουσία ρηγμάτων, προσομοίωση φάσεων εκσκαφής και υποστήριξης, επίδραση πίεσης των πόρων κλπ.

Επιπλέον, οι αριθμητικές μέθοδοι βασίζονται στην επίλυση των καταστατικών εξισώσεων (διαφορικές ή απλές). Η υπολογιστική διαδικασία οδηγεί στην επίλυση ενός γραμμικού ή μη συστήματος αλγεβρικών εξισώσεων, του οποίου το μέγεθος εξαρτάται από το τρόπο διαίρεσης του πεδίου και από το βαθμό ακριβείας που προϋποθέτει η επίλυση του προβλήματος.

Έτσι, στις αριθμητικές μεθόδους ανήκουν (Μπούνου, 2012):

- Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων – ΜΠΣ (Finite Element Method - FEM).

- *Η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών* - ΜΠΔ (Finite Difference Method – FDM).
- *Η μέθοδος συνοριακών στοιχείων* – ΜΣΣ (Boundary Element Method – BEM).
- *Η μέθοδος των διακριτών στοιχείων* – ΜΔΣ (Distinct Element Method – DEM).
- *Οι υβριδικές μέθοδοι* (hybrid methods), οι οποίες αποτελούν συνδυασμό των προαναφερθέντων μεθόδων.

Δεδομένου του γεγονότος ότι ο συντελεστής *FS* ορίζεται ως ένας παράγοντας μείωσης της διατμητικής δύναμης, ένας προφανής τρόπος για να υπολογιστεί με ένα πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών, είναι απλά να μειωθεί η εδαφική διατμητική αντοχή, έως ότου εμφανιστεί η κατάρρευση. Ο συντελεστής ασφάλειας που προκύπτει, είναι ο λόγος της πραγματικής εδαφικής διατμητικής τάσης, προς την μειωμένη διατμητική τάση κατά την αστοχία (Μπούνου, 2012).

Έτσι, με την αυξανόμενη ταχύτητα των υπολογιστών, η τεχνική μείωσης της διατμητικής αντοχής χρησιμοποιείται με ολοένα αυξανόμενο ρυθμό στην πράξη σύμφωνα με τον Dawson et al. (1999, από Μπούνου, 2012).

## **2.5. Εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας**

### **2.5.1. Γενικά**

Λόγω του γεγονότος ότι οι βραχώδεις μάζες έχουν παραμορφωθεί με το πέρασμα μεγάλων χρονικών περιόδων και έχουν διαμορφωθεί κάτω από πολύπλοκες φυσικές συνθήκες, οι ιδιότητες τους μπορεί να διαφέρουν σημαντικά από τόπο σε τόπο, ακόμα και σε μικρές αποστάσεις μεταξύ τους (Hammah and Yacoub, 2009).

Τα χαρακτηριστικά της μάζας πετρωμάτων, όπως τα δίκτυα ρωγματώσεων, δεν παρατηρούνται εύκολα. Παρόλο που ένα μεγάλο ποσοστό των ιδιοτήτων των πετρωμάτων διακρίνονται και αξιολογούνται με σχετική ευκολία, κάποιες χαρακτηριστικές παράμετροι που έχουν αξιολογηθεί σε εργαστηριακές συνθήκες, παρουσιάζουν σημαντικά σφάλματα από την αντίστοιχη αξιολόγησή τους σε πραγματικές συνθήκες. Έτσι, παρατηρείται το γεγονός της ύπαρξης αβεβαιοτήτων στον ευρύτερο τομέα της μηχανική πετρωμάτων.

Σε ένα τέτοιο περιβάλλον, οι εκτιμήσεις που βασίζονται σε μεμονωμένες παρατηρήσεις δεν είναι αντιπροσωπευτικές και ως αποτέλεσμα, οι αποφάσεις σχεδιασμού βασιζόμενες σε αυτές, περιέχουν ένα μεγάλο βαθμό αμφιβολίας. Οπότε, είναι καλύτερο να υπάρχει η δυνατότητα διαχείρισης των κινδύνων και να αξιολογούνται οι πιθανότητες των πιο δυσμενών επιπτώσεων (Hammah and Yacoub, 2009).

Η στατιστική ανάλυση αποτελεί ένα εργαλείο για την αντιμετώπιση της αβεβαιότητας. Η συγκεκριμένη ανάλυση μπορεί να την ποσοτικοποιήσει και να εκτιμήσει τις πιθανότητες εμφάνισης διαφορετικών αποτελεσμάτων. Επομένως, μπορεί να βοηθήσει τους μηχανικούς να αναπτύξουν τις, όσον το δυνατόν, πιο βέλτιστες λύσεις.

### ***2.5.2. Μέθοδοι εκτίμησης της πιθανότητας αστοχίας πρανών***

Είναι γεγονός ότι κατά τον σχεδιασμό ενός γεωτεχνικού έργου υπολογίζεται ένας συντελεστής ασφάλειας, σύμφωνα με τον οποίο το έργο κρίνεται ασφαλές ή μη. Στην πραγματικότητα όμως, ο υπολογιζόμενος συντελεστής ασφάλειας δεν αποδίδει τον πραγματικό κίνδυνο αστοχίας του έργου, λόγω της αβεβαιότητας για τις πραγματικές τιμές παραμέτρων, όπως η συνοχή ή η γωνία εσωτερικής τριβής (Krahn, 2004).

Επομένως ο απώτερος σκοπός της ανάλυσης πιθανοτήτων, όσον αφορά την ευστάθεια πρανών, είναι να πραγματοποιηθεί κατανομή των τιμών του συντελεστή ασφαλείας, ως ένα σύνολο τυχαίων παραμέτρων με καθορισμένες στατιστικές ιδιότητες. Από την κατανομή των τιμών αυτών, μπορεί να προσδιοριστεί η πιθανότητα αστοχίας.

Συνεπώς, ο συντελεστής ασφάλειας αποτελεί μία μεταβλητή απόκρισης και ο αλγόριθμος που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό του αποτελεί συνάρτηση απόκρισης. Όταν η συνάρτηση απόκρισης είναι περίπλοκη ή έμμεσου τύπου, η επίτευξη της πλήρους κατανομής των αποτελεσμάτων ανάλυσης πιθανότητας αποτελεί δύσκολο έργο και έτσι θα πρέπει να προσδιοριστούν οι στατιστικές ροπές των διάφορων αποτελεσμάτων του συντελεστή ασφαλείας ή οποιαδήποτε άλλης μεταβλητής, με σκοπό την καλύτερη κατανομή των τιμών του (Hammah and Yacoub, 2009).

Οι στατιστικές ροπές αποτελούν ποσότητες που καταγράφουν πληροφορίες σχετικά με τη γεωμετρία μιας συνάρτησης κατανομής πιθανότητας, δηλαδή του σχήματος μιας συνάρτησης. Συνεπώς, λαμβάνονται υπόψιν τέσσερις μεταβλητές:

- ο μέσος όρος, ο οποίος παρέχει πληροφορίες σχετικά με τη θέση μιας κατανομής.
- η διακύμανση, η οποία περιγράφει την εξάπλωση ή τη διασπορά της κατανομής σχετικά με το μέσο όρο.
- η λοξότητα, η οποία παρέχει περαιτέρω πληροφορίες σχετικά με το σχήμα της κατανομής, όπως και
- η κύρτωση της συνάρτησης.

Οι δύο βασικές μέθοδοι εκτίμησης της πιθανότητας αστοχίας πρανών είναι η *μέθοδος Εκτίμησης Σημείων* (PEM) και η *μέθοδος Monte Carlo*. Αμφότερες, εφαρμόζονται στην ανάλυση με την συνεισφορά της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων και πιο συγκεκριμένα μέσω την τεχνική μείωσης της αντοχής των πετρωμάτων, όσον αφορά τον συντελεστή ασφαλείας.

### 2.5.3. Μέθοδος Εκτίμησης Σημείων (PEM)

Η *PEM* χρησιμοποιεί μια σειρά σημείων εκτίμησης και αξιολογεί κάθε σημείο (point-by-point) της συνάρτησης απόκρισης με βάση επιλεγμένες τιμές (γνωστές ως σημεία στάθμισης) των εισαχθέντων τυχαίων μεταβλητών, έτσι ώστε να υπολογίσει τις τιμές της μεταβλητής απόκρισης.

Η συγκεκριμένη μέθοδος αναπτύχθηκε αρχικά από τον Rosenblueth, το 1975, και μολονότι αποτελεί μία απλή μέθοδο, χαρακτηρίζεται από μεγάλο βαθμό ακρίβειας (Christian and Baecher, 1999).

Η *PEM* χρησιμοποιεί δύο τιμές στάθμισης, όπου τυπικά είναι οι δύο τιμές της τυπικής απόκλισης εκατέρωθεν του μέσου όρου, για κάθε τυχαία μεταβλητή που θέλουμε να εκτιμήσουμε. Απαιτεί τη μέση τιμή, τη διακύμανση και μερικές φορές την λοξότητα (ασυμμετρία), ως δεδομένες μεταβλητές. Για όλες τις πιθανές παραλλαγές των δεδομένων, πραγματοποιούνται πλήρεις αναλύσεις με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Hammah and Yacoub, 2009).

Το κύριο μειονέκτημα της *PEM* είναι ότι ο αριθμός των τυχαίων μεταβλητών αυξάνει εκθετικά τον αριθμό των σημείων εκτίμησης και αξιολόγησης. Αυτό με την σειρά του αυξάνει σημαντικά τον χρόνο και την διαδικασία υπολογισμού.

Στην μέθοδο έχουν γίνει τροποποιήσεις που μειώνουν τον αριθμό των αξιολογήσιμων σημείων (Harr, 1989 και Hong, 1998). Ωστόσο, αυτές οι τροποποιήσεις μετατοπίζουν τα σημεία στάθμισης μακρύτερα από τις μέσες τιμές και πολλές φορές οδηγούν σε τιμές δεδομένων που εκτείνονται πέρα από έγκυρες τιμές (Christian and Baecher, 2002).

#### **2.5.4. Μέθοδος Monte Carlo**

Η μέθοδος **Monte Carlo** (ή πείραμα / προσομοίωση *Monte Carlo*), είναι μια στοχαστική διαδικασία, όπου με χρήση τυχαίων αριθμών και τη στατιστική, συνεισφέρει σημαντικά στην λύση ενός προβλήματος. Η συγκεκριμένη διαδικασία είναι ισχυρή, ευέλικτη, απλή στην χρήση και μπορεί να εφαρμοστεί σε ένα πολύ μεγάλο φάσμα προβλημάτων.

Δημιουργούνται λοιπόν δείγματα πιθανολογικών δεδομένων των μεταβλητών και οι τυχαίοι συνδυασμοί τους χρησιμοποιούνται για την εκτέλεση ορισμένων προσεγγιστικών υπολογισμών. Στη συνέχεια, από τις προσομοιώσεις που προκύπτουν, λαμβάνονται πληροφορίες σχετικά με την κατανομή και τις τιμές της μεταβλητής απόκρισης (Hammah and Yacoub, 2009).

Λόγω του ότι οι προσομοιώσεις Monte Carlo μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε διάφορα προσεγγιστικά προγράμματα χωρίς τροποποιήσεις, έγιναν πολύ δημοφιλείς και για την ανάλυση πιθανότητας με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Olsson and Sandberg, 2002). Όπως και στην **PEM**, επιτρέπουν πολλαπλές συναρτήσεις απόκρισης σε ένα μόνο μοντέλο, όμως ο αριθμός των προσομοιώσεων που απαιτούνται είναι ανεξάρτητος από τον αριθμό των τυχαίων δεδομένων τιμών των μεταβλητών.

Σημαντικά πλεονεκτήματα της **μεθόδου Monte Carlo** αποτελούν:

- η ευελιξία στην ενσωμάτωση μιας ευρείας ποικιλίας κατανομής πιθανοτήτων χωρίς μεγάλη προσέγγιση και
- η δυνατότητα εύκολης μοντελοποίησης συσχετίσεων μεταξύ μεταβλητών.

Ωστόσο, το πιο βασικό μειονέκτημα της **μεθόδου Monte Carlo** είναι ότι προκειμένου να επιτευχθεί η επιθυμητή ακρίβεια, μπορεί χρειαστούν πολλές προσομοιώσεις (Turner and Schweiger, 2002).

Επομένως, χρησιμοποιώντας τις εκτιμήσεις των τιμών και θεωρώντας μια συγκεκριμένη συνάρτηση κατανομής πιθανότητας, όπως η κανονική ή λογαριθμική, μπορεί να

προσεγγιστεί η κατανομή μίας συγκεκριμένης μεταβλητής την οποία εξετάζουμε. Για παράδειγμα, εάν σε μια ανάλυση οι συντελεστές ασφάλειας κατανεμηθούν σύμφωνα με μια κανονική κατανομή, τότε μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε τις ακόλουθες σχέσεις (Wolff, 1996), για να υπολογίσουμε την πιθανότητα αστοχίας για μέση τιμή  $\mu$  και τυπική απόκλιση  $\sigma$ :

$$\text{Δείκτης αξιοπιστίας, } \beta = (\mu - 1) / \sigma \quad [2.2]$$

$$\text{Πιθανότητα αστοχίας} = 1 - \Phi(\beta) \quad [2.3]$$

όπου,  $\Phi$  είναι η συνάρτηση αθροιστικής κανονικής κατανομής.

Ο ορισμός του δείκτη αξιοπιστίας,  $\beta$ , όταν ο συντελεστής των τιμών ασφαλείας θεωρείται ότι κατανέμεται κανονικά είναι:

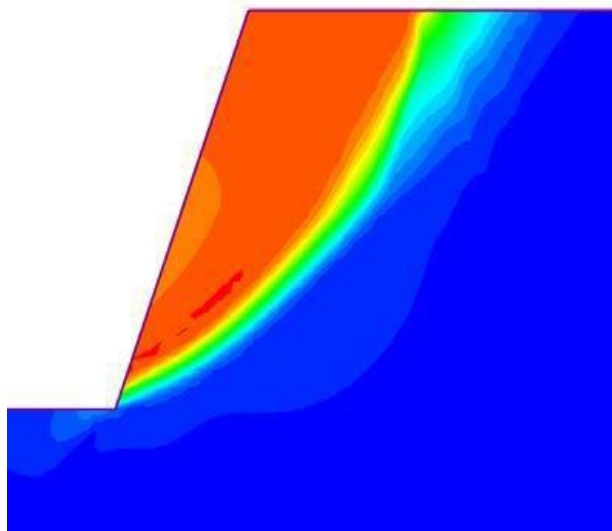
$$\beta = \mu_{ln} / \sigma_{ln} \quad [2.4]$$

όπου τα  $\mu_{ln}$  και  $\sigma_{ln}$  υπολογίζονται ως εξής:

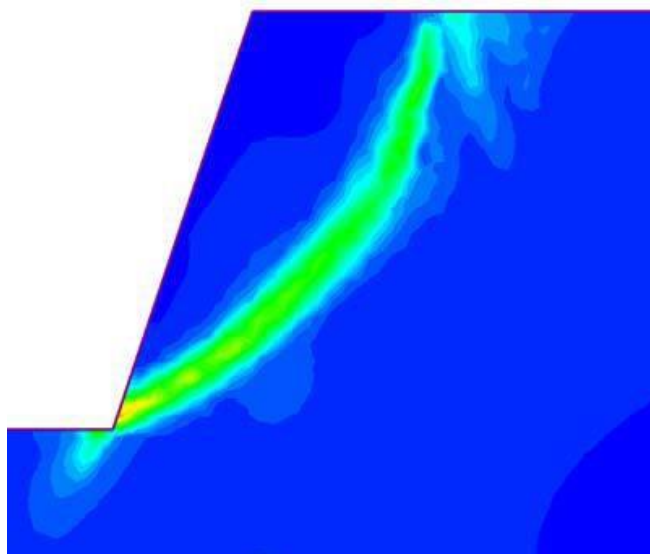
$$\sigma_{ln} = \ln[1 + (\sigma / \mu)^2] \quad [2.5]$$

$$\mu_{ln} = \ln(\mu) - 0.5 \cdot \sigma_{ln}^2 \quad [2.6]$$

Η συνδυασμένη λοιπόν προσέγγιση, μέσω της χρήσης μερικών προσομοιώσεων του *Monte Carlo* με σκοπό να επιτευχθεί η εκτίμηση τιμών και των υποθετικών μορφών της συνάρτησης για διάφορες μεταβλητές, χαρακτηρίζεται ως **κατά προσέγγιση μέθοδος Monte Carlo**. Δεδομένου του γεγονότος ότι για ένα μικρό αριθμό προσομοιώσεων η διακύμανση του συντελεστή ασφάλειας μπορεί να είναι μεγάλη, οι εκτιμήσεις της μεθόδου, όσον αφορά την πιθανότητα αστοχίας, μπορεί να διαφέρουν σημαντικά. Ωστόσο, είναι χρήσιμες για τη λήψη αποφάσεων, λαμβάνοντας βέβαια υπόψιν το μεγάλο εύρος αβεβαιότητας που συνδέεται με τα γεωλογικά περιβάλλοντα και τις ιδιότητές τους. Στις *Εικόνες 2.12* και *2.13* απεικονίζονται αντίστοιχα οι εκτιμήσεις των συνολικών μετατοπίσεων και της ζώνης διάτμησης που προκαλεί αστοχία, σύμφωνα με την μέθοδο *Monte Carlo*.



*Εικόνα 2. 12: Τοπική απεικόνιση της συνολικής μετατόπισης των προσομοιώσεων της μεθόδου Monte Carlo.  
Πηγή: Hammah and Yacoub, 2009.*



*Εικόνα 2. 13: Τοπική απεικόνιση μέγιστης διατμητικής τάσης, η οποία δείχνει τη ζώνη διάτμησης που προκαλεί αστοχία.  
Πηγή: Hammah and Yacoub, 2009.*



### 3. ΕΠΙΤΡΕΠΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ ΣΤΑ ΘΕΜΕΛΙΑ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ

#### 3.1. Γενικά

Απόρροια των τεχνικών έργων αποτελεί η επιβολή φορτίων στο έδαφος (λ.χ. κατασκευή κτιρίων, φραγμάτων) ή η μείωση των ήδη επιβεβλημένων φορτίων (λ.χ. εκσκαφές). Με απώτερο σκοπό την επίτευξη ισορροπίας ανάμεσα στο σύστημα κατασκευή-έδαφος, τα φορτία αυτά αναλαμβάνονται από το έδαφος μέσω της εφαρμογής εσωτερικών τάσεων. Αυτό όμως συμβαίνει ικανοποιώντας τις συνθήκες ισορροπίας σε όλα τα εδαφικά στρώματα, σύμφωνα με τον Καββαδά (2000, από Ζώνιο, 2004).

Δύο σημαντικοί λόγοι για τους οποίους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψιν η εκτίμηση των τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος, λόγω εξωτερικών φορτίων, είναι (Ζώνιος, 2004):

- a) Οι αντοχές των κατασκευών σε υποχωρήσεις στα σημεία στήριξης είναι περιορισμένες. Για την εκτίμηση των υποχωρήσεων είναι απαραίτητη η γνώση των παραμορφώσεων που προκαλούνται από τα επιβεβλημένα φορτία. Ωστόσο, οι παραμορφώσεις εξαρτώνται από τις αναπτυσσόμενες τάσεις, στοιχείο που καθιστά αναγκαία την εκτίμηση των τάσεων.
- b) Όλα τα υλικά αστοχούν (θραύονται), όταν η φόρτιση υπερβεί το όριο αντοχής τους. Το όριο αντοχής κάθε υλικού δεν παραμένει σταθερό αλλά μεταβάλλεται ανάλογα με τους κρίσιμους συνδυασμούς τάσεων, που δύναται να εφαρμοστούν σε αυτό και χαρακτηρίζονται ως κριτήρια αστοχίας. Έτσι, το γεγονός αυτό καθιστά απαραίτητη την γνώση των τάσεων που εφαρμόζονται στο έδαφος με σκοπό να εκτιμηθεί κατά πόσον η υφιστάμενη εντατική του κατάσταση προσεγγίζει την κατάσταση αστοχίας.

Επιτρεπόμενη τάση ( $\sigma_{\text{επιτρ}}$ ), ονομάζεται η τάση κατά την οποία επιτρέπεται να καταπονηθεί ένα οποιοδήποτε υλικό, όπου εξασφαλίζεται και δεν επηρεάζεται η αντοχή του (φυσικά κάτω από συγκεκριμένα όρια ασφάλειας), σύμφωνα με πληροφορίες του ιστολογίου Μηχανικής - Αντοχής Υλικών. Η τάση αυτή ορίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_{\text{επιτρ}} = \sigma_{\text{θραυσης}} / \Sigma f \quad [3.1]$$

όπου  $\Sigma f$ : συντελεστής ασφάλειας, ο οποίος εκφράζει πόσες φορές μικρότερη είναι η επιτρεπόμενη τάση από την τάση θραύσης του υλικού.

Κάθε κατασκευή που πρόκειται να αναλάβει εξωτερικές δυνάμεις και να τις μεταφέρει με ασφάλεια στις στηρίξεις της, την ονομάζουμε φορέα. Ο προσδιορισμός του μεγέθους, τόσο των εσωτερικών δυνάμεων όσο και των παραμορφώσεων που προκαλούν, εξαρτάται από τον τρόπο με τον οποίο οι εξωτερικές δυνάμεις ασκούνται και εφαρμόζονται πάνω στο φορέα. Έτσι, όταν σε ένα φορέα που ισορροπεί ασκούνται εξωτερικές δυνάμεις, τότε αυτός καταπονείται ή βρίσκεται σε εντατική κατάσταση (Λόκκας, 2003).

Στην περίπτωση λοιπόν, όπου ο τρόπος επιβολής των δυνάμεων στον φορέα είναι ομαλός, τα επιβεβλημένα φορτία χαρακτηρίζονται ως απλές καταπονήσεις. Ωστόσο, ένας φορέας δύναται να καταπονείται σε κάποιες περιπτώσεις με διάφορους τρόπους, όπως κάμψη και διάτμηση σε δοκούς, κάμψη και θλίψη (προεντεταμένους φορείς), κάμψη και εφελκυσμό (ελκυστήρες), εφελκυσμό και διάτμηση (κοχλιοφόροι ήλοι) και ως εκ τούτου, λέγεται ότι ο φορέας υποβάλλεται σε σύνθετη καταπόνηση (Λόκκας, 2003).

Επιπλέον σε μία γεωτεχνική μελέτη, όπως προαναφέρθηκε, υπολογίζεται το μέγεθος των καθιζήσεων, λόγω των διάφορων φορτίων που επιβάλλονται και στην συνέχεια, εκτιμάται εάν η τιμή αυτή είναι αποδεκτή ή όχι. Οπότε για να είναι αποδεκτή, θα πρέπει να είναι μικρότερη από την επιτρεπτή καθίζηση.

Με τον όρο καθίζηση μίας ανωδομής εννοούμε την μετακίνηση της σε κατακόρυφη διεύθυνση. Σύμφωνα με μεγάλο αριθμό παρατηρήσεων προκύπτει ότι οι βλάβες που προκαλούνται σε κτίρια οφείλονται κυρίως στις διαφορετικές τιμές των καθιζήσεων που αναπτύσσονται στα διάφορα σημεία της κατόψεως της θεμελίωσης τους, παρά στην υπέρβαση μίας συγκεκριμένης απόλυτης τιμής της μεμονωμένης καθίζησης (Αμερικάνος, 2010).

Γενικά υπάρχουν πολλές διαφορετικές περιπτώσεις κινήσεων και βλαβών στις κατασκευές. Αυτές ενδέχεται να προέρχονται από μεταβολές των διαστάσεων των δομικών υλικών, όπως θερμοκρασιακές μεταβολές, μεταβολές υγρασίας, ερπυσμός και χημικές μεταβολές. Επίσης, μπορεί να σημειώνονται δομικές μετακινήσεις λόγω των διαφόρων κινήσεων του εδάφους, όπως υποχωρήσεις από ορυχεία, συρρίκνωση ή

διόγκωση αργιλικών εδαφών, διάβρωση αμμωδών εδαφών, αστάθεια πρανών, κακώς συμπτυκνόμενα επιχώματα, δονήσεις αλλά και άλλες περιπτώσεις (Barnes, 2000).

Η καθιέρωση των επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων για διαφορετικούς τύπους κτιρίων βασίστηκε σε παρατηρήσεις, οι οποίες συνδύαζαν τα μεγέθη των οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων, εκδηλωμένες με το βαθμό της σοβαρότητας των προκληθεισών βλαβών στα εν λόγω κτίρια (Αμερικάνος, 2010).

### **3.2. Ορισμός των κινήσεων εδάφους και θεμελίωσης**


Καταρχήν χρειάζεται να προσδιοριστούν ορισμένες βασικές έννοιες που αφορούν την κατασκευή, τη θεμελίωση και το έδαφος. Ο Terzaghi (1935, από Μπουτίκας, 2015), με σκοπό να ορίσει τις μετακινήσεις των θεμελίων, κατέληξε στο συμπέρασμα πως απαιτείται ακριβής αποτύπωση (θεμελίων και μετακινήσεων) σε τουλάχιστον 15 ή 20 σημεία της κάτοψης του κτηρίου. Ως αποτέλεσμα, μέσω της συγκεκριμένης διαδικασίας πραγματοποιούνταν τρισδιάστατη απεικόνιση των «παραμορφώσεων» του εκάστοτε κτηρίου.

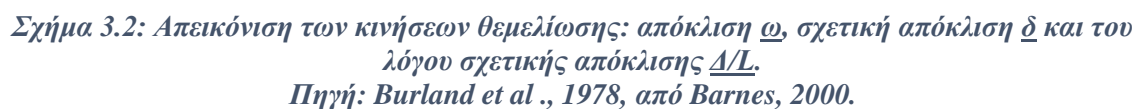
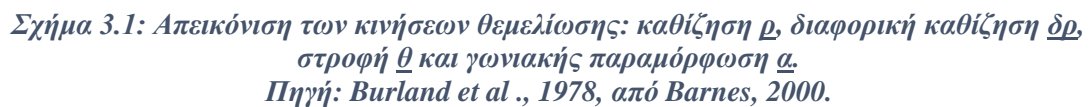
Οι Skempton και Macdonald, όπως και οι Polshin και Tokar, εξέτασαν και περιέγραψαν το ίδιο φαινόμενο, δηλαδή της γωνιακής παραμόρφωσης, έχοντας διαφορετική προσέγγιση. Η προσέγγιση των πρώτων αναφερόταν σε δύο διαστάσεις και την όρισαν ως τον λόγο της διαφορικής καθίζησης προς την απόσταση μεταξύ δύο (αυθαίρετων) σημείων του κτηρίου. Οι δεύτεροι την όρισαν ως την κατακόρυφη διαφορά δύο όμοιων στηρίξεων που έχουν καθιζήσει / υποχωρήσει σε σχέση με τη μεταξύ τους απόσταση. Επιπροσθέτως, εισήγαγαν τον όρο «σχετική μετατόπιση» ως το λόγο της μετατόπισης προς το μήκος του μετατοπισθέντος μέλους για να ορίσουν τη διαφορική καθίζηση (Μπουτίκας, 2015).

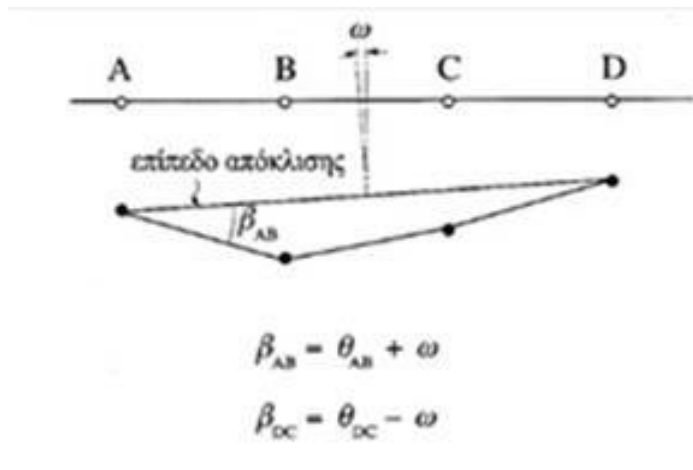
Στην συνέχεια, οι Burland και Wroth (1974, από Barnes, 2000) πρότειναν ένα νέο σύνολο ορισμών ώστε να γίνει δυνατή μια λεπτομερής διερεύνηση των διαφόρων τύπων μετακινήσεων μίας κατασκευής στη δισδιάστατη ανάλυση. Αυτές οι κινήσεις παρουσιάζονται στο *Σχήμα 3.1*, όπου τα σημεία Α έως D αντιπροσωπεύουν σημεία διαφόρων τύπων θεμελίωσης όπως σημεία μίας κοιτόστρωσης, θέσεις μεμονωμένων

πεδίων κάτω από τα υποστυλώματα σκελετού ενός κτηρίου, ή σημεία κάτω από έναν φέροντα τοίχο. Οι ορισμοί λοιπόν αυτοί είναι:

- ✚ Καθίζηση  $\rho$ : Είναι η κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση σε ένα σημείο. Επίσης είναι ανομοιομορφη σε μία άκαμπτη κατασκευή (βλέπε Σχήμα 3.1).
- ✚ Ανύψωση  $\rho_h$ : Είναι η κατακόρυφη κίνηση ενός σημείου προς τα πάνω, με τα ίδια χαρακτηριστικά με την καθίζηση  $\rho$ .
- ✚ Διαφορική καθίζηση ή ανύψωση  $\delta_o, \delta_h$ : Είναι η διαφορά καθίζησης ή ανύψωσης μεταξύ δύο σημείων. Μπορεί να επιλεγούν αυθαίρετα σημεία, αλλά συνήθως επιλέγονται γειτονικά.
- ✚ Οριζόντια μετακίνηση  $u$ : Είναι η διαστολή ή συστολή ενός κτηρίου κατά την οριζόντια διεύθυνση και αποφέρει ως αποτέλεσμα εφελκυστικές ή θλιπτικές παραμορφώσεις.
- ✚ Στροφή  $\theta$ : Είναι η αλλαγή της γωνίας μιας ευθείας που συνδέει δύο σημεία αναφοράς, όπως τα Α και Β (βλέπε Σχήμα 3.1).
- ✚ Απόκλιση  $\omega$ : Είναι η περιστροφή όλης της κατασκευής ή ενός διακριτού τμήματος της ως άκαμπτου στερεού. Αυτή λαμβάνεται με σχεδίαση μιας ευθείας γραμμής ανάμεσα στα δύο άκρα του διαγράμματος της κατανομής των καθιζήσεων κάτω από το κτήριο ή ενός διακριτού τμήματός του, όπως είναι τα σημεία Α και D (βλέπε Σχήμα 3.2). Ακόμα, αναφέρεται ως επίπεδο απόκλισης και επηρεάζει τόσο την κατακόρυφη όσο την οριζόντια συνιστώσα του κτηρίου.
- ✚ Σχετική μετατόπιση  $\Delta$ : Είναι η σχετική μετακίνηση ως προς το επίπεδο απόκλισης (βλέπε Σχήμα 3.2). Η προς τα κάτω μετακίνηση ονομάζεται βύθιση και η προς τα πάνω ανύψωση.
- ✚ Λόγος σχετικής μετατόπισης  $\Delta/L$ : Δηλώνει τον βαθμό καμπύλωσης, τον οποίο έχει υποστεί το κτήριο ή ένα μέρος του και μπορεί να αντιστοιχεί σε λόγο βύθισης ή λόγο ανύψωσης. Ο βαθμός καμπύλωσης καθορίζει το μέγεθος της παραμόρφωσης και επομένως τον βαθμό βλάβης της κατασκευής. Ο λόγος απόκλισης αποτελεί μία παράμετρο που υιοθετείται στο Σχήμα 3.2. Επίσης προτιμάται από την γωνιακή απόκλιση  $\beta$  διότι η τελευταία επηρεάζεται από το μέγεθος της απόκλισης (βλέπε Σχήμα 3.3).
- ✚ Γωνιακή παραμόρφωση  $\alpha$ : Αντιπροσωπεύει την ολική στροφή ενός σημείου κατασκευής. Είναι θετική αν προκαλεί βύθιση και αρνητική αν προκαλεί ανύψωση. Αυτή η παράμετρος είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για τη εκτίμηση τοπικών κινήσεων κατά

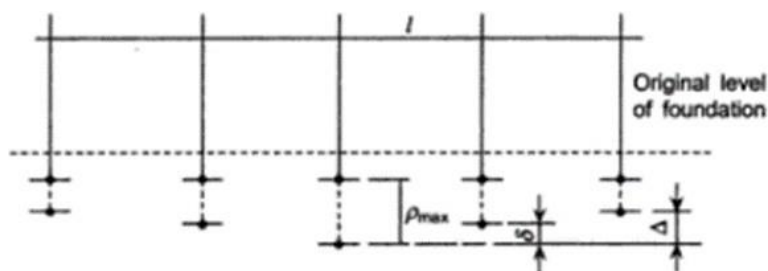
 Σχετική γωνιακή απόκλιση,  $\beta$ : Είναι η στροφή της ευθείας, που συνδέει δύο σημεία αναφοράς, ως προς την γραμμή απόκλισης (βλέπε Σχήμα 3.3).





Σχήμα 3.3: Απεικόνιση των κινήσεων θεμελίωσης: σχετική γωνιακή απόκλιση  $\beta$ .  
Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000.

Επίσης στο Σχήμα 3.4, απεικονίζεται η διαφοροποίηση της θέσης θεμελίωσης ενός κτηρίου, όταν οι στύλοι του υπόκεινται σε καθίζηση.



Σχήμα 3.4: Καθίζηση στύλων του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου σε σχέση με την αρχική στάθμη της θεμελίωσης.  
Πηγή: Som and Das, 2003, από Μπουτίκα, 2015.

### 3.3. Κριτήρια βλαβών των κτηρίων

Οι υπάρχουσες μέθοδοι (κριτήρια) αποτίμησης των βλαβών που προκαλούνται στα κτήρια από τις διαφορικές μετατοπίσεις εδάφους σχετίζονται, είτε με τις μακροχρόνιες καθιζήσεις από στερεοποίηση, είτε με τις καθιζήσεις που προκαλούνται από εκσκαφές (π.χ. διάνοιξη σηράγγων). Οι προσεγγίσεις των συγκεκριμένων μεθόδων στηρίζονται είτε

σε εμπειρικά συμπεράσματα μέσω παρατηρήσεων (λ.χ. Skempton and Macdonald, 1956), είτε από απλοποιημένους συσχετισμούς αλλά και υπολογισμούς, όπως πραγματοποίησαν οι Burland και Wroth (1975, από Μπουτίκα, 2015).

Στην εργασία των Burland, Broms και De Mello (1978, από Barnes, 2000) αναφέρονται και περιγράφονται τα εξής κριτήρια:

- ✓ Εμφάνιση της κατασκευής συνολικά: Σχετίζεται με αποκλίσεις τοίχων, δαπέδων αλλά και ολόκληρου του κτιρίου. Οι αποκλίσεις αυτές μπορεί να επιφέρουν δυσάρεστες και επιπτώσεις για τους χρήστες και τους επισκέπτες. Μία απόκλιση σε σχέση με την κατακόρυφο ή την οριζόντια της τάξης του 1/250 μπορεί να γίνει αντιληπτή.
- ✓ Εμφάνιση των αρχιτεκτονικών υλικών: Αυτές αφορούν ορατές βλάβες, όπως ρωγμές ή παραμορφώσεις των επικαλύψεων, οποίες μπορούν να κατανέμονται από ανεπιθύμητες έως και ανησυχητικές. Κατάταξη για την εκτίμηση των βλαβών έχει προταθεί και από το BRE (BRE Digest 251, 1989, από Barnes, 2000). Αν και οι ρωγματώσεις είναι ενδεικτικές των κινήσεων, η κατάταξη βασίζεται στο αν είναι εύκολα εφικτή η επισκευή της βλάβης.
- ✓ Λειτουργικότητα ή χρήση της κατασκευής: Αναφέρεται σε κινήσεις που επηρεάζουν τη συνολική λειτουργικότητα του κτιρίου, όπως μειωμένη προφύλαξη από τις καιρικές συνθήκες, διείσδυση του νερού της βροχής, υγρασία, ρεύματα αέρα, απώλειες θερμότητας, μειωμένη ηχομόνωση και παρεμπόδιση ανοίγματος παραθύρων και πορτών. Αφορά επίσης βασικές χρήσεις της κατασκευής, όπως η λειτουργία ανελκυστήρα ή του μηχανολογικού εξοπλισμού, πρόσβαση σε κεκλιμένα επίπεδα, όπως ράμπες και σκάλες και θραύση αγωγών δικτύων.
- ✓ Ευστάθεια: Αφορούν μεγάλες μετακινήσεις και πολύ σοβαρές βλάβες σε επικαλύψεις τοίχων και εξαρτήματα, οι οποίες συμβαίνουν πριν αστοχήσει η ίδια η κατασκευή.

Επίσης, σύμφωνα με τους Som και Das (2003), οι βλάβες λόγω των *διαφορικών καθιζήσεων* κατατάσσονται στις επόμενες τέσσερις κατηγορίες:

- Βλάβες Φ/Ο,
- Αρχιτεκτονικές βλάβες,
- Συνδυασμό των δύο ως άνω κατηγοριών και
- Αισθητικές βλάβες.

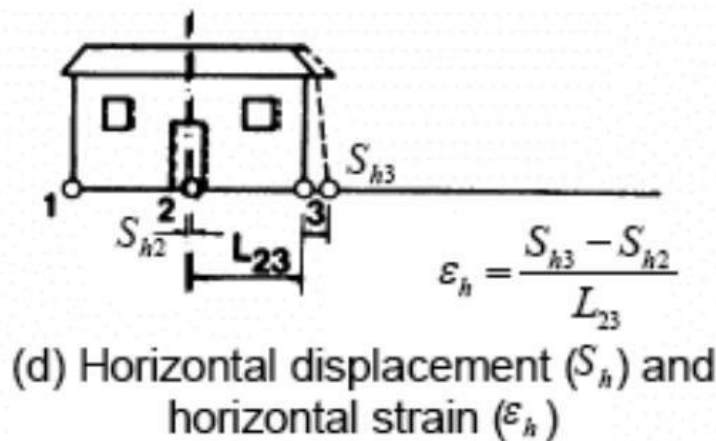
Βλάβες φέροντος οργανισμού: Τα κτήρια είναι συνήθως σχεδιασμένα, ώστε να επιτυγχάνονται ομοιόμορφες καθιζήσεις. Στο ενδεχόμενο διαφορικών καθιζήσεων μελών, δευτερεύοντες τάσεις εισάγονται στον  $\Phi/O$  που δεν έχουν προβλεφθεί στο σχεδιασμό. Σε μεταλλικά κτήρια, στην περίπτωση όπου έχει γίνει χρήση μαλακού χάλυβα και κοχλιωτών συνδέσεων, είναι δυνατόν να λάβει χώρα τοπική αστοχία μελών, υπό τη μορφή διαρροής των συνδέσεων, λόγω του ότι η επιβαλλόμενη εκ των καθιζήσεων στροφή είναι συνήθως μικρότερη από την στροφή θραύσης. Εν αντιθέσει, στα μεταλλικά κτήρια με συγκολλητές συνδέσεις, διαρροές στις συγκολλήσεις οδηγούν σε αστοχία και θραύση.

Αρχιτεκτονικές βλάβες: Όπως προαναφέρθηκε οι βλάβες αυτές επικεντρώνονται στη δημιουργία ρωγμών σε τοίχους, πατώματα και επιχρίσματα, οι οποίες είναι και πιο άμεσες σε σχέση με τις βλάβες του  $\Phi/O$ , αλλά συνήθως λαμβάνουν χώρα σε στάθμες μικρότερων παραμορφώσεων των κτηρίων από ότι οι βλάβες φέροντος οργανισμού. Εκτεταμένες βλάβες προξενούν ζητήματα λειτουργικότητας. Στη πλειονότητα των περιπτώσεων θεωρούνται κύριοι παράγοντες καθορισμού του ορίου των ανεκτών καθιζήσεων.

Αισθητικές βλάβες: Συνήθως λαμβάνουν χώρα πριν από οποιαδήποτε άλλη βλάβη, όπως για παράδειγμα εκτεταμένες κλίσεις, οι οποίες δεν μπορούν να γίνουν αποδεκτές ψυχολογικά ή αισθητικά και εμπνέουν το αίσθημα της ανασφάλειας.

Επιπλέον, η πιο διαδεδομένη μεθοδολογία η οποία ακολουθείται για την μελέτη της επίδρασης των μετακινήσεων λόγω εκσκαφής σε ένα κτίριο είναι αυτή των Burland και Wroth (1974, από Αμερικάνο, 2010), κατά την οποία το κτίριο (ή ένας φέρον τοίχος του κτιρίου) θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως μία ισοδύναμη αβαρής «υψίκορμος δοκός» επί του εδάφους με πλάτος  $L$ , ύψος  $H$  και μοναδιαίο πάχος. Σύμφωνα με αυτήν λοιπόν, υπολογίζονται οι τιμές των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών παραμορφώσεων του προσομοιώματος της δοκού και στη συνέχεια καθορίζονται εκείνες οι οριακές τιμές τους, με την υπέρβαση των οποίων πραγματοποιείται εμφάνιση ρηγματώσεων (βλέπε Σχήμα 3.5).





*Σχήμα 3.5: Ορισμός της οριζόντιας παραμόρφωσης.  
Πηγή: Burland and Wroth (1974, 1975), από Boscardin and Cording (1989).*

Οι Burland και Wroth (1974, από Αμερικάνο, 2010) διατύπωσαν σημαντικές παρατηρήσεις σχετικά με τις τιμές των οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων για διάφορους τύπους κατασκευών:

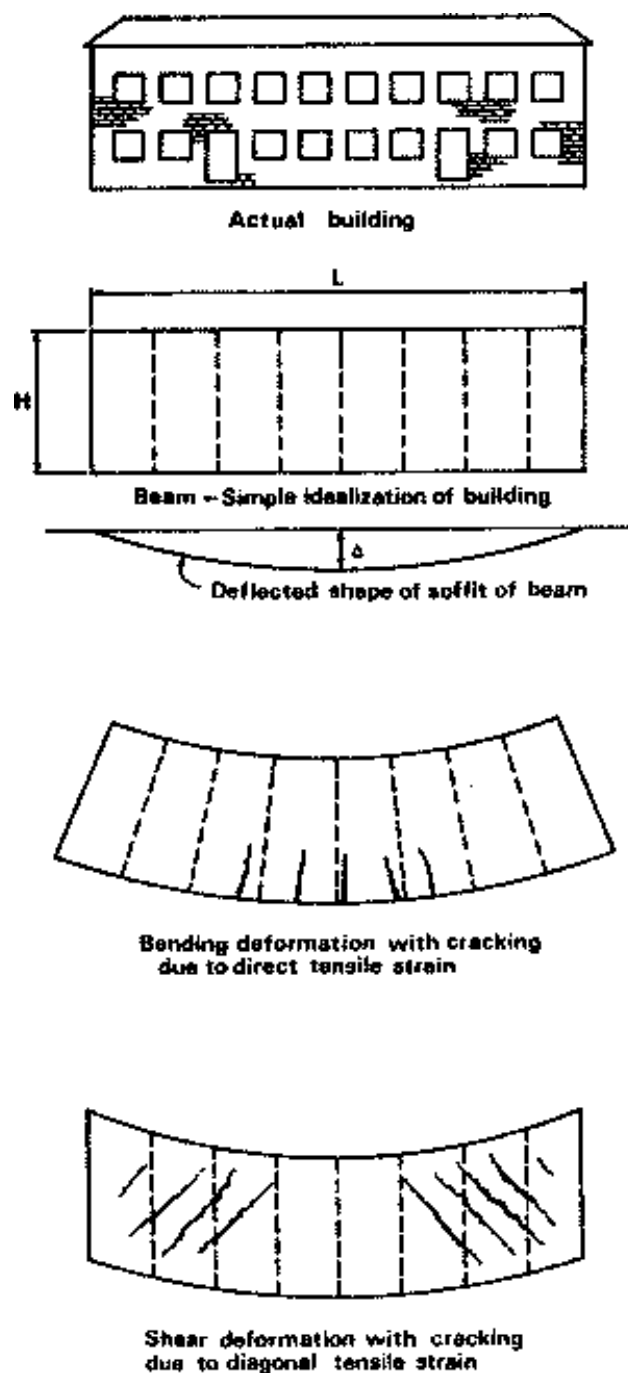
- i) Οι μέσες τιμές οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων, για τις οποίες παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία, ήταν της τάξεως 0.05% έως 0.1%.
- ii) Σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα, η έναρξη δημιουργίας ορατών ρωγμών συνέβαινε για τιμές των εφελκυστικών παραμορφώσεων μικρότερες από 0.03% έως 0.05%.
- ii) Η δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων δεν αντιπροσωπεύει απαραίτητως ένα αυστηρό όριο λειτουργικότητας των κτιρίων, με βάση την αποδοχή της αισθητικής τους. Κατά συνέπεια είναι δυνατόν να γίνει αποδεκτή η ανάπτυξη εφελκυστικών παραμορφώσεων σε ένα κτίριο, μεγαλύτερων από εκείνες που καθορίζουν την εμφάνιση ορατών ρωγμών, εφόσον οι εν λόγω ρηγματώσεις ελέγχονται ως προς την εξέλιξη του μεγέθους τους.

Για τον καθορισμό του μεγέθους της οριακής εφελκυστικής παραμορφώσεως και συνεπώς του κριτηρίου έναρξης των εμφανών ρηγματώσεων, είναι χρήσιμο να προσδιοριστεί ο τρόπος παραμορφώσεως της «δοκού». Οι δύο οριακοί μηχανισμοί

παραμόρφωσης μιας δοκού, στην οποία προκαλούν εφελκυσμό, είναι (Αμερικάνος, 2010):

- 1) καθαρή κάμψη, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση εμφανίζεται στην κατώτερη εξωτερική «ίνα» της δοκού, και
- 2) καθαρή διάτμηση, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση συμβαίνει κατά τη διαγώνιο της δοκού.

Στην πράξη, συνήθως, και οι δύο αυτοί μηχανισμοί παραμόρφωσης της δοκού λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα. Για την απλοποίηση όμως των σχετικών υπολογισμών, θεωρούνται ξεχωριστά (βλέπε Σχήμα 3.6).



*Σχήμα 3.6: Ρωγμές μίας απλής δοκού σε κάμψη και διάτμηση.  
Πηγή: Burland, 1975, από Αμερικάνο, 2010.*

Επιπλέον, σύμφωνα με τον Burland et al. (1977, από Μπουτίκα, 2015), προτάθηκε ένα σύστημα ταξινόμησης έτσι ώστε να κατηγοριοποιηθούν αντικειμενικά οι βλάβες. Η αξιολόγηση και η αναφορά των κατάλληλων προκαλούμενων βλαβών από καθιζήσεις,

βασίστηκαν στην εργασία των Jennings και Kerrich (1962, από Αμερικάνο, 2010). Η συγκεκριμένη εργασία λάμβανε, επίσης, υπόψιν και την ευκολία των επισκευών για τις εμφανείς βλάβες.

Έκτοτε έχει υιοθετηθεί με πολύ μικρές τροποποιήσεις από το BRE (1981 και 1990, από Μπουτίκα, 2015) και από το Ινστιτούτο Δομοστατικών Μηχανικών του Ην. Βασιλείου (1978, 1989, 1994 και 2000, από Αμερικάνο, 2010), ο Πίνακας 3.1 όπου για κάθε μία κατηγορία βλάβης δίδει το βαθμό επικινδυνότητας της, την περιγραφή της, την ευκολία επιδιόρθωσης της, καθώς και το εύρος μεταβολής της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης που την προκάλεσε.

Επισημαίνεται ακόμη ότι τα εύρη των τιμών της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης έχουν καθορισθεί από τους Boscardin και Cording (1989, από Αμερικάνο, 2010), σύμφωνα με έναν ικανό αριθμό παρατηρήσεων πραγματικών συμβάντων.

Συνήθως οι κατηγορίες βλαβών 0, 1 και 2 αφορούν την αισθητική των κτιρίων, οι 3 και 4 καθορίζουν το βαθμό λειτουργικότητας των κτιρίων και η 5 επηρεάζει τη στατική ευστάθεια και επάρκεια των κτιρίων.

Ο διαχωρισμός μεταξύ των κατηγοριών βλαβών 2 και 3 είναι ιδιαίτερος σημαντικός. Μεγάλος αριθμός μελετών σε πολλά κτίρια έχουν καταδείξει ότι η κατάταξη στην κατηγορία 2 οφείλεται σε μεγάλη ποικιλία αιτίων και όχι μόνο στις εδαφικές μετακινήσεις (π.χ. θερμοκρασιακές μεταβολές του σκελετού των κτιρίων, αλλαγές φυσικής υγρασίας κ.α.).

Τέλος, οι περιπτώσεις βλαβών που κατατάσσονται στην κατηγορία 3 συνηθέστατα σχετίζονται με εδαφικές μετακινήσεις και απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή και αναλυτική μελέτη, στην οποία θα πρέπει να συνεκτιμηθούν οι επιπτώσεις από την μεθοδολογία κατασκευής, τη γεωμετρία του κτιρίου κ.α.

*Πίνακας 3.1: Κατηγορίες βλαβών κτιρίων σχετικά με την ευκολία επισκευής τους και το εύρος εφελκυστικής παραμόρφωσης.*

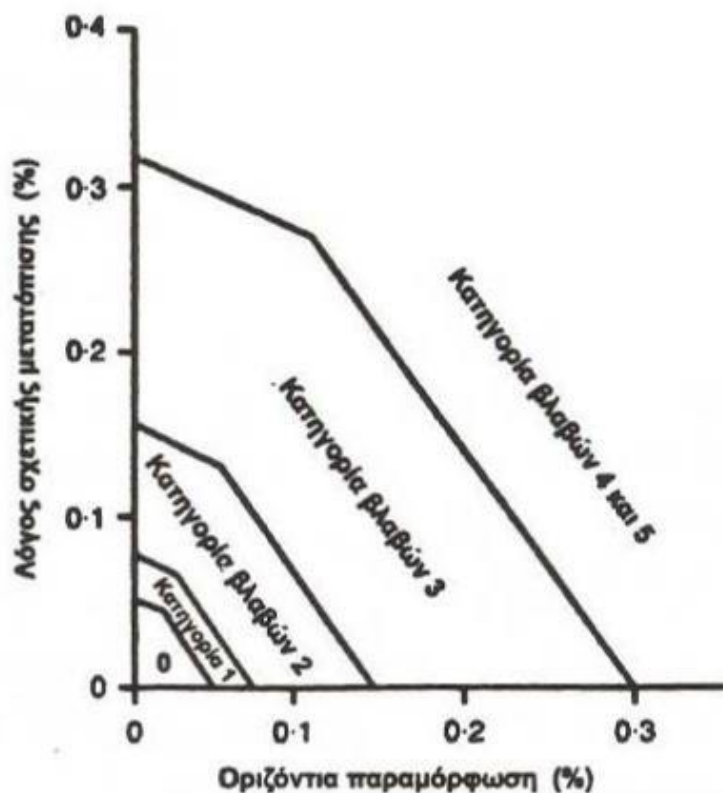
*Πηγή: Boscardin and Cording, 1989, από Αμερικάνο, 2010.*

Κατηγορία ορατών βλαβών	Συνήθης βαθμός κινδύνου	Οριακή Εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_{lm}$ (%)	Περιγραφή τυπικής βλάβης* / Ευκολία επίσκευής
0	Αμελητέος	0 - 0,05	Τριχοειδείς ρωγμές μικρότερες του 0.1 mm περίπου
1	Πολύ μικρός	0,05 - 0,075	Λεπτές ρωγμές οι οποίες ευκόλως αντιμετωπίζονται με βάψιμο. Η βλάβη περιορίζεται γενικώς στα "τελειώματα" εσωτερικής τοιχοποιίας. Επιθεώρηση από κοντινή απόσταση είναι δυνατόν να αποκαλύψει μερικές ρωγμές σε εξωτερικά τούβλα ή εξωτερική τοιχοποιία. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 1mm.
2	Μικρός	0,075-0,15	Ρωγμές ευκόλως πληρούμενες. Συνήθως απαιτείται βάψιμο. Επαναδιανοίγεισες ρωγμές είναι δυνατόν να καλυφθούν με κατάλληλα υλικά. Οι ρωγμές είναι ορατές εξωτερικά και μπορεί να απαιτηθεί καθαρισμός και πλήρωση για λόγους υδατοστεγανότητας. Πόρτες και παράθυρα μπορεί να παρουσιάζουν μικρή δυσκολία σε άνοιγμα/κλείσιμο. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 5mm.
3	Μέτριος	0,15-0,3	Οι ρωγμές απαιτούν μερική αποκάλυψη (άνοιγμα) και μπορεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένους τεχνίτες. Καθαρισμός των εξωτερικών τούβλων και πιθανώς μικρός αριθμός τούβλων θα πρέπει να αντικατασταθεί. Πόρτες και παράθυρα δεν ανοίγουν/κλείνουν. Οι σωληνώσεις μπορεί να σπάσουν. Η υδατοστεγανότητα συνήθως έχει τρωθεί. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 5 και 15 mm. Μερικές φορές ο» ανωτέρω βλάβες μπορεί να παρουσιαστούν και για ρωγμές εύρους 3mm.
4	Σοβαρός	>0,3	Εκτεταμένες εργασίες επανακατασκευής, συμπεριλαμβανομένων αντικατάστασης τμημάτων τοιχοποιίας κυρίως επάνω από πόρτες και παράθυρα. Πόρτες και παράθυρα παραμορφώνονται και το δάπεδο παρουσιάζει σημαντική κλίση**. Οι τοίχοι αποκλίνουν σημαντικά από την κατακόρυφο ή εμφανίζουν φουσκώματα, μερική απώλεια στήριξης των δοκών. Σπάσιμο σωληνώσεων. Τυπικά εύρη ρωγμών μεταξύ 15mm έως 25mm, αλλά εξαρτάται επίσης και από το πλήθος των ρωγμών
5	Πολύ Σοβαρός		Απαιτούνται σημαντικές επιδιορθώσεις, συμπεριλαμβανομένης μερικής ή πλήρους επανακατασκευής. Οι δοκοί έχουν απωλέσει τις στήριξεις των, οι τοίχοι παρουσιάζουν σημαντική κλίση και χρειάζονται υποστήριξη. Τα παράθυρα έχουν σπάσει λόγω παραμόρφωσης. Κίνδυνος αστάθειας. Τυπικά εύρη ρωγμών μεγαλύτερα των 25mm, αλλά εξαρτάται και από το πλήθος των ρωγμών.

\* Το εύρος ρωγμής είναι ένας μόνον εκ των παραγόντων για την εκτίμηση της κατηγορίας βλάβης και δεν πρέπει να χρησιμοποιείται σαν το μοναδικό κριτήριο.

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

Με βάση τα προτεινόμενα εύρη τιμών κρίσιμης εφελκυστικής παραμόρφωσης του Πίνακα 3.1, η συσχέτιση της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης,  $\epsilon_h$ , με την κατηγορία βλάβης και τον λόγο σχετικής μετατόπισης του κτιρίου,  $\Delta/L$ , είναι δυνατόν να πραγματοποιηθεί μέσω διαγραμμάτων, όπως αυτό του Σχήματος 3.7 βασιζόμενο στις μετρήσεις του Burland (1995, από Αμερικάνο, 2010).



Σχήμα 3.7: Συσχέτιση κατηγορίας βλάβης με την κρίσιμη ή οριακή εφελκυστική παραμόρφωση και την μέγιστη σχετική μετατόπιση υπό συνθήκες κύρτωσης ( $L/H=1.0$ ).  
 Πηγή: Burland, 1995, από Αμερικάνο, 2010.

### 3.4. Κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων

Τα κριτήρια επιτρεπόμενων καθιζήσεων των έργων, οι οποίες προκαλούνται από τις αντίστοιχες φορτίσεις τους, προέκυψαν και αξιολογήθηκαν βάσει του συσχετισμού μεταξύ των βλαβών που διακρίνονταν σε ποικίλους τύπους κατασκευών και των αντίστοιχων μετρήσεων των τιμών των καθιζήσεων (Αμερικάνος, 2010).

Οι αποδεκτές καθιζήσεις εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής των θεμελίων και της φύσης του εδάφους. Τα αποδεκτά όρια των καθιζήσεων που είναι δημοσιευμένα στις περισσότερες μελέτες, είναι προϊόντα του συσχετισμού των παρατηρούμενων βλαβών σε σχέση με τις εξελισσόμενες καθιζήσεις. Η γωνιακή παραμόρφωση εμφανίζεται ως το πιο χρήσιμο κριτήριο για τον καθορισμό των αποδεκτών ορίων.

Συνεπώς, διάφορες μελέτες έδειξαν ότι τιμές γωνιακής παραμόρφωσης που υπερβαίνουν τη στάθμη 1/150 είναι ικανές να προκαλέσουν βλάβες στον φέροντα οργανισμό και τιμές μεγαλύτερες της στάθμης 1/300 δύναται να προκαλέσουν ρωγμές σε τοίχους και χωρίσματα. Ως εκ τούτου, προτάθηκε ότι η τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τη στάθμη 1/500 σε περιπτώσεις όπου ο περιορισμός των βλαβών λόγω καθιζήσεων είναι ζωτικής σημασίας.

Στην περίπτωση όπου ένα κτήριο καθιζάνει ομοιόμορφα, ανεξάρτητα από το μέγεθος των βελών των βυθίσεων, δεν υπάρχει κανένα ενδεχόμενο δυσάρεστης επίπτωσης στον φέροντα οργανισμό του. Τιμές μέγιστης καθίζησης, παρόμοιες για όλη την επιφάνεια του κτηρίου, είναι σημαντικές μόνο για την πρόσβαση και τις παροχές (αγωγοί υδραυλικών, δηλαδή ύδρευση - αποχέτευση, κανάλια καλωδίων κ.λπ.) του κτηρίου και γενικά είναι ασήμαντες όταν έχουν λάβει χώρα εντός λογικών ορίων. Από την άλλη πλευρά, βλάβες στον φέροντα οργανισμό δύναται να προκληθούν από εκτενείς διαφορικές μετατοπίσεις (Μπουτίκας, 2015).

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.2, υπάρχει συσχέτιση τιμών της καθίζησης και της γωνιακής παραμόρφωσης με το είδος της κατασκευής.

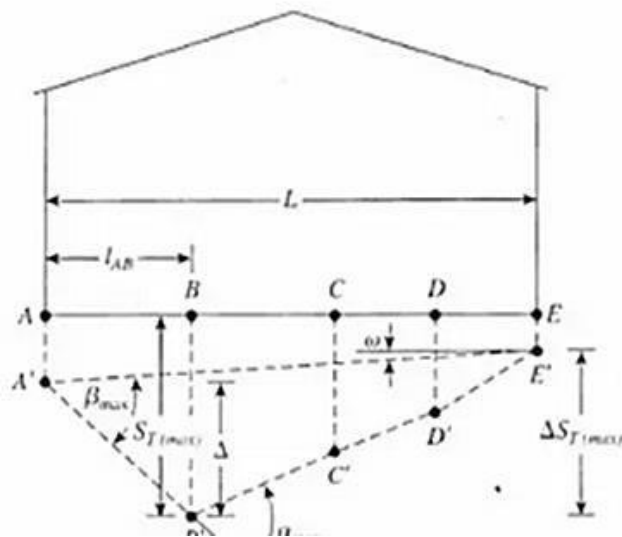
*Πίνακας 3.2: Πίνακας αποδεκτών διαφορικών καθιζήσεων.  
Πηγή: IS 1904-1986 από Som and Das, 2003.*

		<i>Isolated footings</i>		<i>Raft foundation</i>	
		<i>Sand/hard clay</i>	<i>Plastic clay</i>	<i>Sand/hard clay</i>	<i>Plastic clay</i>
Steel structure	$\rho_{max}$	50	50	75	1/300
	$\delta/l$	1/300	1/300	1/300	1/300
RCC structure	$\rho_{max}$	50	75	75	100
	$\delta/l$	1/666	1/666	1/500	1/500
Multistorey buildings	$\rho_{max}$	60	75	75	125
RCC/steel framed Bldg.	$\delta/l$	1/500	1/500	1/400	1/300

Οι Burland και Worth (1970, από Som and Das, 2003) συνόψισαν τις σημαντικότερες παραμέτρους που σχετίζονται με την διαφορική καθίζηση. Στο Σχήμα 3.8 φαίνεται μια δομή στην οποία διάφορα θεμέλια στα σημεία Α, Β, Γ, Δ και Ε, έχουν περάσει από κάποια πεπερασμένη μετακίνηση. Η καθίζηση στο Α είναι Α', στο Β είναι Β' κλπ.



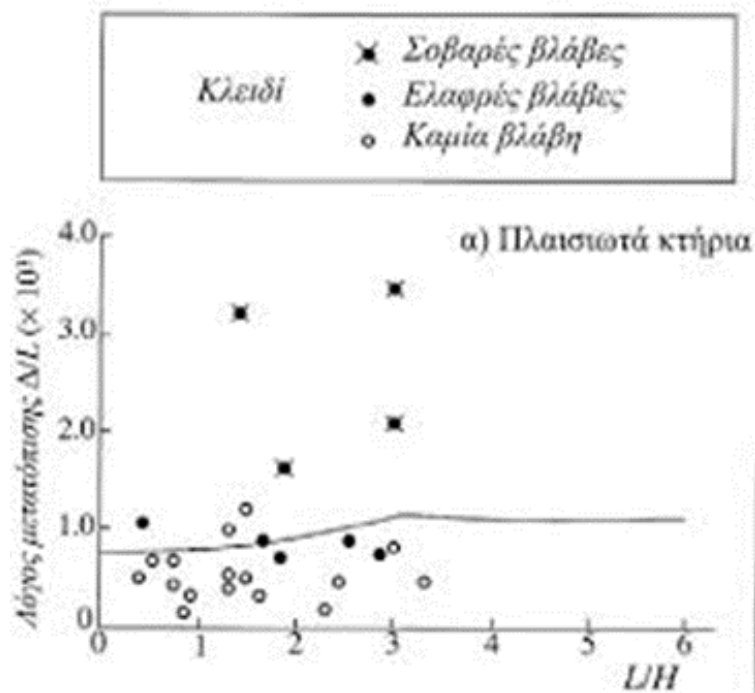
$S_T$  = total settlement of a given point  
 $\Delta S_T$  = difference in total settlement between any two points  
 $\alpha$  = gradient between two successive points  
 $\beta$  = angular distortion =  $\frac{\Delta S_{T(ij)}}{l_{ij}}$   
 (Note:  $l_{ij}$  = distance between points  $i$  and  $j$ )  
 $\omega$  = tilt  
 $\Delta$  = relative deflection (i.e. movement from a straight line joining two reference points)  
 $\frac{\Delta}{L}$  = deflection ratio



Σχήμα 3.8: Προσδιορισμός των παραμέτρων για τις διαφορικές καθιζήσεις.  
 Πηγή: Burland and Wroth, 1970, από Som and Das, 2003.

Επίσης, οι Burland and Wroth (1974, από Barnes, 2000) πρότειναν ένα απλό κριτήριο συσχέτισης της γωνιακής παραμόρφωσης ( $\delta/l$ ) μιας κατασκευής με την αρχή της ορατής ρηγμάτωσης των επιχρισμάτων ή των χρωματισμών και η σχέση αυτή παρουσιάζεται για τα πλαισιωτά κτήρια στο Σχήμα 3.9. Αν ο λόγος  $\delta/l$ , είναι πάνω από τις γραμμές του κριτηρίου είναι πιθανό το κτήριο να παρουσιάσει αρχιτεκτονικές βλάβες.





Σχήμα 3.9: Κριτήρια βλαβών για πλαισιωτά κτήρια.  
Πηγή: Burland et al., 1978, από Barnes, 2000.

#### 3.4.1. Terzaghi και Peck

Οι Terzaghi και Peck (1948, 1967, από Αμερικάνο, 2010) παρατήρησαν σε κτίρια, που εδράζονταν σε κοκκώδεις σχηματισμούς ότι τα περισσότερα μπορούσαν να αναλάβουν με ασφάλεια διαφορικές καθιζήσεις, μεταξύ των υποστυλωμάτων τους, περί τα 20 mm. Με δεδομένο, όμως, ότι οι διαφορικές καθιζήσεις δεν υπερβαίνουν συνήθως το 75% των ολικών μεμονωμένων καθιζήσεων, έδωσαν το γενικό κανόνα, για συνήθη κτίρια επί μεμονωμένων πεδύλων, ότι το ασφαλές ανώτατο όριο συνολικής μεμονωμένης καθιζήσεως είναι περί τα 25 mm. Ειδικά για την ειδική περίπτωση θεμελίωσης τύπου γενικής κοιτόστρωσης το προαναφερθέν όριο ανέρχεται στα 50 mm.

Οι ίδιοι ερευνητές, βασιζόμενοι σε ένα μεγάλο και αντιπροσωπευτικό αριθμό παρατηρήσεων σε κατασκευές, πρότειναν τιμές για τις επιτρεπόμενες καθιζήσεις σε πλαισιωτές κατασκευές, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 3.3. Πρόκειται για συνήθεις κατασκευές με αρκετά ομοιόμορφη κατανομή φορτίου και ομοιόμορφες εδαφικές συνθήκες.

**Πίνακας 3.3: Συνήθεις οδηγίες για επιτρεπόμενες καθιζήσεις.  
Πηγή: Barnes, 2000.**

Καθίζηση (mm)	Άμμος		Αργίλος
	Αναφορά 1	Αναφορά 2	Αναφορά 2
Μέγιστη διαφορική καθίζηση $\delta_p$	20	25	40
Μέγιστη καθίζηση $\rho$ (μεμονωμένα πέλματα)	25	40	65
Μέγιστη καθίζηση $\rho$ (κοιτόστρωση)	50	40-65	65-100
Αναφορά 1 - Terzaghi and Peck, 1948		Αναφορά 2 - Skempton and MacDonald, 1956	

### 3.4.2. Skempton και Macdonald

Οι Skempton και Macdonald (1956), όπως και οι Terzaghi και Peck, στηρίχτηκαν σε μια διαδικασία πολυάριθμων δοκιμών και παρατηρήσεων για να δώσουν τι επιτρεπτές τιμές των καθιζήσεων. Στον Πίνακα 3.3, οι τιμές της αναφοράς 2 προέρχονται από το έργο των Skempton και Macdonald και ουσιαστικά πρότειναν διαφορετικές οριακές τιμές καθιζήσεων σε άμμο, αλλά πρόσθεσαν οριακές τιμές καθιζήσεων και σε άργιλο (Barnes, 2000).

Από τη δεκαετία του '50, διάφοροι σημαντικοί ερευνητές πρότειναν επιτρεπόμενες τιμές με σκοπό την αποφυγή σοβαρών επιπτώσεων σε διάφορες κατασκευές. Τελικά, το 1956 οι Skempton και Macdonald πρότειναν τις οριακές τιμές μέγιστης καθίζησης και μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης του Πίνακα 3.4, με σκοπό αυτές να χρησιμοποιηθούν για κατασκευαστικούς σκοπούς (Som και Das, 2003).

*Πίνακας 3.4: Επιτρεπόμενες τιμές της μέγιστης καθίζησης  $S_T(max)$  , της μέγιστης διαφορικής καθίζησης  $\Delta S_T(max)$  και της μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης  $\beta_{max}$ .  
Πηγή: Skempton and Macdonald, 1956, από Som και Das, 2003.*

Maximum settlement, $S_{T(max)}$	
In sand	32 mm
In clay	45 mm
Maximum differential settlement, $\Delta S_{T(max)}$	
Isolated foundations in sand	51 mm
Isolated foundations in clay	76 mm
Raft in sand	51–76 mm
Raft in clay	76–127 mm
Maximum angular distortion, $\beta_{max}$	1/300

Επισημαίνεται ότι τα όρια του Πίνακα 3.4, εξασφαλίζουν κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού των κτιρίων. Εφόσον όμως είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορηγμάτωσης σε τοίχους πληρώσεως, τότε η γωνιακή στρόφη θα πρέπει να είναι μικρότερη από 1/500. Επίσης, οι προτάσεις των Skempton και MacDonald είναι αξιόπιστες κυρίως για πλασιωτές κατασκευές και όχι για κατασκευές από άοπλη τοιχοποιία (Αμερικάνος, 2010).

### 3.4.3. Bjerrum

Ο Bjerrum (1963, από Αμερικάνο, 2010) συμπληρώνοντας τα στοιχεία των Skempton και MacDonald και με πρόσθετες παρατηρήσεις ζημιών και μετρήσεις εκδηλωθεισών καθιζήσεων, καθόρισε τις επιτρεπόμενες τιμές γωνιακής στρόφης  $\beta(max)$  του Πίνακα 3.5, για διάφορα είδη κατασκευών.

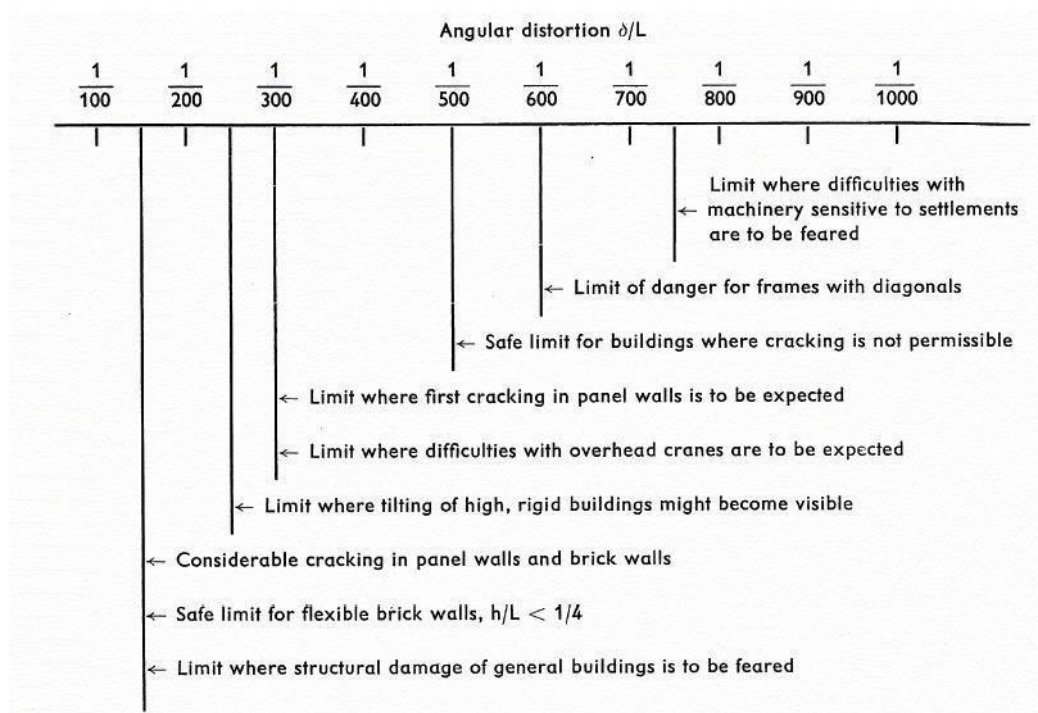
**Πίνακας 3.5: Συσχέτιση του τύπου της κατασκευής και της επιτρεπόμενης γωνιακής στροφής  $\beta(max)$  θεμελίωσής του.**

**Πηγή: Bjerrun, 1963, από Αμερικάνο, 2010.**

Είδος κατασκευής	Επιτρεπόμενη γωνιακή στροφή $\beta$
• Ευαίσθητες μηχανολογικές εγκαταστάσεις	1/750
• Πλαισιωτές κατασκευές	1/600
• Συνήθη κτίρια, όπου δεν γίνονται ανεκτές οι ρηγματώσεις σε τοίχους πληρώσεως	1/500
• Συνήθη κτίρια για τα οποία επιτρέπονται μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως	1/300
• Άκαμπτα κτίρια, με επιτρεπόμενη απόκλιση από την κατακόρυφο	1/250
• Όριο για το οποίο είναι δυνατόν να παρουσιασθούν ζημιές στο φέροντα οργανισμό	1/150
• Εύκαμπτες πλινθοδομές με $H/L < 1/4$ , άνευ ρηγματώσεως ( $H/L$ είναι ο λόγος του ύψους προς το μήκος του τοίχου)	1/150

Επίσης, έκανε προτάσεις για την εκτίμηση του μεγέθους της πιθανής διαφορικής καθίζσεως,  $\delta s$ , συναρτήσει της μέγιστης μεμονωμένης καθίζησης  $S_T(max)$ , λόγω κυρίως της ανομοιογένειας που παρατηρείται στους εδαφικούς σχηματισμούς. Έτσι προτείνει για τις αργίλους  $\delta s = (0,3 - 0,5) \cdot S_T(max)$ , ενώ για τις άμμους  $\delta s = (0,5 - 1) \cdot S_T(max)$ .

Ο ίδιος ερευνητής ποσοτικοποίησε τα όρια βλαβών, πρότεινε οριακές τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης και κατέληξε στην τεκμηρίωση των αξιολογήσεων που απεικονίζονται στο Σχήμα 3.10 για διάφορες κατασκευές.



*Σχήμα 3.10: Όρια βλαβών για διάφορες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων.  
Πηγή: Bjerrun, 1963, από Som and Das, 2003.*

Εάν είναι γνωστές οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης  $\beta(max)$ , το μέγεθος του επιτρεπόμενου  $ST(max)$  μπορεί να υπολογιστεί με τη χρήση των ανωτέρω συσχετίσεων.

#### 3.4.4. Tomlinson

Ο Tomlinson (1980, από Αμερικάνο, 2010), αξιολογώντας και αυτός τις διάφορες προτάσεις κριτηρίων, δίνει τελικά τον Πίνακα 3.6, ο οποίος συνοψίζει τα επιτρεπόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης θεμελιώσεων κτιρίων με σκελετό και φέρουσες τοιχοποιίες (οπλισμένες και άοπλες), εξαιρώντας την περίπτωση μεγάλων και άκαμπτων δοκών, ή υποστυλωμάτων με περιορισμούς σε στρόφη.

Σημειώνεται ότι ο Πίνακας 3.6 αναφέρεται και στη σχετική ειδική έκδοση της CIRIA, No 27/1983 των Padfield και Sharrock που αφορά τις καθιζήσεις σε άργιλο (Αμερικάνος, 2010).

**Πίνακας 3.6: Προτεινόμενα όρια γωνιακής στροφής και λόγου σχετικής μετατόπισης.**  
**Πηγή: Tomlinson, 1980, από Αμερικάνο, 2010.**

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

### 3.5. Συσχετισμός των διαφόρων προσεγγίσεων και τι έχει καθιερωθεί

Σύμφωνα με τις προσεγγίσεις των επιτρεπόμενων τιμών των παραμορφώσεων που αναλύθηκαν, θα πρέπει να αναφερθεί με ποια κριτήρια τιμών αξιολογούνται η κάθε μία από αυτές και ποιος είναι ο συσχετισμός των κριτηρίων αυτών.

Οι επιτρεπόμενες τιμές της μεμονωμένης ολικής τιμής της κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζηση), βασίζεται στο πλαίσιο τιμών που πρότειναν οι *Skempton* και *Macdonald* (1956). Η αξιολόγηση τους βασίζεται στον τύπο του εδαφικού υλικού στον οποίο εδράζεται η κατασκευή και στον τύπο θεμελίωσης της. Έτσι πρότειναν οι επιτρεπόμενες τιμές των μεμονωμένων κατακόρυφων μετακινήσεων για το εδαφικό υλικό της αργίλου και για τύπο θεμελίωσης τα μεμονωμένα πέδιλα, να είναι μέχρι τα 65 mm και για το ίδιο υλικό, αλλά με τύπο θεμελίωσης την κοιτόστρωση, να κυμαίνονται από 65 mm μέχρι 100 mm.

Επίσης, οι *Skempton* και *Macdonald* πρότειναν τιμές των επιτρεπόμενων διαφορικών καθιζήσεων, που αποτελούν σημαντικό παράγοντα για την αποφυγή βλαβών. Οπότε, η

μέγιστη διαφορική καθίζηση θα πρέπει να είναι μικρότερη των 40 mm, όσον αφορά το εδαφικό υλικό της αργίλου. Η συσχέτιση της τιμής της διαφορικής καθίζησης με την μέγιστη μεμονωμένη καθίζηση είναι ότι σύμφωνα με τον *Bjerrum*, η διαφορική καθίζηση θα πρέπει να κυμαίνεται από το 30% έως 50% της μέγιστης μεμονωμένης καθίζησης, ενώ σύμφωνα με τους *Terzaghi* και *Peck* (1948, 1967, από Αμερικάνο, 2010) θα πρέπει να είναι πάντα μικρότερη από το 75% της μέγιστης μεμονωμένης καθίζησης.

Επιπλέον, όσον αφορά την γωνιακή παραμόρφωση, αποτελεί το πιο καθοριστικό κριτήριο για μία κατασκευή. Οι τιμές που προτάθηκαν για την γωνιακή παραμόρφωση εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής και την ανεκτικότητα του τύπου βλάβης, που θα συνέβαινε σε αυτήν.

Επομένως, οι *Bjerrum* (1963), *Polshin* και *Tokar* (1957) και *Meyerhof* (1947, από Αμερικάνο, 2010), πρότειναν την τιμή 1/500 για κτίρια με σκελετό και οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες και για τύπο βλάβης, τις ρηγματώσεις σε τοίχους. Σύμφωνα με τους *Skempton* και *MacDonald* (1956), η προτεινόμενη τιμή ήταν η 1/300, αλλά συνιστούσαν και την 1/500. Ωστόσο, για τύπο βλάβης την ρωγμάτωση στον φέροντα οργανισμό (Φ/Ο), ο *Meyerhof* (1947, από Αμερικάνο, 2010) πρότεινε την τιμή 1/250, ενώ οι υπόλοιποι την τιμή 1/150.

Η τελευταία χαρακτηριστική παράμετρος, εξίσου σημαντική με τις προαναφερθείσες, είναι η αναμενόμενη οριζόντια παραμόρφωση. Οι τιμές της αναμενόμενης οριζόντιας παραμόρφωσης παρατηρήθηκαν από τους *Burland* και *Wroth* (1974, από Αμερικάνο, 2010), οι οποίοι προσδιόρισαν τις τιμές ανάλογα με τους διάφορους τύπους κατασκευών. Συμπέραναν λοιπόν ότι οι μέσες οριακές τιμές των οριζόντιων εφελκυστικών παραμορφώσεων, για τις οποίες παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις σε κτίρια από φέρουσα τοιχοποιία, ήταν της τάξεως του 0,05% έως 0,1% και σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα ήταν της τάξεως του 0,03% με 0,05%.

Ωστόσο, είναι δυνατόν να γίνει αποδεκτή η ανάπτυξη εφελκυστικών παραμορφώσεων σε ένα κτίριο, μεγαλύτερων από εκείνες που καθορίζουν την εμφάνιση ορατών ρωγμών, εφόσον το μέγεθος των εν λόγω ρηγματώσεων ελέγχεται καθώς εξελίσσεται.

Το εύρος λοιπόν των τιμών της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης αξιολογήθηκε από τους *Boscardin* και *Cording* (1989) και συσχετίστηκε, σύμφωνα και με τον *Burland et al.* (1977, από Μπουτίκα, 2015), με επιπλέον παράγοντες. Αυτοί ήταν: η κατηγορία βλάβης, ο βαθμός επικινδυνότητας και η περιγραφή/ευκολία επιδιόρθωσης της.

Συμπερασματικά, στον *Πίνακα 3.7* διακρίνονται τα είδη των παραμορφώσεων και τα πλαίσια τιμών, βάσει των οποίων έγινε η αξιολόγηση τους, στην συγκεκριμένη εφαρμογή.

*Πίνακας 3.7: Παραμορφώσεις και πλαίσια επιτρεπόμενων τιμών.*

<b>Παραμορφώσεις</b>	<b>Πλάισια επιτρεπόμενων τιμών</b>
Κατακόρυφη μετακίνηση (καθίζηση) ( $\rho$ )	Skempton and Macdonald (1956)
Διαφορική καθίζηση ( $\delta\rho$ )	Skempton and Macdonald (1956)
Γωνιακή παραμόρφωση ( $\beta$ )	Bjerrum (1963), Polshin and Tokar (1957), Som and Das (2003)
Αναμενόμενη οριζόντια παραμόρφωση ( $\epsilon_h$ )	Boscardin and Cording (1989)



## **4. ΚΑΤΑΣΤΑΤΙΚΑ ΜΟΝΤΕΛΑ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΜΕ ΕΜΒΑΘΥΝΣΗ ΣΤΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟ - ΤΕΛΕΙΑ ΠΛΑΣΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΚΑΙ ΣΤΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΙΣΟΤΡΟΠΙΚΗΣ ΚΡΑΤΥΝΣΗΣ**

### **4.1. Γενικά**

Ως μοντέλο συμπεριφοράς υλικού θεωρείται μια ομάδα μαθηματικών εξισώσεων που δίνουν τη σχέση μεταξύ της τάσης και της παραμόρφωσης. Τα μοντέλα αυτά συχνά εκφράζονται σε τέτοια μορφή ώστε απειροελάχιστη αύξηση της τάσης να σχετίζεται με απειροελάχιστη αύξηση της παραμόρφωσης.

Πολύ σημαντικό παράγοντα αποτελεί το γεγονός της επιλογής του μοντέλου, το οποίο αντιπροσωπεύει καλύτερα αλλά και καταλληλότερα την συμπεριφορά των φυσικών υλικών, όπως και των τιμών των σταθερών που το χαρακτηρίζουν, για την όσον το δυνατόν πιο βέλτιστη τελική προσομοίωση (Αγιουτάντης, 2002).

Παρακάτω αναφέρονται πρότυπα μοντέλα που προσομοιάζουν την συμπεριφορά των εδαφών και διάφορων υλικών. Αυτά είναι:

- ❖ *Γραμμικά ελαστικό μοντέλο (linear elastic).*
- ❖ *Γραμμικά ελαστικό, τέλεια πλαστικό μοντέλο (Mohr-Coulomb).*
- ❖ *Μοντέλο σκλήρυνσης εδάφους (Hardening soil model).*
- ❖ *Μοντέλο μαλακού εδάφους (Soft soil model).*
- ❖ *Μοντέλο ερπυσμού μαλακών εδαφών (Soft soil creep model).*
- ❖ *Εδαφικό μοντέλο ορισμένο από τον χρήστη (User defined soil model).*
- ❖ *Μοντέλο κατακερματισμένων πετρωμάτων (Jointed Rock model).*

### **4.2. Γραμμικά ελαστικό μοντέλο**

Το γραμμικά ελαστικό μοντέλο αντιπροσωπεύει τον νόμο Hooke της ισοτροπικής γραμμικής ελαστικότητας. Περιλαμβάνει δύο παραμέτρους ελαστικής ακαμψίας, το γνωστό ως μέτρο ελαστικότητας Young (E) και τον λόγο Poisson ( $\nu$ ).

Το συγκεκριμένο μοντέλο αποτελεί ένα από τα πιο απλά μοντέλα συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών, όμως δεν θεωρείται το πλέον κατάλληλο για την περιγραφή και προσομοίωση της συμπεριφοράς τους. Σύμφωνα λοιπόν με αυτό, το υλικό θεωρείται ότι παραμορφώνεται γραμμικά και ισότροπα, όπως δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Θαλασσινάκης, 2010):

$$\sigma_{ij} = [E / (1+\nu)] \cdot [\varepsilon_{ij} + (\nu/1-2 \cdot \nu) \cdot \varepsilon_{ij} \cdot \delta_{ij}] \quad [4.1]$$

όπου,

$\sigma_{ij}$ : ο τανυστής των τάσεων που υποδεικνύει την εντατική κατάσταση σε ένα στερεό σώμα (MPa),

E: το μέτρο ελαστικότητας του υλικού (MPa),

N: ο λόγος Poisson του υλικού,

$\varepsilon_{ij}$ : ο τανυστής των παραμορφώσεων, και

$\delta_{ij}$ : ο μοναδιαίος τανυστής (δέλτα του Kronecker).

Για την περίπτωση της παραμόρφωσης σε μια διάσταση είναι:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad [4.2]$$

όπου,

$\sigma$ : η τάση που επιβάλλεται στο υλικό (MPa),

E: το μέτρο ελαστικότητάς του (MPa), και

$\varepsilon$ : η ανηγμένη παραμόρφωση που αυτό επιδέχεται.

### 4.3. Γραμμικά ελαστικό, τέλεια πλαστικό μοντέλο

Ένα από τα πιο γνωστά μοντέλα συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών και το οποίο χρησιμοποιείται μια πρώτη προσέγγιση της συμπεριφοράς τους, είναι το μοντέλο Mohr-Coulomb. Περιλαμβάνει πέντε χαρακτηριστικές παραμέτρους, οι οποίες είναι :

- το μέτρο ελαστικότητας Young,  $E$  (kN/m<sup>2</sup>),
- τον λόγο Poisson,  $\nu$ ,
- τη συνοχή  $c$  (kN/m<sup>2</sup>),
- την γωνία εσωτερικής τριβής,  $\phi$  (°), και
- την γωνία διασταλτικότητας,  $\psi$  (°).

Ωστόσο εκτός από τις βασικές παραμέτρους χρησιμοποιούνται και κάποιες πιο ειδικές παράμετροι έτσι ώστε να επιτευχθούν καλύτερα αποτελέσματα. Αυτές είναι (Σωτήρχος, 2011):

- Η αύξηση του μέτρου ελαστικότητας,  $E_{inc}$  [(kN/m<sup>2</sup>)/m].
- Η αύξηση της συνοχής,  $c_{inc}$  [(kN/m<sup>2</sup>)/m].
- Η αποκοπή της μήκυνσης, tension cut-off (kN/m<sup>2</sup>).

Η πλαστικότητα συνδέεται άμεσα με την ανάπτυξη μη αναστρέψιμων παραμορφώσεων. Με σκοπό να προσδιορίσουμε εάν έχει επέλθει πλαστική παραμόρφωση χρησιμοποιούμε μια συνάρτηση αστοχίας ( $f$ ) που παρουσιάζεται σαν συνάρτηση τάσης – παραμόρφωσης (βλέπε Σχήμα 4.1). Η πλαστική παραμόρφωση ισχύει για  $f=0$ . Αυτό το κριτήριο αστοχίας μπορεί να αναπαρασταθεί με μια επιφάνεια στον χώρο των κύριων τάσεων.

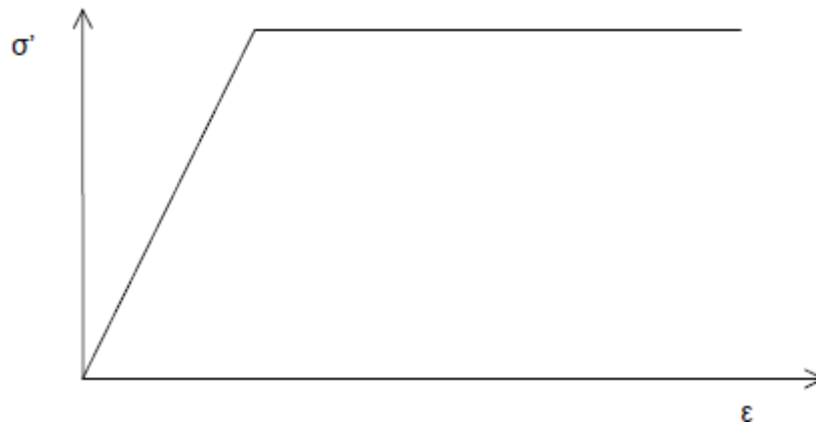
Το μέτρο ελαστικότητας,  $E$ , είναι η βασική παράμετρος της ελαστικής συμπεριφοράς ενός υλικού. Από αυτό προκύπτουν, μέσω τύπων, οι άλλες δύο ελαστικές σταθερές οι οποίες είναι το μέτρο διάτμησης,  $G$  και το μέτρο διόγκωσης,  $K$ . Αυτές, συνοδευόμενες από το λόγο του Poisson,  $\nu$ , αποτελούν το βασικό κομμάτι του ελαστικού νόμου των υλικών.

Επιπλέον, εκτός από τις παραπάνω παραμέτρους, για ένα ισотροπικό, γραμμικό ελαστικό στερεό σώμα, περιλαμβάνεται ο συντελεστής θερμικής διαστολής,  $\alpha$  και η αύξηση της θερμοκρασίας του στερεού,  $\Delta T$ , όπως φαίνεται στην σχέση της Εικόνας 4.1.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ 2\varepsilon_{23} \\ 2\varepsilon_{13} \\ 2\varepsilon_{12} \end{bmatrix} - \frac{E\alpha\Delta T}{1-2\nu} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

*Εικόνα 4.1: Συσχετισμός τάσης-παραμόρφωσης για ένα ισοτροπικό, γραμμικό ελαστικό στερεό.*

*Πηγή: Bower, 2008.*



*Σχήμα 4.1: Χαρακτηριστικό διάγραμμα ελαστικής και τέλειας πλαστικής συμπεριφοράς εδαφικού υλικού.*

*Πηγή: Smith and Griffith, 1982.*

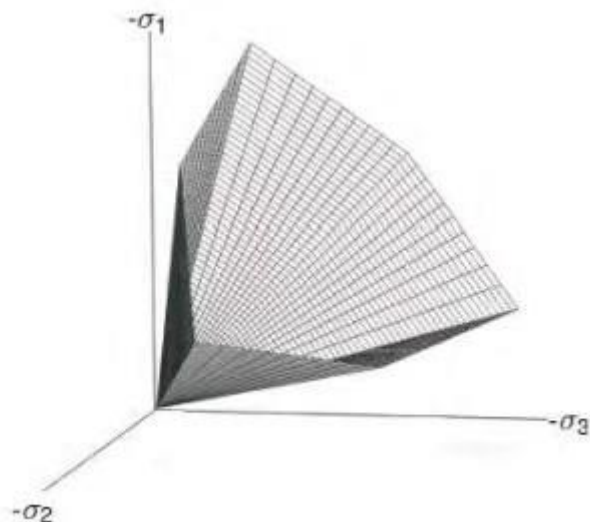
Η χρησιμοποίηση του κριτηρίου Mohr-Coulomb προτιμάται, διότι αποτελεί το ρεαλιστικότερο κριτήριο διαρροής για τα ισότροπα εδάφη. Για τα συνεκτικά εδάφη η εύρεση των βασικών παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb, δηλαδή η γωνία εσωτερικής τριβής,  $\phi$  και η συνοχή  $c$ , πραγματοποιείται κατά την εκτέλεση τριών τριαξονικών δοκιμών. Η διερεύνηση της εντατικής κατάστασης στην περιοχή πριν τη διαρροή, πραγματοποιείται με την επίλυση του συστήματος των γνωστών εξισώσεων.

Βασικό στοιχείο της εντατικής κατάστασης, μετά τη διαρροή, είναι ότι στη διεύθυνση που εμφανίστηκε διαρροή δεν παραλαμβάνεται επιπρόσθετη τάση και έτσι ο παράγοντας της συνοχής εξακολουθεί να συμβάλει στην διατμητική αντοχή (Κούστα, 2007).

Ωστόσο, θα πρέπει να γίνει αναφορά στις συναρτήσεις του συγκεκριμένου μοντέλου. Το κριτήριο αστοχίας του Mohr-Coulomb προέρχεται από τον νόμο της εσωτερικής τριβής του Coulomb. Αυτό το κριτήριο είναι τέτοιο ώστε να υπακούει για κάθε επιφάνεια μέσα στο υλικό. Επομένως, το κριτήριο αστοχίας του Mohr-Coulomb χρησιμοποιεί έξι συναρτήσεις αστοχίας που όταν μετασχηματίζονται σε κύριες τάσεις είναι οι έξι (Smith and Griffith, 1982):

$$\begin{aligned}
 f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\
 f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\
 f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\
 f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\
 f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\
 f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0
 \end{aligned} \tag{4.3}$$

Οι δυο παράμετροι του πλαστικού μοντέλου που εμφανίζονται στις συναρτήσεις αστοχίας είναι η γωνία εσωτερικής τριβής ( $\varphi$ ) και η συνοχή ( $c$ ). Οπότε για  $f_i = 0$ , σχηματίζεται εξαγωνικός κώνος στον χώρο των κύριων τάσεων, ο οποίος απεικονίζει την επιφάνεια διαρροής του συγκεκριμένου μοντέλου (βλέπε Σχήμα 4.2).



*Σχήμα 4.2: Η επιφάνεια διαρροής του Mohr-Coulomb στον χώρο των κύριων τάσεων ( $c=0$ ).  
Πηγή: Smith and Griffith, 1982.*

Όσον αφορά τις παραμορφώσεις, η εμφάνιση διαρροής σε κάποιο σημείο δεν συνεπάγεται και αστοχία του εδάφους, αφού για να συμβεί αστοχία πρέπει να σχηματιστεί επιφάνεια ολίσθησης.

Η πλαστική παραμόρφωση είναι ένα διάνυσμα κάθετο στην επιφάνεια πλαστικού δυναμικού και το μέτρο της προσδιορίζεται από την επιφάνεια πλαστικού δυναμικού. Ο ρόλος της επιφάνειας πλαστικού δυναμικού είναι να προσδιορίζει το μέτρο, τη διεύθυνση και τη φορά της πλαστικής παραμόρφωσης.

Στους γνωστούς καταστατικούς νόμους, η επιφάνεια πλαστικού δυναμικού ταυτίζεται με την επιφάνεια διαρροής. Στο ελαστικό-τέλεια πλαστικό μοντέλο, που χρησιμοποιείται την επιφάνεια διαρροής, η χρήση της ως επιφάνειας πλαστικού δυναμικού δίνει μη ρεαλιστικά αποτελέσματα για τις πλαστικές παραμορφώσεις και για τη διεύθυνση και για το μέτρο τους.

Συνεπώς, για την εύρεση των πλαστικών παραμορφώσεων στο μοντέλο αυτό, έχουν αναπτυχθεί ειδικές εξισώσεις πλαστικού δυναμικού, η χρήση των οποίων δεν παρουσιάζει τις ανακρίβειες που παρουσιάζει η χρήση της επιφάνειας διαρροής ως επιφάνειας πλαστικού δυναμικού (Κούστα, 2007).

Επομένως, οι έξι συναρτήσεις που καθορίζουν την επιφάνεια πλαστικού δυναμικού είναι οι παρακάτω:

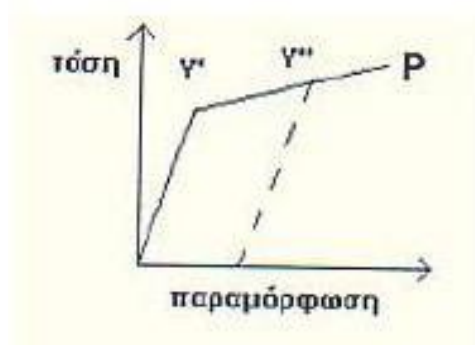
$$\begin{aligned}
 g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \\
 g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\psi \\
 g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \\
 g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi \\
 g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \\
 g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\psi
 \end{aligned}
 \tag{4.4}$$

Οι παραπάνω συναρτήσεις περιέχουν την τρίτη παράμετρο πλαστικότητας, δηλαδή την γωνιά διασταλτικότητας ( $\psi$ ).

Τέλος, όσον αφορά τους περιορισμούς του συγκεκριμένου μοντέλου, σε αστράγγιστες συνθήκες ( $su, \varphi=0$ ), το μοντέλο δεν μπορεί να υπολογίσει την αύξηση της διατμητικής αντοχής λόγω στερεοποίησης.

#### 4.4. Μοντέλο κράτυνσης εδαφών (ισοτροπική κράτυνση)

Το μοντέλο Hardening Soil είναι ένα εξιδεικευμένο μοντέλο προσομοίωσης συμπεριφοράς τόσο μαλακών όσο και σκληρών εδαφών, σύμφωνα με τον Schanz (1998, από Λιανό, 2016). Η τυπική σχέση τάσης – παραμόρφωσης με την ιδιότητα της κράτυνσης απεικονίζεται στο Σχήμα 4.3.



Σχήμα 4.3: Τυπική απεικόνιση διαγράμματος μοντέλου κράτυνσης.

Πηγή: Θαλασσινάκης, 2010.

Το συγκεκριμένο μοντέλο προϋποθέτει, εκτός από τις κοινές παραμέτρους με το μοντέλο Mohr-Coulomb, χαρακτηριστικές παραμέτρους της εδαφικής στιβαρότητας. Επομένως, αυτές είναι (Λιανός, 2016):

- $E_{50}^{ref}$ : τέμνον μέτρο ελαστικότητας στην τριαξονική δοκιμή ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $E_{oed}^{ref}$ : εφαπτομενικό μέτρο ελαστικότητας στην δοκιμή συμπίεσομέτρου (οιδήμετρο) ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $m$ : εκθέτης που καθορίζει την δυσκαμψία του εδάφους.
- $E_{ur}^{ref}$ : μέτρο ελαστικότητας αποφόρτισης / επαναφόρτισης ( $E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref}$ ) ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $\nu_{ur}$ : λόγος Poisson για αποφόρτιση/επαναφόρτιση ( $=0.2$ ).
- $p^{ref}$ : τάση αναφοράς ( $=100$ ) ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $Ko^{nc}$ : συντελεστής ωθήσεων σε ηρεμία για κανονική στερεοποίηση ( $Ko = 1 - \sin \phi$ ).
- $R_f$ : λόγος  $q_f/q_a$  αστοχίας (συντελεστής ασφαλείας) ( $=0.9$ ).
- $\sigma_{tension}$ : εφελκυστική αντοχή ( $=0$ ) ( $\text{kN/m}^2$ ).
- $C_{increment}$ : συντελεστής αύξησης συνοχής (MC-model) ( $=0$ ) ( $\text{kN/m}^3$ ).
- $C_c$ : δείκτης συμπίεσης.
- $C_s$ : δείκτης διόγκωσης.
- $e_{init}$ : δείκτης κενών.

Γενικότερα, όταν αναφερόμαστε σε ανισότροπη φόρτιση, τα εδάφη παρουσιάζουν μειούμενη στιβαρότητα και έχουν ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μόνιμων πλαστικών παραμορφώσεων. Στην περίπτωση της τριαξονικής δοκιμής, υπό στραγγιζόμενες



συνθήκες, η σχέση μεταξύ της αξονικής παραμόρφωσης και της αποκλίνουσας τάσης μπορεί να προσεγγισθεί ικανοποιητικά από μια υπερβολή (Λιανός, 2016).

Συνεπώς, η βασική ιδέα για τη διατύπωση του Hardening Soil Model είναι η υπερβολική αυτή σχέση μεταξύ της κατακόρυφης παραμόρφωσης,  $\varepsilon_1$ , και της αποκλίνουσας τάσης,  $q$ . Οι καμπύλες των τριαξονικών δοκιμών μπορούν να περιγραφούν από την εξίσωση:

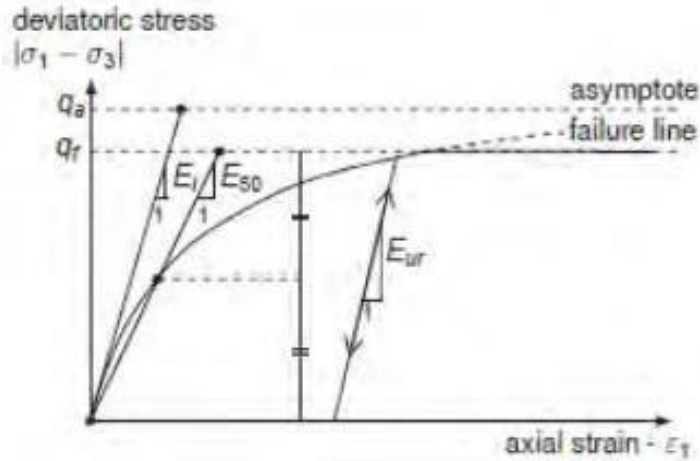
$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad , \text{ για } q < q_a \quad [4.5]$$

όπου,  $q_a$  θεωρείται η ασυμπτωτική τιμή της διατμητικής αντοχής και  $E_i$  το αρχικό μέτρο ελαστικότητας (Λιανός, 2016).

Το  $E_i$  σχετίζεται με το  $E_{50}$  από τη σχέση:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad [4.6]$$

Η καμπύλη της σχέσης που συνδέει την παραμόρφωση με την αποκλίνουσα τάση παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.4.



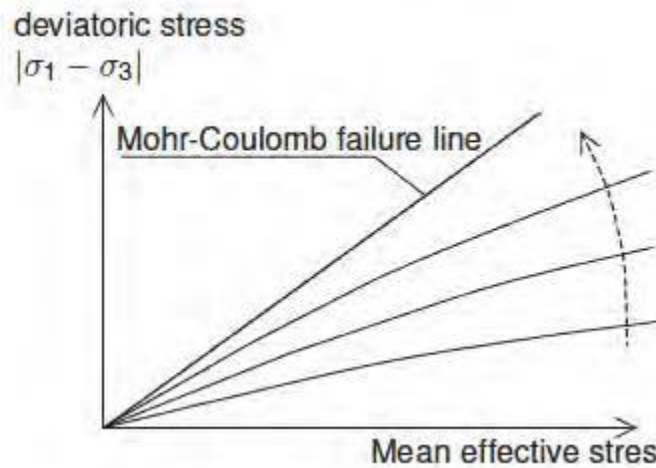
Σχήμα 4.4: Η υπερβολική σχέση μεταξύ της κατακόρυφης παραμόρφωσης,  $\varepsilon_1$ , και της αποκλίνουσας τάσης,  $q$ , σε τριαξονική φόρτιση.  
Πηγή: Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016.

Η παράμετρος  $E_{50}$  είναι το μέτρο ελαστικότητας για την αρχική φόρτιση και δίνεται από την εξίσωση:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [4.7]$$

όπου,  $E_{50}^{ref}$  είναι η τιμή του μέτρου ελαστικότητας που προκύπτει από την φόρτιση  $p^{ref}$ .

Στο *PLAXIS*, η προεπιλεγμένη τιμή για το  $p^{ref}$  είναι 100 kPa. Η πραγματική σφιφρότητα του εδάφους εξαρτάται από την μικρή κύρια τάση,  $\sigma'_3$ , οποία είναι η πλευρική τάση στην κλασική τριαξονική δοκιμή. Επιπλέον, θα πρέπει να επισημανθεί ότι η  $\sigma'_3$  είναι αρνητική για την συμπίεση και το μέγεθος της εξάρτησης από την ασκούμενη τάση εκφράζεται από τον εκθέτη  $m$  (βλέπε Σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.5: Η σχέση ανάμεσα στην αποκλίνουσα τάση και την μέση ενεργή τάση, ανάλογα με την παράμετρο  $m$ .

Πηγή: Plaxis V.8, 2002 από Σωτήρχο, 2011.

Στην συνέχεια, για να γίνει η προσομοίωση της λογαριθμικής συμπίεσης, παρατηρήθηκε ότι για μαλακές αργίλους το  $m$  πρέπει να θεωρείται ίσο με 1,0. Σύμφωνα με τον Janbu (1963) για Νορβηγικές άμμους και ιλύες, η τιμή κυμαίνεται κοντά στο 0,5, όταν αργότερα ο Von Soos (1990) δημοσίευσε διάφορες τιμές στο εύρος  $0,5 < m < 1,0$  (Λιανός, 2016). Η κορυφαία αποκλίνουσα τάση,  $q_f$ , και το μέγεθος  $q_a$  υπολογίζονται ως εξής:

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad [4.8]$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad [4.9]$$

Η παραπάνω εξίσωση για το  $q_f$  έχει εξαχθεί από το κριτήριο αστοχίας Mohr -Coulomb, το οποίο περιέχει τις παραμέτρους  $c$  και  $\varphi$ . Όταν  $q=q_f$ , το κριτήριο αστοχίας ικανοποιείται πλήρως, βασιζόμενο στο κριτήριο Mohr-Coulomb. Ο λόγος των  $q_f$  και  $q_a$  είναι αποτελεί τον συντελεστής ασφαλείας  $R_f$ , ο οποίος προφανώς είναι μικρότερος ή ίσος του 1. Επιπλέον, στο πρόγραμμα PLAXIS, η προεπιλεγμένη τιμή του  $R_f$  είναι 0,9.

Έπειτα, για την προσομοίωση της διαδικασίας φόρτισης-αποφόρτισης, η παράμετρος που χρησιμοποιείται είναι το  $E_{ur}$  και ορίζεται όπως φαίνεται στην παρακάτω σχέση:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [4.10]$$

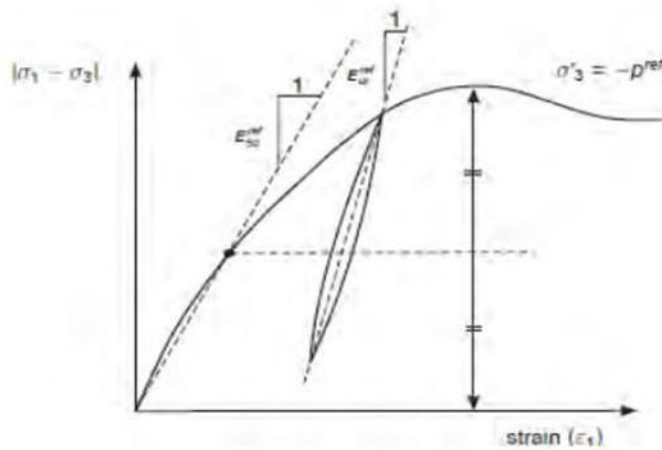
όπου,  $E_{ur}^{ref}$  είναι η τιμή του μέτρου ελαστικότητας Young κατά την φόρτιση  $p^{ref}$ .

Σε πολλές πρακτικές περιπτώσεις είναι αποδεκτό να ορίζεται το  $E_{ur}^{ref}$  ίσο με  $3E_{50}^{ref}$ , η οποία είναι και η προεπιλεγμένη τιμή του *PLAXIS* (Λιανός, 2016). Επιπλέον, το μέτρο ελαστικότητας σε συνθήκες αποφόρτισης/επαναφόρτισης συσχετίζεται με τον τροποποιημένο δείκτη διόγκωσης  $\kappa^*$  σύμφωνα με την σχέση:

$$E_{ur}^{ref} = 3 \cdot p^{ref} \cdot (1 - 2\nu_{ur}) / \kappa^* \quad [4.11]$$

όπου,  $\kappa^* = \kappa / (1 + e_o)$  και δύναται να ισχύει και για τις περιπτώσεις όπου ισχύει:  $m=1$  (Κριμπένη, 2015).

Όταν χρησιμοποιείται λοιπόν το μοντέλο Mohr – Coulomb, πρέπει να επιλεγεί μία σταθερή τιμή για το μέτρο ελαστικότητας Young, ενώ σε πραγματικές συνθήκες η δυσκαμνία του εδάφους εξαρτάται από τα επίπεδα της φόρτισης. Για αυτό το λόγο αποτελεί απαραίτητη προϋπόθεση η εκτίμηση των τάσεων μέσα στο έδαφος και η επιλογή των σωστών τιμών για τα μέτρα ελαστικότητας. Επομένως, με την χρήση του Hardening Soil Model, η δύσκολη αυτή διαδικασία δεν είναι απαραίτητη, καθώς χρησιμοποιεί σαν μέτρο ελαστικότητας το  $E_{50}^{ref}$  το οποίο, όπως προαναφέρθηκε, καθορίζεται από τριαξονική δοκιμή για μικρή κύρια ενεργή τάση  $-\sigma_3' = p_{ref}$ . Υπολογίζεται δε, ως η τέμνουσα στο 50% της μέγιστης αποκλίνουσας τάσης (βλέπε Σχήμα 4.6).



**Σχήμα 4.6:** Ορισμός  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  σε τριαξονική δοκιμή υπό στραγγιζόμενες συνθήκες.  
**Πηγή:** Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016.

Επίσης, εκτός από τα  $E_{50}^{ref}$  και  $E_{ur}^{ref}$ , το μοντέλο Hardening soil model χρησιμοποιεί και ένα τρίτο μέτρο συμπιεστότητας το οποίο είναι το  $E_{oed}^{ref}$ . Έτσι, το συγκεκριμένο μοντέλο υπερτερεί σε σχέση με το Mohr-Coulomb, όχι μόνο στην υπερβολική σχέση που χρησιμοποιεί για την απεικόνιση της σχέσης μεταξύ της αξονικής παραμόρφωσης και της αποκλίνουσας τάσης, αλλά και στο ότι χρησιμοποιεί τρία μέτρα συμπιεστότητας, με σκοπό την καλύτερη και πιο ακριβή προσομοίωση των εδαφικών υλικών. Συνεπώς, σε συνθήκες συμπίεσόμετρου, το συγκεκριμένο μοντέλο εισάγει την σχέση (Κριμπένη, 2015):

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot (\sigma/p^{ref})^m \quad [4.12]$$

Σύμφωνα με το δεδομένο ότι αναφερόμαστε σε μαλακά εδάφη ( $m=1$ ), μπορεί να χρησιμοποιηθεί η πιο απλή σχέση μεταξύ του τροποποιημένου δείκτη συμπίεσης  $\lambda^*$  και του μέτρου ελαστικότητας υπό συνθήκες συμπίεσόμετρου (Σωτήρχος, 2011):

$$E_{oed}^{ref} = p^{ref}/\lambda^* \quad [4.13]$$

όπου,  $\lambda^* = \lambda / (1+e_o)$  και  $p^{ref}$  η πίεση αναφοράς.

Επιπλέον, σε αντίθεση με τα ελαστικά μοντέλα, το ελαστοπλαστικό μοντέλο Hardening Soil δεν εμπεριέχει μια πρότυπη σχέση μεταξύ του μέτρου ελαστικότητας  $E_{50}$  και του  $E_{oed}$ . Έχοντας λοιπόν ορίσει το  $E_{50}$ , θα ισχύει η εξίσωση:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \frac{\sigma'_s}{K_o^{nc}} \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad [4.14]$$

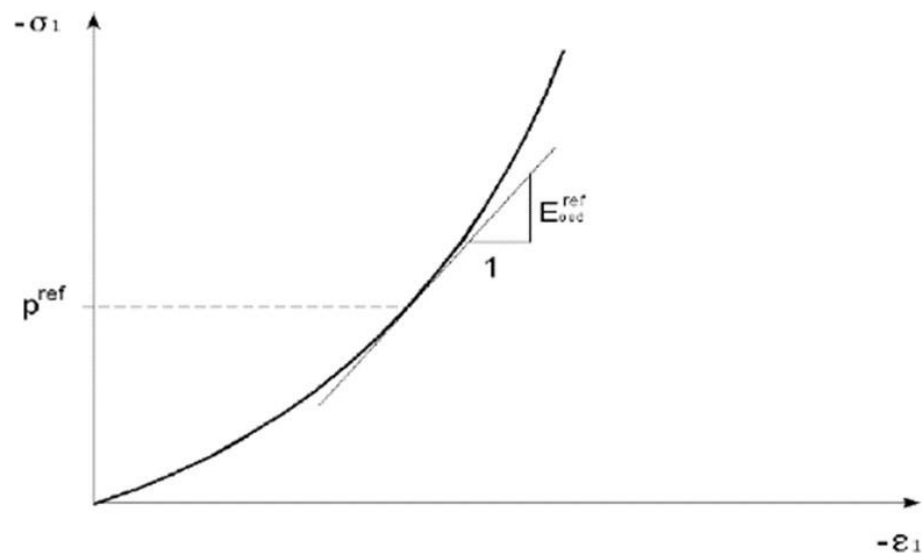
όπου, το  $E_{oed}$  εκφράζει την κλίση της εφαπτομένης που προκύπτει από μία δοκιμή οιδήμετρου, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.7.

Ακόμα, το  $E_{oed}^{ref}$  είναι το οιδημετρικό μέτρο ελαστικότητας για κάθετη τάση, δηλαδή:

$$-\sigma'_1 = \frac{-\sigma_s}{K_o^{nc}} = p^{ref} \quad [4.15]$$

Στην συνέχεια, όταν η εφαρμογή λαμβάνει μέρος σε μαλακά εδάφη, οι παράμετροι δυσκαμψίας μπορούν να υπολογιστούν με βάση τον δείκτη συμπίεσης, τον δείκτη διόγκωσης και τον δείκτη κενών. Η σχέση μεταξύ του  $E_{oed}^{ref}$  και του δείκτη συμπίεσης,  $C_c$ , δίνεται από την εξίσωση:

$$C_c = \frac{2.3(1 + e_{init})p_{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad [4.16]$$



Σχήμα 4.7: Ορισμός του  $E_{oed}^{ref}$  σε δοκιμή οιδήμετρου.  
Πηγή: Brinkgreve, 2015, από Λιανό, 2016.

Η σχέση μεταξύ του  $E_{ur}^{ref}$  και του δείκτη διόγκωσης,  $C_s$ , δίνεται από την εξίσωση:

$$C_s \approx \frac{2.3(1 + e_{init})(1 + 2\nu)(1 - 2\nu)p_{ref}}{(1 - \nu)E_{ur}^{ref} K_0} \quad [4.17]$$

Ανεξάρτητα από την προηγούμενη τιμή του  $E_{50}$ , μία νέα τιμή μπορεί αυτόματα να προσδιοριστεί σύμφωνα με την εξίσωση (Λιανός, 2006):

$$E_{50}^{ref} = 1.25E_{oed}^{ref} \quad [4.18]$$

Αν και για τα μαλακά εδάφη, η τιμή του  $E^{ref}$  μπορεί να είναι μέχρι και ίση με:  $2 \cdot E_{ud}^{ref}$ , μια τόσο υψηλή τιμή μπορεί να οδηγήσει σε διάφορους περιορισμούς στην προσομοίωση. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι η τιμή του δείκτη ( $m$ ) που επηρεάζει την εξάρτηση της δυσκαμψίας από την φόρτιση αυτόματα ορίζεται ίσος με 1.

Επιπλέον, όσον αφορά τον δείκτη  $\nu_{ur}$ , οι τιμές του συνήθως κυμαίνονται περίπου κοντά στο 0,2 και αυτή η τιμή είναι προεπιλεγμένη στο πρόγραμμα *PLAXIS*. Πρέπει να σημειωθεί ότι στο Hardening Soil Model, το  $\nu_{ur}$  είναι μία καθαρά ελαστική παράμετρος.

Σε αντίθεση με το Mohr - Coulomb Model, το  $K_0^{nc}$  δεν είναι απλά μία συνάρτηση του λόγου Poisson, αλλά μία ανεξάρτητη παράμετρος. Σαν προεπιλεγμένη τιμή το *PLAXIS* χρησιμοποιεί την συσχέτιση  $K_0^{nc} = 1 - \sin\phi$  και προτείνεται να διατηρείται αυτή η τιμή για να παραμένει η συσχέτιση ρεαλιστική.

Επιπροσθέτως, χρειάζεται να αναλυθεί πιο αποτελεσματικά και με μεγαλύτερη ακρίβεια η πλαστική ογκομετρική παραμόρφωση από τις επιφάνειες διατμητικής αστοχίας. Έτσι, κατά την δοκιμή ισοτροπικής συμπίεσης, αναπτύχθηκε μία νέα επιφάνεια αστοχίας κοντά στην ελαστική περιοχή στη διεύθυνση του άξονα  $p$ . Η νέα καμπύλη διαρροής (*cap yield surface*) ορίζεται ως (Κριμπένη, 2015):

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad [4.19]$$

$$a = c \cot \varphi$$

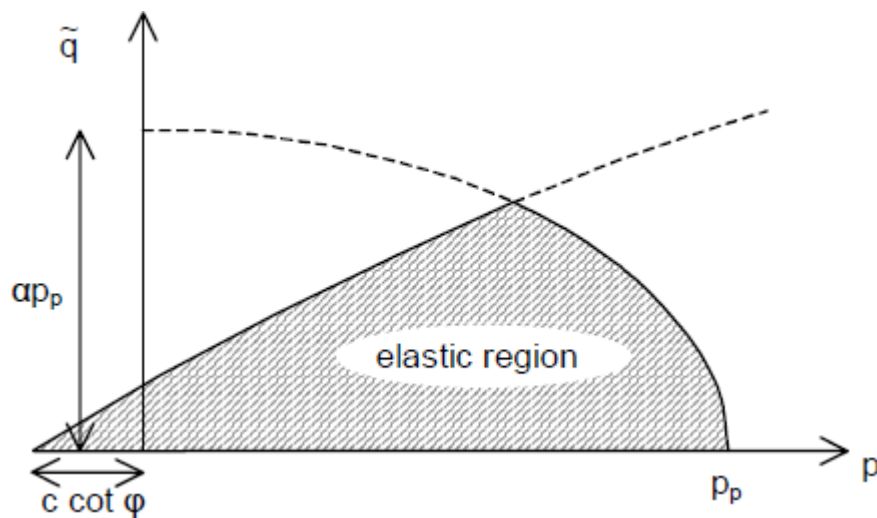
[4.20]

όπου,  $a$  είναι μια βοηθητική παράμετρος που σχετίζεται με το  $K\sigma^{nc}$ .

Το μέγεθος της περιοχής *yield cap* καθορίζεται από την ισοτροπική τάση προστερεοποίησης  $p_p$ .

Η επιφάνεια που ορίζεται από την καμπύλη διαρροής *yield cap* έχει σχήμα έλλειψης με άξονες  $p$ - $q$ , με μήκος  $p_p$  και  $a \cdot p_p$  αντίστοιχα. Σημαντικό στοιχείο αποτελεί το γεγονός ότι η έλλειψη χρησιμοποιείται τόσο ως επιφάνεια διαρροής, όσο και ως πιθανή επιφάνεια πλαστικής παραμόρφωσης (Κριμπένη, 2015).

Συνεπώς, προκύπτει η εικόνα της επιφάνειας διαρροής του Hardening Soil Model σε σύστημα αξόνων  $p$ - $q$ , όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.8.

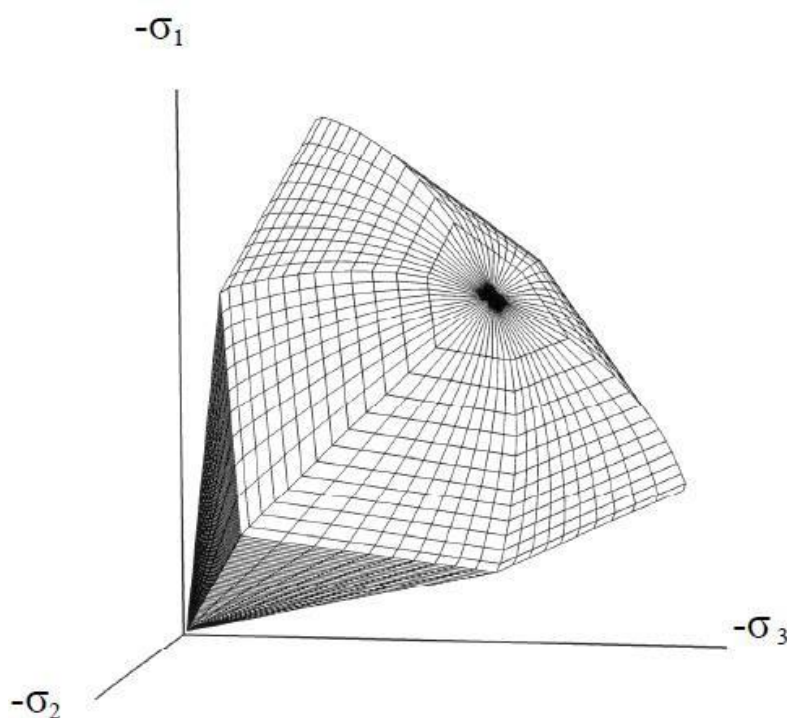


Σχήμα 4.8: Επιφάνεια διαρροής του Hardening Soil Model.  
Πηγή: Plaxis V.8, 2002.

Εκτός από την παραπάνω γραφική παράσταση, δίνεται και η απεικόνιση της επιφάνειας διαρροής εφαρμοσμένη σε επίπεδο κυρίων τάσεων (βλέπε Σχήμα 4.9).



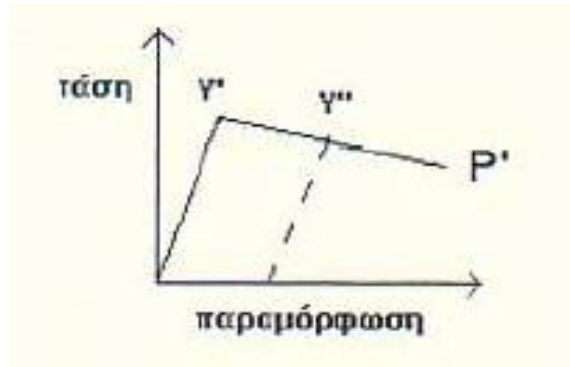
Αξίζει να σημειωθεί πως τόσο οι επιφάνειες διατμητικής διαρροής όσο και αυτές που ορίζονται από το *yield cap*, παρουσιάζουν ένα χαρακτηριστικό εξαγωνικό σχήμα της αστοχίας Mohr-Coulomb. Επίσης, η επιφάνεια που ορίζεται από την καμπύλη *cap yield* επεκτείνεται ως συνάρτηση της τάσης προστερεοποίησης  $p_p$  (Κριμπένη, 2015).



*Σχήμα 4.9: Επιφάνεια διαρροής του Hardening Soil Model σε επίπεδο κύριων τάσεων.  
Πηγή: Plaxis V.8, 2002.*

#### 4.5. Μοντέλο μαλακού εδάφους

Το συγκεκριμένο μοντέλο μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να προσομοιώσει τη συμπεριφορά των μαλακών εδαφών, όπως συνήθως κανονικά στερεοποιημένες άργιλοι και τύρφη (βλέπε Σχήμα 4.10). Επιπλέον, το μοντέλο αποδίδει καλύτερα σε καταστάσεις πρωτογενούς συμπίεσης.



Σχήμα 4.10: Τυπικό διάγραμμα μοντέλου μαλακών εδαφών.

Πηγή: Θαλασσινάκης, 2010.

## **5. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΤΗΣ ΚΙΝΗΤΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΗΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΜΕΘΟΔΟ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ**

### **5.1. Γεωλογικό μοντέλο της περιοχής έρευνας**

Η ευρύτερη περιοχή, που καθορίζεται από τις πόλεις Μοναστήρι, Φλώρινα, Αμύνταιο, Πτολεμαΐδα, Κοζάνη και Σερβία, καλυπτόταν από αβαθείς λίμνες και έλη. Λόγω των πολύ ευνοϊκών κλιματολογικών συνθηκών σε διάφορα σημεία αυτής της τεράστιας υδάτινης αβαθούς λεκάνης, αναπτύχθηκαν συγκεκριμένοι τύποι φυτών, όπως τα καλάμια και τα βρύα. Πολλά από αυτά τα φυτά συγκεντρώθηκαν στον πυθμένα των λιμνών και καλύφθηκαν από γαιώδη υλικά (ιζήματα).

Με το πέρασμα του χρόνου, την ταυτόχρονη δράση της πίεσης των γαιωδών υλικών αλλά και την επίδραση διαφόρων μικροοργανισμών, οι οργανικές ύλες των φυτών μετατράπηκαν σε λιγνίτη. Έτσι, μέσω της επαναληπτικής διαδικασίας μετατροπής, δημιουργήθηκαν στρώματα λιγνίτη με εναλλαγές στρωμάτων γαιωδών υλικών.

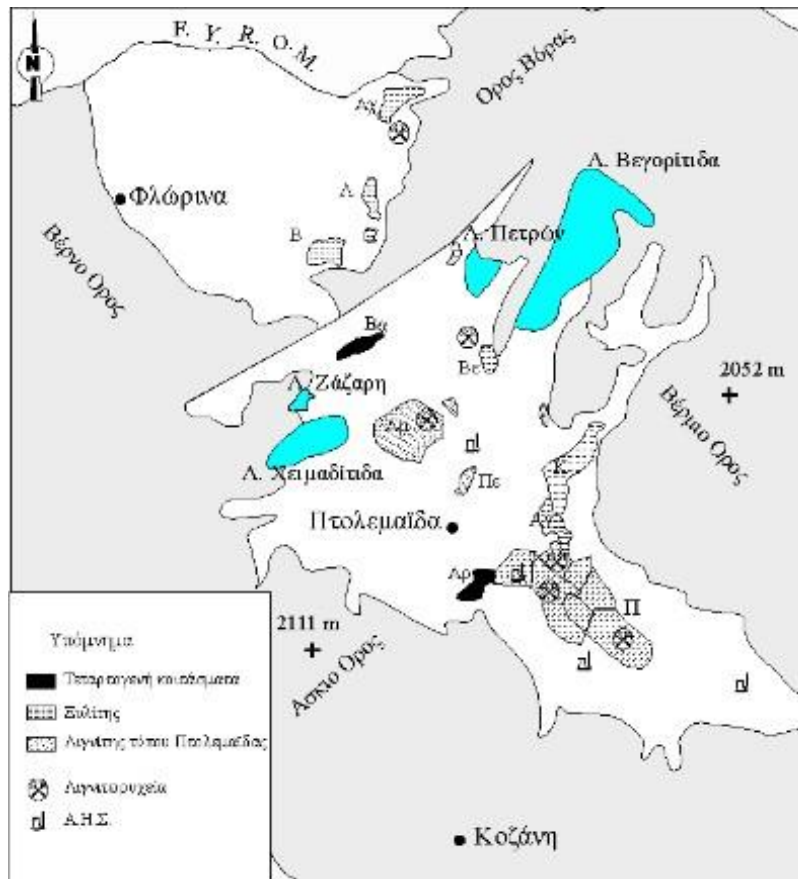
Στην *Εικόνα 5.1* παρουσιάζεται το λιγνιτικό κέντρο της Δ. Μακεδονίας (πηγή: ιστοσελίδα της Δ.Ε.Η.) και πιο συγκεκριμένα απεικονίζεται το κέντρο της Φλώρινας.



Εικόνα 5.1: Χάρτης λιγνιτικού κέντρου Δυτικής Μακεδονίας.

#### 5.1.1. Γεωλογία - Τεκτονική της περιοχής

Η λιγνιτοφόρα λεκάνη Φλώρινας – Αμυνταίου – Πτολεμαΐδας – Κοζάνης – Σερβίων - Ελασσόνας, αποτελεί τμήμα μεγάλης τεκτονικής τάφρου, η οποία ξεκινά από το Μοναστήρι (Π.Γ.Δ.Μ.) και εκτείνεται μέχρι την Ελασσόνα και πιο συγκεκριμένα νότια του ποταμού Αλιάκμονα. Σκαρίφημα του τμήματος της τεκτονικής τάφρου της Δυτικής Μακεδονίας απεικονίζεται στην Εικόνα 5.2 (πηγή: Τμήμα Γεωλογίας του Πανεπιστημίου Πατρών).



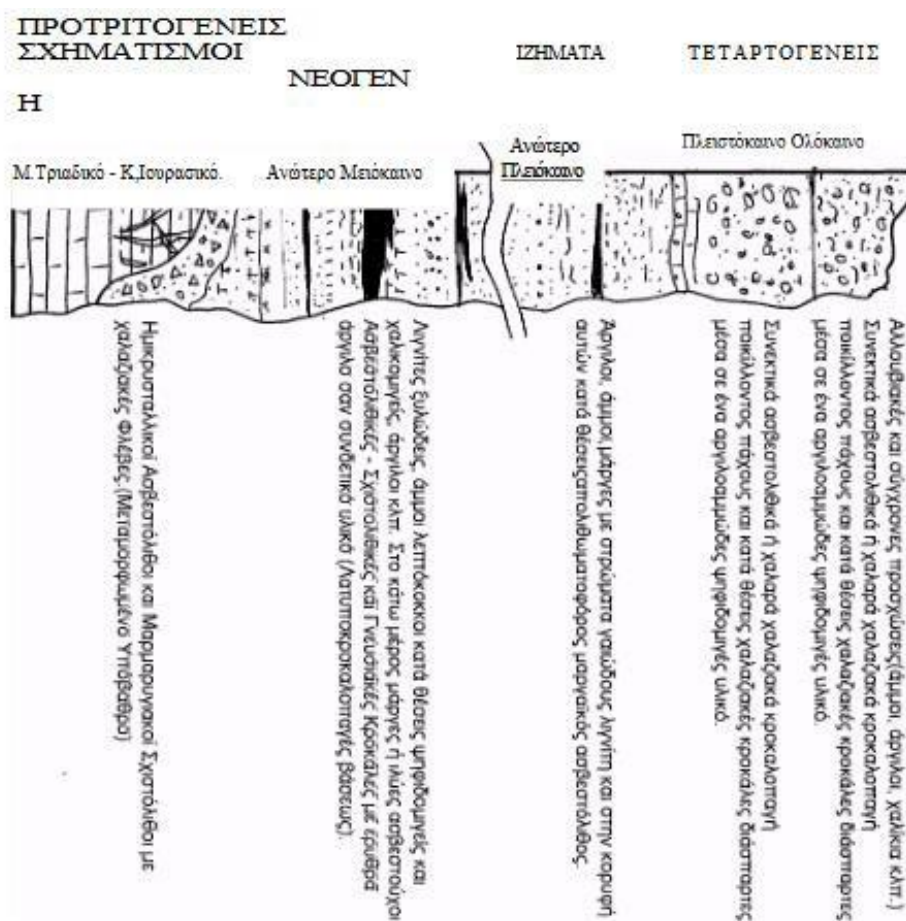
Εικόνα 5.2: Σκαρίφημα τμήματος τεκτονικής τάφρου Δυτικής Μακεδονίας

Οι Νεογενείς αποθέσεις των παραπάνω λεκανών διακρίνονται σε τρία επιμέρους μέρη. Ξεκινώντας από την κατώτερη σειρά των νεογενών αποθέσεων, συναντάμε στη βάση της ένα γνευσιακό κροκαλοπαγές, το οποίο μεταβαίνει προς τα πάνω σε μάργες, αμμώδεις μάργες, άμμους, ιλύες, αργίλους και λιγνίτες. Οι συνθήκες και το περιβάλλον απόθεσης ήταν ποτάμιο, συνδυασμός ποταμίου και λιμναίου και κατά τόπους τελματικό. Η ηλικιακή προσέγγιση του σχηματισμού κυμαίνεται από Άνω Μειοκαινική μέχρι Κάτω Πλειοκαινική, όπως διαπιστώθηκε από μακρο-παλαιο-βοτανικούς προσδιορισμούς (Μαργαρίτη, 2010).

Συνεχίζοντας με τον μεσαίο σχηματισμό συναντάμε μεγάλου πάχους στρώματα λιγνιτών, οι οποίοι εναλλάσσονται με στρώματα αργίλων, ιλύων, αμμωδών αργίλων και μαργών. Το περιβάλλον απόθεσης ήταν κατά κύριο λόγο λιμναίο και σε συνδυασμό λιμναίου και τελματικού. Επίσης, η ηλικία του σχηματισμού χαρακτηρίζεται ως Πλειοκαινική.

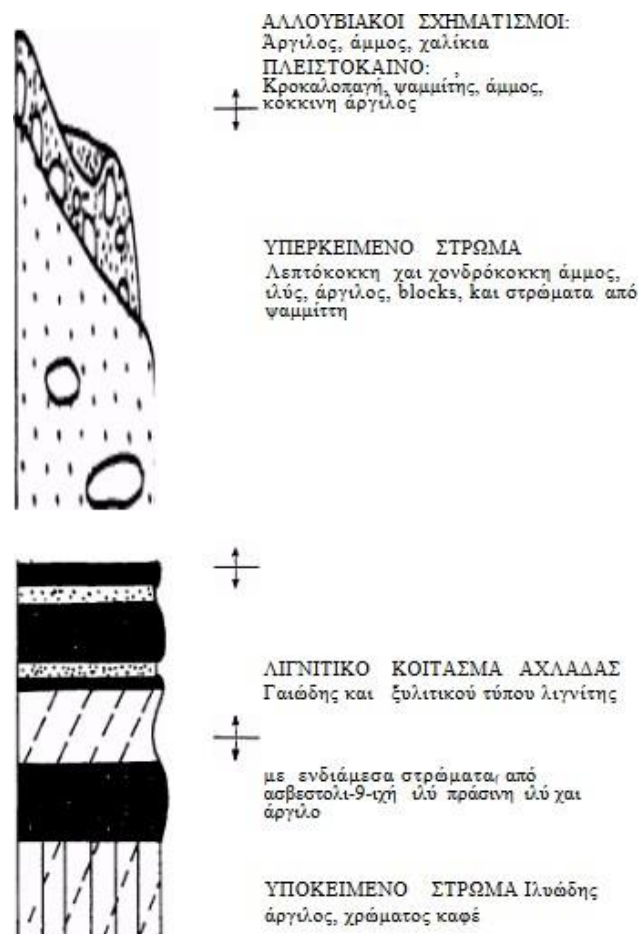
Τέλος, όσον αφορά τον ανώτερο σχηματισμό των νεογενών ιζημάτων συναντάμε Τεταρτογενείς αποθέσεις. Το πάχος τους δεν είναι σταθερό, αλλά κυμαίνεται από λίγα μέτρα μέχρι μερικές εκατοντάδες μέτρα. Επιπλέον, τα ιζήματα επικάθονται ακανόνιστα πάνω στα Πλειοκαινικά στρώματα και η αιτία του γεγονότος αυτού οφείλεται στον τεκτονισμό του Ανώτερου Πλειοκαίνου - Κατώτερου Πλειστοκαίνου. Το περιβάλλον απόθεσης αυτών είναι κυρίως ποτάμια (άμμοι και κροκάλες) και κατά τόπους απαντώνται άργιλοι, μάργες, λιγνιτικά στρώματα μικρού πάχους και τύρφη (Μαργαρίτη, 2010).

Στα Σχήματα 5.1 και 5.2 απεικονίζονται η γεωλογική τομή της περιοχής της Αχλάδας και η στρωματογραφική στήλη του κοιτάσματος.



Σχήμα 5.1: Γεωλογική τομή της ευρύτερης περιοχής Αχλάδας-Μελίτης.

Πηγή: Μεσσήνης, 2017.



Σχήμα 5.2: Στρωματογραφική στήλη κοιτάσματος Αχλάδας.

Πηγή: Μεσσήνης, 2017.

Όσον αφορά το γεωτεκτονικό πλαίσιο της ευρύτερης περιοχής, η συγκεκριμένη τάφρος δημιουργήθηκε από τη ρηξιγενή τεκτονική του Νεογενούς, ενώ η περιοχή ανήκει στην Πελαγονική ζώνη. Κατά το Ανώτερο Μειόκαινο, έλαβαν μέρος εφελκυστικές τάσεις με διεύθυνση ΒΒΑ-ΝΝΔ και δημιούργησαν το βασικό βύθισμα με ρήγματα ΒΔ-ΝΑ διεύθυνσης.

Ο φορέας (άξονας) της τάφρου έχει ΒΔ-ΝΑ διεύθυνση και είναι παράλληλη με τον άξονα των Ελληνίδων. Επίσης, κατά το Ανώτερο Πλειόκαινο και το Τεταρτογενές, διάφορες εφελκυστικές τάσεις ΒΔ-ΝΑ διεύθυνσης συνείσφεραν στον αποχωρισμό του αρχικού βύθισματος σε επιμέρους λεκάνες, που οριοθετούνται από ρήγματα με διεύθυνση ΒΑ-

ΝΔ. Ως αποτέλεσμα, σχηματίστηκαν οι λεκάνες Φλώρινας, Αμυνταίου-Πτολεμαΐδας, Κοζάνης-Σερβίων και Ελασσόνας (Μαργαρίτη, 2010).

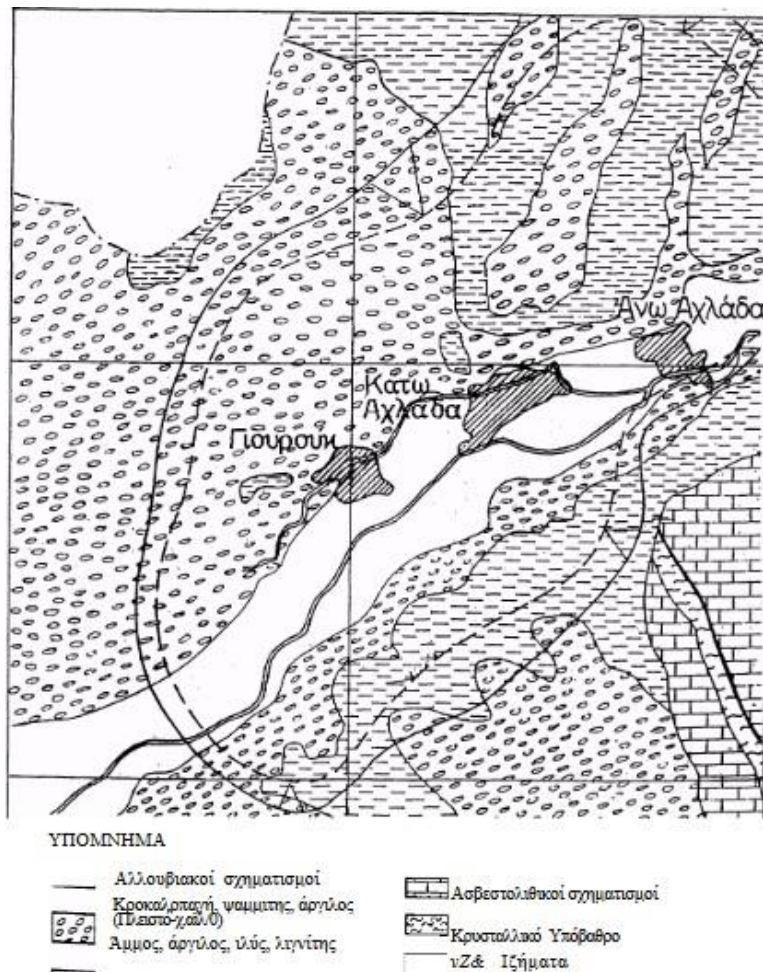
Όσον αφορά το λιγνιτικό κοίτασμα Αχλάδας, βρίσκεται στα Β.Α. όρια της λεκάνης της Φλώρινας. Τα ανώτερα τεταρτογενή στρώματα απαρτίζονται από αλλουβιακούς σχηματισμούς, κροκαλοπαγή, ψαμμίτες, άμμους και σε κάποιες συγκεκριμένες θέσεις από χαλαζιακές κροκάλες, εντός αργιλοαμμώδους ψηφιδομιγούς υλικού. Επίσης, τα ανώτερα στρώματα δεν έχουν σταθερό πάχος και μπορεί να κυμαίνεται από λίγα μέτρα έως και εκατοντάδες μέτρα. τα στρώματα αυτά επικάθονται σε νεογενή ιζήματα τα οποία φιλοξενούν με την σειρά τους λιγνιτικά και ξυλιτικά κοιτάσματα.

Τα νεογενή ιζήματα μπορεί να διακρίνονται σε άμμους, αργίλους και μάργες σε συγκεκριμένες θέσεις. Στο κατώτερο μέρος των νεογενών εμφανίζονται γνευσιακές ή και ασβεστολιθικές-σχιστολιθικές κροκάλες, με συνδετικό υλικό ερυθρά άργιλο (Μεσσήνης, 2002).

Στα ανώτερα νεογενή στρώματα της περιοχής συναντάται σε διάφορες θέσεις γαιώδης λιγνίτης με μικρό πάχος. Σε πιο μεγάλο βάθος συναντάται το βασικό λιγνιτοφόρο κοίτασμα το οποίο είναι και εκμεταλλεύσιμο. Αυτό αποτελείται από στρώματα γαιώδους λιγνίτη και στρώματα ξυλίτη, τα οποία με την σειρά τους εναλλάσσονται με στρώματα αργίλων, άμμων και ιλύος.

Στην *Εικόνα 5.3* απεικονίζεται ο γεωλογικός χάρτης της περιοχής της Αχλάδας.





*Εικόνα 5.3: Απόσπασμα γεωλογικού χάρτη της περιοχής Αχάδας.  
Πηγή: ΙΓΜΕ, 1981.*

### 5.1.2. Σεισμικότητα της περιοχής μελέτης

Η σεισμικότητα και η εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα για μία περιοχή έρευνας. Η περιοχή της Δυτικής Μακεδονίας, σύμφωνα με διαθέσιμα σεισμολογικά στοιχεία των τελευταίων δεκαετιών, χαρακτηρίστηκε από τους σεισμολόγους ως ασεισμική ή πολύ χαμηλής σεισμικότητας περιοχή και κατατάχθηκε στο νέο αντισεισμικό κανονισμό στη ζώνη χαμηλότερης σεισμικότητας. Ωστόσο, σποραδικά σεισμικά επεισόδια, μέτριας έως ισχυρής έντασης, έχουν σημειωθεί ιστορικά και δύναται να διατηρούν έναν ικανό βαθμό επικινδυνότητας για την ευρύτερη περιοχή.

Στη Δυτική Μακεδονία, η γεωλογική έρευνα και η νεοτεκτονική χαρτογράφηση παρουσίασαν την ύπαρξη πλήθους σημαντικών γεωλογικών ρηγμάτων με πρόσφατη γεωλογική δράση, που μπορούσαν να χαρακτηρισθούν πιθανά ενεργά ή ενεργά, δηλαδή ικανά να δώσουν σεισμούς μεγέθους της τάξης των 6 έως 7 Ρίχτερ. Το σημαντικότερο από αυτά χαρακτηρίστηκε το ρήγμα Σερβίων (ΕΔΕΥ Α.Ε., 2020).

Επιπλέον, μελέτες που αφορούν την σεισμικότητα και τη σεισμική επικινδυνότητα μίας περιοχής, έχουν δείξει ότι σεισμοί, όπως ο αντίστοιχος του 1995 που έλαβε μέρος σε Κοζάνη-Γρεβενά, συμβαίνουν μια φορά στα 300 χρόνια. Το πιθανότερο μέγιστο μέγεθος σεισμού είναι της τάξης των 6,0 R σε διάστημα 100 ετών, ενώ το πιθανότερο μέγιστο μέγεθος σεισμού είναι της τάξης των 6,76 R, με σφάλμα 0,22 R.

Όσον αφορά την σεισμική επικινδυνότητα εκφρασμένη ως σεισμική επιτάχυνση ( $g$ ) και με βάση το σεισμό του 1995, έχει επισημανθεί ότι η Κοζάνη έχει τιμή  $0,22 \cdot g$  και τα Γρεβενά  $0,24 \cdot g$ . Με βάση το σεισμό του 1812, η Καστοριά λαμβάνει τιμή  $0,25 \cdot g$  και η Φλώρινα  $0,09 \cdot g$ .

Από τους 175 κύριους σεισμούς της περιόδου 1900-2009, δύο είχαν ισχύ  $> 6,1$  R, δεκαπέντε είχαν ισχύ μεταξύ 5,3 και 6,0 R, ενώ οι υπόλοιποι είχαν ισχύ χαμηλότερη των 5,2 R. Συνεπώς, προκύπτει ότι ο μεγάλος όγκος των σεισμών που σημειώνονται είναι χαμηλής σχετικά έντασης, ενώ λίγοι μόνο μπορούν να χαρακτηριστούν μεσαίας και μεγάλης έντασης (ΕΔΕΥ Α.Ε., 2020).

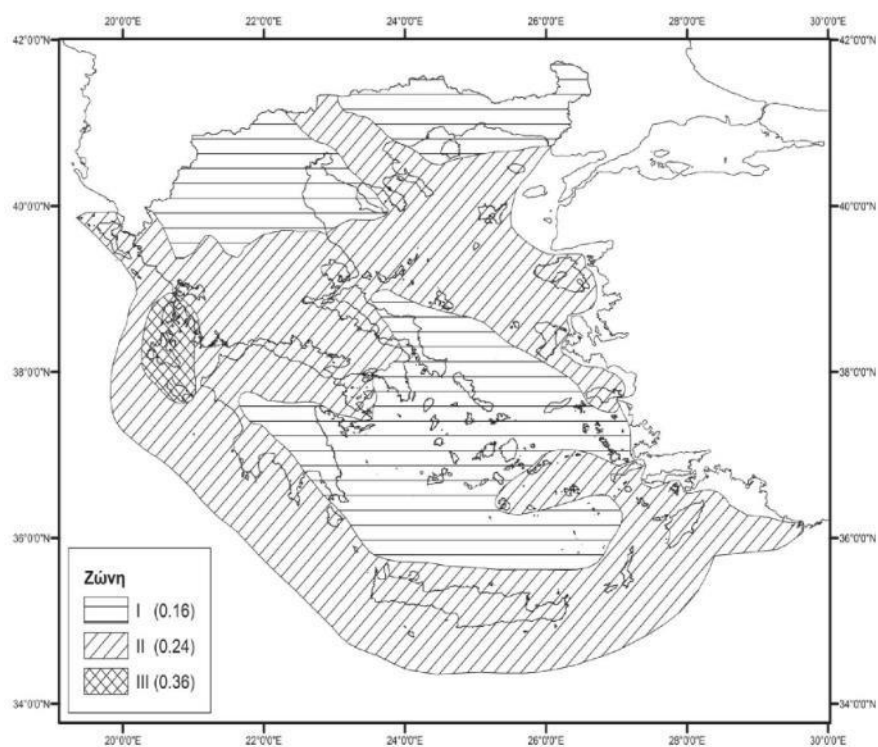
Επιπροσθέτως, σύμφωνα με την εκτίμηση χωρικής συσσώρευσης των σεισμικών επεισοδίων, φαίνεται ότι υπάρχει ένας βασικό πόλος μεταξύ Γρεβενών και Κοζάνης, όπου έχει σημειωθεί η πλειονότητα των σεισμών. Επιπλέον, εντοπίζεται μια δευτερεύουσα ζώνη σεισμικής εκδήλωσης στο τρίγωνο Καστοριά-Αμύνταιο-Πτολεμαΐδα. Ωστόσο, μεγάλα τμήματα της Περιφέρειας, όπως οι ορεινοί όγκοι στα δυτικά και στα βόρεια, δεν εμφανίζουν σημαντική σεισμική δραστηριότητα.

Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζεται η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, η οποία βασίζεται στον τύπο:  $A = \alpha \cdot g$ , όπου  $g$  η επιτάχυνση της βαρύτητας (ΕΔΕΥ Α.Ε., 2020) και  $\alpha$  η κατάταξη της περιοχής της Φλώρινας.

*Πίνακας 5.1: Απεικόνιση σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους.*

49	ΦΛΩΡΙΝΗΣ		I	
Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας		I	II	III
α		0.16	0.24	0.36

Στην *Εικόνα 5.4* παρουσιάζεται ο νεότερος χάρτης, ο οποίος απεικονίζει τις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, σύμφωνα με το Β' τεύχος της Εφημερίδας της Κυβερνήσεως του 2003.



*Εικόνα 5.4: Ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας.*

## **5.2. Προσομοίωση της εκσκαφής - Κινητική συμπεριφορά της ευρύτερης περιοχής του Ορυχείου**

### **5.2.1. Μεθοδολογία**

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο θα διερευνηθεί η κινητική συμπεριφορά των γεωλογικών σχηματισμών στην ευρύτερη περιοχή του Ορυχείου της Αχλάδας στην Φλώρινα με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας το λογισμικό *PLAXIS (Version 8)* για την προσομοίωση της γραμμικής ή μη, της εξαρτημένης από το χρόνο ή της ανισότροπης συμπεριφοράς του εδάφους ή του βράχου.

Με την χρήση του Hardening Soil Model επιτυγχάνεται η εισαγωγή τριών διαφορετικών μέτρων συμπίεστικότητας (αντί για ένα που χρησιμοποιεί το μοντέλο Mohr-Coulomb), με σκοπό την καλύτερη προσέγγιση της αναμενόμενης κινητικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών.

Η επιλογή των τιμών των προαναφερθέντων παραμέτρων για κάθε γεωλογικό στρώμα βασίσθηκε σε μετρήσεις προγενέστερων μελετών και βιβλιογραφικά δεδομένα. Η πιεζομετρική επιφάνεια θεωρήθηκε ότι διαμορφώνεται σε απόλυτο υψόμετρο +362 m, δηλαδή 22 m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους και ταπεινώνεται με την εξέλιξη της εκσκαφής.

Λόγω του γεγονότος ότι το μέγεθος του μοντέλου είναι πολύ μεγαλύτερο από το περιορισμένο μέγεθος των κτηρίων του οικισμού Γιουρούκι, δεν λαμβάνεται υπόψη το ίδιο το βάρος και η ακαμψία των κτηρίων. Έτσι, τα αποτελέσματα των αναλύσεων με το *PLAXIS*, έδωσαν πληροφορίες σχετικά με τις τασικές συνθήκες και την κινητική συμπεριφορά των γεωλογικών σχηματισμών γύρω από την εκσκαφή.

Επιπροσθέτως, η κατεύθυνση των εδαφικών πρανών του ορυχείου που εξετάζεται είναι B-BΔ και N-NA.

### **5.2.2. Εισαγωγή δεδομένων**

Για την επίλυση ενός προβλήματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και με τη χρήση του λογισμικού πακέτου *PLAXIS*, είναι απαραίτητος αρχικά ο σχεδιασμός ενός

μοντέλου (προσομοίωμα) πεπερασμένων στοιχείων σε δύο διαστάσεις και ο καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών καθώς και των συνοριακών συνθηκών του προβλήματος. Οι παραπάνω εργασίες πραγματοποιούνται στο υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων (input).

Ένα τέτοιο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων δημιουργείται ξεκινώντας από το σχεδιασμό του στις δύο διαστάσεις με σημεία και γραμμές που ορίζουν κλειστά γεωμετρικά σχήματα. Η δημιουργία του κατάλληλου δικτυώματος, πραγματοποιείται αυτόματα από το *PLAXIS*, με βάση το γεωμετρικό πρότυπο που εισάγεται.

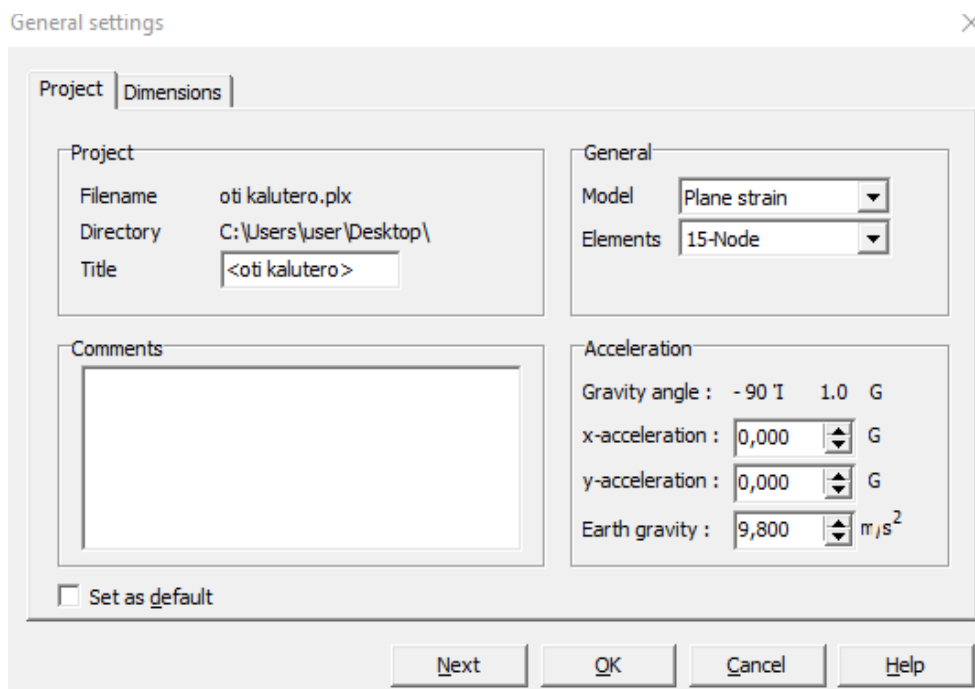
Η μοντελοποίηση του συγκεκριμένου προβλήματος ξεκινά με τις γενικές ρυθμίσεις του μοντέλου (όνομα αρχείου, τύπος μοντέλου και μονάδες μήκους, δύναμης και χρόνου), αλλά και τις διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης, του καννάβου και της πυκνότητας αυτού.

Η περιοχή του ορυχείου θεωρήθηκε ότι αναπτύσσεται σε ισότροπους, ελαστοπλαστικούς σχηματισμούς, σύμφωνα με το γεωτεχνικό μοντέλο. Επίσης, το μήκος της διατομής, με βάση την οποία μελετήθηκε η κινητική συμπεριφορά των σχηματισμών, ορίστηκε πολύ μεγαλύτερο από το πλάτος της, γεγονός που ικανοποιεί τις συνθήκες ανάλυσης επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain analysis). Δεδομένου λοιπόν ότι η μοντελοποίηση γίνεται στις δύο διαστάσεις (2D) και το προσομοίωμα έχει μεγάλη έκταση, ως προς την κάθετη προς το επίπεδο τομής του πρανούς διεύθυνση, οι παραμορφώσεις στην διεύθυνση αυτή αναμένεται να είναι αμελητέες.

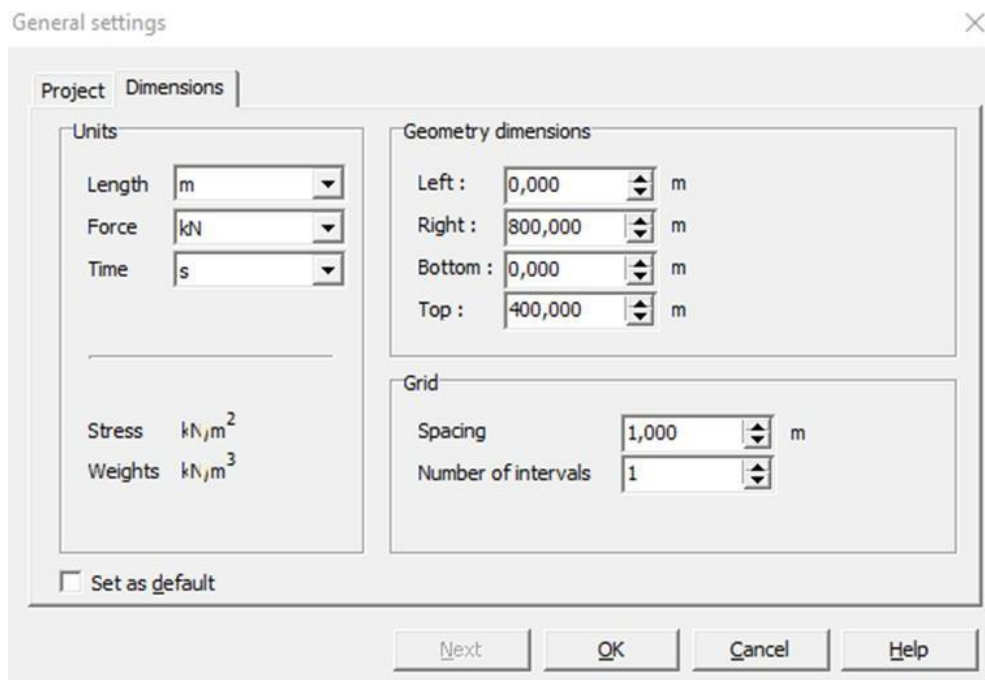
Για την διακριτοποίηση του προτύπου χρησιμοποιήθηκε δίκτυο τριγωνικών 15-κομβων στοιχείων για την όσον το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση της συμπεριφοράς της γεωμάζας (βλέπε *Εικόνα 5.5*).

Το 15-κομβο στοιχείο αποτελείται από 15 κόμβους, από τους οποίους οι 12 βρίσκονται περιμετρικά του τριγώνου και οι υπόλοιποι 3 εσωτερικά αυτού. Οι τάσεις υπολογίζονται εσωτερικά του τριγωνικού στοιχείου σε 12 σημεία τα οποία δε συμπίπτουν με τους κόμβους.

Οι διαστάσεις των πλευρικών ορίων καθορίστηκαν ως: **Left: 0, Right: 800, Bottom: 0, Top: 400**, όπως φαίνεται και στην *Εικόνα 5.6*.



*Εικόνα 5.5: Παράθυρο των general settings του προγράμματος.*



*Εικόνα 5.6 : Επιλογές του προγράμματος όπου διακρίνονται οι διαστάσεις του μοντέλου και οι μονάδες μέτρησης των παραμέτρων.*

### 5.2.3. Γεωμετρία

Το γεωμετρικό μοντέλο που σχεδιάζεται απεικονίζει το πρόβλημα που πρόκειται να επιλυθεί. Τα πλευρικά όρια του συγκεκριμένου μοντέλου ορίστηκαν σε έκταση σχεδόν 12πλάσια του τελικού βάθους της εκσκαφής και η άκαμπτη βάση ορίστηκε σε βάθος πλέον του διπλάσιου του ύψους των πρανών που διαμορφώνονται.

Σε τέτοιες αποστάσεις, οι περιορισμοί στα όρια του μοντέλου θεωρείται ότι δεν επηρεάζουν τις τάσεις και τις μετακινήσεις των γεωλογικών σχηματισμών γύρω από την εκσκαφή. Τα γεωμετρικά όρια των σχηματισμών ορίστηκαν με βάση τη λιθοστρωματογραφία, αλλά και το ανάγλυφο που διαμορφώνεται με την προχώρηση της εκμετάλλευσης.

Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα οι οριακές συνθήκες ορίστηκαν με σκοπό να επιτρέπον κύλιση του μοντέλου ως προς το κατακόρυφο άξονα για το αριστερό και δεξιό όριο και πάκτωση στη βάση.

Οπότε, πιο αναλυτικά θα ισχύει:

- Στα κατακόρυφα όρια του προσομοιώματος εφαρμόστηκε μηδενική οριζόντια μετατόπιση ( $U_x=0$ ), έτσι ώστε στα όρια αυτά να πραγματοποιείται μόνο κύλιση ως προς τον άξονα  $y$ .
- Στο κάτω όριο του προσομοιώματος εφαρμόστηκε μηδενική μετατόπιση και ως προς τους δύο άξονες ( $U_y=U_x=0$ ), ώστε να πακτωθεί η βάση του προσομοιώματος.

Η γεωμετρία που αφορά την εξέλιξη της εκσκαφής κατά στάδια, επέτρεψε την υποδιαίρεση του καννάβου σε πέντε στρώματα στοιχείων (ανάλογα των σταδίων εκσκαφής), τα οποία απενεργοποιήθηκαν σταδιακά κατά την επίλυση του μοντέλου. Το πρανές που δημιουργήθηκε από την σταδιακές εκσκαφές, αποτελείται από πέντε στρώματα με διαφορετικά πάχη, έχει ύψος 72 m και μήκος βάσης 82 m.

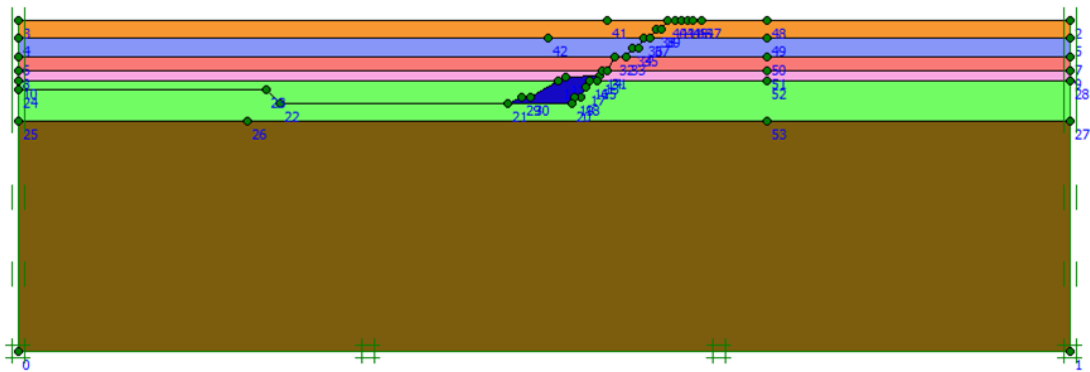
Επομένως, η κλίση του πρανούς θα είναι:  $\nu/\beta = 1:1.1$ , δηλαδή η γωνία του πρανούς θα είναι περίπου  $41^\circ$  και συνεπώς μικρότερη της μέγιστης προτεινόμενης γωνίας πρανούς ( $45^\circ$ ) για γαιώδη έως γαιοημιβραχώδη ορύγματα, όπου το συνολικό ύψος του πρανούς

είναι μεγαλύτερο από 10 m, σύμφωνα με την Οδηγία Μελετών Οδικών Έργων (Ο.Μ.Ο.Ε).

Επίσης, όσον αφορά την διαμόρφωση των αναβαθμών, το μέγιστο ύψος του δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 15 m και το πλάτος της βαθμίδας να μην είναι μικρότερο των 4 m.

Επομένως, η γεωμετρία των βαθμίδων των εδαφικών στρωμάτων στο επικείμενο διαμορφωμένο πρανές θα είναι (βλέπε Σχήμα 5.3):

- **C1 (άργιλος):** 2 αναβαθμοί με κλίση ίση με 8:5 και πάχος = 16 m.
- **MS1 (υπερκείμενος ψαμμίτης):** 2 αναβαθμοί με κλίση ίση με 8:5 και πάχος = 16 m.
- **MR1 (Ενδιάμεση ζώνη ιλύος / ιλυώδους μάργας με παρουσία ενστρώσεων ξυλίνης):** 1 βαθμίδα με κλίση ίση με 2:1 και πάχος = 12 m.
- **MS2 (υποκείμενος ψαμμίτης):** 1 βαθμίδα με κλίση ίση με 2:1 και πάχος = 8 m.
- **MR2 (Κατώτερη ζώνη ιλύος / ιλυώδους μάργας με συστηματική παρουσία ξυλίνης):** 2 αναβαθμοί με κλίση ίση με 2:1 προς το μέτωπο, 1 αναβαθμός με κλίση ίση με 1:1 σε αντίθετη κατεύθυνση από το μέτωπο και πάχος = 28 m.



Σχήμα 5.3: Απεικόνιση της γεωμετρίας, της λιθοστρωματογραφίας και των οριακών συνθηκών του μοντέλου (Διατομή d3).



#### 5.2.4. Γεωτεχνικές παράμετροι

Οι παράμετροι που θεωρήθηκαν στο αριθμητικό προσομοίωμα βασίζονται σε προγενέστερες ερευνητικές εργασίες (Στειακάκης, 2003, 2010), αλλά και σε αξιολόγηση καταγραφών των οργάνων παρακολούθησης της κινητικότητας στην ευρύτερη περιοχή.

Στην συγκεκριμένη περίπτωση, το Hardening Soil Model θεωρήθηκε το πιο κατάλληλο μοντέλο προσομοίωσης που προσεγγίζει με μεγαλύτερη ακρίβεια την πραγματική συμπεριφορά των παραπάνω εδαφικών υλικών. Τα στρώματα που αποτελούν το εδαφικό μοντέλο είναι:

- **C1:** πάχους 16 m,
- **MS1:** πάχους 16 m,
- **MR1:** πάχους 12 m,
- **MS2:** πάχους 8 m,
- **MR2:** πάχους 28 m,
- **BEDROCK:** πάχους 197 m.

Επίσης χρησιμοποιούμε ως αντίβαρο (**FILL**) αποθέσεις στείρου υλικού για την καλύτερη υποστήριξη του πρανούς. Στις *Εικόνες 5.7, 5.8 και 5.9* παρουσιάζεται η εισαγωγή των γεωτεχνικών δεδομένων για το υπόβαθρο (Bedrock). Με τον ίδιο τρόπο επιτυγχάνεται και η εισαγωγή των αντίστοιχων δεδομένων για τα υπόλοιπα εδαφικά στρώματα.

Hardening soil model - <Bedrock>

General | Parameters | Interfaces

Material Set

Identification: <Bedrock>

Material model: Hardening soil model

Material type: Drained

General properties

$\gamma_{\text{unsat}}$ : 20,000 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{\text{sat}}$ : 21,000 kN/m<sup>3</sup>

Comments

Permeability

$k_x$ : 1,000E-07 m/s

$k_y$ : 1,000E-07 m/s

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Εικόνα 5.7: Παράθυρο εισαγωγής γενικών γεωτεχνικών παραμέτρων και συγκεκριμένα συνθηκών προσομοίωσης και φυσικών χαρακτηριστικών για το υπόβαθρο.

Hardening soil model - <Bedrock>

General | Parameters | Interfaces

Stiffness

$E_{50}^{\text{ref}}$ : 1,000E+06 kN/m<sup>2</sup>

$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ : 1,000E+06 kN/m<sup>2</sup>

$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ : 3,300E+06 kN/m<sup>2</sup>

power (m): 0,500

Strength

$c_{\text{ref}}$ : 100,000 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 35,000 °

$\psi$  (psi): 0,000 °

Alternatives

☐ Use alternatives

$C_c$ : 0,0003

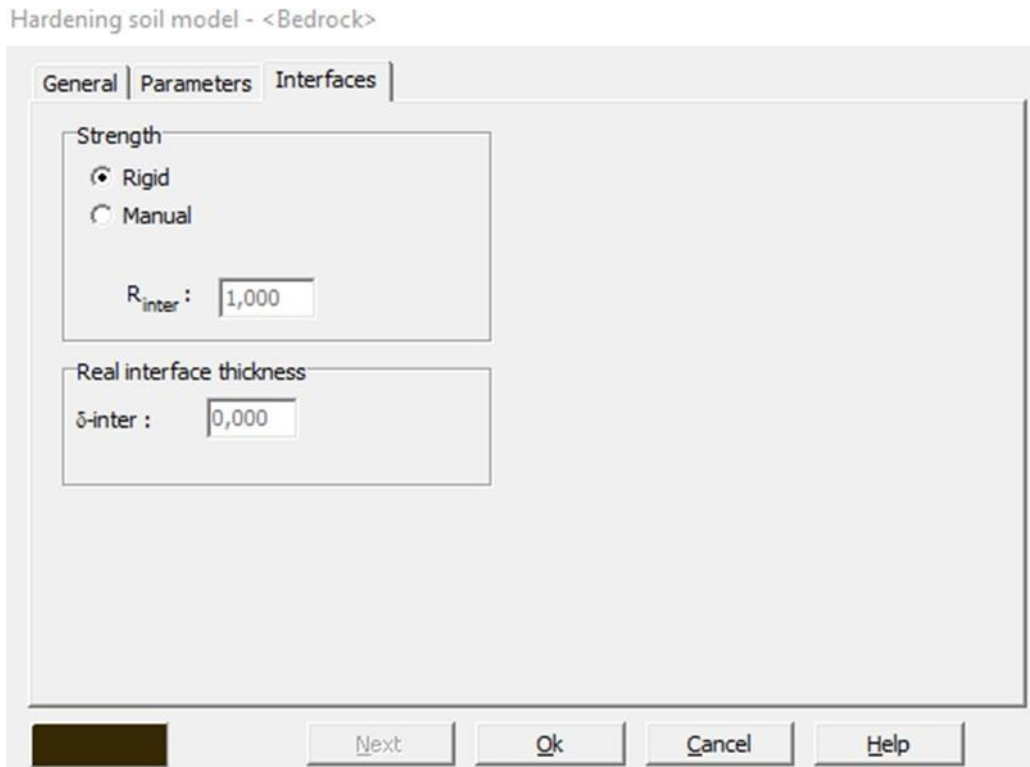
$C_s$ : 7,306E-05

$e_{\text{init}}$ : 0,5000

Advanced...

Next Ok Cancel Help

Εικόνα 5.8: Εισαγωγή μηχανικών ιδιοτήτων του υποβάθρου.



*Εικόνα 5.9: Παράδειγμα επιλογής των μηχανικών ιδιοτήτων του υποβάθρου.*

Οι βασικές ιδιότητες των εδαφικών υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για το συγκεκριμένο μοντέλο εδαφικής συμπεριφοράς (Hardening Soil) εμφανίζονται στον Πίνακα 5.2, όπως και οι υπόλοιπες παράμετροι που απεικονίζονται στον Πίνακα 5.3 (συνέχεια του Πίνακα 5.2).

Στο σημείο αυτό, επισημαίνεται, ότι η τιμή του  $E_{oed}^{ef}$  στα μοντέλα συμπεριφοράς Hardening Soil model, προτείνεται από το PLAXIS κατά τη διαδικασία ορισμού της τιμής του  $E_{50}^{ef}$  (με βάση τη σχέση αναλογίας που υπάρχει για τα δύο είδη μέτρων ελαστικότητας) και δεν αποτελεί δεδομένο εισαγωγής από το χρήστη.

Εκτός από τον καθορισμό των παραμέτρων κατά την προσομοίωση του εδαφικού υλικού, χρειάζεται να οριστούν και οι συνθήκες στράγγισης, τα φυσικά χαρακτηριστικά του σχηματισμού, όπως μοναδιαία κορεσμένα και ακόρεστα βάρη ( $\gamma_{sat}$  και  $\gamma_{unsat}$ ) και συντελεστές διαπερατότητας ( $k_x$  και  $k_y$ ). Το μέτρο διάτμησης  $G$  και το οιδημετρικό μέτρο ελαστικότητας  $E_{oed}$ , υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα μέσω των τύπων που συνδέει αυτές τις παραμέτρους με το μέτρο ελαστικότητας  $E$  και το λόγο Poisson  $\nu$ .

**Πίνακας 5.2: Τιμές βασικών εδαφικών παραμέτρων που θεωρήθηκαν στην προσομοίωση του μοντέλου.**

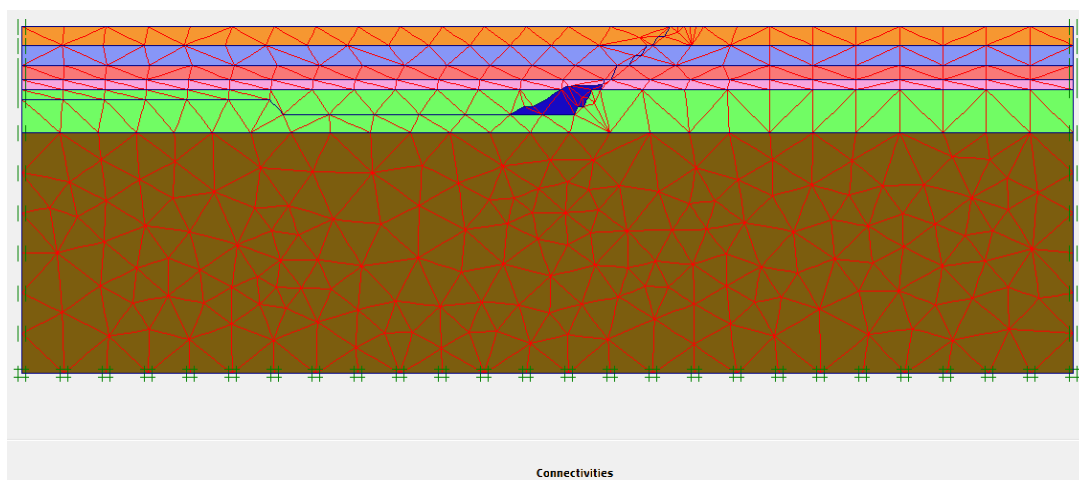
Παράμετροι	Όνομασία	Plaxis	C1	MR1	MR2	MS1	MS2	FILL	BEDROCK	Μονάδα
Μοντέλο υλικού	Model		Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil	_
Τύπος υδραυλικής συμπεριφοράς	Type		Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	Drained	_
Μοναδιαίο ακόρεστο βάρος (πάνω από rheaticyunsat			20	20	20	22	22	20	20	KN/m <sup>3</sup>
Μοναδιαίο κορεσμένο βάρος (κάτω από rheaticyunsat	ysat		21	21	21	23	23	21	21	KN/m <sup>3</sup>
Οριζόντια διαπερατότητα	kx		1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-07	m/s
Κατακόρυφη διαπερατότητα	ky		1,00E-07	1,00E-07	1,00E-07	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-06	1,00E-07	m/s
Μέτρο ελαστικότητας Young	E50ref		25000	40000	35000	60000	70000	18000	1000000	KN/m <sup>2</sup>
Μέτρο ελαστικότητας οιδιμέτρου	Eoedref		25000	40000	35000	60000	70000	18000	1000000	KN/m <sup>2</sup>
Μέτρο ελαστικότητας φόρτισης- αποφόρτισης	Eureref		106670	170670	125000	260000	280000	300000	3300000	KN/m <sup>2</sup>
Λόγος Poisson	v		0,28	0,28	0,25	0,3	0,3	0,2	0,32	_
Συνοχή	c <sub>ref</sub>		35	65	50	10	12	3	100	KN/m <sup>2</sup>
Γωνία τριβής	φ		22	26	25	39	41	32	35	°
Γωνία διασταλτικότητας	ψ		0	0	0	0	0	0	0	°
Πίεση αναφοράς	p <sub>ref</sub>		100	100	100	100	100	100	100	KN/m <sup>2</sup>

**Πίνακας 5.3: Τιμές υπολοίπων εδαφικών παραμέτρων που θεωρήθηκαν στην προσομοίωση του μοντέλου, εκτός των βασικών (συνέχεια του Πίνακα 5.2).**

Name	φ	ψ	n <sub>ur</sub>	p <sub>ref</sub>	Power	K0nc	c <sub>incr</sub>	y <sub>ref</sub>	R <sub>f</sub>	T-Strength	R <sub>inter</sub>	d-inter
	[°]	[°]	[-]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[m]	[-]	[KN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[-]
<Bedrock>	35	0	0,32	100	0,5	0,42642356	0	0	0,9	0	1	0
Lesson 4 - Fill	32	0	0,2	100	0,5	0,47008074	0	0	0,9	0	0,65	0
C1	22	0	0,28	100	0,6	0,62539341	0	0	0,9	0	1	0
MR1	26	0	0,28	100	0,5	0,56162885	0	0	0,9	0	1	0
MR2	25	0	0,25	100	0,5	0,57738174	0	0	0,9	0	1	0
MS1	39	0	0,3	100	0,5	0,37067961	0	0	0,9	0	1	0
MS2	41	0	0,3	100	0,5	0,34394097	0	0	0,9	0	1	0

### 5.2.5. Δημιουργία Δικτύωματος

Με την ολοκλήρωση του σχεδιασμού και του καθορισμού των μηχανικών παραμέτρων όλων των υλικών, παράγεται το πλέγμα πεπερασμένων στοιχείων, ενεργοποιώντας την αντίστοιχη εντολή (generate mesh), όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.4.



*Σχήμα 5.4: Απεικόνιση του πλέγματος (mesh) του προσομοιώματος.*

Στο *PLAXIS*, η δημιουργία του δικτυώματος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μια τελείως αυτοματοποιημένη διαδικασία, που βασίζεται στην τριγωνοποίηση της επιφάνειας του μοντέλου. Παρόλα αυτά, ο χρήστης μπορεί να επέμβει και να αυξήσει την πυκνότητα του πλέγματος σε οποιοδήποτε σημείο, υλικό ή περιοχή, όπου αυτός το κρίνει απαραίτητο, δηλαδή όπου ενδεχομένως αναμένεται συγκέντρωση τάσεων.

Για την επιλογή της πυκνότητας του πλέγματος υπάρχουν πέντε επίπεδα, πολύ χονδρό πλέγμα (very coarse), χονδρό (coarse), μεσαίο (medium), πυκνό (fine) και πολύ πυκνό (very fine). Στην συγκεκριμένη περίπτωση χρησιμοποιήθηκε κάνναβος τριγωνικών στοιχείων με σταθερή πυκνότητα σε ολόκληρο το μήκος του (βλέπε *Εικόνα 5.10*).

Επιλέγοντας πυκνό πλέγμα, προέκυψαν συνολικά 683 στοιχεία, 5619 κόμβοι και 8196 τασικά σημεία (βλέπε *Πίνακα 5.4*).



*Εικόνα 5.10: Απεικόνιση της πυκνότητας του πλέγματος του προσομοιώματος με το παράθυρο Mesh generation setup και την επιλογή Fine.*

**Πίνακας 5.4:** Χαρακτηριστικές πληροφορίες του δικτυώματος (πλέγμα) κατά την διαδικασία διακριτοποίησης και διαμόρφωσης του δικτύου στοιχείων του.

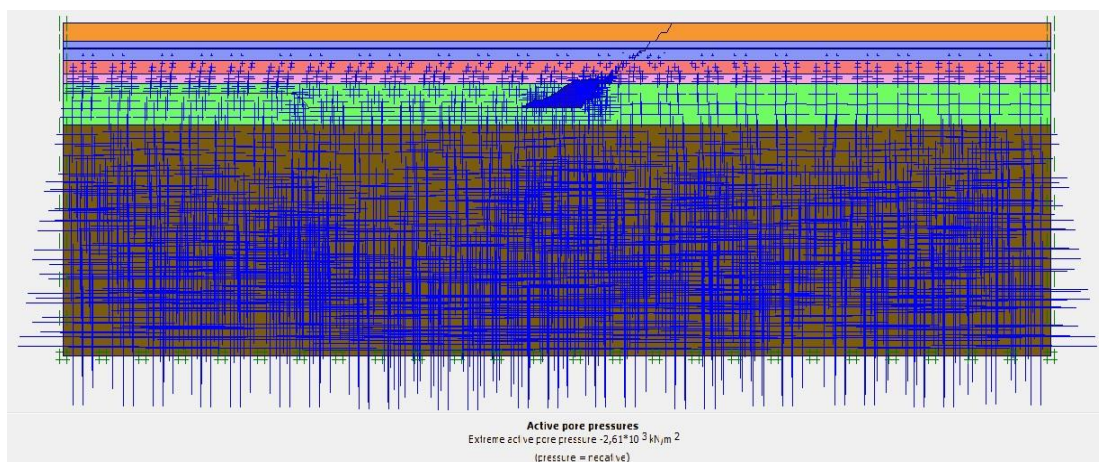
Παράμετροι	Τιμές
Μοντέλο προσομοίωσης	Επίπεδη παραμόρφωση
Πύκνωση Δικτύου	Fine-Πυκνή
Αριθμός κόμβων ανά στοιχείο	15
Συνολικός αριθμός στοιχείων στο μοντέλο	683
Αριθμός κόμβων	5619
Μέσο μέγεθος στοιχείου (m)	$19,35 \cdot 10^0$
Αριθμός σημείων υπολογισμού τάσεων	8196

#### 5.2.6. Ορισμός πίεσης πόρων

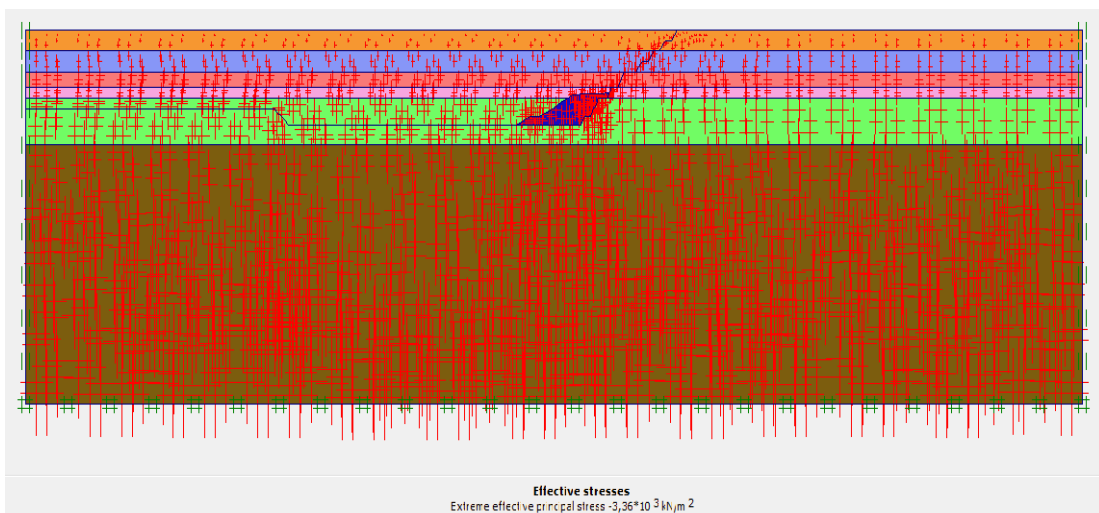
Αφού έγινε εισαγωγή των γεωτεχνικών παραμέτρων για κάθε υλικό, ο προσδιορισμός της γεωμετρίας και η δημιουργία του δικτυώματος, ακολούθησε το επόμενο στάδιο όπου εισήχθησαν οι πιέσεις του νερού (βλέπε Σχήμα 5.5), και ο προσδιορισμός των αρχικών συνθηκών (βλέπε Σχήμα 5.6).

Οι πιέσεις των πόρων ρυθμίζονται με βάση τη θέση του επιπέδου του υδροφόρου ορίζοντα. Πριν από την έναρξη της εκσκαφής, ο υδροφόρος ορίζοντας θεωρήθηκε σε βάθος 22 m από την επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή σε απόλυτο υψόμετρο +362 m (από την μέση στάθμη της θάλασσας) και στη συνέχεια η πιεζομετρική επιφάνεια διαμορφωνόταν ανάλογα με την προχώρηση της εκσκαφής κατά στάδια. Η πίεση του νερού των πόρων θεωρήθηκε ανάλογη της υδροστατικής, αν και τοπικά η πραγματική πίεση του νερού πιθανόν να είναι μεγαλύτερη από αυτή (λ.χ. στον υποκείμενο του κοιτάσματος ψαμμιτικόσχηματισμό).

Έτσι, ο υδροφόρος ορίζοντας τροποποιούνταν κάθε φορά για κάθε στάδιο εκσκαφής, όπως αναλύεται στις φάσεις υπολογισμού του υποπρογράμματος *Calculations*.



**Σχήμα 5.5:** Απεικόνιση της θέσης του υδροφόρου ορίζοντα και των αρχικών πιέσεων των πόρων.



**Σχήμα 5.6:** Απεικόνιση των αρχικών ενεργών τάσεων στο εδαφικό μοντέλο.

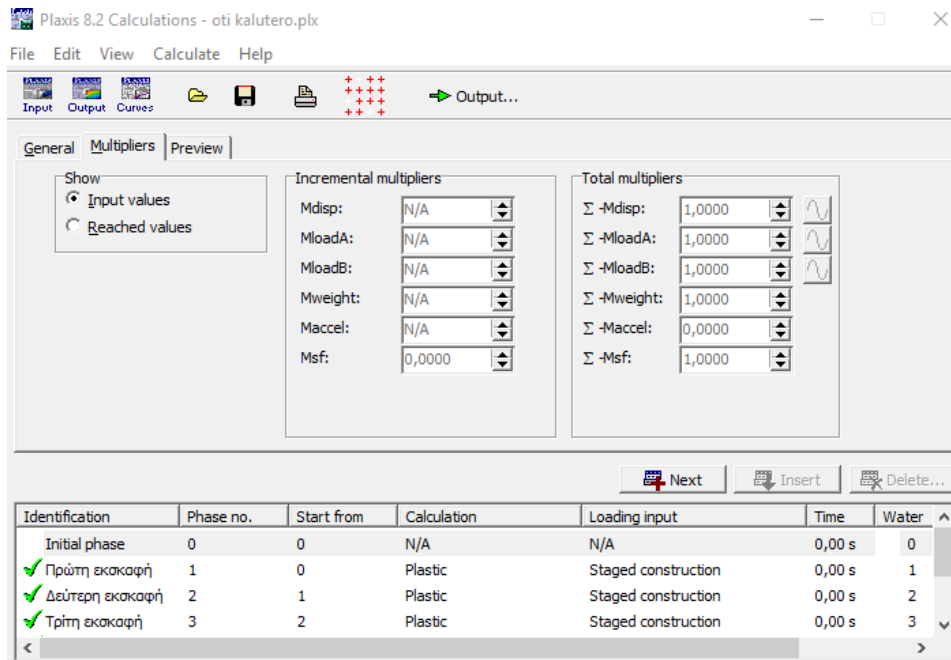
### 5.2.7. Υπολογιστικές Φάσεις

Μετά το ορισμό των ιδιοτήτων του προσομοιώματος και των αρχικών συνθηκών άρχισε η διαδικασία των υπολογισμών στο υποπρόγραμμα *calculations* (βλέπε *Εικόνα 5.11*). Ορίστηκαν ο τύποι των υπολογισμών, τα στάδια επίλυσης και οι τύποι των φορτίσεων που θα ενεργοποιηθούν κατά τη διάρκεια των επιμέρους σταδίων επίλυσης.

Πριν από κάθε ενέργεια, ορίστηκαν τα σημεία πάνω στο δικτύωμα για τα οποία, μετά την περάτωση των υπολογιστικών πράξεων, θα είναι δυνατόν να αποδοθούν οι γραφικές παραστάσεις της μεταβολής των φορτίων, των τάσεων και των μετατοπίσεων. Τα σημεία

αυτά επιλέχθηκαν στη στέψη του πρανούς δεδομένου ότι στην περιοχή αυτή αναμένεται να εκδηλωθεί η μεγαλύτερη κινητικότητα των σχηματισμών.

Στην πρώτη φάση υπολογισμών δεν ορίστηκε η εντατική κατάσταση του μοντέλου με την επιλογή της φόρτισης που προέρχεται από το ίδιο το βάρος των υπερκείμενων εδαφικών στρωμάτων (total multipliers) και στην συνέχεια υπολογίσθηκαν οι προκαλούμενες παραμορφώσεις.



*Εικόνα 5.11 : Παράθυρο του υποπρογράμματος calculations.*

Στη συνέχεια τα αποτελέσματα στα επόμενα στάδια της προσομοίωσης αφορούν τις παραμορφώσεις που προκύπτουν με την αφαίρεση συγκεκριμένων τομέων (clusters), που απομακρύνονται με την εξέλιξη της εκσκαφής. Συνεπώς για την επίλυση του προσομοιώματος ορίστηκαν πέντε φάσεις υπολογισμού, όσα δηλαδή είναι τα στάδια εκσκαφής.

Μέχρι και το στάδιο της πέμπτης εκσκαφής, ο τύπος επίλυσης αναφέρεται σε θεώρηση πλαστικού καταστατικού μοντέλου (plastic calculation type). Επίσης, επιλέχθηκε να εφαρμοστεί η στραγγιζόμενη συμπεριφορά (drained material type) και έτσι να αποφευχθεί η δημιουργία υπερπρίσεων στους πόρους. Η διαδικασία της επιλογής του



πλαστικού καταστατικού μοντέλου πραγματοποιείται με σκοπό την εφαρμογή μίας ελαστοπλαστικής ανάλυσης παραμόρφωσης.

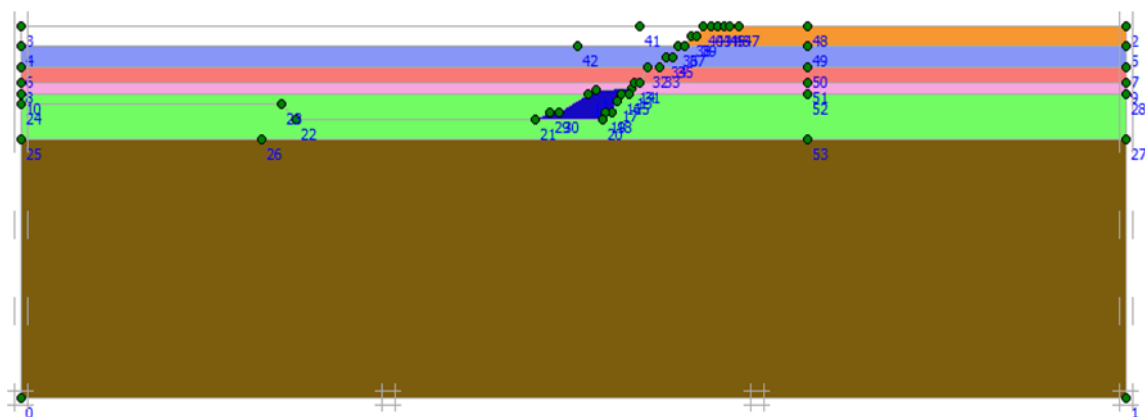
Στις παραμέτρους ελέγχου, τα βήματα υπολογισμών είναι προεπιλεγμένα στα 250 (additional steps) και δείχνει τον μέγιστο αριθμό των υπολογιστικών βημάτων που εκτελούνται στην συγκεκριμένη υπολογιστική φάση. Όσον αφορά τα όρια του σφάλματος που υιοθετούνται από το *PLAXIS* σχετίζονται με την προσδιορισμένη τιμή του ανεκτού σφάλματος.

Σε κάθε βήμα, το *PLAXIS* συνεχίζει να πραγματοποιεί επαναλήψεις έως ότου τα υπολογιστικά σφάλματα είναι μικρότερα από αυτή την προσδιορισμένη τιμή, για την οποία γενικά το 0,03 είναι κατάλληλη στις περισσότερες των περιπτώσεων. Ακόμα επιλέγεται η διαγραφή των ενδιάμεσων βημάτων των υπολογισμών (delete intermediate steps), επειδή μας ενδιαφέρουν οι τελικές τιμές στο τελευταίο βήμα υπολογισμών της συγκεκριμένης φάσης. Συνεπώς, όλα τα επιπρόσθετα βήματα υπολογισμών διαγράφονται, εφόσον βέβαια η φάση έχει ολοκληρωθεί με επιτυχία.

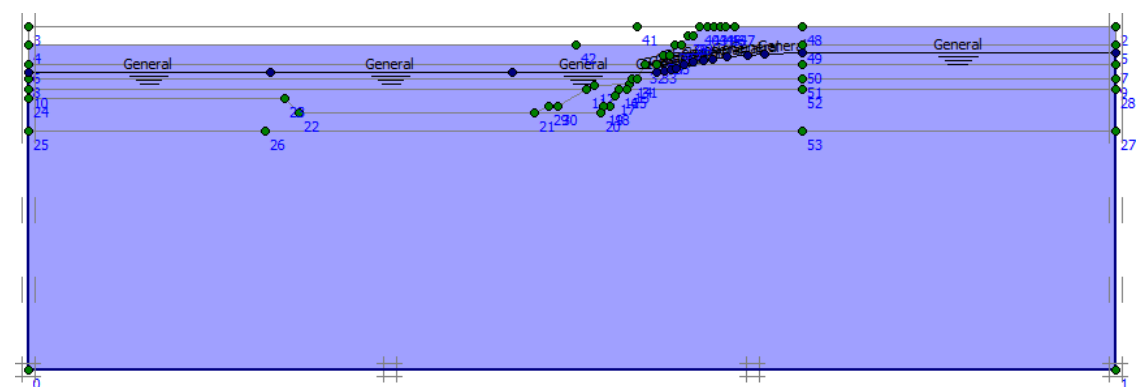
Στην συνέχεια, επιλέχτηκε η παράμετρος για την αλλαγή των φορτίσεων και για την καλύτερη απόδοση της διαδικασίας της εκσκαφής κατά στάδια, η *staged construction*. Οπότε, είναι δυνατόν να προσομοιωθούν οι διαδικασίες κατασκευής και εκσκαφής με την ενεργοποίηση και την απενεργοποίηση τμημάτων του μοντέλου, αντίστοιχα. Στην συγκεκριμένη περίπτωση πραγματοποιείται απενεργοποίηση τμημάτων (clusters) για την προσομοίωση της διαδικασίας της εκσκαφής.

Τέλος οι παράμετροι επαναληπτικής διαδικασίας επιλέγονται οι προεπιλεγμένες τιμές που προτείνει το πρόγραμμα *Plaxis* (iterative procedure).

Κατά την πρώτη εκσκαφή και ενεργοποιώντας την επιλογή *define*, το λογισμικό ανατρέχει στο παράθυρο εισαγωγής υδατικών συνθηκών και προσδιορισμού αρχικών συνθηκών. Απενεργοποιείται (αφαιρείται) το πρώτο οριζόντιο εδαφικό στρώμα της αργίλου (*CI*), πάχους 16 m (βλέπε *Σχήμα 5.7*) και αφού ολοκληρωθεί ο προσδιορισμός της νέα γεωμετρίας ορίζονται οι υδατικές συνθήκες (βλέπε *Σχήμα 5.8*).



Σχήμα 5.7: Απεικόνιση της πρώτης εκσκαφής του εδαφικού μοντέλου με την αφαίρεση του πρώτου cluster (πρώτου τομέα).



Σχήμα 5.8: Απεικόνιση του υποβαθμισμένου υδροφόρου ορίζοντα κατά το στάδιο της πρώτης εκσκαφής.

Στο σημείο αυτό η πιεζομετρική επιφάνεια, υποβιβάζεται στα +346 m, δηλαδή 6 m κάτω από την επόμενη επιφάνεια εκσκαφής. Η διαδικασία αυτή της αποστράγγισης πραγματοποιείται με σκοπό την εξασφάλιση της εκσκαφής εν ξηρώ και την αποφυγή διάβρωσης των εδαφικών σχηματισμών.

Στην συνέχεια, διαμορφώνονται οι νέες πιέσεις πόρων στον σχηματισμό, λόγω της νέας διαμόρφωσης του υδροφόρου ορίζοντα και οι νέες τάσεις λόγω της απενεργοποίησης του πρώτου τμήματος της σταδιακής εκσκαφής. Με την επιλογή *update* εισάγονται τα νέα δεδομένα για την συγκεκριμένη υπολογιστική φάση. Μετέπειτα, με ανάλογα βήματα δημιουργούνται και οι επόμενες τέσσερις φάσεις υπολογισμού.

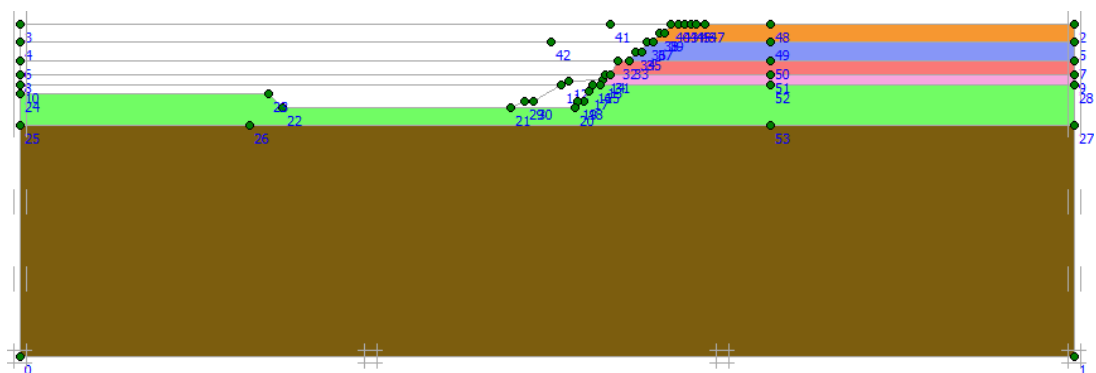
Έτσι λοιπόν, αφού πραγματοποιηθεί η πρώτη εκσκαφή, με ανάλογα βήματα πραγματοποιούνται και τα επόμενα στάδια της επίλυσης. Προχωράει λοιπόν, η δεύτερη εκσκαφή του εδαφικού στρώματος του υπερκείμενου ψαμμίτη (*MS1*) με πάχος 16 m και σε στραγγιζόμενες συνθήκες, μέσω της απενεργοποίησής του με την επιλογή *define* και την διαμόρφωση του νέου υποβαθμισμένου υδροφόρου ορίζοντα στα +334 m.

Κατά την τρίτη εκσκαφή, το εδαφικό στρώμα ενδιάμεσης ζώνης ιλύος / ιλωδους μάργας με παρουσία ενστρώσεων ξυλίτη (*MR1*), πάχους 12 m και σε στραγγιζόμενες συνθήκες, απενεργοποιείται και διαμορφώνεται ο νέος υποβαθμισμένος υδροφόρος ορίζοντας στα +326 m.

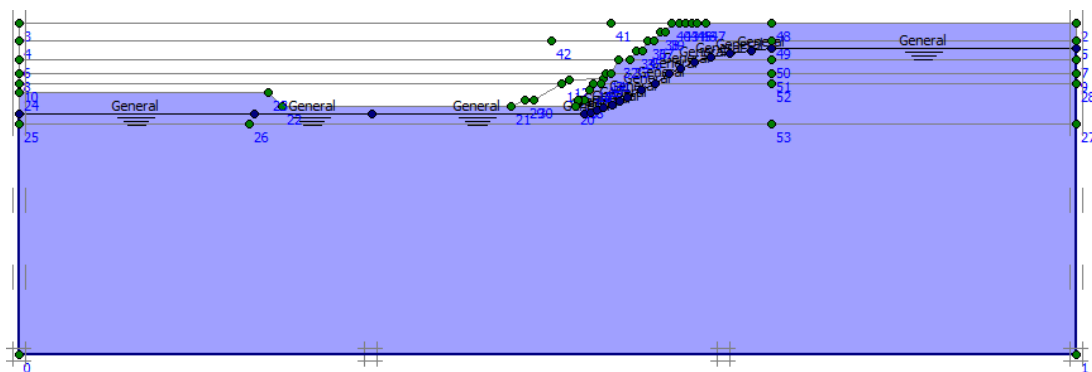
Ομοίως κατά την τέταρτη εκσκαφή το εδαφικό στρώμα του κατώτερου ψαμμίτη (*MS2*) πάχους 8m και σε στραγγιζόμενες συνθήκες, απενεργοποιείται και διαμορφώνεται ο νέος υδροφόρος ορίζοντας στα +306 m.

Τέλος, κατά την πέμπτη εκσκαφή το εδαφικό στρώμα της κατώτερης ζώνης ιλύος / ιλωδους μάργας με συστηματική παρουσία ξυλίτη (*MR2*), πάχους 28 m και σε στραγγιζόμενες συνθήκες, δεν απενεργοποιείται ολόκληρο αλλά σε βάθος 20 m από την επιφάνειά του, όπου σταματάει και η εκσκαφή (βλέπε Σχήμα 5.9).

Επίσης, αφαιρείται το σύνολο των εσωτερικών αποθέσεων ασβεστολίθου, που είχε τοποθετηθεί για αντίβαρο στο πρανές. Σε αυτήν την φάση υπολογισμού ο υδροφόρος θα παραμείνει σε υψόμετρο +306 m (βλέπε Σχήμα 5.10).

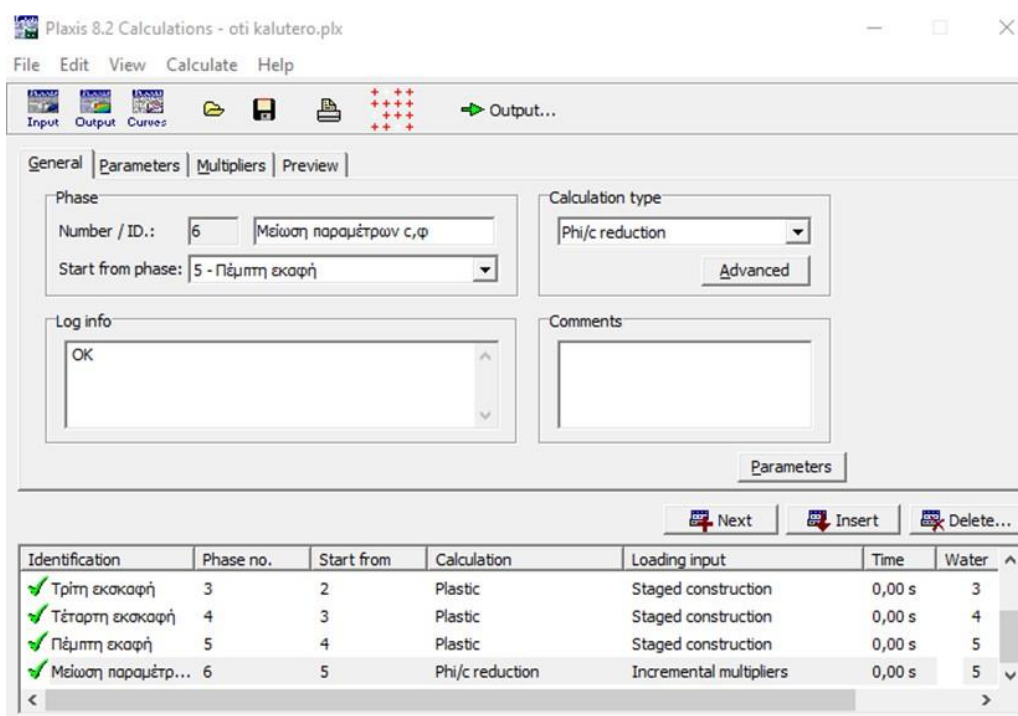


Σχήμα 5.9 : Απεικόνιση της πέμπτης εκσκαφής του εδαφικού μοντέλου με την αφαίρεση του πέμπτου cluster (πέμπτου τομέα).



Σχήμα 5.10: Απεικόνιση του υδροφόρου ορίζοντα κατά το στάδιο της πέμπτης εκσκαφής.

Μετά από το πέρας και του πέμπτου σταδίου εκσκαφής του μοντέλου και την διαμόρφωση του τελικού πρανούς, εφαρμόστηκε η διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας  $Msf$ , με την επιλογή του τύπου επίλυσης *phi-c reduction*, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.12. Σε αυτή την φάση επιλέχθηκε η προεπιλεγμένη τιμή του  $Msf = 0,1000$  στα *incremental multipliers* και η τιμή 100 για τα *additional steps*.



Εικόνα 5.12: Παράθυρο του υποπρογράμματος *calculations* με την απεικόνιση της φάσης υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας και την επιλογή *Phi/c reduction*, ως τύπο υπολογισμού.

Γενικότερα η επιλογή των πολλαπλασιαστών (incremental multipliers) στο πλαίσιο εισαγωγής φόρτισης, επιτρέπει στο χρήστη να καθορίσει πολλαπλασιαστές αυξητικού φορτίου.

Ο συντελεστής ασφάλειας του εδαφικού πρανούς σύμφωνα με τους Brinkgreve και Bakker (1991) προκύπτει από την καμπύλη του συντελεστή  $\Sigma Msf$  (που καθορίζει το ποσοστό της τάσης διάτμησης ως προς την διατμητική αντοχή του εδάφους) για ένα σημείο (Τσαϊμου, 2006):

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad [5.1]$$

όπου,

$\varphi_{input}$  η αρχική γωνία εσωτερικής τριβής του εκάστοτε εδαφικού υλικού.

$\varphi_{reduced}$  η μειωμένη τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής σε κάθε στάδιο της ανάλυσης.

$c_{input}$  η αρχική συνοχή των υλικών.

$c_{reduced}$  η μειωμένη συνοχή των υλικών σε κάθε στάδιο της ανάλυσης.

Με τη σταδιακή μείωση των παραμέτρων της αντοχής των υλικών που συμμετέχουν στο προσομοίωμα του εδαφικού πρανούς, μειώνεται ο παρονομαστής του ηλίκου της σχέσης και επομένως αυξάνεται ο συντελεστής  $\Sigma Msf$ , μέχρι μιας μέγιστης τιμής, σε σχετικά μικρές τιμές της παραμόρφωσης.

Με βάση λοιπόν τους Brinkgreve και Bakker (1991), η τιμή του συντελεστή  $\Sigma Msf$  η οποία αντιστοιχεί στην επιτέδωση της καμπύλης είναι ο συντελεστής ασφάλειας που αντιπροσωπεύει το δεδομένο προσομοίωμα. Οι παράμετροι αντοχής μειώνονται αυτόματα μέχρι αστοχίας της κατασκευής και στο σημείο αυτό ο συντελεστής ασφάλειας δίνεται από τη σχέση (Τσαϊμου, 2006):

$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} = \text{value of } \Sigma Msf \text{ at failure} \quad [5.2]$$

Στην εφαρμογή εκτιμήθηκε η τιμή του συντελεστή ασφαλείας του πρανούς μετά το 5ο στάδιο εκσκαφής με την αφαίρεση του αντίβαρου, έχοντας τιμή  $\Sigma Msf=1,056$ , η οποία υποδηλώνει και την οριακά ευσταθή κατάστασή του. Ωστόσο, εκτιμήθηκε και χωρίς να αφαιρεθεί το αντίβαρο, όπου είχε τιμή  $\Sigma Msf=1,168$ .

### **5.2.8. Εκτίμηση εδαφικών παραμορφώσεων**

#### **Μεθοδολογία-Ανάλυση**

Αφού ολοκληρώθηκαν οι υπολογιστικές φάσεις, μεταβαίνουμε στο υποπρόγραμμα των αποτελεσμάτων του *PLAXIS* (output). Ο απώτερος σκοπός των υπολογισμών είναι η εκτίμηση των παραμορφώσεων γύρω από την εκσκαφή και η επικείμενη σύγκρισή τους με πρότυπες και οριακές τιμές (ανοχές) έτσι ώστε να αποφευχθεί οποιαδήποτε βλάβη ή αστοχία σε παρακείμενες κατασκευές και κοντινό οικισμό.

Για την απεικόνιση των παραμορφώσεων, ο χρήστης μπορεί να επιλέξει τις ισο-παραμορφωσιακές καμπύλες ή τις χρωματικές διαβαθμίσεις της συνολικής ανηγμένης παραμόρφωσης όγκου ή της συνολικής ισοδύναμης ανηγμένης διατμητικής παραμόρφωσης. Τα αποτελέσματα τα οποία προκύπτουν περιγράφονται και παρουσιάζονται μέσω απεικονίσεων.

Στην συνέχεια, αφού απεικονιστούν τα αποτελέσματα, παρέχεται η δυνατότητα να δημιουργηθούν καμπύλες για τις διάφορες παραμέτρους που ενδιαφέρουν και εξετάζονται. Το πρόγραμμα σχεδιασμού καμπυλών (Curves) χρησιμοποιείται για τη δημιουργία καμπυλών φορτίου και μετατοπίσεων, διαγράμματα τάσεων και ανηγμένων παραμορφώσεων και κατανομή τάσεων σε επιλεγμένα εκ των προτέρων σημεία στη γεωμετρία.

Γενικά, οι κόμβοι χρησιμοποιούνται για την παραγωγή των καμπυλών φορτίου και μετατοπίσεων ενώ τα σημεία τάσης χρησιμοποιούνται για διαγράμματα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων και για την κατανομή των τάσεων (Θαλασσινάκης, 2010).

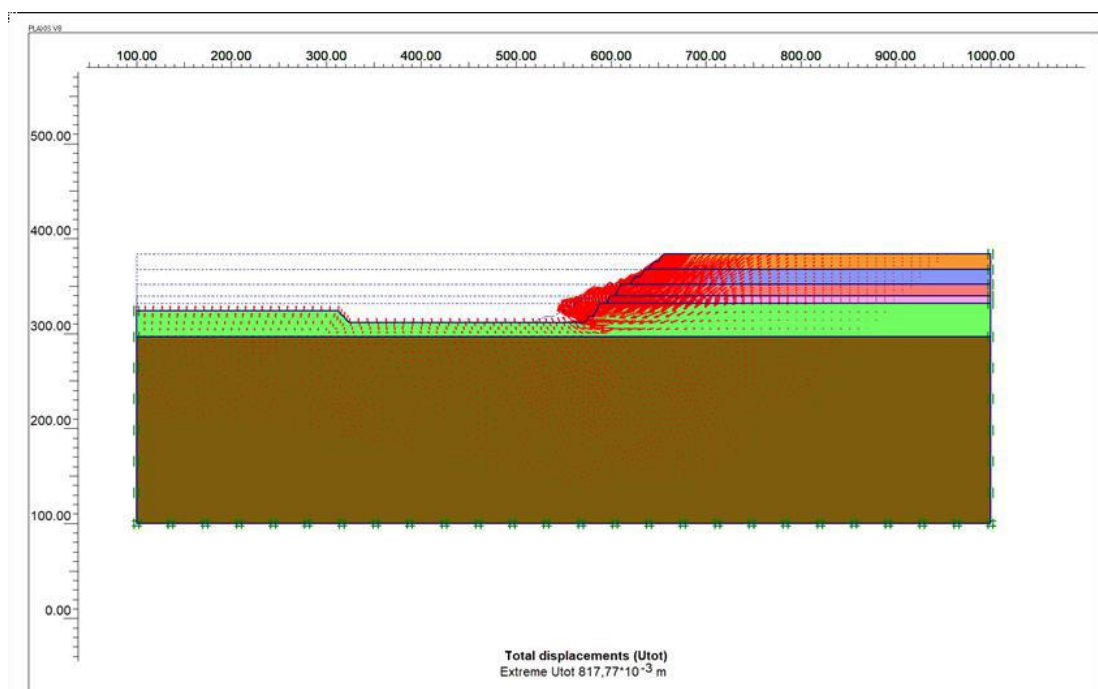
#### **Αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων**

Τα κύρια ζητούμενα που υπολογίζονται από την επίλυση ενός προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων είναι οι παραμορφώσεις στους κόμβους των στοιχείων και οι τάσεις στα τασικά σημεία. Σε αυτό το υποπρόγραμμα (output) παρουσιάζονται όλα τα αποτελέσματα και οι υπολογισμοί που πραγματοποιήθηκαν με δυνατότητα επέμβασης από τον χρήστη.

Το *PLAXIS* διαθέτει ένα μεγάλο αριθμό από διαφορετικούς τρόπους απεικόνισης των αποτελεσμάτων μιας ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία. Αυτοί είναι:

1. Οι παραμορφώσεις,
2. Οι τάσεις (ενεργές τάσεις, πιέσεις πόρων),
3. Οι μετατοπίσεις,
4. Οι κατασκευές και οι διεπιφάνειες,
5. Τα σημεία αστοχίας,
6. Οι σχετικοί πίνακες αποτελεσμάτων (τάσης-παραμόρφωσης, μετατοπίσεων) και
7. Τα διαγράμματα σε τομές του προσομοιώματος (cross-section).

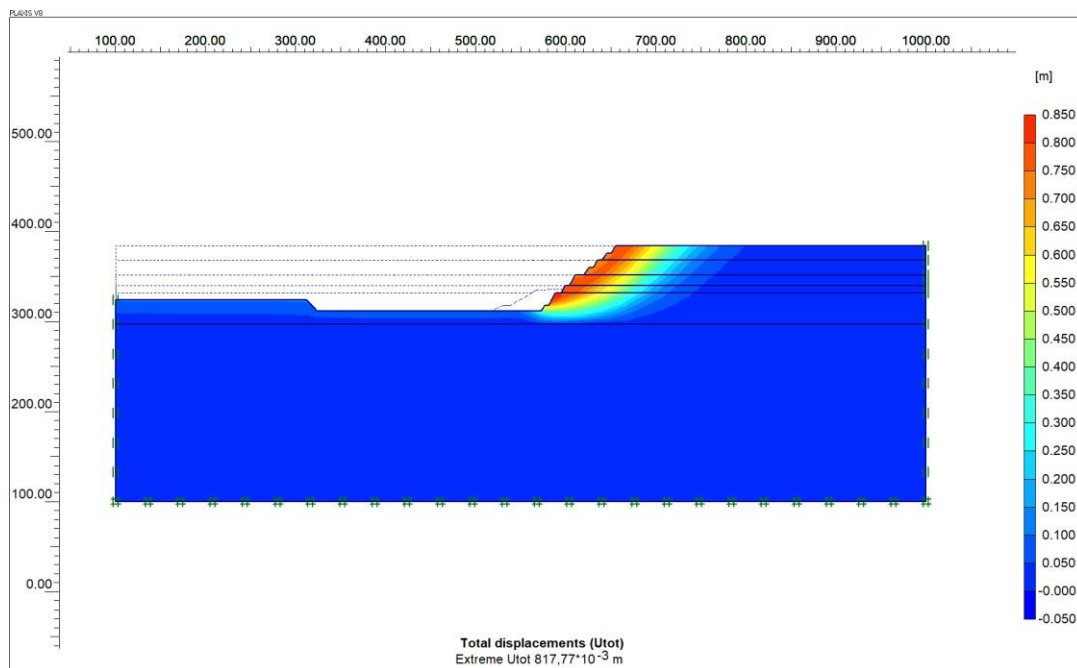
Αρχικά λοιπόν, προέκυψαν οι ολικές μετακινήσεις των εδαφικών στρωμάτων (total displacements). Σύμφωνα με το *Σχήμα 5.11*, οι μετακινήσεις παριστάνονται με τα κόκκινα βέλη που δείχνουν την κατεύθυνσή κίνησης των εδαφικών μαζών (arrows). Η μέγιστη ολική μετακίνηση είναι η τιμή  $U_{total} = 0,817 \text{ m}$ . Επίσης, η μεγαλύτερη ολική μετακίνηση θα προκύψει κοντά στον πόδα του πρανούς και με φορά κίνησης προς το όρυγμα.



*Σχήμα 5.11: Απεικόνιση των ολικών μετακινήσεων ( $U_{tot}$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής, μέσω της επιλογής arrows του υποπρογράμματος output.*

Στο Σχήμα 5.12, πραγματοποιείται χρωματική διαβάθμιση για να απεικονιστεί πιο λεπτομερειακά το εδαφικό στρώμα και η περιοχή του μοντέλου κατά την οποία παρατηρείται η μεγαλύτερη ολική μετακίνηση εδαφικής μάζας. Ακόμα απεικονίζεται η κλιμάκωση και η κατανομή των μετακινήσεων σε όλο το εδαφικό μοντέλο, βάσει του διαφορετικού χρωματισμού. Βάσει αυτού, παρατηρούμε ότι όσο πιο έντονος είναι ο χρωματισμός τόσο πιο έντονη είναι και η μετακίνηση.





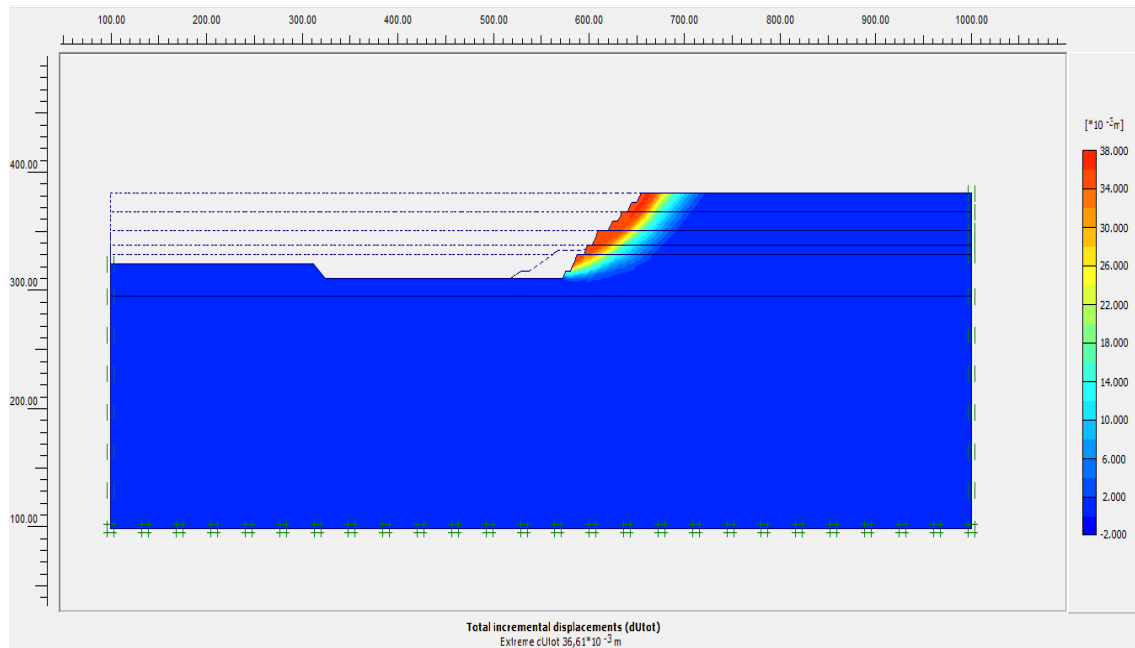
*Σχήμα 5. 12: Απεικόνιση των ολικών μετακινήσεων ( $U_{tot}$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής, μέσω της επιλογής shadings του υποπρογράμματος output.*

Η μεγαλύτερη τιμή της ολικής μετακίνησης θα πραγματοποιηθεί στο εδαφικό στρώμα **MR2** (με τον κόκκινο χρωματισμό) και σε βάθος 52 m από την επιφάνεια του εδάφους. Γενικότερα έντονες μετακινήσεις εμφανίζονται κοντά στο μέτωπο του πρανούς όχι μόνο στο εδαφικό στρώμα **MR2**.

Στο Σχήμα 5.13 παρουσιάζονται οι ολικές αυξητικές μετατοπίσεις και χρησιμεύουν για την οριοθέτηση της περιοχής αστοχίας. Προτιμάται η επιλογή της χρωματικής διαβάθμισης με σκοπό την καλύτερη απεικόνιση της περιοχής αυτής.

Έτσι, παρατηρείται ότι οι μεγαλύτερες τιμές της αυξητικής μετατόπισης θα λάβει χώρα στο μέτωπο του πρανούς και συγκεκριμένα πολύ κοντά στα όρια του. Εμφανίζεται σε όλα τα εδαφικά στρώματα αλλά με πιο έντονα στο πρώτο εδαφικό στρώμα. Η μέγιστη τιμή που θα προκύψει στο αργιλικό στρώμα εκτιμάται σε  $dU_{tot} = 0,037 \text{ m}$ .

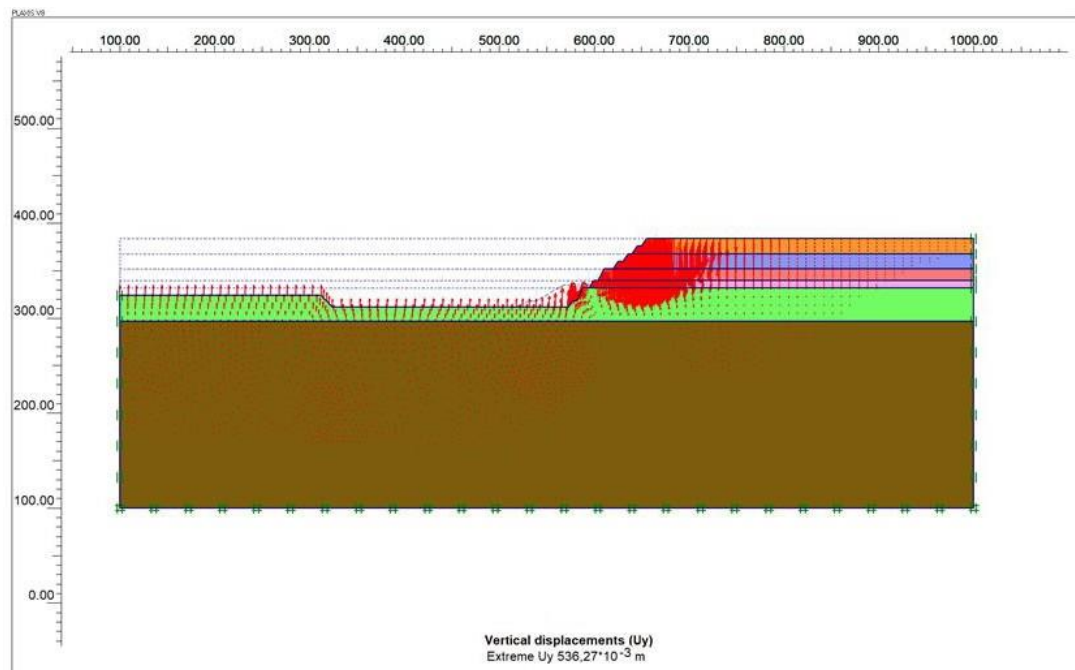
Όσο απομακρυνόμαστε από τα όρια του μετώπου του πρανούς τόσο θα μειώνεται αυτή η αύξηση της μετατόπισης για την δυνητικά κινούμενη εδαφική μάζα.



**Σχήμα 5.13:** Κατανομή των ολικών αυξητικών μετατοπίσεων ( $dU_{tot}$ ) μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.

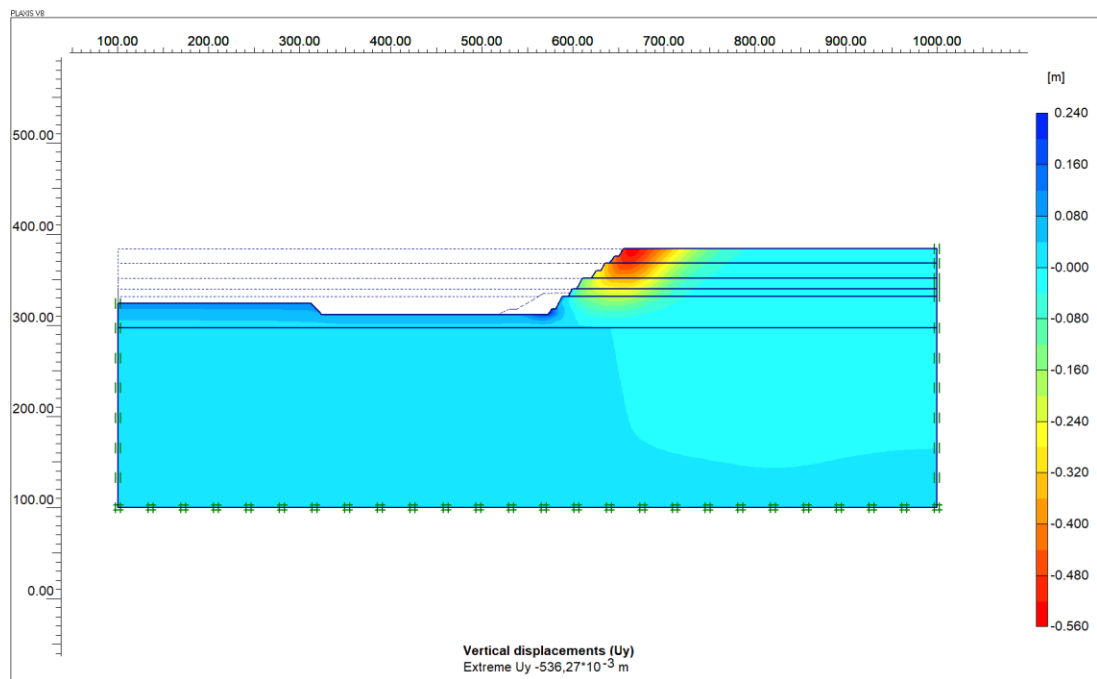
Στην συνέχεια, παρατηρούνται οι κατακόρυφες μετακινήσεις των εδαφικών στοιχείων του μοντέλου (καθιζήσεις), σύμφωνα με το Σχήμα 5.14. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις διακρίνονται σε βυθίσεις και ανυψώσεις, δηλαδή, κατακόρυφες μετακινήσεις προς τα κάτω και προς τα πάνω αντίστοιχα.

Θα προκύψουν έντονες βυθίσεις στην περιοχή κοντά στο μέτωπο του πρανούς, για όλα τα εδαφικά στρώματα και ανυψώσεις στον πόδα του πρανούς. Η μεγαλύτερη τιμή της κατακόρυφης μετακίνησης είναι  $U_y = 0,536 \text{ m}$ .



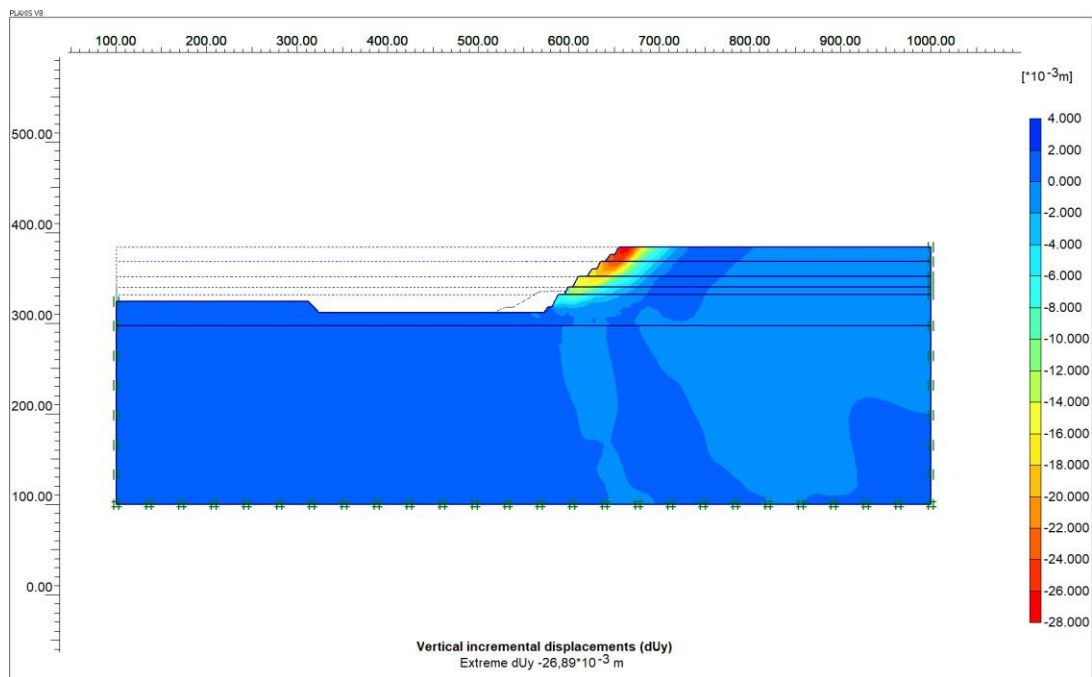
*Σχήμα 5.14: Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $U_y$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.*

Σύμφωνα με την χρωματική διαβάθμιση (βλέπε Σχήμα 5.15), παρατηρείται ότι η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση θα λάβει μέρος στο εδαφικό στρώμα της αργίλου, στην κορυφή του πρανούς. Η αρνητική τιμή της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης στη συγκεκριμένη απεικόνιση, υποδηλώνει την φορά της μετακίνησης προς τα κάτω (βύθιση). Στα κατώτερα στρώματα η κατακόρυφη μετακίνηση θα είναι μικρότερη.



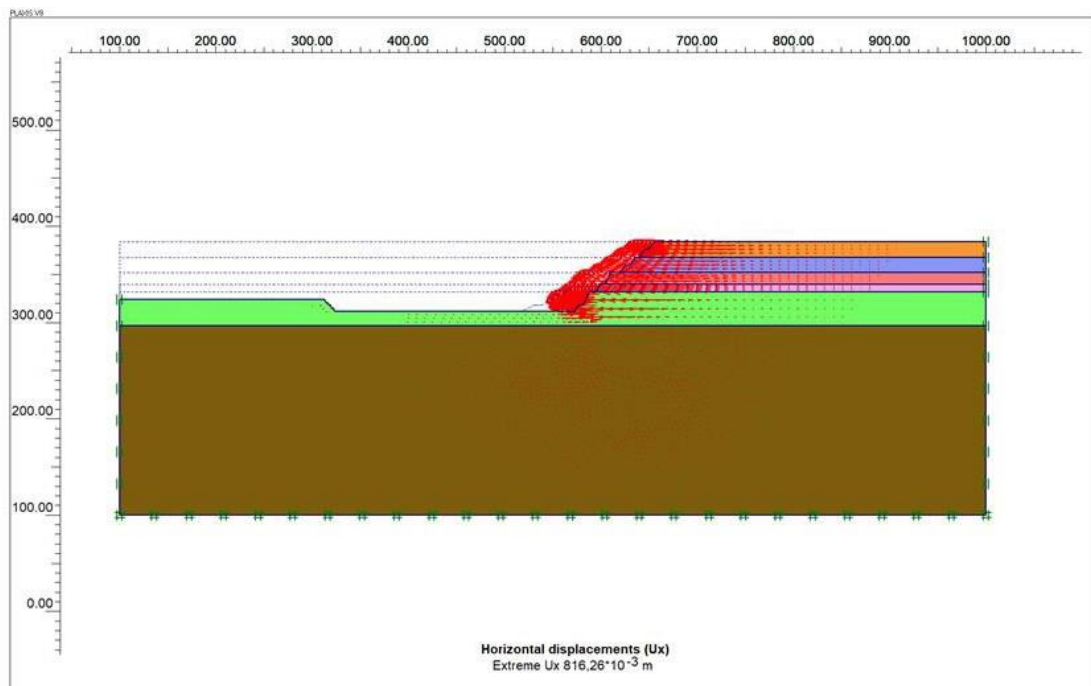
*Σχήμα 5.15: Απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $U_y$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.*

Στο Σχήμα 5.16 παρουσιάζεται η κατανομή της αύξησης των κατακόρυφων μετακινήσεων (vertical incremental displacements,  $dU_y$ ). Μετά και το 5<sup>ο</sup> στάδιο εκσκαφής, εμφανίζει μία μέγιστη τιμή 0,027 m στην κορυφή του πρανούς. Η χρωματική διαβάθμιση των τιμών, υποδεικνύει το μέγεθος της δυνητικά κινούμενης μάζας που διαμορφώνεται.



*Σχήμα 5.16: Κατανομή της αύξησης των κατακόρυφων μετακινήσεων ( $dU_y$ ) του εδαφικού μοντέλου.*

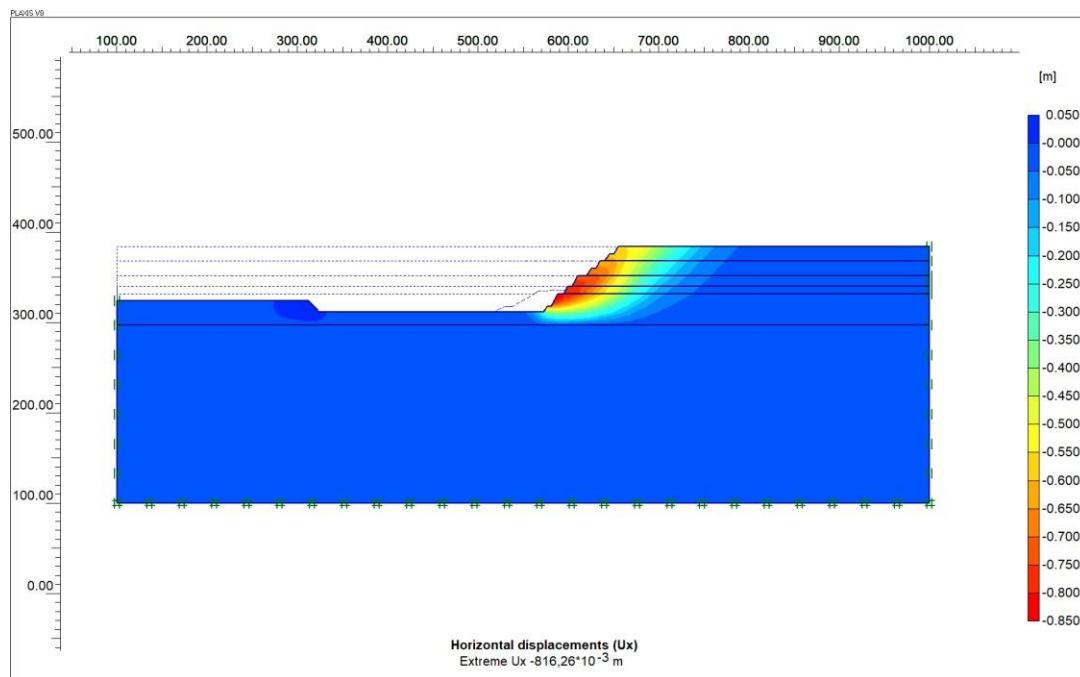
Μετά τις κατακόρυφες μετακινήσεις παρατηρούνται οι οριζόντιες μετακινήσεις των εδαφικών στοιχείων του μοντέλου, όπως διακρίνεται στο Σχήμα 5.17. Η διεύθυνση των μετακινήσεων διακρίνονται σε αυτές που έχουν φορά προς το όρυγμα και αυτές με την αντίθετη φορά. Παρατηρείται λοιπόν ότι επί το πλείστον θα πραγματοποιηθούν κινήσεις στο μέτωπο του πρανούς, με φορά προς το όρυγμα. Η μεγαλύτερη τιμή των οριζόντιων μετακινήσεων είναι  $U_x = 0,816 \text{ m}$ .



*Σχήμα 5.17: Απεικόνιση των οριζόντιων μετακινήσεων ( $U_x$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.*

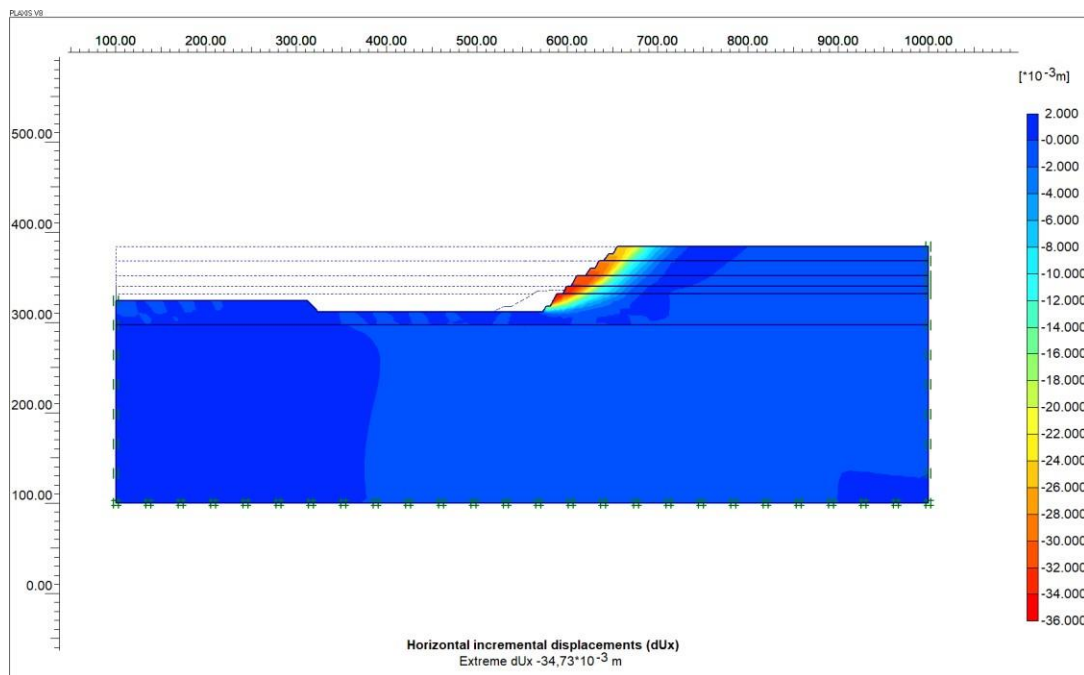
Επιπλέον, σύμφωνα με την χρωματική διαβάθμιση (βλέπε Σχήμα 5.18), παρατηρείται ότι η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση θα λάβει μέρος στο εδαφικό στρώμα του **MR2**. Η αρνητική τιμή της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης στη συγκεκριμένη απεικόνιση, υποδηλώνει την φορά της μετακίνησης προς το όρυγμα.

Σε ολόκληρη την χρωματική διαβάθμιση, οι τιμές των μετακινήσεων αυξάνονται κοντά στο μέτωπο του πρανούς και με το βάθος, δηλαδή, από την μικρότερη οριζόντια μετακίνηση στο στρώμα **C1** προς την αμέσως μεγαλύτερη του στρώματος **MS1**, του στρώματος **MR1**, του στρώματος **MS2** καταλήγοντας στην μεγαλύτερη μετακίνηση στο στρώμα **MR2**. Η κλιμάκωση αυτή γίνεται με βάση την διαβάθμιση των εντονότερων χρωματισμών.



*Σχήμα 5.18: Απεικόνιση των οριζόντιων μετακινήσεων ( $U_x$ ) του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.*

Μετά και το 5ο στάδιο εκσκαφής, εμφανίζει μία μέγιστη τιμή 0,035 m κοντά στον πόδα του πρανούς. Η χρωματική διαβάθμιση των τιμών (βλέπε Σχήμα 5.19), υποδεικνύει το μέγεθος της δυνητικά κινούμενης μάζας που διαμορφώνεται.

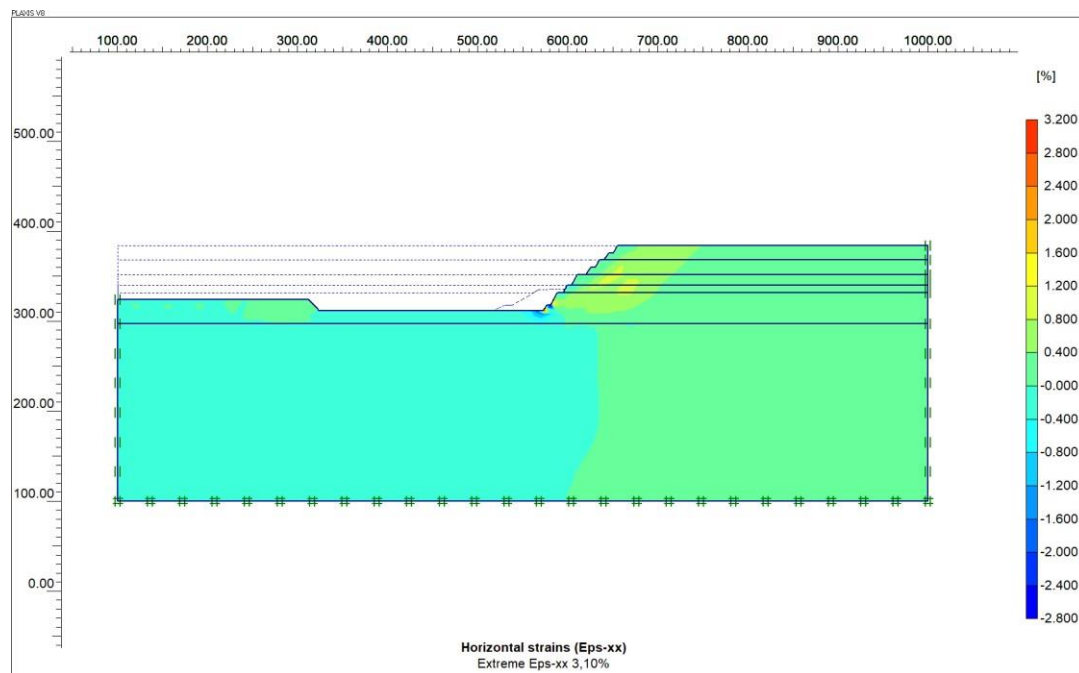


*Σχήμα 5.19: Κατανομή της αύξησης των οριζόντιων μετακινήσεων ( $dU_x$ ) του εδαφικού μοντέλου.*

Στο Σχήμα 5.20 απεικονίζεται η κατανομή της αναμενόμενης οριζόντιας παραμόρφωσης στο εδαφικό μοντέλο. Η αναμενόμενη οριζόντια παραμόρφωση ενός εδαφικού σχηματισμού αποτελεί έναν σημαντικό παράγοντα για την εκτίμηση της βλάβης κάποιας παρακείμενης κατασκευής ή οικισμού που βρίσκεται κοντά στην περιοχή μελέτης.

Όπως παρατηρείται, οριζόντια παραμόρφωση θα έχουμε σε κάποια απόσταση κοντά στο μέτωπο για όλα τα εδαφικά στρώματα, αλλά η μεγαλύτερη τιμή της παραμόρφωσης υφίσταται στον πόδα του πρανούς, πιο κοντά στο δάπεδο εκσκαφής και συγκεκριμένα στο εδαφικό στρώμα **MR2**. Ακόμα, μικρότερες αλλά επίσης έντονες οριζόντιες παραμορφώσεις θα έχουμε στην ζώνη ανάμεσα στις στρώσεις του **MS1** και **MR1**. Τέλος, ακόμα πιο μικρές παραμορφώσεις θα έχουμε στο στρώμα της αργίλου.

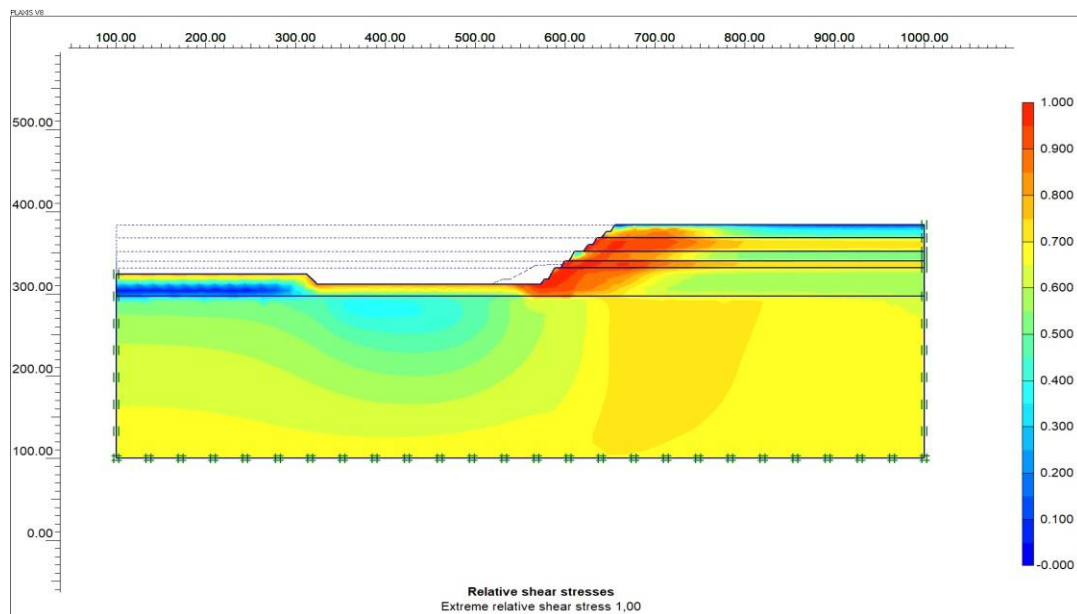




*Σχήμα 5.20: Απεικόνιση των οριζόντιων παραμορφώσεων του εδαφικού μοντέλου μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.*

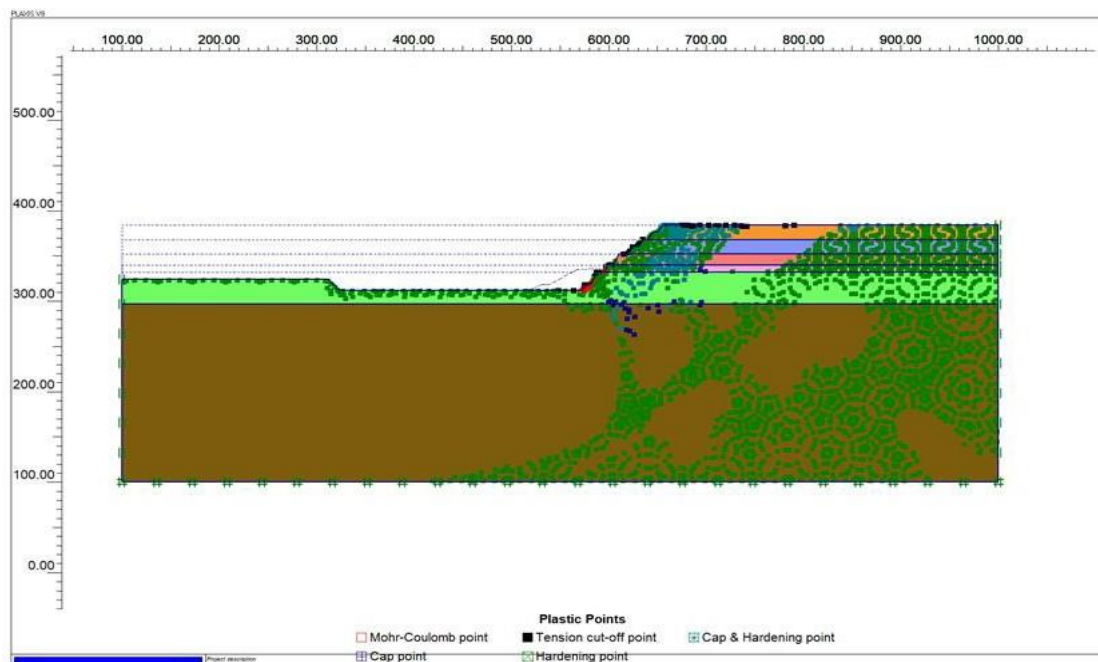
Γνωρίζουμε ότι η οριακή τιμή της σχετικής διατμητικής τάσης για επικείμενη αστοχία του σχηματισμού είναι όταν η διατμητική τάση η οποία εφαρμόζεται τείνει να γίνει ίση με την τάση την οποία αντέχει ο σχηματισμός. Επομένως η εντατική κατάσταση είναι οριακή όταν το κλάσμα  $\tau/\tau_{max}$  τείνει στην μονάδα.

Πιο συγκεκριμένα, η σχετική διατμητική τάση  $\tau_{rel}$  ( $\tau_{rel} = \tau/\tau_{max}$ ), πλησιάζει την μονάδα στο στρώμα **MS1** προς την πλευρά του μετώπου και στην ζώνη ανάμεσα στις στρώσεις **MS2** και **MR2**, υποδεικνύοντας τις πιο επισφαλείς περιοχές του μοντέλου, όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 5.21.



*Σχήμα 5.21: Κατανομή των σχετικών διατμητικών τάσεων του εδαφικού μοντέλου.*

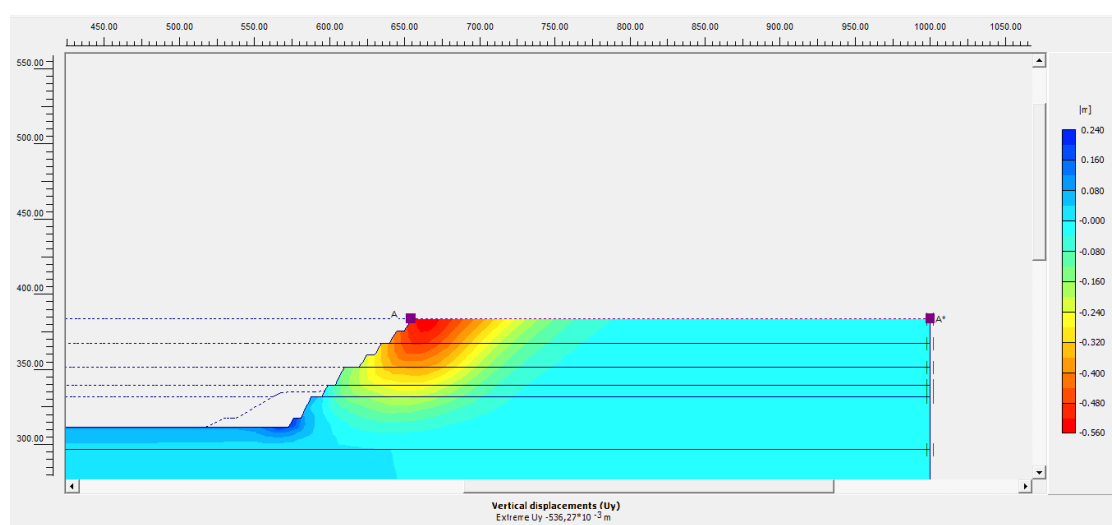
Στο Σχήμα 5.22 διακρίνονται τα διάφορα σημεία αστοχίας (plastic stress points).



*Σχήμα 5.22: Απεικόνιση των σημείων αστοχίας του εδαφικού μοντέλου, με διαφορετικούς σχηματισμούς και χρωματικές διαβαθμίσεις, ανάλογα με τον τύπο της αστοχίας σε δεδομένα σημεία της γεωμετρίας.*

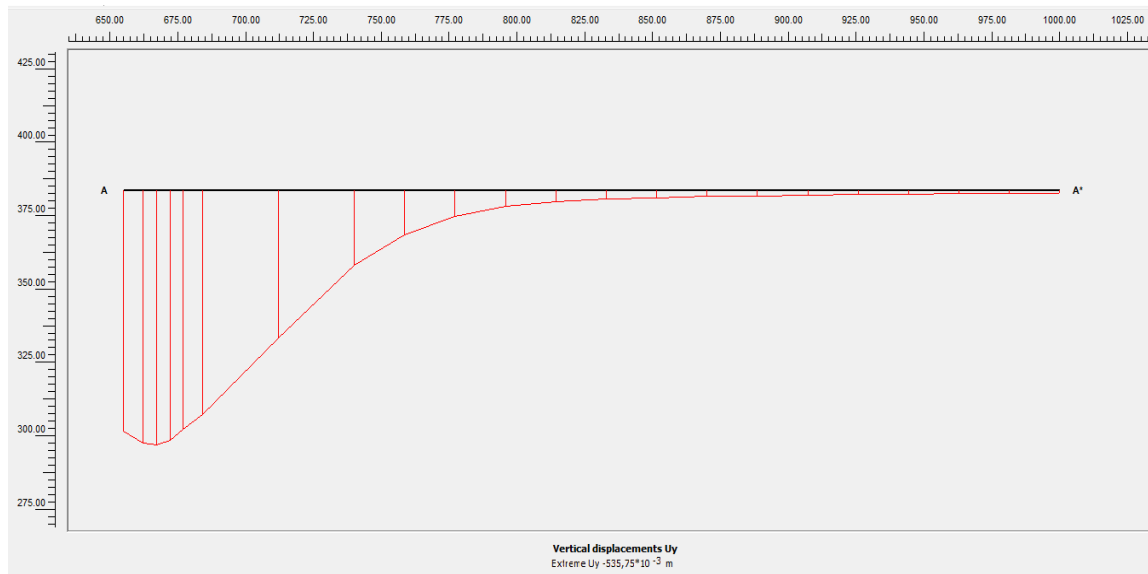
Για την απεικόνιση της κατανομής μιας δεδομένης παραμέτρου κατά μήκος τυχαίας γραμμής στο μοντέλο, μπορούν να σχεδιαστούν τομές αυτού. Στις τομές αυτές οι ποσότητες που απεικονίζονται προκύπτουν από παρεμβολή των δεδομένων των κόμβων, όσον αφορά τις μετατοπίσεις ή κατά προσέγγιση υπολογισμό των δεδομένων των τασικών σημείων, όσον αφορά τις τάσεις (Θαλασσινάκης, 2010).

Στο Σχήμα 5.23, μέσω της επιλογής *cross section AA'* του προγράμματος μπορούμε να απεικονίσουμε τις κατανομές των παραμέτρων που μας ενδιαφέρουν με σκοπό τον έλεγχο των μεταβολών τους στην επιφάνεια του εδαφικού μοντέλου. Προτιμάται η μελέτη της επιφάνειας του εδάφους για την πρόληψη και αποφυγή δυσάρεστων αποτελεσμάτων και συνεπειών για παρακείμενες κατασκευές και οικισμούς που θα μπορούσαν να είναι εγκατεστημένοι κοντά στην περιοχή αυτή.



Σχήμα 5.23: Κατασκευή τομής *AA'* (cross section), που απεικονίζει την επιφάνεια του φυσικού εδάφους.

Στο Σχήμα 5.24 παρουσιάζεται η επιφάνεια του εδάφους, όπου διακρίνονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις σε όλη την έκταση της τομής *AA'*. Παρατηρούμε λοιπόν ότι οι μεγαλύτερες τιμές των καθιζήσεων λαμβάνουν μέρος κοντά στην στέψη του πρανούς. Η μεγαλύτερη τιμή των καθιζήσεων είναι  $U_y = 0,536 \text{ m}$ .

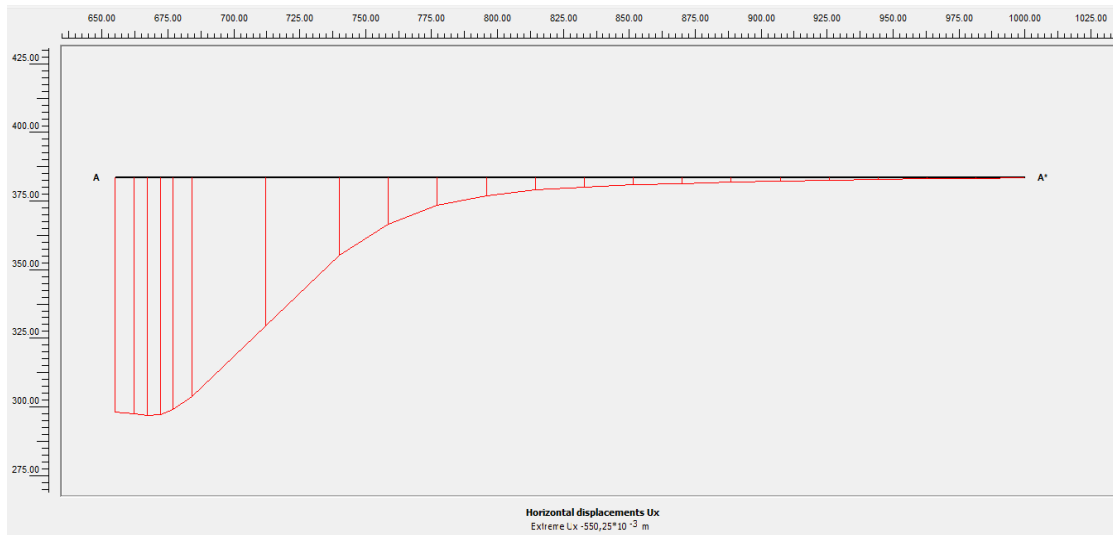


**Σχήμα 5.24: Κατακόρυφες μετακινήσεις ( $U_y$ ) στην επιφάνεια του φυσικού εδάφους μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.**

Όπως παρατηρείται και σύμφωνα με τον πίνακα των συντεταγμένων των σημείων της τομής στο υποπρόγραμμα *output*, αλλά και των τιμών της παραμέτρου των καθιζήσεων,  $U_y$ , οι μεγάλες αρχικές τιμές αντιστοιχούν κοντά στο πρανές και όσο απομακρυνόμαστε αρχίζουν και μειώνονται μέχρι να φτάσουν σε πολύ μικρές τιμές στο τέλος της έκτασης της επιφάνειας του εδαφικού μας μοντέλου.

Παρομοίως διακρίνονται οι τιμές των οριζόντιων μετακινήσεων της επιφάνειας του εδάφους (βλέπε Σχήμα 5.25).

Παρατηρούμε ότι η μεγαλύτερη οριζόντια μετακίνηση λαμβάνει μέρος επίσης κοντά στο μέτωπο του πρανούς με παρόμοια κατανομή με τις κατακόρυφες μετακινήσεις, αλλά με την διαφορά ότι στο τέλος της έκτασης της επιφάνειας του εδάφους υπάρχει και μηδενική οριζόντια μετακίνηση. Επίσης η μεγαλύτερη τιμή της οριζόντιας μετακίνησης προκύπτει κοντά στο μέτωπο και έχει τιμή  $U_x = 0,550 \text{ m}$ .



**Σχήμα 5.25:** Οριζόντιες μετακινήσεις ( $U_x$ ) στην επιφάνεια του φυσικού εδάφους μέχρι και το 5ο στάδιο εκσκαφής.

Τα αποτελέσματα που διαμορφώθηκαν για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας, απεικονίζονται μέσω του υποπρογράμματος της δημιουργίας καμπυλών και διαγραμμάτων διάφορων χρήσιμων παραμέτρων. Το υποπρόγραμμα σχεδιασμού των καμπυλών (Curves) χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό διαγραμμάτων φορτίων - μετατοπίσεων, χρόνου – μετατοπίσεων καμπυλών τάσης - παραμόρφωσης και τασικών διαδρομών για προεπιλεγμένα σημεία του γεωμετρικού προσομοιώματος.

Οι καμπύλες αυτές απεικονίζουν την ποσοτική ανάπτυξη συγκεκριμένων παραμέτρων κατά τη διάρκεια των διαφόρων φάσεων υπολογισμών και δίνουν μια εικόνα για την συνολική και τοπική συμπεριφορά του εδάφους.

Αρχικά κατασκευάστηκε το διάγραμμα συσχέτισης των παραμέτρων  **$\Sigma Mstage$**  και της μετατόπισης  $U$ . Η παράμετρος  **$\Sigma Mstage$**  σχετίζεται με την επιλογή σταδιακής κατασκευής στο πρόγραμμα **PLAXIS**. Αυτός ο πολλαπλασιαστής υποδηλώνει το ποσοστό ενός σταδίου κατασκευής που έχει ολοκληρωθεί.

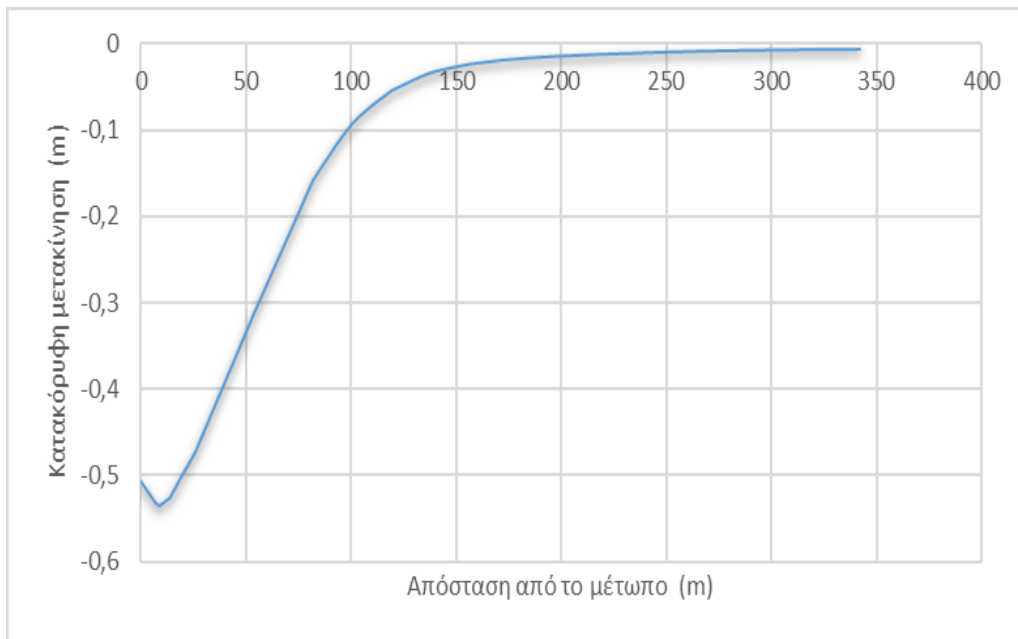
Χωρίς την εισαγωγή από το χρήστη, η τιμή του  **$\Sigma Mstage$**  είναι πάντα 1. Επομένως, είναι αδύνατο να καθοριστεί ένα χαμηλότερο τελικό επίπεδο  **$\Sigma Mstage$**  χρησιμοποιώντας την επιλογή για προχωρημένους του φύλλου καρτελών των παραμέτρων.

Ωστόσο, πρέπει να ληφθεί ένα σημαντικό στοιχείο για την συγκεκριμένη επιλογή. Στους υπολογισμούς, όταν η είσοδος φόρτισης δεν καθορίζεται ως σταδιακή κατασκευή, η τιμή του ***ΣMstage*** παραμένει ίση με το μηδέν.

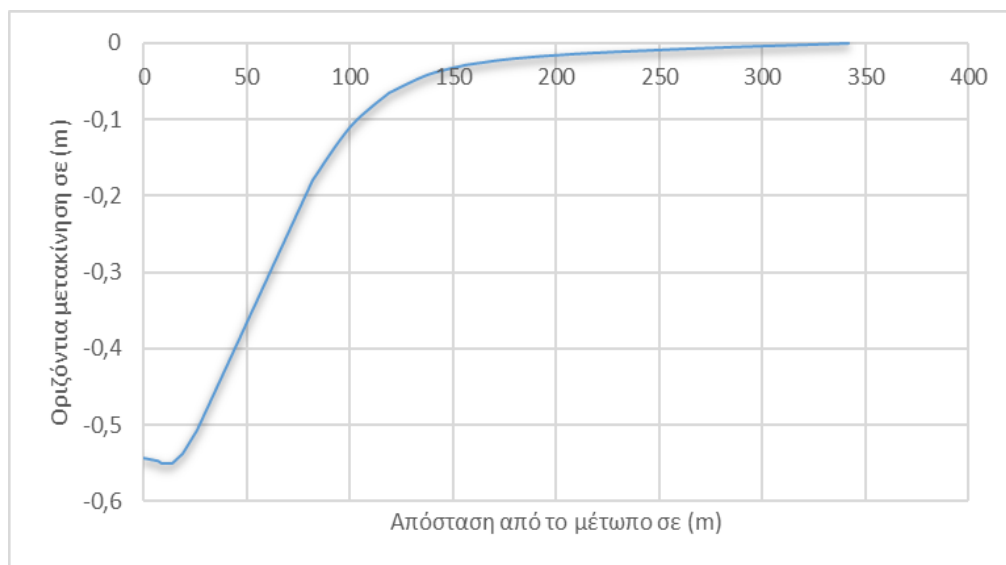
#### **Εκτίμηση των εδαφικών παραμορφώσεων σε διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο της εκσκαφής**

Έχοντας πραγματοποιήσει την τομή του φυσικού εδάφους και απεικονίσει τις παραμορφώσεις, εκτιμήθηκαν οι εδαφικές παραμορφώσεις σε διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο της εκσκαφής.

Για την απεικόνιση των κατακόρυφων μετακινήσεων  $U_y$  και οριζόντιων μετακινήσεων  $U_x$ , σε διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο του πρανούς (βλέπε *Σχημάτα 5.26 και 5.27*), παρατηρείται διαφοροποίηση των μετακινήσεων της επιφάνειας του εδάφους στην περιοχή του οικισμού, σε συνάρτηση με την απόσταση από την στέψη του πρανούς (Διατομή d3).



*Σχήμα 5.26: Διάγραμμα κατακόρυφων μετακινήσεων συναρτήσει της απόστασης από την στέψη του πρανούς.*



*Σχήμα 5.27: Διάγραμμα οριζόντιων μετακινήσεων συναρτήσει της απόστασης από την στέψη του πρανούς.*

Στον Πίνακα 5.5 παρουσιάζονται συνοπτικά οι τιμές οριζόντιας και κατακόρυφης μετακίνησης της επιφάνειας του εδάφους, σε διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο της εκσκαφής.

**Πίνακας 5.5 : Πίνακας συσχετισμού των κατακόρυφων και των οριζόντιων μετακινήσεων με διάφορες αποστάσεις από το μέτωπο της εκσκαφής.**

Απόσταση από τη στέψη πρανούς (m)	Κατακόρυφη μετακίνηση (mm)	Οριζόντια μετακίνηση (mm)
100	93	108
119	54	65
138	34	41
156	23	28
175	18	21
193	15	17
212	13	14
231	11	11
249	10	9
268	8	7
286	8	5
305	7	3
323	7	2

#### 5.2.9. Ανάλυση των αποτελεσμάτων

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω, προκύπτει ότι οι οριζόντιες μετακινήσεις αναμένεται να κυμανθούν από 108 mm έως 2 mm ανάντη του μετώπου και προς την περιοχή του οικισμού. Σε απόσταση 100 m από το πρανές, εκτιμάται αναμενόμενη οριζόντια μετακίνηση περί τα 108 mm. Αντίστοιχα οι κατακόρυφες μετακινήσεις (καθιζήσεις) εκτιμάται ότι θα κυμανθούν από 93 mm έως 7 mm στην ανάντη του μετώπου περιοχή και υπολογίζονται στα 93 mm σε απόσταση 100 m από το όριο της εκσκαφής.

Για τις διαστάσεις των κτηρίων του οικισμού και πιο συγκεκριμένα για πλάτος των κατασκευών περίπου 20 m (για την ακρίβεια 19 μέτρα), η μέγιστη διαφορική καθίζηση εκτιμάται ως  $\Delta\rho_{max} = 39 \text{ mm}$ . Η συγκεκριμένη τιμή, αποτελεί την διαφορά των τιμών των καθιζήσεων για τα σημεία στα άκρα της κατόψεως της θεμελίωσης της κατασκευής που βρίσκονται στα 100 m και στα 119 m αντίστοιχα.

Ο υπολογισμός της γωνιακής παραμόρφωσης πραγματοποιείται σύμφωνα με τον τύπο:  $\Delta\rho/L$ , δηλαδή της διαφοράς των τιμών των καθιζήσεων των σημείων των προαναφερθέντων αποστάσεων από το μέτωπο της εκσκαφής και στην συνέχεια διαιρώντας ως προς το πλάτος της κατασκευής.



Επομένως, η μέγιστη διαφορική καθίζηση για τις διαστάσεις των κτιρίων της περιοχής δίδει μία γωνιακή παραμόρφωση ( $\beta$ ) της τάξης του  $2,05 \cdot 10^{-3} = 1/480$ .

Όσον αφορά την αναμενόμενη οριζόντια παραμόρφωση ( $\epsilon_h$ ) εκτιμάται  $0,302\%$  ( $= 3,02 \cdot 10^{-3}$ ), σε απόσταση 100 m από την εκσκαφή.

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω αποτελέσματα, χρειάζεται να αναλυθεί η μεθοδολογία αξιολόγησής τους, σύμφωνα με τα παρακάτω βιβλιογραφικά δεδομένα, με απώτερο σκοπό την αποφυγή βλαβών στον παρακείμενο οικισμό.

Η **πρώτη παράμετρος** που εξετάζεται είναι η μεμονωμένη ολική τιμή της κατακόρυφης μετακίνησης (καθίζηση). Το πλαίσιο των επιτρεπόμενων τιμών, που αποτελεί κριτήριο αξιολόγησης της εκάστοτε τιμής της, βασίζεται στους *Skempton* και *Macdonald* (1956).

Σύμφωνα λοιπόν με αυτό, οι επιτρεπόμενες τιμές των μεμονωμένων κατακόρυφων μετακινήσεων, όσον αφορά το εδαφικό υλικό της επιφάνειας του μοντέλου (άργιλος) και για τύπο θεμελίωσης των κατασκευών τα μεμονωμένα πέδιλα, είναι μέχρι τα 65 mm, ενώ για το ίδιο εδαφικό υλικό και τύπο θεμελίωσης την κοιτόστρωση, κυμαίνονται από 65 mm μέχρι τα 100 mm. Ωστόσο γνωρίζουμε ότι οι μέγιστες μεμονωμένες τιμές των καθιζήσεων δεν επηρεάζουν τόσο σε επίπεδο βλαβών την κατασκευή όσο οι διαφορικές καθιζήσεις.

Στην συνέχεια λοιπόν, η **δεύτερη χαρακτηριστική παράμετρος**, η οποία αποτελεί σημαντικό παράγοντα για την αποφυγή βλαβών, είναι η διαφορική καθίζηση. Αποτελεί την πλέον σημαντική διότι οι περισσότερες κατασκευές δεν υφίστανται βλάβες λόγω των μέγιστων μεμονωμένων καθιζήσεων, αλλά λόγω των διαφορικών καθιζήσεων. Αυτό συμβαίνει διότι τα σημεία διεπιφάνειας εδάφους και θεμελίωσης σε μία κατασκευή μπορεί να καθιζάνουν ομοιόμορφα και να μην επηρεαστεί η κατασκευή στο σύνολό της.

Βάσει λοιπόν των προτεινόμενων επιτρεπόμενων τιμών των *Skempton* και *Macdonald* (1956), θα πρέπει:  $\delta\rho(max) < 40\text{ mm}$ , για άργιλο και για συνήθη κτήρια. Γενικότερα, προτείνεται ως τιμή διαφορικής καθίζησης σύμφωνα με τον *Bjerrum* (1963) η τιμή για την οποία ισχύει:  $\delta\rho(max) = (0,3-0,5) \cdot St(max)$ , ενώ σύμφωνα με τους *Terzaghi* και *Peck* (1948, 1967, από Αμερικάνο, 2010) θα πρέπει:  $\delta\rho(max) < 0,75 \cdot St(max)$ .

Έτσι, στην εφαρμογή επιλέχθηκε τιμή διαφορικής καθίζησης μικρότερη των 40 mm και συγκεκριμένα **39 mm**, λόγω του ότι το εδαφικό στρώμα στην επιφάνεια είναι άργιλος και ο οικισμός που εδράζεται σε αυτήν, θεωρήθηκε ότι αποτελείται από συνήθη κτίρια.

Η επόμενη **χαρακτηριστική παράμετρος**, που συνεισφέρει σημαντικά στην επίγνωση βλαβών του παρακείμενου οικισμού, είναι η γωνιακή παραμόρφωση. Είναι χρήσιμη για την εκτίμηση των τοπικών κινήσεων και σε υψηλές τιμές προδιαθέτει την εμφάνιση ρωγμών.

Σύμφωνα λοιπόν με τους *Som* και *Das* 2003, η γωνιακή παραμόρφωση εξαρτάται με τον τύπο κατασκευής, τον τύπο του εδαφικού υλικού και λαμβάνει τις οριακές τιμές 1/300, 1/666 και 1/500. Επίσης, σύμφωνα με τους *Skempton* και *MacDonald* (1956), οι προτεινόμενες τιμές της γωνιακής παραμόρφωσης για κατασκευαστικούς σκοπούς είναι η 1/300, όμως η συγκεκριμένη τιμή εξασφαλίζει κυρίως την ασφάλεια του φέροντος οργανισμού των κτιρίων (Φ/Ο) με κάποια πιθανή εμφάνιση ρωγματώσεων. Οπότε, αν είναι επιθυμητή η αποφυγή κάθε μικρορηγματώσεως σε τοίχους πληρώσεως (αρχιτεκτονικές βλάβες), τότε η γωνιακή παραμόρφωση που προτείνεται είναι η 1/500.

Οι παραπάνω τιμές που προτάθηκαν από τους *Skempton* και *MacDonald* αναφερόντουσαν σε κτίρια με σκελετό και οπλισμένες φέρουσες τοιχοποιίες, όπου η οριακή τιμή βλάβης ενός φέροντος οργανισμού (Φ/Ο) είναι:  $\beta(max) = 1/150$ . Παρόμοιες τιμές πρότειναν και οι *Polshin* και *Tokar* (1957), όπως και ο *Bjerrum* (1963). Όλες οι προαναφερόμενες τιμές προτείνονται περισσότερο για πλαισιωτές κατασκευές και λιγότερο για κατασκευές με άοπλη τοιχοποιία.

Επομένως, βάσει όλων των παραπάνω και λαμβάνοντας υπόψιν το πλάτος των συνήθη κτηρίων του οικισμού, παρατηρήθηκε ότι σύμφωνα με τον συσχετισμό του τύπου κατασκευής και της γωνιακής παραμόρφωσης του *Bjerrum* (1963), καταλήξαμε σε τιμή που βρίσκεται λίγο πάνω από 1/400 και πιο συγκεκριμένα ίση με **1/480**, όπου αντιστοιχεί σε συνήθη κτίρια και για τα οποία επιτρέπονται μικρορηγματώσεις στους τοίχους πληρώσεως. Άρα, η συγκεκριμένη τιμή βρίσκεται ανάμεσα στα όρια των τιμών 1/300 και 1/500, όπου το πρώτο όριο αντιστοιχεί στην πρώτη εμφάνιση ρωγμής και το δεύτερο αντιστοιχεί στο ασφαλές όριο της μη εμφάνισης της.

Τέλος, η **τέταρτη χαρακτηριστική παράμετρος**, είναι η αναμενόμενη οριζόντια παραμόρφωση. Η πρώτη προσέγγιση της συγκεκριμένης παραμέτρου είχε γίνει από τους *Burland* και *Wroth* (1974, από Αμερικάνο, 2010), οι οποίοι προσδιόρισαν τις τιμές της ανάλογα με τους διάφορους τύπους κατασκευών.

Έπειτα, οι *Boscardin* και *Cording* (1989) καθόρισαν το εύρος των τιμών της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης και *Burland et al.* (1977, από Μπουτίκα, 2015) συσχέτισε την οριζόντια εφελκυστική παραμόρφωση με επιπλέον σημαντικούς παράγοντες.

Έτσι, καθορίστηκε ένας πίνακας, ο οποίος αντιστοιχούσε την κάθε μία κατηγορία

βλάβης, με τον βαθμό επικινδυνότητας της, την περιγραφή της, την ευκολία επιδιόρθωσης της, καθώς και το εύρος της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης, η οποία την προκάλεσε.

Βάσει λοιπόν της τιμής της οριζόντιας παραμόρφωσης που εκτιμήθηκε ίση με  $\varepsilon_h=0,302\%$  και σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1 του 3<sup>ου</sup> Κεφαλαίου, ο συνήθης βαθμός κινδύνου που αντιστοιχίζεται είναι ο *μέτριος* και η κατηγορία βλάβης του παρακείμενου οικισμού είναι η *κατηγορία 3*. Επομένως, καταλήγουμε στο γεγονός ότι θα υπάρξουν ρωγμές, οι οποίες θα απαιτηθεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένους τεχνίτες. Επίσης, ενδέχεται να καθαρισθεί και να αντικατασταθεί μικρή ποσότητα τούβλων και οι ρωγμές δύναται να έχουν εύρος ανοίγματος από 5 έως 15 mm.

Συμπερασματικά, η ελάχιστη δυνατή απόσταση του οικισμού από το μέτωπο της εκσκαφής είναι τα **100 mm**. Αυτό συμβαίνει διότι αν θεωρήσουμε ότι το μέτωπο της εκσκαφής προχωρήσει ακόμα πιο κοντά στις κατασκευές του οικισμού (π.χ στα 80 m), οι τιμές όλων των εξεταζόμενων παραμορφώσεων θα ξεπερνάνε τις επιτρεπόμενες αντίστοιχες τιμές τους.

Αναλυτικότερα, σε απόσταση ενδεχόμενης κατασκευής του οικισμού στα 80 mm, η τιμή της κατακόρυφης μετακίνησης θα είναι ίση με **158 mm** όπου υπερβαίνει κατά πολύ την οριακή τιμή των 65 mm, όσον αφορά τύπο θεμελίωσης τα μεμονωμένα πέδιλα και των 65-100 mm για κοιτόστρωση. Επίσης στην απόσταση των 80 m και σύμφωνα με την προαναφερθείσα μεθοδολογία, η μέγιστη διαφορική καθίζηση θα λάβει τιμή ίση με **65 mm**, η οποία είναι μεγαλύτερη της οριακής των 40 mm, βάσει των *Skempton* και *MacDonald* και θα δώσει τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης ίση με **1/280**. Η συγκεκριμένη τιμή αντιστοιχεί σε οριακή κατάσταση ενδεχόμενης εμφάνιση αποκλίσεων σε άκαμπτα κτήρια, γεγονός όπου είναι απαγορευτικό για συνήθη κτήρια. Τέλος, όσον αφορά την τιμή της αναμενόμενης οριζόντιας παραμόρφωσης θα είναι ίση με  $\varepsilon_h=0,47\%$ , η οποία αντιστοιχεί σε σοβαρές έως πολύ σοβαρές βλάβες των κατασκευών και πιο συγκεκριμένα σε πιθανές αντικαταστάσεις σε τμήματα τοιχοποιίας, σε μεγάλες αποκλίσεις των τοίχων από την κατακόρυφο όπου πιθανώς να χρειαστούν αντιστηρίξεις και σε μεγάλο κίνδυνο ευστάθειας ολόκληρης της κατασκευής.

## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ – ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

- ✓ Η μεγαλύτερη τιμή της ολικής μετακίνησης εκτιμάται ότι θα εμφανισθεί στο εδαφικό στρώμα της κατώτερης ιλυώδους μάργας με συστηματική παρουσία ξυλίτη και πιο συγκεκριμένα σε βάθος 52 m, από την επιφάνεια του εδάφους.
- ✓ Οι μεγαλύτερες τιμές της αυξητικής μετατόπισης, σύμφωνα με την χρωματική απεικόνιση, θα λάβουν μέρος στο μέτωπο του πρανούς και συγκεκριμένα πολύ κοντά στα όρια του. Η μεταβολή αυτή θα συμβεί σε όλα τα εδαφικά στρώματα, αλλά με πιο έντονο τρόπο στο πρώτο εδαφικό στρώμα. Επιπροσθέτως, όσο απομακρυνόμαστε από το μέτωπο του πρανούς, τόσο θα μειώνεται αυτή η αύξηση της μετατόπισης για την δυνητικά κινούμενη εδαφική μάζα.
- ✓ Η μέγιστη κατακόρυφη μετακίνηση θα λάβει μέρος στο εδαφικό στρώμα της αργίλου, στην κορυφή (φρύδι) του πρανούς.
- ✓ Στην κατανομή της αύξησης των κατακόρυφων μετακινήσεων, μετά και το 5ο στάδιο εκσκαφής, εμφανίζεται μία μέγιστη τιμή 0,027 m στην κορυφή του πρανούς και συγκεκριμένα στο αργιλικό στρώμα. Όσον απομακρυνόμαστε από το όρια του μετώπου του πρανούς, η αύξηση αυτή μειώνεται. Επίσης, μειώνεται με το βάθος, δηλαδή όσο προχωράμε προς τα κατώτερα εδαφικά στρώματα.
- ✓ Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση θα λάβει μέρος στο εδαφικό στρώμα τη κατώτερης ιλυώδους μάργας. Η αρνητική τιμή της μέγιστης κατακόρυφης μετακίνησης υποδηλώνει την φορά της μετακίνησης προς το όρυγμα. Οι τιμές των μετακινήσεων αυξάνονται κοντά στο μέτωπο του πρανούς και με το βάθος.
- ✓ Στην κατανομή της αύξησης των οριζόντιων μετακινήσεων, μετά και το 5ο στάδιο εκσκαφής, εμφανίζεται μία μέγιστη τιμή 0,035 m κοντά στον πόδα του πρανούς. Όσον απομακρυνόμαστε από το όρια του μετώπου του πρανούς η αύξηση αυτή

μειώνεται. Επίσης η αύξηση αυτή γίνεται εντονότερη, όσο προχωράμε προς τα κατώτερα εδαφικά στρώματα. Η χρωματική διαβάθμιση των τιμών, υποδεικνύει το μέγεθος της δυνητικά κινούμενης μάζας, που διαμορφώνεται.

- ✓ Η μεγαλύτερη τιμή της οριζόντιας παραμόρφωσης υφίσταται στον πόδα του πρανούς και συγκεκριμένα σε ορισμένα σημεία του δαπέδου εκσκαφής του εδαφικού στρώματος της κατώτερης ζώνης ιλυώδους μάργας.
- ✓ Η σχετική διατμητική τάση πλησιάζει την μονάδα στο στρώμα του υπερκείμενου ψαμμίτη προς την πλευρά του μετώπου και στην ζώνη ανάμεσα στις στρώσεις υποκείμενου ψαμμίτη και της κατώτερης ιλυώδους μάργας, υποδεικνύοντας τις πιο επισφαλείς περιοχές του μοντέλου.
- ✓ Στην επιφάνεια του φυσικού εδάφους μέχρι και το 5<sup>ο</sup> στάδιο εκσκαφής, μεγάλες τιμές των κατακόρυφων και οριζόντιων μετακινήσεων, παρουσιάζονται κοντά στο μέτωπο του πρανούς και μειώνονται όσο απομακρυνόμαστε από αυτό.
- ✓ Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της επίλυσης του προσομοίωματος και της ανάλυσης των παραμορφώσεων σε διάφορες αποστάσεις από την στέψη του πρανούς, δεν συνίσταται η προχώρηση της εκσκαφής σε απόσταση μικρότερη των 100 m από τα κτήρια του οικισμού.
- ✓ Τα συνήθη κτήρια της περιοχής που απέχουν 100 m από το μέτωπο της εκσκαφής ενδέχεται να εμφανίσουν ζημιές μέτριου κινδύνου χωρίς να υπάρξει κίνδυνος κατάρρευσης των κατασκευών, όμως κατά περίπτωση θα απαιτηθούν εργασίες αποκατάστασης, αλλά και εξειδικευμένο προσωπικό.
- ✓ Επιπλέον, σε απόσταση του οικισμού μεγαλύτερη των 100 m, δεν αναμένεται να προκαλέσουν σοβαρές ζημιές σε επίπεδο λειτουργικότητας των κατασκευών του οικισμού, πόσο μάλλον σε επίπεδο ευστάθειας.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

### Ελληνικές Αναφορές

- Αγιουτάντης, Γ.Ζ. (2002). *Στοιχεία Μηχανικής-Μηχανικής Πετρωμάτων*. Εκδοτικός Όμιλος Ίων, Αθήνα, ISBN: 960-41-213-9.
- Αμερικάνος, Π. (2010). *Σύγκριση Μετακινήσεων σε Βαθείς Εκσκαφές σε Αργιλικούς Σχηματισμούς Εντός του Αστικού Περιβάλλοντος με την Χρήση Υπολογιστικών και Εμπειρικών μεθόδων*. Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.
- Ελευθερίου, Δ. και Κυριαζόπουλος, Φ. (2019). *Παραμετρική Διερεύνηση Κατολίσθησης Πρανούς σε Περιοχή του Πηλίου με Χρήση Αριθμητικών Μεθόδων*. Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Βόλος.
- Ζώνιος, Π. Σ. (2004). *Παραμετρική Ανάλυση Διαδικασίας Μεταφοράς Τάσεων στο Υπέδαφος λόγω Επιφανειακών Θεμελιώσεων*. Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Θαλασσινάκης, Γ. (2010). *Διερεύνηση Αστοχίας σε Απόθεση Στείρων Υλικών Λιγνιτωρυχείου του ΑΚΔΜ*. Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Καλογήρου, Ε. (2003). *Παραμετρική Ανάλυση Ευστάθειας Εδαφικών Πρανών με τη Μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων*. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Κατσίκας, Π.Π. (2003). *Ευστάθεια Υψηλών Πρανών σε Ασβεστολιθική Βραχομάζα: Εφαρμογή σε Περιοχές Υψηλού Κινδύνου της Ε.Ο Πατρών-Τριπόλεως*. Διατριβή ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Σχολή Θετικών Επιστημών, Τμήμα Γεωλογίας, Πάτρα.

- Κούστα, Α. (2007). *Αριθμητική Προσομοίωση Διατάξεων Αντιστήριξης*, Διπλωματική Εργασία. Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Βόλος.
- Κριμπένη, Λ. (2015). *Αντίστροφη Ανάλυση Εκσκαφής και Προσωρινής Αντιστήριξης Υπόγειου Χώρου Στάθμευσης*. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- Λιανός, Μ. (2016). *Αριθμητική Διερεύνηση Σεισμικής Συμπεριφοράς Εύκαμπτων Τοίχων Αντιστήριξης βάσει Πειραματικών Δεδομένων*. Διατριβή Μεταπτυχιακού Διπλώματος Ειδίκευσης, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα.
- Λεονάρδος, Μ. (2004). *Μέθοδοι και Διαδικασίες Παρακολούθησης, Εκτίμησης, και Βελτίωσης της Ευστάθειας των Πρανών των Εκσκαφών των Βαθέων Ελληνικών Λιγνιτικών Εκμεταλλεύσεων*. Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Μεταλλείων Μεταλλουργών, Αθήνα.
- Λόκκας, Γ.Φ. (2003). *Αρχές και Μέθοδοι στην Αντοχή των Υλικών*. Εγχειρίδιο, Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα Λάρισας, Σχολή Τεχνολογικών Εφαρμογών, Λάρισα.
- Μαραγκάκη, Α. (2003). *Μελέτη Ευστάθειας του Δυτικού Πρανούς του Όρους Αιγάλεω με Ανάδρομη Ανάλυση Δεδομένων Κλισιομέτρων*. Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Μαργαρίτη, Σ. Δ. (2010). *Επίδραση της Ορυκτολογικής Σύστασης των Στείρων Οριζόντων στην Ευστάθεια Πρανών της Λιγνιτοφόρου Περιοχής Φλώρινας-Πτολεμαΐδας*. Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών, Αθήνα.
- Μαρκογιαννάκη, Ε. (2019). *Βελτίωση της Ευστάθειας των πρανών με φύτευση*. Διπλωματική Εργασία, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Θεσσαλονίκη



- Μεσσήνης, Α. (2017). *Οικονομοτεχνική Μελέτη Εκμετάλλευσης Μέρους του Κοιτάσματος Ξυλίτη του Λιγνιτωρυχείου Αχλάδας Ν.Φλώρινας*. Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Αιγαίου, Τμήμα Διοίκησης Επιχειρήσεων.
- Μεσσήνης, Γ. (2002). *Τεχνική Οικονομοτεχνική μελέτη εκμετάλλευσης κοιτάσματος Αχλάδας*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Μηχανικών Μεταλλείων Μεταλλουργών, Πανεπιστήμιο Αιγαίου, Αθήνα.
- Μπλιώνα, Μ. (2008). *Ανάπτυξη Βάσης Δεδομένων Κατολισθήσεων στον Ελληνικό Χώρο*. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πανεπιστήμιο Πατρών, Σχολή Θετικών Επιστημών, Τμήμα Γεωλογίας, Πάτρα.
- Μπολγοράνου, Μ. (2015). *Διερεύνηση Ευστάθειας Πρανών της Ανοικτής Εκσκαφής του Λιγνιτωρυχείου Αμυνταίου*. Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Μπούνου, ΑΘ. ΑΙ. (2012). *Συγκριτική Αξιολόγηση Αριθμητικών Επιλύσεων του Προβλήματος της Ευστάθειας Πρανών με τις Μεθόδους Πεπερασμένων Στοιχείων, Πεπερασμένων Διαφορών και Οριακής Ισορροπίας*. Μεταπτυχιακή Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Μπουτίκας, Ε. Κ. (2015). *Αποτίμηση Σεισμικής Επιτελεστικότητας Μεταλλικών Κτηρίων που Έχουν Υποστεί Διαφορικές Καθιζήσεις Εδάφους*. Μεταπτυχιακή Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Αθήνα.
- Στειακάκης, Εμμ. (2010). *Σημειώσεις Τεχνικής Γεωλογίας-Εδαφομηχανικής*. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Στειακάκης, Ε. Κ. (2003). *Συμπεριφορά ανοικτών εκσκαφών μεγάλου βάθους- Έρευνα γεωτεχνικών παραμέτρων και κινητικότητας εδαφών στο λιγνιτικό πεδίο Πτολεμαΐδας-Αμυνταίου*, Διδακτορική Διατριβή, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.
- Σωτήρχος, Α. (2011). *Τεχνικογεωλογικές Συνθήκες κατά την Διάνοιξη των Σηράγγων Πλατάνου και Τράπεζας της Σ.Γ.Υ.Τ. Κιάτου-Αιγίου-Εφαρμογή Αναλυτικών Προσεγγίσεων για τον Προσδιορισμό της Αλληλεπίδρασης Αντιστήριξης και*

*Περιβάλλουσας Βραχομάζας. Μεταπτυχιακή Εργασία, Πανεπιστήμιο Πατρών, Σχολή Θετικών Επιστημών, Τμήμα Γεωλογίας, Πάτρα.*

- Τσαΐμου, Α. (2006). *Παραμετρική Διερεύνηση Ευστάθειας και Παραμορφωσιμότητας Πρανών σε Επιφανειακές Εκμεταλλεύσεις Λιγνίτη με Χρήση Ελαστοπλαστικών Μοντέλων. Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Σχολή Μηχανικών Ορυκτών Πόρων, Χανιά.*

### **Διεθνείς Αναφορές**

- Barnes, G.E (2000). *Soil Mechanics Principles and Practice*, Second Edition, Shallow Foundations and Settlements, p.306-309.
- Barbour, L. and Krahn J. (2004). *Numerical Modelling-Prediction or Process?*. Geospec, Geotechnical News, p.44-51.
- Bjerrum, L. (1963). *Relation Between Observed and Calculated Settlement of Structures in Clay and Sand*. Norwegian Geotechnical Institute Bulletin, 1969.
- Boscardin, M.D. and Cording E.J. (1989). *Building Response to Excavation-Induced Settlement*. Journal of Geotechnical Engineering 115, No.1, 1-21.
- Bower, A. F. (2008). *Constitutive Models-Relations Between Stress and Strain*. Applied Mechanics of Solids, Chapter 3.
- BRE Digest 251. (1990). *Assessment of Damage in Low Rise Buildings*. Building Research Establishment Digest, HMSO, London.
- Brinkgreve, R.B.G., Kumarswamy, S., Swolfs, W.M., (2015). “PLAXIS 2D 2015 – Material Manual”, Printed in the Netherlands, 2015.
- Burland, J.B. and Wroth C.P. (1975). *Settlement of Buildings and Associated Damage*. Building Research Establishment, Garston, Eng., 1975, 44pages, CP 33/75.
- Christian, J.T and Baecher, G.B. (1999). *Point estimate method as numerical quadrature*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 125 (9): 779-786.

- Christian, J.T and Baecher, G.B. (2002). *The point-estimate method with large numbers of variables*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 26: 1515-1529.
- Cruden, D.M., Varnes, D.J. (1996). *Landslide Types and Processes, Special Report Transportation Research Board*, National Academy of Sciences, 247:36-75.
- Dawson, E.M., Roth, W.H. and Drescher, A. (1999). *Slope stability analysis by strength reduction*. Geotechnique, 49(6): 835-840.
- Hammah, R.E. and Yacoub, T.E. (2009). *Probabilistic Slope Analysis with Finite Element Method*. Rocscience Inc., Toronto, ON, Canada. Arma 09-149.
- Harr, M.E. (1989). Probabilistic estimates for multivariate analyses, Applied Mathematical Modelling, 13(5): 281-294.
- Hoek, E. and Bray, J.W. (1981). *Rock Slope Engineering*. Revised 3rd Edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 341-351.
- Hong, H.P. (1998). *An efficient point estimate method for probabilistic analysis*. Reliability Engineering and System Safety, 59(3): 261-267.
- Novotny, J. (2013). *Varnes Landslide Classification (1978)*. Charles University in Prague, Faculty of Science, Czech Republic Arcadis CZ a.s, Division Geotechnika, Czech Republic.
- Olsson, A.M.J. and Sandberg, G.E. (2002). *Latin Hypercube sampling for stochastic finite element analysis*. Journal of Engineering Mechanics, 128(1): 121-125.
- Plaxis 2D Version 8. (2002). Material Models Manual.
- Polshin, D.E. and Tokar, R.A. (1957). *Maximum Allowable Non-Uniform Settlement of Structures*. Fourth Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Vol.1, 402-405.
- Rosenblueth, E. (1975). *Point estimates for probability moments*, In Proceedings of the National Academy of Sciences, 72(10): 3812-3814.

- Skempton, A.W. and MacDonald D.H. (1956). *Allowable Settlement of Buildings*, Proc. Inst. Civ. Engrs. 5, Pt III, 727-768.
- Smith, I.M., Griffith D.V. (1982). *Programming the Finite Element Method*, Second edition. John Wiley and Sons, Chisester, U.K.
- Som, N.N. and Das, S.C. (2003). *Theory and Practice of foundation design*. Prentice-Hall of India, New Delhi.
- Terzaghi, K. (1935). *The Actual Factor of Safety in Foundations*, Struct. Eng. 13, 126-161.
- Terzaghi, K., Peck R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Second Edition, J. Wiley, New York.
- Turner, R. and Schweiger, H.F. (2002). *Reliability analysis for geotechnical problems via finite elements - a practical application*, In Proceedings of GeoEng2000, Melbourne, Technomic Publishing, Lancaster, Vol. CD.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1994). *“Engineering and Design Rock Foundations”*, Engineer Manual 1110-1-2908, Department of the U.S. Army, Washington.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. Landslides: Analysis and Control. Transport Research Board Special Report Report, 176. Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (Editors). National Academy of Science, Washington D.C.
- Wolff, T.F. (1996). *Probabilistic slope stability in theory and practice*, In Uncertainty in the Geologic Environment, ASCE, New York, 419-433.

## Ηλεκτρονικές διευθύνσεις

- Βικιπαίδεια. *Γιουρούκι*.  
[https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%93%CE%B9%CE%BF%CF%85%CF%81%CE%BF%CF%8D%CE%BA%CE%B9\\_%CE%A6%CE%BB%CF%8E%CF%81%CE%B9%CE%BD%CE%B1%CF%82](https://el.wikipedia.org/wiki/%CE%93%CE%B9%CE%BF%CF%85%CF%81%CE%BF%CF%8D%CE%BA%CE%B9_%CE%A6%CE%BB%CF%8E%CF%81%CE%B9%CE%BD%CE%B1%CF%82)

- Boscardin, M.D. and Cording, E.J. *Building Response To Excavation-Induced Settlement*. Members, ASCE.  
[http://www.hwa.uk.com/site/wp-content/uploads/2018/02/CD.OTH\\_66-Boscardin-Cording.-Building-response-to-excavation-induced-settlement-1989.pdf](http://www.hwa.uk.com/site/wp-content/uploads/2018/02/CD.OTH_66-Boscardin-Cording.-Building-response-to-excavation-induced-settlement-1989.pdf)
- ΔΕΗ Α.Ε. (2013). *Ορυχεία: Πτολεμαίδα-Αμύνταιο*.  
<https://www.dei.gr/el/oruxeia/ptolemaida-amuntaio>
- ΕΔΕΥ (2020). *Περιβαλλοντική και Χωροταξική Μελέτη της Μεσοελληνικής Αύλακας και προοπτικές Ανάπτυξης της Ευρύτερης Περιοχής της δυτικής Μακεδονίας*.  
[https://www.greekhydrocarbons.gr/news\\_files/Perivallontiki & xorotaksiki meleti Mesoellinikis Avlakas Jun 2020.pdf](https://www.greekhydrocarbons.gr/news_files/Perivallontiki_%20xorotaksiki_meleti_Mesoellinikis_Avlakas_Jun_2020.pdf)
- Εφημερίδα της Κυβερνήσεως της Ελληνικής Δημοκρατίας (2003). Τεύχος Δεύτερο, 15967, Αρ. Φύλλου 1154,2.  
[https://www.civilprotection.gr/sites/default/gscp\\_uploads/fek\\_1154b\\_2003anatheorisisarthseismikhsepikindinotitas\\_0.pdf](https://www.civilprotection.gr/sites/default/gscp_uploads/fek_1154b_2003anatheorisisarthseismikhsepikindinotitas_0.pdf)
- Λιγνίτης (2013). *Ο δικός μας μαύρος χρυσός*.  
[https://greeklignite.blogspot.com/2015/03/blog-post\\_23.html?m=1](https://greeklignite.blogspot.com/2015/03/blog-post_23.html?m=1)
- Μηχανική - Αντοχή Υλικών. *Επιτρεπόμενη Τάση*.  
<https://sites.google.com/site/mechanologia552/epitrepomene-tase/epitrepomene-tase>
- Οδηγία Μελετών Οδικών Έργων (ΟΜΟΕ). 11, άρθρο 4.1.  
[http://www.nomoskopio.gr/omoe\\_11\\_4\\_1.php?toc=0&printWindow&fbclid=IwAR0ZzZmPHzsACVQJyPr7NUHarvzWtQaY6DyUldgpOpbbLUWvUiJrxJZlGEU](http://www.nomoskopio.gr/omoe_11_4_1.php?toc=0&printWindow&fbclid=IwAR0ZzZmPHzsACVQJyPr7NUHarvzWtQaY6DyUldgpOpbbLUWvUiJrxJZlGEU)
- Παρασκευάς, Μ. *Θεωρία Πληροφορίας - Διάλεξη 2: Τυχαίες Μεταβλητές και Στοχαστικά Σήματα*. ΤΕΙ Δυτικής Ελλάδας, Τμήμα Μηχανικών Πληροφορικής τ.ε.  
[http://opencourses.teiwest.gr/modules/document/file.php/CIED109/%CE%94%CE%B9%CE%B1%CE%BB%CE%AD%CE%BE%CE%B5%CE%B9%CF%82%202016%20-%202017/Information Theory Lecture 2.pdf](http://opencourses.teiwest.gr/modules/document/file.php/CIED109/%CE%94%CE%B9%CE%B1%CE%BB%CE%AD%CE%BE%CE%B5%CE%B9%CF%82%202016%20-%202017/Information_Theory_Lecture_2.pdf)
- ΤΕΕ (2005). *Λιγνίτης και φυσικό αέριο στην ηλεκτροπαραγωγή της χώρας*. Αθήνα.  
[http://library.tee.gr/digital/m2069/m2069\\_kavouridis\\_a.pdf?fbclid=IwAR1a5Xm1xAAaHOPb4LvL0b01ej60LG59wqhTafYM0HsiAw4ETbKfsjyOG-I](http://library.tee.gr/digital/m2069/m2069_kavouridis_a.pdf?fbclid=IwAR1a5Xm1xAAaHOPb4LvL0b01ej60LG59wqhTafYM0HsiAw4ETbKfsjyOG-I)

- Τομέας Ορυκτών Πρώτων Υλών, Ερευνητική ομάδα Ενεργειακών Πρώτων υλών, Ερευνητικά Αντικείμενα. *Λιγνιτικά Κοιτάσματα*. Πανεπιστήμιο Πατρών, Τμήμα Γεωλογίας, Πάτρα.  
<http://www.geology.upatras.gr/index.php/el/research-researchers-of-energy-raw-materials/research-objects-research-team-of-energy-raw-materials/lignite-deposits-research-objective-research-team-of-energy-raw-materials>
- Sajid Iqbal, Scribd. *Tolerable Settlement of Buildings*.  
<https://www.scribd.com/document/361305693/Tolerable-Settlement-of-Buildings>