



**ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**

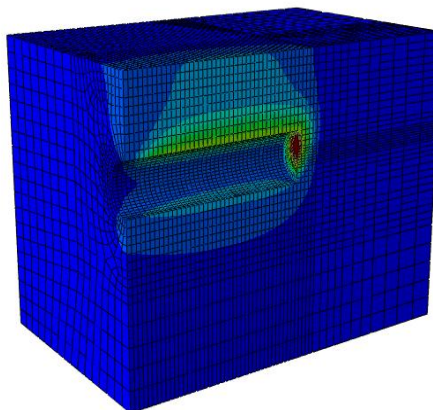
**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**Δ.Π.Μ.Σ. «ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»**

**ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

**«Ο ΡΟΛΟΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΓΕΩΥΛΙΚΟΥ – ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ  
ΣΤΗΝ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΣΗΡΑΓΓΩΝ»**

**ΙΑΤΡΑΚΗΣ ΒΑΡΔΗΣ**



**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ**

**Μ. Ι. ΚΑΒΒΑΔΑΣ**

**ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.**

**ΑΘΗΝΑ ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2013**



## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η συγγραφή και η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας δεν θα ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την καθοδήγηση και την ουσιαστική βοήθεια του κ. Καββαδά Μιχαήλ, Αναπληρωτή Καθηγητή της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Η εμπειρία του και οι εύστοχες συμβουλές και παρατηρήσεις του συνέβαλλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της συγκεκριμένης εργασίας. Για τους παραπάνω λόγους λοιπόν αλλά και κυρίως για το γεγονός ότι μου έδωσε την ευκαιρία να συνεργαστούμε με τρόπο επικοινωνιακό και επιμορφωτικό, νιώθω την ανάγκη να τον ευχαριστήσω θερμά.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον κ. Π. Φορτσάκη, Διδάκτορα του Ε.Μ.Π. για την ουσιαστική συμβολή του στο αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας, καθώς και για την υποστήριξη, την καθοδήγηση και τις συμβουλές που μου προσέφερε καθ' όλο το διάστημα της εκπόνησης της τόσο σε τεχνικά θέματα, που αφορούσαν τον χειρισμό των λογισμικών, όσο και σε βασικά θέματα θεωρίας.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να απευθύνω και στον κ. Κ. Τζιβάκο, Υποψήφιο Διδάκτορα του Ε.Μ.Π., για την συνδρομή του στην βαθύτερη κατανόηση και σαφέστερη απόδοση των διαφόρων νόμων τριβής σε όρους προσομοίωσης και γενικότερα για τις κατευθύνσεις που μου έδωσε και την εμπειρία που κατέθεσε, απαραίτητων για την εκπόνηση της εργασίας.

Τελειώνοντας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά την οικογένεια μου για την υποστήριξη τους όλων αυτών τον καιρό, αλλά και όλους τους φίλους μου για την βοήθεια που μου προσέφεραν με βάση την εμπειρία τους από τις δικές τους διπλωματικές εργασίες.





## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ .....	I
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ .....	III
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ .....	V
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ .....	IX
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ .....	XI
ΠΕΡΙΛΗΨΗ .....	1
ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΣΚΟΠΟΣ .....	1
<b>1. ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ.....</b>	<b>4</b>
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ .....	4
1.2 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΣΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	4
1.3 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ-ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	6
1.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ- ΝΟΜΟΣ COULOMB .....	7
1.5 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΤΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΒΡΑΧΟΥ-ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ .....	8
1.5.1 SAIANG et al (2005) .....	9
1.5.2 LARS MALMGREN και ERLING NORDLUND (2005).....	19
1.6 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΟΥ - ΕΔΑΦΟΥΣ .....	26
<b>2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΤΗΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ.....</b>	<b>29</b>
2.1 EINSTEIN & SCHWARTZ (1979) .....	29
2.2 KIM & EISENSTEIN (2006).....	38
<b>3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΟΜΑΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....</b>	<b>43</b>
3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	43
3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ .....	43
3.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ .....	45
3.2.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ EINSTEIN & SCHWARTZ (1979).....	49
3.3 ΣΥΝΟΨΗ .....	77
<b>4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ .....</b>	<b>80</b>

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

---

4.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	80
4.2	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ .....	80
4.2.1	ΔΟΚΙΜΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΕΧΡΟΝΕΝΤΙΑΛ.....	83
4.3	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΥΣΤΜΗΣΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΣΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ .....	85
4.3.1	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m.....	88
4.3.2	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m.....	108
4.4	ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΥΣΤΜΗΣΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ.....	120
4.4.1	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m.....	120
4.4.2	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m.....	129
4.5	ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΜΕ ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΙΣΗΣ ΜΕ $\phi=36^\circ$ .....	137
4.5.1	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m.....	138
4.5.2	ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m.....	140
4.6	ΣΥΝΟΨΗ.....	142
<b>5.</b>	<b>ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΟΛΟΜΕΤΩΠΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕ ΤΒΜ.....</b>	<b>145</b>
5.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	152
5.1.1	1 <sup>η</sup> ΟΜΑΔΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ:ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $E_1=400$ MPa.....	153
5.1.2	2 <sup>η</sup> ΟΜΑΔΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ:ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $E_1=130$ MPa.....	154
5.2	ΣΥΝΟΨΗ.....	158
<b>6.</b>	<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ .....</b>	<b>161</b>
	<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ .....</b>	<b>169</b>
	<b>ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ .....</b> Σφάλμα! Δεν έχει οριστεί σελιδοδείκτης.	

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχήμα 1.1: Κύκλος Mohr με περιβάλλουσα αστοχίας. ....	8
Σχήμα 1.2: Τυπικό διάγραμμα δοκιμής με καλή συγκόλληση διεπιφάνειας.....	11
Σχήμα 1.3: Τυπικό διάγραμμα δοκιμής είτε με φτωχή συγκόλληση διεπιφάνειας είτε με υψηλότερες ορθές τάσεις. ....	11
Σχήμα 1.4: Διάγραμμα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=1-3.....	12
Σχήμα 1.5: Κατανομή της δυσμησίας συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=1-3. ....	13
Σχήμα 1.6: Διάγραμμα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=9-13.....	14
Σχήμα 1.7: Κατανομή της δυσμησίας συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=9-13. ....	15
Σχήμα 1.8: Διάγραμμα εφελκυστικής τάσης-μετακίνησης διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος. ....	16
Σχήμα 1.9: Διάγραμμα θλιπτικής τάσης-μετακίνησης διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος. ....	17
Σχήμα 1.10: Παράδειγμα μοντέλου προσομοιώματος.....	20
Σχήμα 1.11: Οι δύο περιπτώσεις εντατικού πεδίου. ....	20
Σχήμα 1.12: Μέγιστες και ελάχιστες τάσεις στην επένδυση για την πρώτη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC1) για α) λεία-ομαλή επιφάνεια και β) ανώμαλη επιφάνεια. ....	23
Σχήμα 1.13: Μέγιστες και ελάχιστες τάσεις στην επένδυση για την δεύτερη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC2) για α) λεία-ομαλή επιφάνεια και β) ανώμαλη επιφάνεια. ....	23
Σχήμα 1.14: Πρώτη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC1) για α) διατμητικές ή εφελκυστικές αστοχίες στην διεπιφάνεια β) εφελκυστική αστοχία στην επένδυση.....	24
Σχήμα 1.15: Δεύτερη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC2) για α) διατμητικές ή εφελκυστικές αστοχίες στην διεπιφάνεια β) εφελκυστική αστοχία στην επένδυση.....	24
Σχήμα 1.16: Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-πασσάλου με χρήση ελατηρίων. ....	27
Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστική καμπύλη αλληλεπίδρασης γεωυλικού - επένδυσης.....	29
Σχήμα 2.2: Αξονικές ωθήσεις στην παρειά της επένδυσης με μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης. ....	32
Σχήμα 2.3: Καμπτικές ροπές στην παρειά της επένδυσης με μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης. ....	33

Σχήμα 2.4: Μετακινήσεις στην παρειά συναρτήσει της μεταβολής της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης.....	35
Σχήμα 2.5: Μεταβολή μετακινήσεων, αξονικών ωθήσεων και ροπών κάμψης με μεταβολή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης.....	36
Σχήμα 2.6: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου $t/R=0.01$ και $t/R=0.075$ . ....	37
Σχήμα 2.7: Σύγκριση καμπτικών ροπών στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου $t/R=0.075$ (για $t/R=0.01$ δεν παρουσιάζονται καθώς έχουν αμελητέες τιμές).....	37
Σχήμα 2.8: Σύγκριση μετακινήσεων στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου $t/R=0.01$ και $t/R=0.075$ . ....	38
Σχήμα 2.9: Διάγραμμα αποτόνωσης με τις αντίστοιχες πιέσεις $P_s^*$ και $P_s'$ .....	40
Σχήμα 3.1: Χαρακτηριστική καμπύλη αλληλεπίδρασης γεωυλικού - επένδυσης. ....	47
Σχήμα 3.2: Διαγράμματα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της σχετικής διατμητικής μετακίνησης για: 1) Διεπιφάνεια με μεγάλη δυστμησία και 2) Διεπιφάνεια με μικρή δυστμησία-μεγάλη ευκαμψία.....	48
Σχήμα 4.1: Εκθετική σχέση πίεσης αποκόλλησης – ορθής μετακίνησης μεταξύ εδάφους και επένδυσης.....	84
Σχήμα 5.1: Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης με σημειωμένη την τελική τιμή της προσύγκλισης, $u_{r,1}$ , που σημειώνεται όταν το μέτωπο φτάνει στο αντίστοιχο σημείο.....	151
Σχήμα 5.2: Σχηματική απεικόνιση της μετακίνησης του κόμβου, από την αρχική του θέση, στη νέα θέση λόγω προσυγκλίσεων, και του αντίστοιχου κενού (COPEN) που προκύπτει. ....	151

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΕΙΚΟΝΩΝ

Εικόνα 0.1: Σχηματική απεικόνιση της αναλυτικής μεθόδου Terzaghi για τον υπολογισμό των φορτίων στην τελική επένδυση. ....	2
Εικόνα 1.1: Άποψη ολοκληρωμένης διατομής σήραγγας όπου διακρίνονται η προσωρινή επένδυση, το γεωύφασμα, η γεωμεμβράνη και η τελική επένδυση. ....	5
Εικόνα 1.2: Οι τρεις βασικοί μηχανισμοί αστοχίας από διάτμηση και εφελκυσμό. ....	6
Εικόνα 1.3: Τυπικό δοκίμιο για δοκιμή απευθείας διάτμησης. ....	9
Εικόνα 1.4: Διάταξη άκαμπτης υδραυλικής μηχανής για δοκιμές απευθείας διάτμησης. ....	10
Εικόνα 3.1: Τυπικό παράδειγμα διδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος, με σήραγγα διαμέτρου 10m. ....	44
Εικόνα 3.2: Τοποθέτηση αρθρώσεων στους ακραίους κόμβους των πλευρών και του πυθμένα και εφαρμογή ομοιόμορφης πίεσης ίσης με 5000kPa στην επιφάνεια, με αντίστοιχη λεπτομέρεια. ....	50
Εικόνα 3.3: Αποτόνωση των τάσεων και αύξηση των μετακινήσεων προς την επιφάνεια. ...	50
Εικόνα 3.4: Εφαρμογή ομοιόμορφης πίεσης ίσης με 5000kPa στον πυθμένα και στην επιφάνεια του εδαφικού μοντέλου και 2500 kPa στις πλευρές αυτού, χωρίς καθόλου δεσμεύσεις στους περιμετρικούς κόμβους. ....	51
Εικόνα 3.5: Τοποθέτηση αρθρώσεων σε όλους τους περιμετρικούς κόμβους και η αντίστοιχη λεπτομέρεια. ....	52
Εικόνα 3.6: α)Περιοχές στις οποίες χωρίστηκε το μοντέλο για τη διακριτοποίηση, β)τελικός κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για το μοντέλο Νο1. ....	53
Εικόνα 3.7: Κατανομή πίεσης γύρω από την επένδυση, με αντίστοιχη λεπτομέρεια, για την περίπτωση όπου $t/R=0.01$ και $E/E_s=0.1$ . ....	62
Εικόνα 3.8: Περιοχές στις οποίες χωρίστηκε το μοντέλο για την διακριτοποίηση με αντίστοιχη λεπτομέρεια των ομόκεντρων κύκλων γύρω από τη σήραγγα. ....	64
Εικόνα 3.9: Τελικός κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για το μοντέλο Νο2 με λεπτομέρεια στοιχείων γύρω από την εκσκαφή (με τα στοιχεία της εκσκαφής επισημασμένα με κόκκινο χρώμα). ....	64
Εικόνα 4.1: Αρχική γεωστατική κατάσταση με συνισταμένες μετακινήσεις της τάξης των $10^{-6}$ m. ....	82
Εικόνα 4.2: Μετακινήσεις λόγω της μείωσης του μέτρου ελαστικότητας του υλικού εκσκαφής, για την προσομοίωση τη αποτόνωσης της εκσκαφής. ....	82

Εικόνα 4.3: Τελικές μετακινήσεις μετά την πλήρη εκσκαφή της σήραγγας, την τοποθέτηση της επένδυσης και την εξισορρόπηση των παραμορφώσεων. ....	83
Εικόνα 4.4: Έκταση πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα για την περίπτωση του εδάφους 1. ....	108
Εικόνα 4.5: Έκταση πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα για την περίπτωση του εδάφους 2. ....	108
Εικόνα 4.6: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 1, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	124
Εικόνα 4.7: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 1, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	124
Εικόνα 4.8: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 2, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	128
Εικόνα 4.9: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 2, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	128
Εικόνα 4.10: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 1, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	132
Εικόνα 4.11: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 1, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	133
Εικόνα 4.12: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 2, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	136
Εικόνα 4.13: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 2, με $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α) $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και β) $K_s=2\text{MPa/mm}$ . ....	137
Εικόνα 5.1: Χρησιμοποιούμενος τύπος μηχανήματος ολομέτωπης κοπής, ανάλογα με τον γεωλογικό δείκτη RMR (ενδεικτικό διάγραμμα από διαφημιστικό φυλλάδιο). ....	145
Εικόνα 5.2: Προκατασκευασμένα τμήματα από σπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευή τελικής επένδυσης. ....	146
Εικόνα 5.3: Τομή μηχανήματος ολομέτωπης κοπής, τύπου EPB, με τις βασικότερες διατάξεις του και λεπτομέρεια του ανοίγματος μεταξύ ασπίδας και επένδυσης (σημείο 7). ....	147







## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πίνακας 1.1: Αποτελέσματα δοκιμαστικών ελέγχων σε τέσσερα δοκίμια. ....	12
Πίνακας 1.2: Αποτελέσματα δοκιμών από διεπιφάνειες σκυροδέματος-τραχείτη. ....	13
Πίνακας 1.3: Αποτελέσματα δοκιμών σε άμεσο εφελκυσμό. ....	16
Πίνακας 1.4: Αποτελέσματα δοκιμών σε θλίψη. ....	17
Πίνακας 1.5: Σύνοψη των παραμέτρων αντοχής των διεπιφανειών βράχου-σκυροδέματος στις οποίες πραγματοποιήθηκαν δοκιμές. ....	18
Πίνακας 1.6: Χαρακτηριστικά βραχώμαζας. ....	21
Πίνακας 1.7: Χαρακτηριστικά αντοχής διεπιφάνειας. ....	21
Πίνακας 1.8: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος επένδυσης. ....	22
Πίνακας 2.1: Σύγκριση αναμενόμενων αξονικών δυνάμεων σε επενδύσεις σηράγγων με πραγματικά αποτελέσματα. ....	41
Πίνακας 3.1: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	55
Πίνακας 3.2: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	56
Πίνακας 3.3: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	57
Πίνακας 3.4: Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	58
Πίνακας 3.5: Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	59
Πίνακας 3.6: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	66
Πίνακας 3.7: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα. ....	67

Πίνακας 3.8: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.....	68
Πίνακας 3.9: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.....	69
Πίνακας 3.10: Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.....	70
Πίνακας 3.11: Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.....	71
Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά αναλύσεων για υπερκείμενο 200m. ....	86
Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά αναλύσεων για υπερκείμενο 90m. ....	87

---

**ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΩΝ**


---

Διάγραμμα 3.1: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ . ....	54
Διάγραμμα 3.2: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ .....	55
Διάγραμμα 3.3: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ .....	57
Διάγραμμα 3.4: Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	58
Διάγραμμα 3.5: Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ .....	59
Διάγραμμα 3.6: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.01$ . ....	60
Διάγραμμα 3.7: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.075$ . ....	61
Διάγραμμα 3.8: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.01$ . ....	61
Διάγραμμα 3.9: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.075$ . ....	62
Διάγραμμα 3.10: Κατανομή κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.075$ . ....	63
Διάγραμμα 3.11: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ . ....	65
Διάγραμμα 3.12: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ .....	66
Διάγραμμα 3.13: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	67

Διάγραμμα 3.14: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	68
Διάγραμμα 3.15: Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	69
Διάγραμμα 3.16: Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	70
Διάγραμμα 3.17: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ . ....	71
Διάγραμμα 3.18: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.01$ . ....	72
Διάγραμμα 3.19: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	73
Διάγραμμα 3.20: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο $t/R= 0.075$ . ....	73
Διάγραμμα 3.21: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.01$ . ....	74
Διάγραμμα 3.22: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.075$ . ....	74
Διάγραμμα 3.23: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.01$ . ....	75
Διάγραμμα 3.24: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους $E/E_s$ , και για λόγο $t/R=0.075$ . ....	75
Διάγραμμα 3.25: Σύγκριση κατανομής πιέσεων, για τα δύο μοντέλα, για δύο λόγους $E/E_s$ , και με λόγο $t/R=0.01$ . ....	76
Διάγραμμα 3.26: Σύγκριση κατανομής πιέσεων, για τα δύο μοντέλα, για δύο λόγους $E/E_s$ , και με λόγο $t/R=0.075$ . ....	76
Διάγραμμα 3.27: Σύγκριση των κατανομών αξονικής πίεσης στα δύο μοντέλα, για λόγο $E/E_s=0,001$ και λόγο $t/R=0.075$ . ....	77

Διάγραμμα 4.1: Κατανομή πιέσεων ανάλογα με την ορθή μετακίνηση αποκόλλησης της διεπιφάνειας, για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ . .....	84
Διάγραμμα 4.2: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=1$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	88
Διάγραμμα 4.3: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	89
Διάγραμμα 4.4: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	89
Διάγραμμα 4.5: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=0.9$ MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	90
Διάγραμμα 4.6: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=2$ MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	91
Διάγραμμα 4.7: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστησία ίση με $K_s=0.5$ MPa/mm, γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	92
Διάγραμμα 4.8: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστησία ίση με $K_s=2$ MPa/mm, γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	92
Διάγραμμα 4.9: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5$ MPa/mm και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	93
Διάγραμμα 4.10: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2$ MPa/mm και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	93
Διάγραμμα 4.11: Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2$ MPa/mm και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	94
Διάγραμμα 4.12: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστησία ίση με $K_s=0.5$ MPa/mm, γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	95

Διάγραμμα 4.13: Σχηματική απεικόνιση της κατανομής της πίεσης και της διατμητικής τάσεις γύρω από την επένδυση, για δυσμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	95
Διάγραμμα 4.14: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=60^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	96
Διάγραμμα 4.15: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=1$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	97
Διάγραμμα 4.16: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.....	98
Διάγραμμα 4.17: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.....	99
Διάγραμμα 4.18: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	100
Διάγραμμα 4.19: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	100
Διάγραμμα 4.20: Σχηματική κατανομή των πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	101
Διάγραμμα 4.21: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. .	102
Διάγραμμα 4.22: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. .	102
Διάγραμμα 4.23: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	103

Διάγραμμα 4.24: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	103
Διάγραμμα 4.25: Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	104
Διάγραμμα 4.26: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m...	105
Διάγραμμα 4.27: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m...	105
Διάγραμμα 4.28: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=60^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.....	106
Διάγραμμα 4.29: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=60^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	106
Διάγραμμα 4.30: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	109
Διάγραμμα 4.31: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	109
Διάγραμμα 4.32: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	110
Διάγραμμα 4.33: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	110
Διάγραμμα 4.34: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	111

Διάγραμμα 4.35: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυστμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	112
Διάγραμμα 4.36: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυστμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	112
Διάγραμμα 4.37: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυστμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	113
Διάγραμμα 4.38: Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυστμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	114
Διάγραμμα 4.39: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυστμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	114
Διάγραμμα 4.40: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυστμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=60^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	115
Διάγραμμα 4.41 Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυστμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	116
Διάγραμμα 4.42: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυστμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	116
Διάγραμμα 4.43: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυστμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	117
Διάγραμμα 4.44: Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυστμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	117
Διάγραμμα 4.45: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυστμησία ίση με $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	118



Διάγραμμα 4.46: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	118
Διάγραμμα 4.47: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=0,5\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	119
Διάγραμμα 4.48: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και γωνία τριβής $\phi_s=20^\circ$ και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	119
Διάγραμμα 4.49: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	121
Διάγραμμα 4.50: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	121
Διάγραμμα 4.51: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	122
Διάγραμμα 4.52: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.....	122
Διάγραμμα 4.53: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	123
Διάγραμμα 4.54: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	123
Διάγραμμα 4.55: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	125
Διάγραμμα 4.56: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	125

Διάγραμμα 4.57: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.....	126
Διάγραμμα 4.58: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.....	126
Διάγραμμα 4.59: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	127
Διάγραμμα 4.60: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	127
Διάγραμμα 4.61: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	129
Διάγραμμα 4.62: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	130
Διάγραμμα 4.63: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	130
Διάγραμμα 4.64: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	131
Διάγραμμα 4.65: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	131
Διάγραμμα 4.66: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.....	132
Διάγραμμα 4.67: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	133
Διάγραμμα 4.68: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.....	134

Διάγραμμα 4.69: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	134
Διάγραμμα 4.70: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	135
Διάγραμμα 4.71: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=20^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	135
Διάγραμμα 4.72: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με $\phi_s=60^\circ$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	136
Διάγραμμα 4.73: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	138
Διάγραμμα 4.74: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m. ....	139
Διάγραμμα 4.75: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	139
Διάγραμμα 4.76: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m. ....	140
Διάγραμμα 4.77: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	140
Διάγραμμα 4.78: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m. ....	141
Διάγραμμα 4.79: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=0.9\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	141
Διάγραμμα 4.80 Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με $K_s=2\text{MPa/mm}$ και συντελεστή ωθήσεων, $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m. ....	142

Διάγραμμα 5.1: Εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του ανοίγματος μεταξύ εδάφους και επένδυσης συγκρινόμενου με την δοθείσα τιμή του clearance και των αντίστοιχων πιέσεων στην επένδυση για έδαφος με $E=400\text{MPa}$ .....	149
Διάγραμμα 5.2: Εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του ανοίγματος μεταξύ εδάφους και επένδυσης συγκρινόμενου με την δοθείσα τιμή του clearance και των αντίστοιχων πιέσεων στην επένδυση για έδαφος με $E=150\text{MPa}$ .....	150
Διάγραμμα 5.3: Χρονική εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του κενού μεταξύ εδάφους – επένδυσης και της διαφοράς του θεωρητικού ανοίγματος και της σύγκλισης για τον κόμβο 1226 και μέτρο ελαστικότητας εδάφους ίσο με $E=400\text{MPa}$ .....	154
Διάγραμμα 5.4: α) Χρονική εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του κενού μεταξύ εδάφους – επένδυσης και της διαφοράς του θεωρητικού ανοίγματος και της σύγκλισης για τον κόμβο N1226 β) και των πιέσεων για τον κόμβο N21226 της επένδυσης για μέτρο ελαστικότητας εδάφους ίσο με $E=130\text{MPa}$ .....	156
Διάγραμμα 5.5: Σύγκριση της εξέλιξης των πιέσεων στην επένδυση για τις περιπτώσεις αριθμητικής προσομοίωσης διάνοιξης σήραγγας με αρχικό κενό μεταξύ εδάφους - επένδυσης και χωρίς αρχικό κενό.....	157

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ Την περίληψη βάλτην πριν τα περιεχόμενα

Βασικό κομμάτι της μελέτης των σηράγγων και των υπόγειων εκσκαφών αποτελεί η σωστή εκτίμηση κάθε είδους φορτίσεως που μπορεί να επιδράσει πάνω στην επένδυση αυτών. Τέτοιες φορτίσεις μπορεί να προέρχονται από πιέσεις λόγω αποτόνωσης του περιβάλλοντος εδάφους, από σεισμική δραστηριότητα, από υδροστατικές πιέσεις του υπόγειο υδροφορέα και από άλλες φορτίσεις δυναμικής φύσεως. Η σωστή εκτίμηση των φορτίσεων αυτών, λοιπόν, επιτρέπει τον βέλτιστο και οικονομικότερο σχεδιασμό της επένδυσης μιας σήραγγας, από σκυρόδεμα, επιλέγοντας το πλέον κατάλληλο πάχος αυτής και το αντίστοιχο ποσοστό οπλισμού.

Η παρούσα διπλωματική εργασία έχει σκοπό να μελετήσει την επιρροή των συνθηκών συνάφειας του τοιχώματος της εκσκαφής που βρίσκεται σε επαφή με την εξωτερική πλευρά της επένδυσης στη φόρτιση, στα εντατικά μεγέθη και στις μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάνοξη. Το πρόβλημα μελετήθηκε τόσο σε θεωρητικό επίπεδο όσο και σε επίπεδο αριθμητικών προσομοιώσεων, καθώς η μέχρι τώρα τυπική θεώρηση στις αριθμητικές αναλύσεις επέβαλε πλήρη συνάφεια στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης.

Αρχικά λοιπόν αναφέρονται κάποια θεωρητικά στοιχεία για την διεπιφάνεια βράχου - σκυροδέματος και των παραμέτρων που επηρεάζουν την αντοχή της. Έπειτα παρουσιάζονται αποτελέσματα από εργαστηριακές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν από τους Malmgren et al. (2005), για τον προσδιορισμό της μέγιστης διατμητικής αντοχής και της δυστημσίας της διεπιφάνειας σκυροδέματος – βράχου για διάφορους τύπους πετρωμάτων και επιφανειών αυτών, καθώς επίσης και από αντίστοιχες αριθμητικές αναλύσεις πάνω σε σήραγγες ορυχείων στη Σουηδία, από τον ίδιο ερευνητή.

Στη συνέχεια περιγράφονται οι κλειστές ελαστικές αναλυτικές λύσεις των Einstein and Schwartz (1979) για την εκτίμηση των αξονικών δυνάμεων, των καμπτικών ροπών και των μετακινήσεων στην παρεία επένδυσης σήραγγας που διανοίγεται σε πλήρως ελαστικό έδαφος υπό συμμετρικό πεδίο φόρτισης και χωρίς φάση αποτόνωσης, για τις ακραίες περιπτώσεις της μηδενικής και της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης. Μάλιστα, γίνεται αναφορά και στις τροποποιημένες σχέσεις τους, την αμέσως επόμενη χρονιά (1980), όπου πλέον λαμβάνεται υπόψη και η αποτόνωση, στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών της επένδυσης.

Για την σύγκριση των κλειστών, ελαστικών αναλυτικών λύσεων των Einstein and Schwartz με αριθμητικές αναλύσεις, καταστρώθηκε διδιάστατο μοντέλο προσομοίωσης με τη βοήθεια του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS v6.10. Στο 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, λοιπόν, της παρούσας διπλωματικής εργασίας, περιγράφονται οι μέθοδοι προσομοίωσης της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης και οι παράμετροι αντοχής αυτής που εισάγονται στα input files για την, κατά το δυνατόν, περισσότερο ρεαλιστική προσομοίωση. Μάλιστα κατασκευάστηκαν, με τη βοήθεια του λογισμικού ANSYS v13.0,

δύο διαφορετικοί κάρναβοι πεπερασμένων στοιχείων, για σύγκριση των αποτελεσμάτων, με την επιλογή του πλέον κατάλληλου με τα περισσότερο ακριβή αποτελέσματα. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων των αριθμητικών λύσεων με τα αντίστοιχα των κλειστών λύσεων Einstein and Schwartz, έδωσε πολύ ικανοποιητικές προσεγγίσεις, αποδεικνύοντας την καλή λειτουργία των υπό προσομοίωση νόμων διεπιφάνειας στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.

Στο κυριότερο μέρος της παρούσας διπλωματικής εργασίας, πραγματοποιείται ένα σύνολο 64 αριθμητικών αναλύσεων, για δύο ύψη υπερκειμένων και δύο τύπους εδαφικού υλικού, προσομοιώνοντας ρεαλιστικές συνθήκες συνάφειας μεταξύ εδάφους και επένδυσης από σκυρόδεμα, στηριγμένες τόσο σε πειραματικά δεδομένα, όσο και στην εμπειρία. Σκοπός των αναλύσεων ήταν να αποσαφηνιστεί ακόμα περισσότερο ο ρόλος της διεπιφάνειας στα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της επένδυσης, να εκτιμηθεί η επιρροή της εκάστοτε δυστημσίας της διεπιφάνειας σε αυτά και να προσδιοριστεί το κατά πόσο η θεώρηση, στις μέχρι τώρα αριθμητικές αναλύσεις, της πλήρους συνάφειας διεπιφάνειας, υπερεκτιμά ή υποεκτιμά τα εντατικά μεγέθη στην επένδυση. Παρόλο, λοιπόν, που δεν προέκυψαν σημαντικές διαφορές στις πιέσεις και στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης, για τις διάφορες ενδιάμεσες τιμές δυστημσίας διεπιφάνειας, τα αποτελέσματα έδειξαν σημαντικές υπερεκτιμήσεις στις αξονικές δυνάμεις στην επένδυση όταν είχε θεωρηθεί πλήρης συνάφεια στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης.

Στο τελευταίο κομμάτι της παρούσας εργασίας, επιδιώκεται η προσομοίωση, με τον κώδικα ABAQUS, του αρχικού κενού μεταξύ εδάφους και υποστήριξης, κατά την διάνοιξη με μηχανήμα ολομέτωπης κοπής (TBM), και ο προσδιορισμός του πιθανού βαθμού επιρροής του κενού αυτού, στα τελικά φορτία στην επένδυση. Πραγματοποιούνται, λοιπόν, αριθμητικές αναλύσεις και επιτυγχάνεται αρκετά ρεαλιστική προσομοίωση του φαινομένου.

---

**ABSTRACT** Ξαναδιάβασε το και κάνε τις προτάσεις πιο μικρές

Μορφοποιήθηκε: Ελληνικά (Ελλάδας)

The correct estimation of the loading that may act on tunnel lining is a significant part of the tunnel and underground excavations design. Such loads may come from the pressure of the surrounding soil, seismic activity, hydrostatic pressure and other dynamic forces. The realistic estimation of these loads, leads to the optimum and economical design of a tunnel lining, choosing the appropriate lining thickness and percentage of steel reinforcement.

The present thesis aims to study the effect of the adhesion between the soil and the outer surface of the tunnel lining, on the loading, the stress state and the displacements of the tunnel lining, during the excavation. The problem was investigated using theoretical, as well as, numerical approaches. It is noted that the typical approach in tunnel analysis is that no sliding the ground – support interface is taken into account.

First of all, some theoretical data regarding the soil – lining interface are presented, as well as the parameters that affect its strength. Then, results from laboratory test deployed by Malmgren et al. (2005) on the estimation of the ultimate shear strength and shear stiffness of the concrete – soil surface, for various types of rocks and surfaces, are shown, as well as results from numerical studies, also deployed by the same scientists.

Afterwards, the closed, elastic, analytical solutions proposed by Einstein and Schwartz (1979), which estimate the axial forces, bending moments and displacements on the support springline, are described. This method assumes the case of a tunnel excavated in elastic ground, under symmetric loading, without confinement stage, for the extreme cases of no adhesive interface and no slipping interface. In addition, a reference to their modified solutions, deployed a year after (1980), is made, which takes into account the tunnel confinement for the calculation of the lining stress state.

A two-dimensional finite element model was created, with the finite-element code ABAQUS v6.10, in order to compare the Einstein and Schwartz elastic solutions with the numerical analyses results. In the 3<sup>rd</sup> chapter of the thesis, the methods that could be used to simulate the ground – support interface behavior, are described. Moreover the corresponding strength parameters for the realistic simulation of the problem are described. Two different finite – element grids were developed to estimate the sensitivity of the results to the geometry and the density of the FE mesh. The comparison of the results with the Einstein and Schwartz closed solutions, resulted to satisfactory convergence.

In the main part of the present diploma thesis, a total number of 64 numerical analyses was carried out, for two overburden heights and two ground types, simulating realistic adhesion state between soil and concrete support, based on laboratory tests results and empirical data. Aim of these numerical analyses was to make clearer the effect the ground – support interface has on the lining stress - strain state, as well as to determine the effect

of the shear stiffness on it, and finally to define if the consideration of a no slip interface, as it is usually assumed, overestimates or underestimates the lining stress state. Even though no significant deviations on support pressures and stress state, were observed, for the various interface shear stiffness values that were used, the results concluded in rather significant overestimations of the axial forces in concrete lining, in the case of a no slip ground – support interface.

In the last part of the present thesis, the simulation of the initial space between ground and support, during tunnel excavation with a Tunnel Boring Machine (TBM) is investigated, via numerical analyses, in addition to the definition of the effect this particular initial space has, on the final loads on the support. Numerical analyses are performed, and a realistic simulation of this phenomenon is achieved.

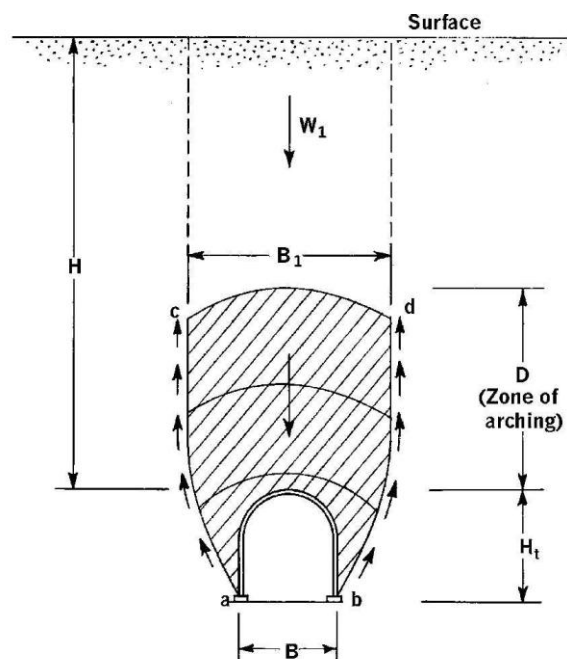
---



## ΕΙΣΑΓΩΓΗ-ΣΚΟΠΟΣ

Η κατασκευή σηράγγων και υπογείων έργων, αποτελεί συνήθως ένα σύνθετο και πολυδιάστατο πρόβλημα, η επίλυση του οποίου προϋποθέτει εμπειριστατωμένες μελέτες πάνω σε διάφορους τομείς που αφορούν το εκάστοτε έργο. Σημαντικά ζητήματα που αφορούν στο σχεδιασμό των σηράγγων και έχουν να κάνουν με τα εκάστοτε τοπογραφικά, γεωλογικά και οικονομοτεχνικά δεδομένα, πρέπει πάντα να επιλύονται με τον πλέον βέλτιστο και οικονομικό τρόπο. Συγκεκριμένα οι χρησιμοποιούμενες μέθοδοι διάνοιξης και τα μέτρα υποστήριξης καθορίζουν κατά πολύ τις αναμενόμενες παραμορφώσεις κατά την αποτόνωση, και παίζουν καθοριστικό ρόλο στο σχεδιασμό της προσωρινής και της τελικής επένδυσης. Οι προσωρινή, αρχικά, και η τελική επένδυση θα πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή ώστε να μπορούν να παραλάβουν τα εκτιμώμενα φορτία και τις εντάσεις. Αυτό απαιτεί σωστό σχεδιασμό και διαστασιολόγηση και για αυτό το λόγο θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη όλες οι παράμετροι που ενδέχεται να επηρεάζουν και να μεταβάλλουν την φόρτιση που δρα σε μια επένδυση υπό συγκεκριμένες γεωλογικές συνθήκες και δεδομένο επιτόπου εντατικό πεδίο.

Θεωρίες και μέθοδοι εκτίμησης φορτίων στην επένδυση σηράγγων, έχουν αναπτυχθεί αρκετές κατά καιρούς με κυριότερες την μέθοδο του Terzaghi (1946), του Protodyakonov (1948), του Unai (1983) αλλά και άλλες αναλυτικές επιλύσεις υπολογισμού φορτίων στην επένδυση, όπως αυτή των Schwartz and Einstein (1979), για την οποία γίνεται λόγος σε επόμενο κεφάλαιο. Οι παραπάνω θεωρίες αφορούν τα τελικά φορτία στις επενδύσεις και εξάγουν γενικώς συντηρητικά αποτελέσματα, ανάλογα και με τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο. Ενδεικτικά η μέθοδος Terzaghi (1946), η οποία είναι γνωστή και ως μέθοδος σιλό, εκτιμά τα τελικά φορτία στην επένδυση αβαθών αλλά και βαθιών σηράγγων, λαμβάνοντας υπόψη μια περιοχή φορτίζοντος εδάφους ύψους  $D$ , πάνω από την εκσκαφή, γύρω από την οποία αναπτύσσεται το φαινόμενο του θόλου (Εικόνα 0.1).



**Εικόνα 0.1:** Σχηματική απεικόνιση της αναλυτικής μεθόδου Terzaghi για τον υπολογισμό των φορτίων στην τελική επένδυση.

Τα φορτία της επένδυσης επηρεάζονται από αρκετούς παράγοντες πέραν του ύψους των υπερκειμένων και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, μέσα στο οποίο γίνεται η διάνοιξη της σήραγγας, κάποιους από τους οποίους είναι:

- Ο ερπυσμός του εδάφους.
- Η διόγκωση των περιβαλλόντων γεωυλικών.
- Η απαξίωση των μέτρων υποστήριξης (αγκύρια και πλαίσια)
- Οι υδατικές πιέσεις.
- Οι συνθήκες συνάφειας επένδυσης – γεωυλικού.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία θα διερευνηθεί η επιρροή του τελευταίου σύνθετου και περίπλοκου παράγοντα στα φορτία της επένδυσης (της προσωρινής ουσιαστικά) και στο κατά πόσο η συμπεριφορά της διεπιφάνειας επένδυσης – εδάφους μπορεί να επηρεάσει τη φόρτιση που δρα πάνω σε αυτήν και κατ' επέκταση τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη (αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές). Πιο συγκεκριμένα, λοιπόν, θα πραγματοποιηθεί, αρχικά, μια σύγκριση υπαρχόντων αναλυτικών λύσεων εκτίμησης των εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων στην επένδυση, ανάλογα με την συνάφεια εδάφους – επένδυσης, με αντίστοιχες αριθμητικές αναλύσεις και στη συνέχεια θα μελετηθεί το κατά πόσο μεταβάλλοντας τη δυσκαμψία της διεπιφάνειας επένδυσης – εδάφους μπορούν να διαφοροποιηθούν οι πιέσεις στην επένδυση, οι διατμητικές τάσεις

πάνω στην επιφάνεια της και οι πιθανότητες αστοχίας της ίδιας της διεπιφάνειας με τις αντίστοιχες συνέπειες στα εντατικά μεγέθη.

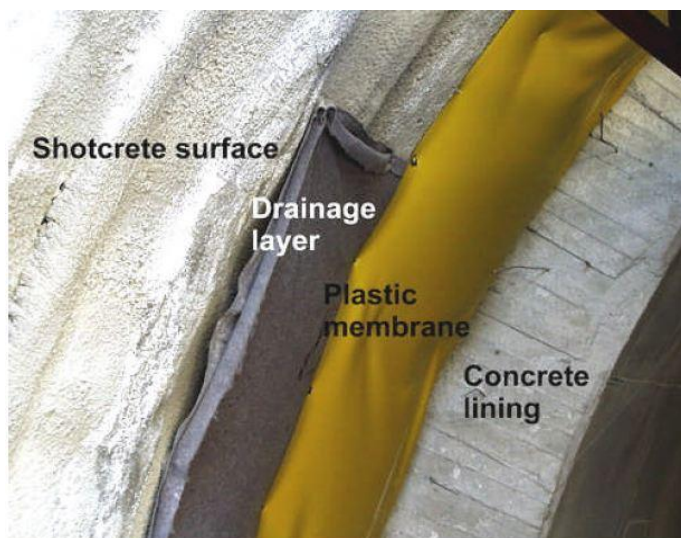
## **1. ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΠΕΡΙ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΩΝ**

### **1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΙΚΑ**

Όπως αναφέρθηκε και στο εισαγωγικό κεφάλαιο, ένα μεγάλο και αρκετά πολύπλοκο ζήτημα για τη συμπεριφορά των σηράγγων και για την εκτίμηση των αναμενόμενων μετακινήσεων, φορτίων και εντατικών μεγεθών της προσωρινής υποστήριξης και κατόπιν της τελικής επένδυσης, είναι η αλληλεπίδραση της επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με την περιβάλλουσα βραχόμαζα, τόσο κατά τη φάση κατασκευής όσο και μακροχρόνια. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να αποσαφηνιστεί ο ρόλος της διεπιφάνειας επένδυσης-βραχόμαζας, αλλά και οι πιθανοί τρόποι αστοχίας αυτής. Στις επόμενες παραγράφους όπου αναφέρεται ο όρος γεωυλικό - επένδυση, θα νοείται επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

### **1.2 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΕΣ ΣΤΗΝ ΜΕΛΕΤΗ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ**

Όπως είναι γνωστό στην πλειονότητα των περιπτώσεων διάνοιξης σηράγγων, αμέσως μετά την εκσκαφή ενός βήματος εκσκαφής ακολουθεί η υποστήριξη (π.χ. με αγκύρια και πλαίσια) και επένδυση του αμέσως προηγούμενου (ανάλογα και με τα προβλεπόμενα βήματα σχεδιασμού). Τέτοια μέτρα υποστήριξης για παράδειγμα μπορεί να είναι αγκύρια βράχου ή συρματόσκοινα, χαλύβδινα πλαίσια διαφόρων τύπων, ενώ η προσωρινή επένδυση αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, είτε ενισχυμένο με χαλύβδινες ίνες είτε όχι, μέσα στο οποίο μπορούν να είναι ενσωματωμένα και τα χαλύβδινα πλαίσια που προαναφέρθηκαν. Στη συνέχεια και ανάλογα με τη σχεδιασμένη κατασκευαστική αλληλουχία ακολουθεί η κατασκευή της τελικής επένδυσης από σπλισμένο σκυρόδεμα της οποίας, όμως, προηγείται η εγκατάσταση γεωϋφάσματος και γεωμεμβράνης για τη στεγανοποίηση της σήραγγας. Παρουσιάζεται μια άποψη ολοκληρωμένης διατομής με όλα τα παραπάνω, στην Εικόνα 1.1.



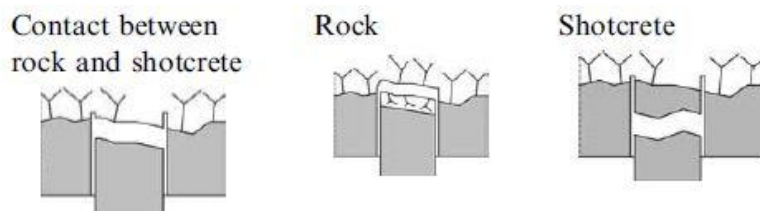
**Εικόνα 1.1:** Άποψη ολοκληρωμένης διατομής σήραγγας όπου διακρίνονται η προσωρινή επένδυση, το γεωϋφασμα, η γεωμεμβράνη και η τελική επένδυση.

Καθώς, όπως έχει αναφερθεί παραπάνω, η αλληλεπίδραση της βραχώμαζας με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, όπως επίσης και η αντοχή της μεταξύ τους διεπιφάνειας, μπορούν να παίξουν σημαντικό ρόλο στη φορτία της προσωρινής επένδυσης αλλά και στα αντίστοιχα της τελικής επένδυσης, προκύπτει η ανάγκη να προσδιοριστούν οι σημαντικότερες παράμετροι αντοχής αλλά και τα τεχνικά χαρακτηριστικά αυτής. Επίσης, σε μια ολοκληρωμένη σήραγγα μπορούν να οριστούν αρκετές άλλες διεπιφάνειες, εκτός την παραπάνω, όπως αυτή μεταξύ εκτοξευόμενου σκυροδέματος και γεωμεμβράνης ή ακόμα καλύτερα μπορεί να οριστεί μια διεπιφάνεια μεταξύ προσωρινής και τελικής επένδυσης μεταξύ των οποίων παρεμβάλλονται, λόγω χάρη, η γεωμεμβράνη και το γεωϋφασμα, γεγονός που μπορεί να μειώνει την αντοχή της.

Ενώ, λοιπόν, κατά την κατασκευή της προσωρινής επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, είναι περισσότερο σαφής ο διαχωρισμός διεπιφανειών (όχι όμως και ο ορισμός όλων των πιθανών επιφανειών αστοχίας), κατά την εγκατάσταση της τελικής επένδυσης προκύπτουν επιπλέον διεπιφάνειες οι οποίες μπορεί να αστοχήσουν συντομότερα από τη διεπιφάνεια βραχώμαζας-προσωρινής επένδυσης και άρα η αντοχή εκείνων να παίζει τελικά καταλυτικό ρόλο στα τελικά εντατικά μεγέθη της τελικής επένδυσης. Αυτό βέβαια στην περίπτωση που ενδιαφέρει η διερεύνηση των φορτίων της τελικής επένδυσης.

Στην παρούσα διπλωματική, με τη βοήθεια αριθμητικών προσομοιώσεων, θα εξεταστεί κυρίως η συμπεριφορά της διεπιφάνειας της βραχώμαζας με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και η επιρροή αυτής στα φορτία της προσωρινής επένδυσης κατά την εξέλιξη των συγκλίσεων και της ανακατανομής των τάσεων, με κυριότερο μέλημα όμως την κατά το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση αυτής ακριβώς της διεπιφάνειας βραχώμαζας - επένδυσης, και την περιγραφή της αντοχής της με τους κατάλληλους νόμους τριβής. Οπότε

το σημαντικότερο ερώτημα που προκύπτει, τελικά, και χρίζει διερεύνησης, είναι ποιοί είναι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας που μπορεί να προκύψουν ως κρίσιμοι (π.χ. αστοχία μόνο βραχώμαζας, διατμητική αστοχία διεπιφάνειας βραχώμαζας-σκυροδέματος ή εφελκυστική αστοχία σκυροδέματος-Εικόνα 1.2).



Εικόνα 1.2: Οι τρεις βασικοί μηχανισμοί αστοχίας από διάτμηση και εφελκυσμό.

### 1.3 ΠΑΡΑΓΟΝΤΕΣ ΠΟΥ ΕΠΗΡΕΑΖΟΥΝ ΤΗΝ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ-ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Προκαταρκτικά ως κυριότεροι παράγοντες που επηρεάζουν την αλληλεπίδραση βραχώμαζας-σκυροδέματος μπορούν να οριστούν οι εξής (Malmgren, 2005):

- Η τραχύτητα της επιφάνειας της βραχώμαζας.
- Η αντοχή του βράχου.
- Το μέτρο ελαστικότητας Young.
- Η έκταση της κερματισμένης - διαταραγμένης ζώνης λόγω εκσκαφής.
- Τα μηχανικά χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας μεταξύ βραχώμαζας και σκυροδέματος.
- Ο αριθμός των ασυνεχειών.
- Η εντατική κατάσταση της βραχώμαζας.
- Το πάχος της επένδυσης από σκυρόδεμα.

Είναι αναμενόμενο καθένας από τους παραπάνω παράγοντες να επηρεάζει σε διαφορετικό βαθμό τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας και μια μεταβολή σε αυτόν να έχει διαφορετική βαρύτητα σε σχέση με τους άλλους παράγοντες. Για να προσδιοριστεί λοιπόν αυτή ακριβώς η βαρύτητα καθεμιάς από τις παραπάνω παραμέτρους στην συμπεριφορά της διεπιφάνειας, απαιτούνται αναλύσεις ευαισθησίας και πολυπαραμετρικές αναλύσεις. Τέτοιες αναλύσεις έχουν διενεργηθεί και στο παρελθόν από διάφορους ερευνητές (με κυριότερες αυτές του Malmgren, 2005) τα αποτελέσματα των οποίων θα παρουσιαστούν παρακάτω.

#### 1.4 ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ- ΝΟΜΟΣ COULOMB

Για τον υπολογισμό της τριβής ανάμεσα σε δύο επιφάνειες έχουν διατυπωθεί διάφοροι νόμοι, με έναν από τους πλέον διαδεδομένους να εκφράζεται κατά τα γνωστά από τη σχέση:

$$T = \mu \cdot N \quad (1.1)$$

Όπου: T= η δύναμη τριβής

$\mu$  = ο συντελεστής τριβής

N = η ορθή δύναμη (κάθετα στις επιφάνειες)

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας γεωυλικού - επένδυσης και κατ' επέκταση ο βαθμός συνάφειας μεταξύ των δύο, παίζει σημαντικό ρόλο στον καθορισμό των φορτίσεων και των εντατικών μεγεθών της επένδυσης. Σύμφωνα με τον παραπάνω νόμο λοιπόν, η διατμητική αντοχή εξαρτάται από την ορθή τάση πάνω στην διεπιφάνεια γεωυλικού - επένδυσης (ανάγοντας την δύναμη στην επιφάνεια) και από το συντελεστή τριβής μεταξύ των δύο επιφανειών που καθορίζει το βαθμό τη συνάφειας.

Ο καταστατικός νόμος τριβής που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας γεωυλικού-επένδυσης είναι ο νόμος Mohr-Coulomb με την εξίσωση:

$$\tau = \sigma \cdot \tan\phi + c \quad (1.2)$$

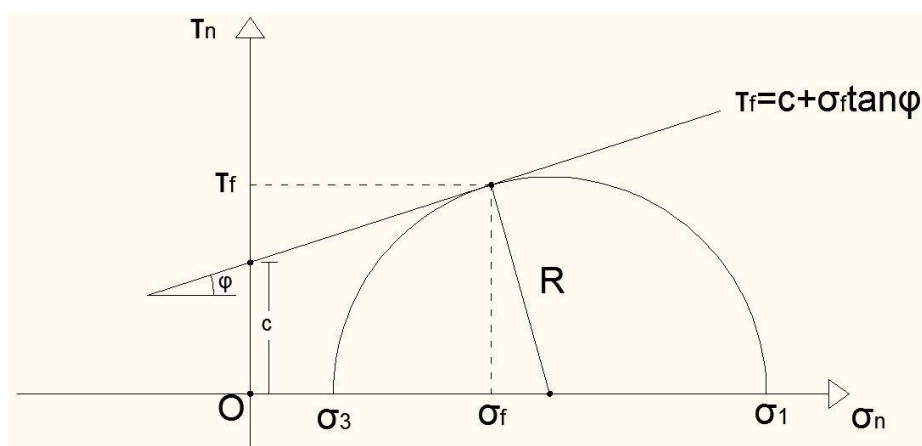
Όπου:  $\tau$ = η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας

$\phi$  = η γωνία τριβής της διεπιφάνειας

$\sigma$  = η ορθή τάση

c = η συνοχή της διεπιφάνειας

Το κριτήριο Mohr-Coulomb συνοψίζεται από τον παρακάτω κύκλο Mohr:



Σχήμα 1.1: Κύκλος Mohr με περιβάλλουσα αστοχίας.

Η εξίσωση (1.2) αντιστοιχεί στην περιβάλλουσα αστοχίας κατά Mohr-Coulomb, που εκφράζει την διατμητική αντοχή,  $\tau_f$ , που αντιστοιχεί σε μια συγκεκριμένη ορθή τάση,  $\sigma_f$ . Προφανώς για συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά γωνίας τριβής,  $\phi$ , και συνοχής,  $c$ , όταν αυξάνεται η ορθή τάση τότε αυξάνεται και η διατμητική αντοχή.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία λοιπόν, θα χρησιμοποιηθεί ο νόμος Coulomb για την περιγραφή της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας γεωυλικού-επένδυσης χωρίς, όμως, να δοθούν τιμές συνοχής, αλλά μόνο με χρήση της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, ενώ θα εξεταστούν και οι περιπτώσεις πλήρους και μηδενικής συνάφειας για σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις αναλυτικές λύσεις των Einstein and Schwartz (1979).

Η λογική της προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους - επένδυσης μπορεί να περιγραφεί με τη χρήση ελατηρίων. Πιο συγκεκριμένα οι μετακινήσεις κάθετα στις επιφάνειες μπορούν να δεσμευτούν από ελατήρια, συγκεκριμένης δυσκαμψίας, κατά την διεύθυνση των μετακινήσεων αυτών, ενώ ελατήρια παράλληλα στη διεπιφάνεια, δεσμεύουν τις αντίστοιχες μετακινήσεις. Σε όρους αριθμητικής προσομοίωσης, η αλληλεπίδραση της διεπιφάνειας περιορίζεται στην αλληλεπίδραση κόμβων μεταξύ των πεπερασμένων στοιχείων του εδάφους και της επένδυσης και η οποία μπορεί να περιγραφεί από ελατήρια που συνδέουν τους αντίστοιχους κόμβους. Πιο αναλυτική περιγραφή τόσο των χρησιμοποιούμενων αριθμητικών μοντέλων όσο και των μεθόδων προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης της διεπιφάνειας εδάφους - επένδυσης, θα γίνει σε επόμενο κεφάλαιο.

## 1.5 ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΑΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΚΑΙ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΤΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΒΡΑΧΟΥ-ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

Την τελευταία δεκαετία, για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος και κατ' επέκταση της διεπιφάνειας γεωυλικού - επένδυσης από



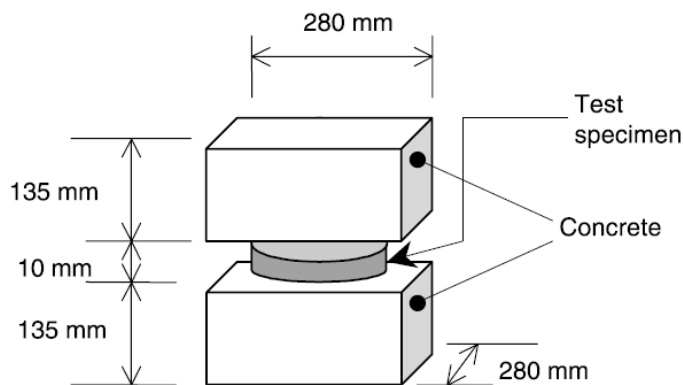
εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, έχουν διεξαχθεί αρκετές εργαστηριακές δοκιμές και αριθμητικές αναλύσεις, κυρίως από τον Malmgren και τους συνεργάτες του (2005). Από τις δοκιμές αυτές επιχειρήθηκε να προσδιοριστεί κατ' αρχήν η αντοχή της διεπιφάνειας σε απευθείας διάτμηση (για διάφορες τιμές τραχύτητας της επιφάνειας βράχου), αλλά και η αντοχή της σε εφελκυσμό και θλίψη αντίστοιχα. Επιχειρήθηκε επίσης μια συσχέτιση των χαρακτηριστικών της επιφάνειας του βράχου και του σκυροδέματος με τη χαρακτηριστική γωνία τριβής της διεπιφάνειας, καθώς και της συνοχής της και της δυσστημσίας της. Τέλος από μια ποικιλία παραγόντων που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας και οι οποίοι αναφέρονται σε παραπάνω ενότητα, επιχειρήθηκε ο προσδιορισμός της βαρύτητας καθ' ενός εξ αυτών, με τη διεξαγωγή παραμετρικών αναλύσεων.

### 1.5.1 SAIANG et al (2005)

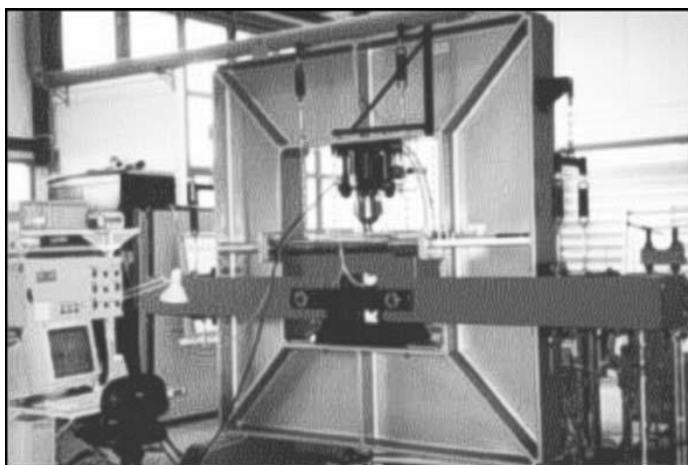
#### 1.5.1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΔΟΚΙΜΩΝ

Οι παραπάνω ερευνητές πραγματοποίησαν δοκιμές σε απευθείας διάτμηση διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος σε δοκίμια όπου το JRC των επιφανειών του βράχου κυμαινόταν από 1-3 και από 9-13. Οι διεπιφάνειες με τη μεγάλη τιμή JRC εμφανίζουν μεγαλύτερη αντοχή «συνδέσμου» σε σχέση με αυτή των διεπιφανειών με μικρότερη τιμή JRC.

Χρησιμοποιήθηκαν δοκίμια διαμέτρου 180mm για δοκιμές απευθείας διάτμησης ενώ για δοκιμές εφελκυσμού και θλίψης χρησιμοποιήθηκαν δοκίμια διαμέτρου 94mm. Χαρακτηριστική διάταξη για δοκιμή απευθείας διάτμησης αλλά και της μηχανής που χρησιμοποιήθηκε (άκαμπτη σερβο-υδραυλική μηχανή) φαίνονται στις εικόνες παρακάτω.



Εικόνα 1.3: Τυπικό δοκίμιο για δοκιμή απευθείας διάτμησης.



Εικόνα 1.4: Διάταξη άκαμπτης υδραυλικής μηχανής για δοκιμές απευθείας διάτμησης.

Δοκιμές σε θλίψη στο σκυρόδεμα έγιναν για τον προσδιορισμό της μονοαξονικής αντοχής του σε θλίψη και την διαπίστευση της ποιότητας του. Τέτοιες δοκιμές έγιναν σε 12 δοκίμια.

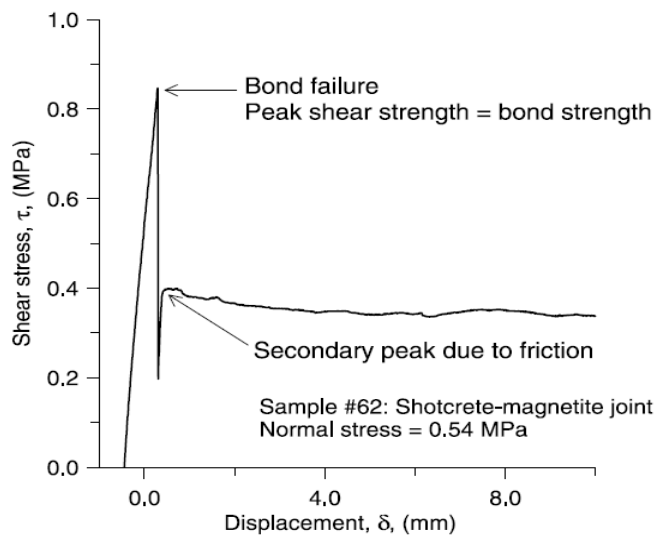
#### 1.5.1.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

##### Απευθείας διάτμηση και καθορισμός μέγιστης διατμητικής αντοχής

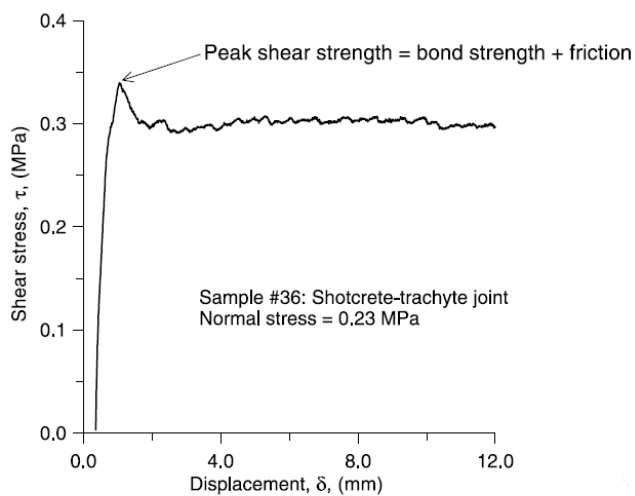
Δοκιμές σε απευθείας διάτμηση έγιναν για 38 δοκίμια (29 για JRC=1-3 και 9 με JRC=9-13) και προέκυψαν δύο διαγράμματα διατμητικής αντοχής. Ένα που περιγράφει τη διατμητική αντοχή διεπιφάνειας με μεγάλο JRC και κανονικές τιμές ορθής τάσης και ένα διάγραμμα για μικρές τιμές JRC ή μεγαλύτερες τιμές ορθής τάσης. Στην πρώτη περίπτωση (Σχήμα 1.2) λοιπόν το διάγραμμα παρουσιάζει μια απότομη αύξηση της διατμητικής τάσης και ξαφνική αστοχία (στα 0,9MPa-ενδεικτική τιμή) με συνακόλουθη αύξηση μέχρι μια νέα μέγιστη τιμή αυτής πέρα από την οποία ξεκινάει ολίσθηση. Η πρώτη αστοχία οφείλεται αποκλειστικά σε αστοχία των δεσμών μεταξύ σκυροδέματος και βράχου ενώ το ότι εμφανίζονται δύο φάσεις έχει να κάνει πιθανώς με το μικρό ρυθμό της επιβαλλόμενης μετακίνησης κατά τη δοκιμή.

Στην δεύτερη περίπτωση (Σχήμα 1.3) η διατμητική τάση αυξάνεται μέχρι μια μέγιστη τιμή (στα 0,34MPa-ενδεικτική τιμή) και στην συνέχεια αυτή πέφτει στην παραμένουσα τάση. Εδώ τόσο η αντοχή των δεσμών της διεπιφάνειας όσο και η τραχύτητα των δύο επιφανειών συνέβαλλαν στην μέγιστη διατμητική αντοχή. Σε αυτήν την περίπτωση η αστοχία των δεσμών διαπιστώθηκε περισσότερο ακουστικά (με χαρακτηριστικό ήχο). Παρόλα αυτά ήταν δύσκολο να προσδιοριστεί αν η αστοχία ήταν ολική ή σημειακή.

Μέγιστες ορθές τάσεις στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με τιμές μεγαλύτερες από 1MPa συναντώνται σε περιπτώσεις όπου το σκυρόδεμα χρησιμοποιείται μόνο του (χωρίς αγκύρια) ενώ όταν αυτό χρησιμοποιείται με αγκύρια, οι τάσεις αυτές μειώνονται στα 0.2-0.5 MPa (για JRC=1-3) .



Σχήμα 1.2: Τυπικό διάγραμμα δοκιμής με καλή συγκόλληση διεπιφάνειας.



Σχήμα 1.3: Τυπικό διάγραμμα δοκιμής είτε με φτωχή συγκόλληση διεπιφάνειας είτε με υψηλότερες ορθές τάσεις.

#### Αποτελέσματα των δοκιμαστικών ελέγχων

Πραγματοποιήθηκαν δοκιμαστικοί έλεγχοι (οι οποίοι αποτέλεσαν ουσιαστικά την βάση για τις κύριες δοκιμές) σε κυβικά δοκίμια με διαστάσεις 200x200x200mm τα αποτελέσματα των οποίων συγκρίθηκαν με αντίστοιχες δοκιμές με κυλινδρικά δοκίμια. Τα δοκίμια κατασκευάστηκαν με έγχυση απλού σκυροδέματος (αντοχής 40-45MPa) πάνω στην επιφάνεια του βράχου (τραχείτη) η οποία είχε JRC=1-3. Τα αποτελέσματα από τους

δοκιμαστικούς ελέγχους που πραγματοποιήθηκαν σε τέσσερα δοκίμια, φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

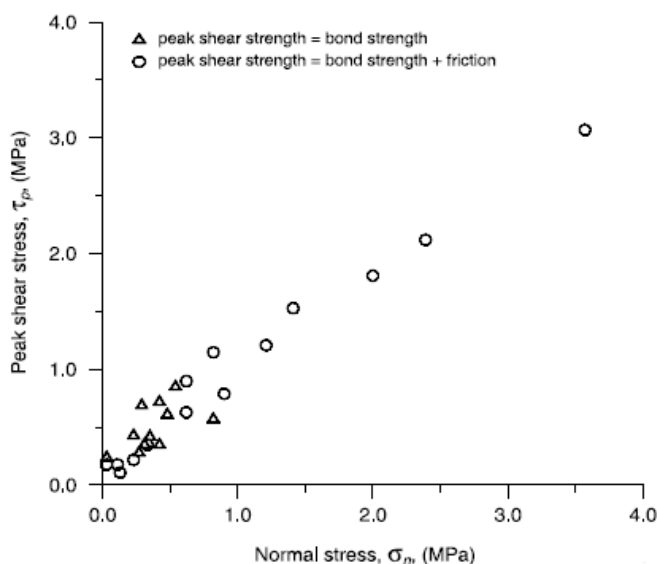
Sample #	Normal stress (MPa)	Peak shear strength (MPa)	Residual shear strength (MPa)
1	0.03	2.03	0.06
2	0.25	1.98	0.11
3	1.25	1.67	0.69
4	2.50	2.15	1.70
#3 retest	2.50	2.11	1.68
<i>Average:</i>		<i>2.07</i>	

**Πίνακας 1.1: Αποτελέσματα δοκιμαστικών ελέγχων σε τέσσερα δοκίμια.**

Το σημαντικό με τους δοκιμαστικούς ελέγχους είναι ότι αποδείχτηκε ότι όλα τα δοκίμια παρουσίασαν πολύ καλή συγκόλληση η οποία είχε ως αποτέλεσμα τις υψηλές αντοχές δεσμού που επέδειξαν κατά τις δοκιμές, όπως φαίνεται στον παραπάνω πίνακα.

#### Αποτελέσματα δοκιμών απευθείας διάτμησης για JRC=1-3

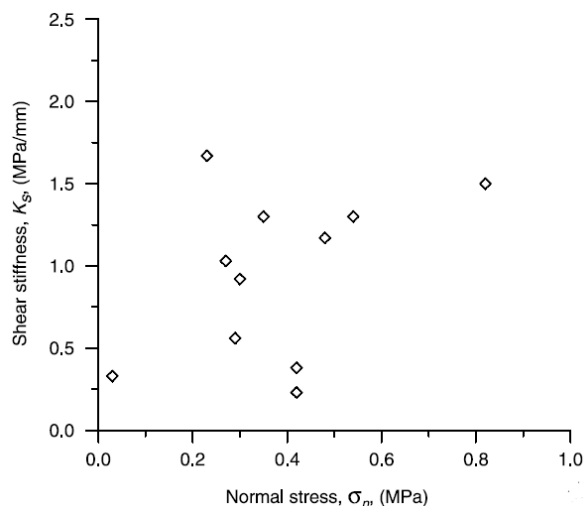
Στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 1.4) απεικονίζονται οι μέγιστες διατμητικές αντοχές διεπιφάνειας σε σχέση με την αντίστοιχη ορθή τάση για επιφάνειες βράχου με JRC=1-3. Οι μέγιστες αυτές τάσεις αντιστοιχούν στην στιγμή της αστοχίας των δεσμών της διεπιφάνειας. Οι δοκιμές έγιναν για διεπιφάνειες σκυροδέματος-μαγνητίτη και σκυροδέματος-τραχείτη και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται μαζί, μιας και είναι παρόμοια.



**Σχήμα 1.4: Διάγραμμα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=1-3.**

Παρόλο που φαίνεται μια γραμμική τάση μεταξύ των τιμών, δεν μπορεί να εξαχθεί μια γραμμική σχέση καθώς εμφανίστηκαν πολλοί διαφορετικοί τύποι αστοχίας. Παρουσιάζει ενδιαφέρον η παρατήρηση ότι για ορθές τάσεις μικρότερες από 1MPa η διατμητική αντοχή καθορίζεται κυρίως από την αντοχή των δεσμών της διεπιφάνειας ενώ για ορθές τάσεις μεγαλύτερες από 1MPa η αντοχή εξαρτάται και από την αντοχή των δεσμών αλλά και από την τραχύτητα. Μέση αντοχή δεσμών ήταν τα 0,5MPa και γωνία παραμένουσας αντοχής ίση με  $\phi=35^\circ$ .

Στο παρακάτω διάγραμμα τέλος (Σχήμα 1.5) απεικονίζεται η σχέση της δυσστησίας με την ορθή τάση. Φαίνεται ότι δεν υπάρχει μια καθαρή σχέση μεταξύ των δύο ή μια ξεκάθαρη τάση της δυσστησίας. Για τον λόγο αυτό για τις συγκεκριμένες δοκιμές εκτιμήθηκε μέση δυσστησία ίση με  $K_s=0,94$  MPa/mm.



Σχήμα 1.5: Κατανομή της δυσστησίας συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=1-3.

Αποτελέσματα δοκιμών απευθείας διάτμησης για JRC=9-13

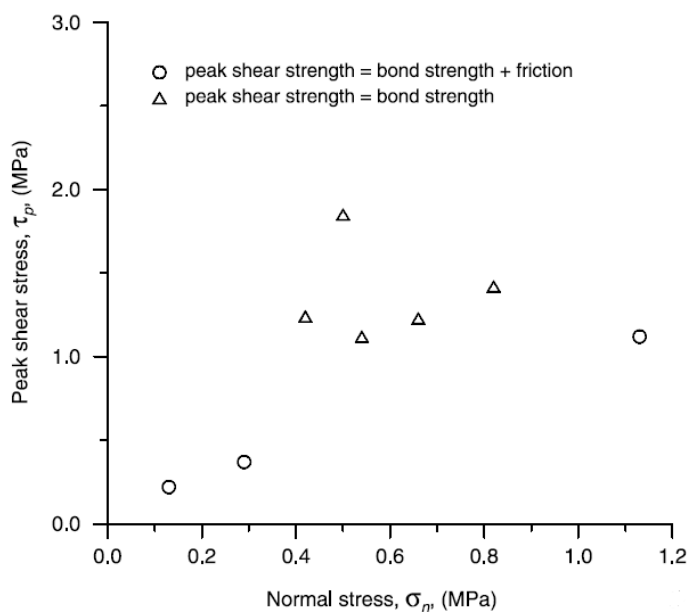
Δοκιμές με JRC=9-13 πραγματοποιήθηκαν για διεπιφάνειες σκυροδέματος-τραχείτη με τα αποτελέσματα να φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Sample #	Joint type	JRC	Normal stress (MPa)	Peak shear strength (MPa)	Residual strength (MPa)	Shear stiffness, $K_s$ (MPa/mm)
12	S-T <sup>a</sup>	9-9	0.13	0.22	0.20	1.30
14	S-T	9-9	0.29	0.37	0.00	0.67
16	S-T	11-13	0.42	1.24 <sup>b</sup>	0.00	1.26 <sup>c</sup>
17	S-T	9-9	0.50	1.85 <sup>b</sup>	0.49	1.20 <sup>c</sup>
15	S-T	9-9	0.54	1.12 <sup>b</sup>	0.75	1.19 <sup>c</sup>
11	S-T	5-3	0.66	1.23 <sup>b</sup>	0.55	1.10 <sup>c</sup>
13	S-T	9-13	0.82	1.42 <sup>b</sup>	0.94	1.80 <sup>c</sup>
19	S-T	11-13	1.13	1.23	1.06	1.36

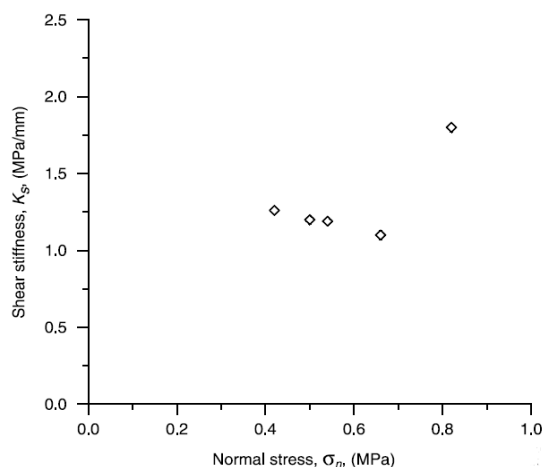
Πίνακας 1.2: Αποτελέσματα δοκιμών από διεπιφάνειες σκυροδέματος-τραχείτη.

Μέση αντοχή δεσμών εκτιμήθηκε ίση με 1,37MPa και γωνία τριβής παραμένουσας αντοχής ίση με  $\phi=39^\circ$  (μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για JRC=1-3). Τέλος και πάλι η δυσστησία δεν φάνηκε να ακολουθεί κάποια τάση ως προς την ορθή τάση οπότε η μέση δυσστησία εκτιμήθηκε στα  $K_s=1,3$  MPa/mm.

Στο παρακάτω διάγραμμα (Σχήμα 1.6) απεικονίζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών με διαχωρισμό των περιπτώσεων όπου η αντοχή εξαρτάται από την αντοχή των δεσμών ή από τον συνδυασμό της αντοχής δεσμών και της τριβής (τραχύτητας).



Σχήμα 1.6: Διάγραμμα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=9-13.



**Σχήμα 1.7: Κατανομή της δυσστημσίας συναρτήσει της ορθής τάσης για JRC=9-13.**

Όσον αφορά τώρα τον τρόπο αστοχίας των δοκιμών μαγνητίτη και του τραχείτη, παρατηρήθηκαν κάποιες διαφορές οι οποίες οφείλονται μάλλον στην διαφορετική φύση των δύο υλικών. Πιο συγκεκριμένα στην περίπτωση της διεπιφάνειας σκυροδέματος-μαγνητίτη, η διάτμηση έγινε κυρίως κατά μήκος της επιφάνειας του μαγνητίτη με παραγωγή θραυσμάτων από την επιφάνεια του βράχου. Από την άλλη στην περίπτωση της διεπιφάνειας σκυροδέματος-τραχείτη η διάτμηση ήταν καθαρή και συνέβη κυρίως κατά μήκος της διεπιφάνειας χωρίς σημαντικές θραύσεις υλικών. Η καταστροφή λόγω διάτμησης ήταν εντονότερη στην περίπτωση του μαγνητίτη γεγονός που μάλλον οφείλεται στην διαφορά σκληρότητας των δύο υλικών. Στην περίπτωση επίσης του τραχείτη με JRC=9-13, παρατηρήθηκε διάτμηση των ασπεριτών όπως και απομεινάρια του σκυροδέματος πάνω στην επιφάνεια του βράχου στις περιοχές πλήρους συνάφειας του με το βράχο. Η παρουσία ινών στην περίπτωση ινοπλισμένου σκυροδέματος, έγινε αντιληπτή από το αξιοσημείωτο ξεφλούδισμα και ξύσιμο του βράχου στα σημεία επαφής με τις ίνες.

#### Εφελκυστική αντοχή διεπιφανειών

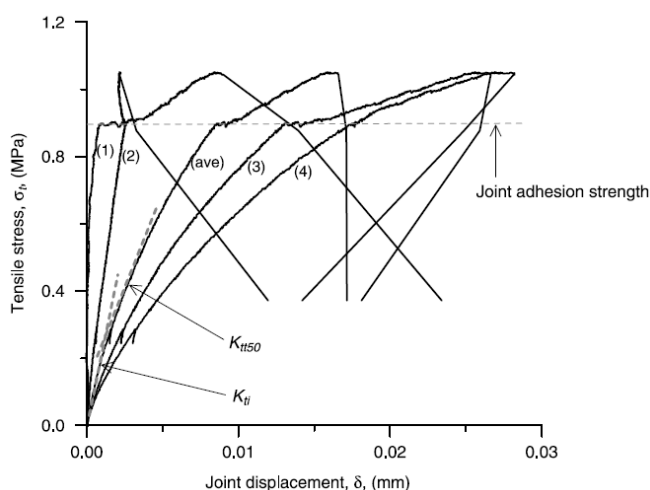
Έγιναν δοκιμές σε 7 δείγματα από τα οποία προέκυψε μια μέση εφελκυστική αντοχή ίση με 0,56 MPa. Το φορτίο στο οποίο επέρχεται αποκόλληση της διεπιφάνειας, λέγεται αντοχή συγκόλλησης και τα 7 δείγματα παρουσίασαν μεγάλη διασπορά στις τιμές αποκόλλησης (**Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**). Προσδιορίστηκαν επίσης και τα εξής μεγέθη:  $K_{ti}$  = αρχική εφελκυστική ακαμψία,  $K_{tt50}$  = εφαπτομενική εφελκυστική ακαμψία και  $K_{st50}$  = τέμνουσα εφελκυστική ακαμψία στο 50% της μέγιστης τάσης. Ένα ενδεικτικό διάγραμμα εφελκυστικής τάσης-μετακίνησης μεταξύ της διεπιφάνειας, φαίνεται παρακάτω (Σχήμα 1.8).

Sample #	Joint type	Adhesion strength (MPa)	Joint tensile stiffness		
			$K_{ti}$ (MPa/mm)	$K_{t50}$ (MPa/mm)	$K_{ts50}$ (MPa/mm)
71	S-M <sup>b</sup>	0.89	216.3	111.7	148.3
72	S-M	0.35	468.6	576.7	460.5
73	S-M	0.29	187.4	187.4	181.3
79	S-M	0.30	158.6	75.7	100.0
21	S-T <sup>a</sup>	0.70	328.0	268.9	305.0
22	S-T	1.21	468.6	370.7	432.1
23	S-T	0.16	187.4	168.8	200.0
<i>Average:</i>		<i>0.56</i>	<i>288</i>	<i>251</i>	<i>261</i>

<sup>a</sup> S-T: Shotcrete-trachyte joint.

<sup>b</sup> S-M: Shotcrete-magnetite joint.

**Πίνακας 1.3: Αποτελέσματα δοκιμών σε άμεσο εφελκυσμό.**



**Σχήμα 1.8: Διάγραμμα εφελκυστικής τάσης-μετακίνησης διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος.**

Τα διαγράμματα φαίνεται να εξαπλώνονται πράγμα που όμως δεν είναι ασυνήθιστο για δοκιμές εφελκυσμού στο σκυρόδεμα. Η εφελκυστική ρωγμή θα ξεκινήσει να εξαπλώνεται από ένα σημείο σε όλη τη διεπιφάνεια, και έτσι η ακαμψία θα αρχίσει να μειώνεται στην αστοχούσα περιοχή.

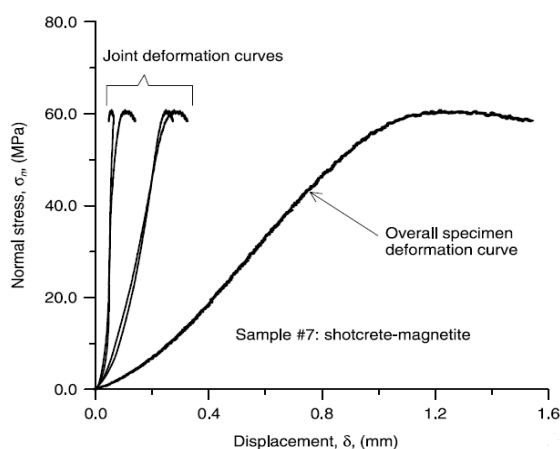
#### Δοκιμές θλιπτικής αντοχής διεπιφάνειας

Από τις θλιπτικές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, προέκυψαν οι καμπύλες του σχήματος Σχήμα 1.9, με τα στοιχεία των δοκιμών και τα αποτελέσματα να φαίνονται παρακάτω (**Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**).



Sample #	Joint type	Joint compressive strength, JCS (MPa)	Joint normal stiffness		
			$K_{ci}$ (MPa/mm)	$K_{cs50}$ (MPa/mm)	$K_{cs}$ (MPa/mm)
2	S-T	19.0	96.7	211.8	237.5
3	S-T	15.0	101.6	369.2	187.5
75	S-M	16.0	100.0	400.0	162.0
76	S-M	14.0	100.0	171.4	140.3
<i>Average:</i>		<i>16.0</i>	<i>100</i>	<i>288</i>	<i>182</i>

**Πίνακας 1.4: Αποτελέσματα δοκιμών σε θλίψη.**



**Σχήμα 1.9: Διάγραμμα θλιπτικής τάσης-μετακίνησης διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος.**

Η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκε στα δοκίμια ήταν 56,3MPa, ενώ η μέση θλιπτική αντοχή των διεπιφανειών ήταν 16MPa για τις καμπύλες όμως που αντιστοιχούν σε παραμόρφωση της διεπιφάνειας. Η θλιπτική αντοχή καθορίζεται ως η μέγιστη τάση που αντιστοιχεί στο κλείσιμο του κενού της διεπιφάνειας. Οι αντίστοιχες ακαμψίες (ανάλογες με αυτές της περίπτωσης των εφελκυστικών δοκιμών) φαίνονται στον παραπάνω πίνακα.

### 1.5.1.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Η μέση αντοχή δεσμών στους δοκιμαστικούς ελέγχους αποδείχτηκε ως και 4 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με τις κύριες δοκιμές με JRC=1-3 και μέχρι και 1,5 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με τις κύριες δοκιμές με JRC=9-13. Συνοπτικά τα χαρακτηριστικά των δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν για τις δύο περιοχές JRC, είναι:

Parameter	Value for JRC = 1–3	Value for JRC = 9–13
Joint shear bond strength	0.50 MPa	1.37
Joint friction angles		
Peak, $\phi_p$	40°	47°
Residual, $\phi_r$	35°	39°
Joint compressive strength, JCS	16.0 MPa	–
Joint adhesion strength	0.56 MPa	–
Joint compression stiffness		
$K_{ci}$	100 MPa/mm	–
$K_{ci50}$	288 MPa/mm	–
$K_{cs50}$	182 MPa/mm	–
Joint tensile stiffness		
$K_{ti}$	288 MPa/mm	–
$K_{ti50}$	251 MPa/mm	–
$K_{ts50}$	261 MPa/mm	–
Joint shear stiffness, $K_s$	0.94 MPa/mm	1.3 MPa/mm

**Πίνακας 1.5:** Σύνοψη των παραμέτρων αντοχής των διεπιφανειών βράχου-σκυροδέματος στις οποίες πραγματοποιήθηκαν δοκιμές.

Παρατηρείται ότι η μέση διατμητική αντοχή (αντοχή δεσμών) για JRC=9-13 είναι ως και 2,5 φορές μεγαλύτερη από την αντίστοιχη για JRC=1-3. Αυτή η διαφορά στην αντοχή πιστεύεται ότι οφείλεται στους μηχανισμούς αστοχίας της διεπιφάνειας κατά τους οποίους η ταυτόχρονη αστοχία των δεσμών και των ασπεριτών του σκυροδέματος δίνουν αυτή τη μεγάλη μέση αντοχή.

Για ορθές τάσεις της τάξης του 1MPa η διατμητική αντοχή εξαρτάται κυρίως από την τριβή (friction) και λιγότερο από τη συνοχή. Για τις τιμές της τραχύτητας και κατ' επέκταση της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, θα πρέπει να σημειωθεί και η συμβολή των ινών του ινοπλισμένου σκυροδέματος οι οποίες γενικώς αυξάνουν αυτήν τη γωνία τριβής.

Όσον αφορά στη δυσμησία,  $K_s$ , η τιμή της για την περίπτωση όπου JRC=9-13 είναι ο συνδυασμός της δυσμησίας των δεσμών και των ασπεριτών του σκυροδέματος ενώ στην περίπτωση όπου JRC=1-3 η τιμή της εξαρτάται μόνο από την δυσμησία των δεσμών. Έτσι εξηγείται η διάφορα στη δυσμησία για τις δύο περιπτώσεις επιφανειών.

Τέλος η θλιπτική αντοχή της διεπιφάνειας (δηλ. η JCS) ήταν περίπου ίση με το 27% της αντίστοιχης αντοχής του σκυροδέματος το οποίο ήταν το πιο αδύναμο μέλος των δοκιμών (ο βράχος είχε μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή). Οπότε αφού η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος ήταν 56,2MPa, τότε η αντίστοιχη της διεπιφάνειας ήταν περίπου 18,7MPa.

Να τονιστεί πάντως ότι σημειώθηκαν σημαντικές δυσκολίες κατά την παρατήρηση και καταγραφή των αποτελεσμάτων των δοκιμών λόγω της περίπλοκης αλληλεπίδρασης σκυροδέματος-βράχου. Η κυριότερη δυσκολία ήταν να καθοριστεί πότε υπάρχει αστοχία οφειλόμενη σε αστοχία δεσμών μόνο ή αστοχία τόσο των δεσμών όσο και των ασπεριτών. Για την εξαγωγή συμπερασμάτων πάντως το κλειδί αποδείχτηκε ότι ήταν ακουστικές και οπτικές παρατηρήσεις.

#### 1.5.1.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

- Η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος εξαρτάται κυρίως από την αντοχή του δεσμού των δύο. Αυτό ισχύει στις περιπτώσεις των περισσότερων επενδύσεων σηράγγων στην πράξη, δηλαδή για ορθές τάσεις  $\sigma_n < 1 \text{MPa}$ .
- Για μεγαλύτερες τάσεις ( $\sigma_n > 1 \text{MPa}$ ) ο παράγοντας, τραχύτητα, είναι σημαντικός. Οι χαλύβδινες ίνες (πχ στο ισοπλισμένο σκυρόδεμα) συνεισφέρουν σημαντικά σε αυτόν τον παράγοντα.
- Καθώς η τραχύτητα (γωνία τριβής επιφανειών) είναι πιο σημαντική από τη συνοχή, υπάρχει κίνδυνος να υποτιμηθεί σημαντικά η συνεισφορά της συνοχής, σε σχέση με τις πραγματικές συνθήκες, αν οι δοκιμές πραγματοποιηθούν υπό κανονικές ορθές (normal) τάσεις.
- Διεπιφάνειες με υψηλό JRC έχουν την τάση να αναπτύσσουν μεγαλύτερη αντοχή δεσμών που είναι ίση με την αντοχή της συγκόλλησης και επιπροσθέτως της αντοχής των ασπεριτών του σκυροδέματος.
- Η πολύπλοκοι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης και αστοχίας που συμβαίνουν κατά την αλληλεπίδραση σκυροδέματος-βράχου, παρατηρήθηκαν καθαρά στην εργαστηριακή κλίμακα.

#### 1.5.2 LARS MALMGREN και ERLING NORDLUND (2005)

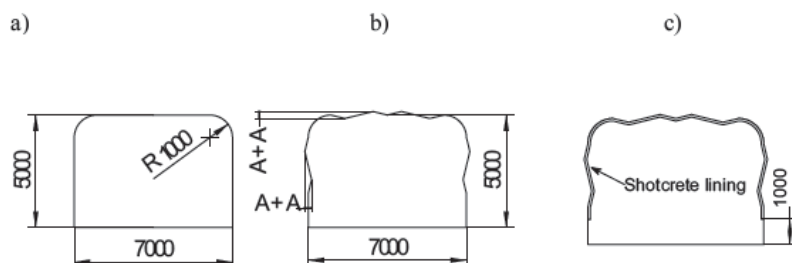
Όπως έχει αναφερθεί και προηγουμένως, οι παραπάνω ερευνητές επισημαίνουν ότι η αλληλεπίδραση βράχου-σκυροδέματος είναι πολύ πολύπλοκη και επηρεάζεται από έναν αριθμό παραγόντων. Τέτοιοι παράγοντες είναι η τραχύτητα της επιφάνειας της βραχώμαζας, η αντοχή του βράχου, το μέτρο ελαστικότητας κατά Young, η έκταση της κερματισμένης-διαταραγμένης ζώνης λόγω εκσκαφής, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας μεταξύ βράχου και σκυροδέματος, ο αριθμός των ασυνεχειών, η εντατική κατάσταση του βράχου και τέλος το πάχος της επένδυσης από σκυρόδεμα. Για την αξιολόγηση της επιρροής κάθε ενός από τους παραπάνω παράγοντες οι Malmgren and Nordlund (2005), πραγματοποίησαν αναλύσεις ευαισθησίας.

Τα αποτελέσματα έδειξαν, όπως θα φανεί και παρακάτω, ότι η αντοχή του βράχου και η τραχύτητα της επιφάνειας έχουν καθοριστικό ρόλο στον αριθμό των αστοχιών της διεπιφάνειας βράχου-σκυροδέματος και της επένδυσης. Επίσης η συμπεριφορά της επένδυσης παρουσιάζει ευαισθησία σε μικρά πλάτη της τραχύτητας της επιφάνειας.

##### 1.5.2.1 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΕΙΣ

Πραγματοποιήθηκαν λοιπόν αναλύσεις με ένα ασυνεχές μοντέλο με το πρόγραμμα διακριτών στοιχείων UDEC 4.0. Όλες οι αναλύσεις στηρίχτηκαν στην πραγματική περίπτωση του μεταλλείου Kirunavaara κοντά στην πόλη Kiruna, στην βόρεια Σουηδία. Για την προσομοίωση των επιφανειών χρησιμοποιήθηκε πριονωτό-οδοντωτό σχήμα. Μεταβάλλοντας το πλάτος, A, της τραχείας επιφάνειας από 0-0,3m ήταν δυνατόν να

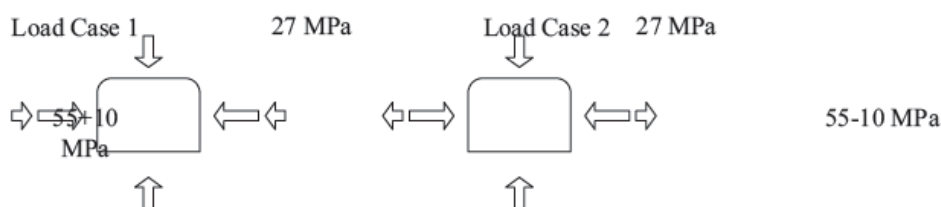
εξεταστεί η επιρροή της ανώμαλης επιφάνειας. Το μήκος των κυμάτων (της κυματοειδούς επιφάνειας) κρατήθηκε σταθερό στα 2.5m. Η έκταση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος φαίνεται στο Σχήμα 1.10.



Σχήμα 1.10: Παράδειγμα μοντέλου προσομοιώματος.

Χρησιμοποιήθηκαν δύο περιπτώσεις εντατικού πεδίου για να μελετηθεί η επιρροή τους στην αλληλεπίδραση της διεπιφάνειας σκυροδέματος-βράχου. Στην πρώτη περίπτωση (LC1) η οριζόντια τάση ήταν 55 MPa και αυξήθηκε κατά 10 MPa για να φτάσει στα 65 MPa. Στην δεύτερη περίπτωση (LC2) η οριζόντια τάση μειώνεται κατά 10 MPa για να φτάσει μια τελική τιμή ίση με 45MPa. Οι δύο περιπτώσεις προσομοιώθηκαν ανεξάρτητα.

Οι παραμορφώσεις κοντά στο μέτωπο υποτίθεται ότι λαμβάνουν χώρα κυρίως πριν η επένδυση από σκυρόδεμα αποκτήσει σημαντική δυσκαμψία ώστε να αναλάβει τα φορτία. Οπότε θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν διδιάστατες αναλύσεις (2D-επίπεδη παραμόρφωση). Οι δύο περιπτώσεις εντατικής κατάστασης φαίνονται παρακάτω στο Σχήμα 1.11.



Σχήμα 1.11: Οι δύο περιπτώσεις εντατικού πεδίου.

### **Βραχώμαζα**

Για την εκτίμηση της αντοχής της βραχώμαζας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Hoek-Brown προσαρμοσμένο στην καμπύλη αστοχίας Mohr-Coulomb ενώ για την εκτίμηση της δυσκαμψίας χρησιμοποιείται το μέτρο ελαστικότητας Young κατά Serafim και Pereira.

Η διαταραγμένη ζώνη (EDZ) αναφέρεται σε μια περιοχή γύρω από την εκσκαφή όπου τα μηχανικά και φυσικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας έχουν μειωθεί σημαντικά λόγω της διαδικασίας της εκσκαφής. Λόγος  $E_{EDZ}^{dyn} / E_{rock}^{dyn} = 0,5$  χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις, όπου  $E_{rock}^{dyn}$  και  $E_{EDZ}^{dyn}$  το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας στην αδιατάρακτη και στην διαταραγμένη βραχώμαζα αντίστοιχα.

Η αντοχή της διαταραγμένης βραχώμαζας εκτιμήθηκε με βάση τους Hoek-Brown χρησιμοποιώντας την τιμή RMR (50, 60 και 70).

Οπότε για τα αντίστοιχα RMR προκύπτουν οι αντοχές της διαταραγμένης και αδιατάραχτης βραχώμαζας όπως φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Undisturbed rock			EDZ		
RMR	$\sigma_c$ (MPa) <sub>i</sub>	$E$ (GPa)	RMR	$\sigma_c$ (MPa)	$E$ (GPa)
50	12.4	10.0	38	6.4	5.0
60	(Base 21.7	17.8	48	11.1	8.9
case)					
70	37.8	31.6	58	19.4	15.8

Πίνακας 1.6: Χαρακτηριστικά βραχώμαζας.

### Σκυρόδεμα

Οι ιδιότητες της διεπιφάνειας σκυροδέματος-βράχου, φαίνονται στον πίνακα **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..**

	Tensile strength, $f_t$ (MPa)	Bond strength, $c_{if}$ (MPa)	Friction angle (deg.)	Tensile stiffness (GPa/m)	Shear stiffness (GPa/m)
Low	0.3	0.3	35	250	1
Base case	0.6	0.6	35	250	1
High	1.2	1.2	35	250	1

Πίνακας 1.7: Χαρακτηριστικά αντοχής διεπιφάνειας.

Η διατμητική αντοχή του δεσμού της διεπιφάνειας όταν αυτός είναι άθικτος, είναι:

$$\tau \leq c_{if} + \sigma_n \tan \phi_{if} \quad (1.3)$$

όπου  $\sigma_n$  είναι η ενεργή τάση,  $\phi_{if}$  η γωνία τριβής της διεπιφάνειας και  $c_{if}$ , η αντοχή του δεσμού όταν  $\sigma_n=0$ . Εφελκυστική αστοχία στην διεπιφάνεια συμβαίνει όταν:

$$\sigma_n \leq -f_t \quad (1.4)$$

όπου  $f_t$  είναι η εφελκυστική αντοχή της διεπιφάνειας. Αν συμβεί εφελκυστική αστοχία της διεπιφάνειας ή αστοχία δεσμού, τότε θεωρείται ότι  $c_{if}=0$  και ότι η παραμένουσα αντοχή της διεπιφάνειας είναι συνάρτηση της γωνίας τριβής της και της επενεργούσας ενεργής τάσης (ορθής). Η αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος φαίνονται στον πίνακα **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..** Το πάχος της επένδυσης μεταβαλλόταν (50, 70, 100 και 150mm) με τιμή παραμέτρου ίση με 70mm όταν παρέμενε σταθερή για εξέταση επιρροής άλλων παραμέτρων-base case.

	Unit	Value
Compressive strength, corresponds to the strength of a 150-300 mm <sup>2</sup> cylinder	MPa	35
First crack strength, tensile flexural strength from beam tests	MPa	3.8
Residual strength, tensile flexural strength from beam tests	MPa	3.1
Shear strength, from beam tests	MPa	1.6
Young's modulus	GPa	19

**Πίνακας 1.8: Χαρακτηριστικά σκυροδέματος επένδυσης.**

Για την προσομοίωση του σκυροδέματος χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού και ο έλεγχος για αστοχία γινόταν από τον χρήστη.

#### 1.5.2.2 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Η διαφορά στις κατακόρυφες μετακινήσεις πάνω από τη στέψη, στην περίπτωση της ανυποστήρικτης σήραγγας και της υπενδεδυμένης με σκυρόδεμα σήραγγας, ήταν αρκετά μικρή στις περισσότερες περιπτώσεις που μελετήθηκαν. Μάλιστα οι μετακινήσεις ήταν ελαχίστως εξαρτημένες από την αντοχή της διεπιφάνειας και από το πάχος της επένδυσης. Από την άλλη μεταβολές στο μέτρο ελαστικότητας Young, επέφεραν αντίστοιχες μεταβολές στις μετακινήσεις. Η δεύτερη περίπτωση εντατικού πεδίου (LC2), που αντιστοιχεί σε μείωση της οριζόντιας τάσης, έδωσε μεγαλύτερες κατακόρυφες μετακινήσεις σε σχέση με την πρώτη περίπτωση εντατικού πεδίου (LC1).

Οι διατμητικές τάσεις, πάντως, στην επένδυση δεν ξεπέρασαν την διατμητική της αντοχή (1,6MPa). Η μέγιστη και ελάχιστη τάση (λόγω αξονικών δυνάμεων και καμπτικής ροπής) στην επένδυση υπολογίζεται κατά τα γνωστά από τον τύπο:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (1.5)$$

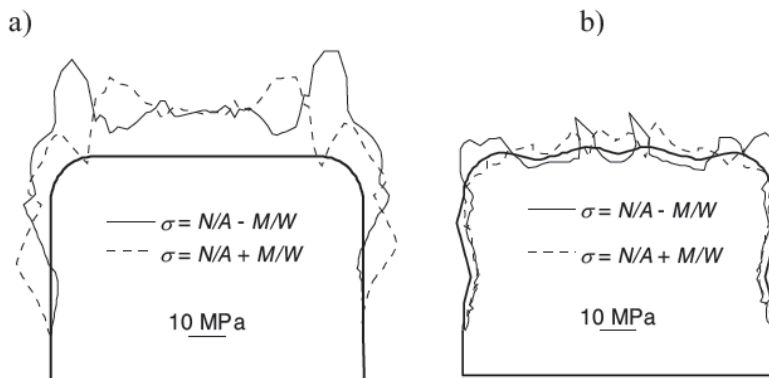
όπου: N = η αξονική δύναμη στο σκυρόδεμα

A = το εμβαδό διατομής της επένδυσης

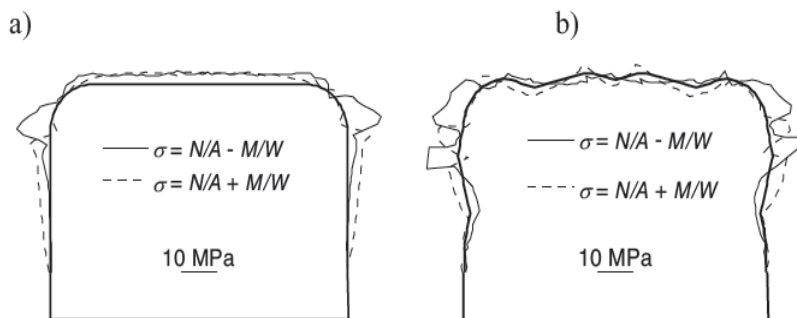
M = η ροπή κάμψης

W = η ροπή αντίστασης της διατομής

Οι τάσεις στην επένδυση για τις δύο περιπτώσεις εντατικού πεδίου, παρουσιάζονται στα σχήματα παρακάτω (Σχήμα 1.12 και Σχήμα 1.13).



Σχήμα 1.12: Μέγιστες και ελάχιστες τάσεις στην επένδυση για την πρώτη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC1) για α) λεία-ομαλή επιφάνεια και β) ανώμαλη επιφάνεια.



Σχήμα 1.13: Μέγιστες και ελάχιστες τάσεις στην επένδυση για την δεύτερη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC2) για α) λεία-ομαλή επιφάνεια και β) ανώμαλη επιφάνεια.

Στα παραπάνω σχήματα όταν το διάγραμμα τάσεων είναι μέσα στην εκσκαφή, τότε οι τάσεις είναι εφελκυστικές ενώ όταν είναι έξω από την διεπιφάνεια τότε είναι θλιπτικές.

Παρατηρούμε λοιπόν ότι για την περίπτωση (LC1), οι θλιπτικές τάσεις στην επένδυση είναι μεγαλύτερες για ομαλή επιφάνειας βράχου σε σχέση με αυτές για τραχεία επιφάνεια. Οι ορθές τάσεις μεταβάλλονται ελαφρώς όταν το πλάτος της τραχύτητας μεταβάλλεται αντίστοιχα. Για τον λόγο αυτό παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μόνο για πλάτος τραχύτητας ίσο με  $A=0,08m$ .

Η διαφορά στις ορθές τάσεις μεταξύ των περιπτώσεων LC1 και LC2 είναι σημαντικότερη στην περίπτωση της ομαλής επιφάνειας βράχου.

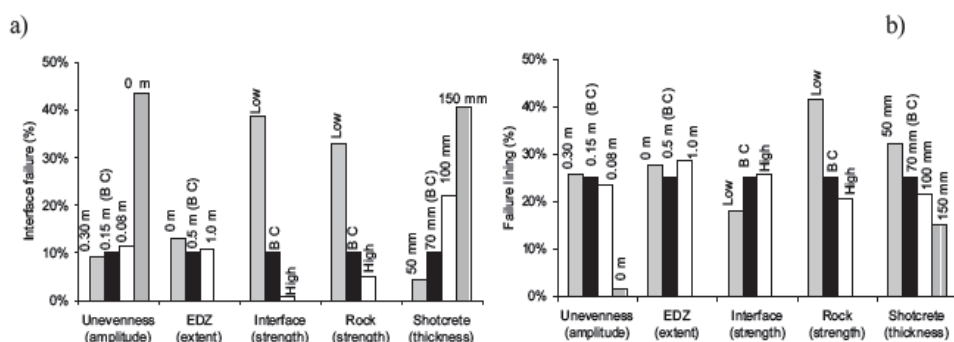
Προκειμένου να συνοψισθεί η συμπεριφορά αλλά και να συγκριθεί η ευαισθησία των διαφόρων παραμέτρων των αναλύσεων, όσον αφορά την αστοχία της διεπιφάνειας, προσδιορίζονται οι εξής ποσότητες:

$$\frac{\text{Αριθμός αστοχούντων στοιχείων διεπιφάνειας}}{\text{Αριθμός στοιχείων διεπιφάνειας}} \quad (\%)$$

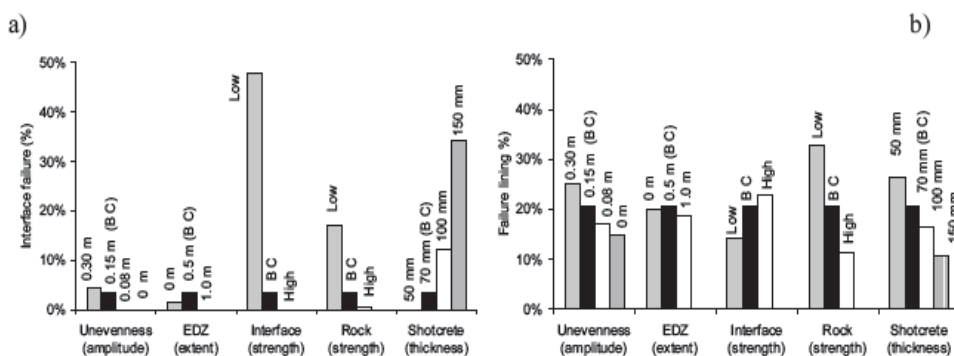
και

$$\frac{\text{Αριθμός αστοχούντων στοιχείων δοκού}}{\text{Αριθμός στοιχείων δοκού}} \quad (\%)$$

Στα παρακάτω διαγράμματα φαίνεται η επιρροή κάθε παραμέτρου, που μελετήθηκε, στην αστοχία. Προφανώς όσο πιο μεγάλοι είναι οι παραπάνω λόγοι για μια συγκεκριμένη παράμετρο, τόσο μεγαλύτερη είναι η (αρνητική) επιρροή της υπέρ της αστοχίας.



Σχήμα 1.14: Πρώτη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC1) για α) διατμητικές ή εφελκυστικές αστοχίες στην διεπιφάνεια β) εφελκυστική αστοχία στην επένδυση.



Σχήμα 1.15: Δεύτερη περίπτωση εντατικής κατάστασης (LC2) για α) διατμητικές ή εφελκυστικές αστοχίες στην διεπιφάνεια β) εφελκυστική αστοχία στην επένδυση.

Οι παράμετροι λοιπόν που μελετώνται είναι: 1) η τραχύτητα της επιφάνειας του βράχου (λεία επιφάνεια, A=0,08m, A=0,15m, A=0,3m), 2) η έκταση της διαταραγμένης-αποδιοργανωμένης βραχώμαζας (0m, 0,5m, 1m), 3) η αντοχή της διεπιφάνειας (μεγάλη, μικρή και αντοχή της βασικής περίπτωσης-base case), 4) η αντοχή του βράχου (μεγάλη,



μικρή και αντοχή της βασικής περίπτωσης-base case), 5) το πάχος της επένδυσης (50mm, 70mm-base case, 100mm και 150mm).

Παρατηρούμε ότι για την αστοχία της διεπιφάνειας η έκταση της διαταραγμένης ζώνης παίζει πολύ μικρό ρόλο. Όπως είναι λογικό για τη αστοχία της διεπιφάνειας σημαντικό ρόλο παίζει η αντοχή της διεπιφάνειας. Για μεγάλη αντοχή διεπιφάνειας δεν συμβαίνει σχεδόν καμιά αστοχία διεπιφάνειας ενώ για μικρή αντοχή συμβαίνει αστοχία ως και σε ποσοστό 50%. Όμως αύξηση της αντοχής της διεπιφάνειας οδήγησε σε εφελκυστικές αστοχίες της επένδυσης. Χαμηλές τιμές αντοχής του βράχου έδωσαν μεγάλο αριθμό από αστοχίες τόσο στην διεπιφάνεια όσο και στην επένδυση. Αύξηση του πάχους της επένδυσης αύξησε τις αστοχίες στην διεπιφάνεια αλλά μείωσε αυτές της επένδυσης. Για την εντατική κατάσταση LC2 αστοχίες ήταν μειωμένες σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις σε σχέση με την εντατική κατάσταση LC1.

### 1.5.2.3 ΣΧΟΛΙΑΣΜΟΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Για την περίπτωση του μεταλλείου που εξετάζεται στο συγκεκριμένο άρθρο, οι διαφορές στις μετακινήσεις της στέψης για επενδεδυμένη και ανεπένδυτη σήραγγα, ήταν μικρές. Αυτό οφειλόταν κατά κύριο λόγο στο ότι μόνο η στέψη και τα τοιχώματα ήταν επενδεδυμένα και όχι ολόκληρη η διατομή για την δημιουργία ενός κλειστού δακτυλίου με μεγαλύτερη δυσκαμψία.

Η αντοχή του βράχου είχε σημαντική επιρροή στις αστοχίες της διεπιφάνειας και της επένδυσης όπως αναφέρθηκε και παραπάνω. Μείωση της αντοχής του βράχου είχε ως επακόλουθο την αύξηση του αριθμού των αστοχιών τόσο της διεπιφάνειας όσο και της επένδυσης.

Για την εντατική κατάσταση LC1, οι ορθές τάσεις στην επένδυση ήταν σημαντικά μεγαλύτερες στην περίπτωση της ομαλής επιφάνειας σε σχέση με αυτές στην περίπτωση της μη ομαλής επιφάνειας βράχου. Από τη στιγμή που η συνολική αντοχή της επένδυσης, σε μια μη ομαλή επιφάνεια βράχου, εξαρτάται και από την καμπτική αντοχή της, η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος παίζει πολύ κρίσιμο ρόλο. Έτσι η ικανότητα ανάλυσης θλιπτικής τάσης της επένδυσης σε μια μη ομαλή επιφάνεια ήταν μικρότερη από την αντίστοιχη για ομαλή επιφάνεια εκσκαφής.

Οπότε σύμφωνα με τα παραπάνω φαίνεται ότι η εφελκυστική αστοχία της επένδυσης είναι προτιμότερη από τη διατμητική αστοχία της διεπιφάνειας. Αυτό ισχύει επειδή η εφελκυστική αστοχία του σπλισμένου σκυροδέματος της επένδυσης, έχει παραμένουσα αντοχή πράγμα το οποίο δεν συμβαίνει κατά την αστοχία της διεπιφάνειας. Όσο αυξάνεται το πάχος της επένδυσης οι αστοχίες στην διεπιφάνεια αυξάνονται περισσότερο από ότι μειώνονται οι αστοχίες της επένδυσης. Οπότε αν η επένδυση εξαρτάται από την αντοχή των δεσμών σκυροδέματος-βράχου, το όφελος από τη χρήση επένδυσης μεγαλύτερου πάχους είναι αμφίβολο.

Στη συγκεκριμένη μελέτη η διαταραγμένη ζώνη έχει μικρή επιρροή στην συμπεριφορά του σκυροδέματος όταν η επιφάνεια δεν είναι ομαλή. Αυτό πιθανόν να συμβαίνει επειδή η βραχώμαζα κοντά στην εκσκαφή έχει αστοχήσει ανεξάρτητα από την έκταση της διαταραγμένης ζώνης.

Στην περίπτωση LC2 (αποφόρτιση) η εφελκυστική αστοχία της επένδυσης συνέβη πριν την αστοχία της διεπιφάνειας. Αυτό υποδείχτηκε από λιγότερες αστοχίες της διεπιφάνειας και περισσότερες αστοχίες της επένδυσης. Αυτή η αποφόρτιση πάντως μπορεί να μειώσει τις ορθές τάσεις στις ασυνέχειες μειώνοντας συνακόλουθα την αντοχή τους.

#### 1.5.2.4 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Συνοψίζοντας λοιπόν, εξάγονται τα εξής συμπεράσματα:

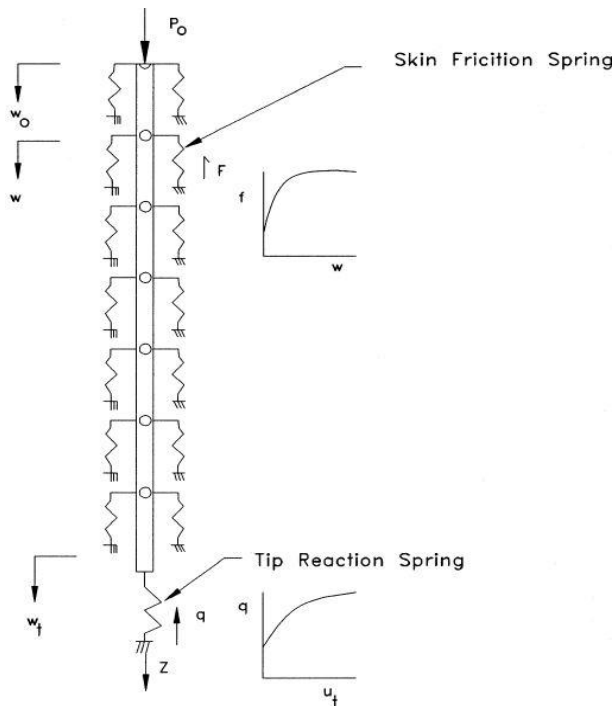
- Η αντοχή του βράχου είχε μεγάλη επιρροή στον αριθμό των αστοχιών στην διεπιφάνεια και στην επένδυση.
- Η τραχύτητα της επιφάνειας του βράχου ήταν μια από τις σημαντικότερες παραμέτρους (στην συγκεκριμένη μελέτη). Το πλήθος των εφελκυστικών αστοχιών της επένδυσης και των διατμητικών/εφελκυστικών αστοχιών της διεπιφάνειας ήταν ευαίσθητο στην ανομοιομορφία της επιφάνειας ακόμα και για μικρά πλάτη. Πάντως όταν η εκσκαφή γίνεται με εκρηκτικά είναι δύσκολο να αποφευχθεί τραχεία και ανομοιομορφη επιφάνεια βράχου.
- Η έκταση της αποδιοργανωμένης ζώνης έχει μικρή επιρροή στην συμπεριφορά της επένδυσης από σκυρόδεμα όταν η επιφάνεια είναι ανομοιομορφη.
- Σε συνθήκες μείωσης της οριζόντιας τάσης η εφελκυστική αστοχία της επένδυσης σε πολλές περιπτώσεις συνέβη πριν την αστοχία της διεπιφάνειας.
- Αν η συμπεριφορά μιας επένδυσης μεγάλου πάχους εξαρτάται από την αντοχή των δεσμών, το όφελος από την χρήση του (ή την περεταίρω αύξηση του) είναι αμφίβολο καθώς το πλήθος των αστοχιών στην διεπιφάνεια αυξάνεται περισσότερο από ότι μειώνονται οι αστοχίες στην επένδυση με μια αύξηση τους πάχους της.

## 1.6 ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΑΣΣΑΛΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΘΕΜΕΛΙΟΥ - ΕΔΑΦΟΥΣ

Η διεπιφάνεια που αναπτύσσεται ανάμεσα στην προσωρινή επένδυση κατά τη σκυροδέτηση των τοιχωμάτων σήραγγας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, παρουσιάζει αρκετές ομοιότητες με τη διεπιφάνεια εδάφους - πασσάλου (έγχυτου κατά κύριο λόγο) και εδάφους-επιφανειακής θεμελίωσης. Οι ομοιότητες έγκεινται στο ότι σε όλες τις περιπτώσεις το σκυρόδεμα έρχεται σε απευθείας επαφή με το έδαφος (ή τη βραχώμαζα) δημιουργώντας «δεσμούς» που συνεισφέρουν στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας, ενώ η τραχύτητα και οι οδοντώσεις της επιφάνειας του γεωυλικού συνεισφέρουν επίσης στην αντοχή της διεπιφάνειας. Όμως όπως συμβαίνει στη περίπτωση της διεπιφάνειας γεωυλικού - επένδυσης από Ε.Σ., έτσι και στις διεπιφάνειες πασσάλου και θεμελίου εδάφους, δεν είναι πάντα ξεκάθαρος ο μηχανισμός αστοχίας και οι αντίστοιχες επιφάνειες

αστοχίας. Για παράδειγμα δεν είναι ξεκάθαρο αν η αστοχία συμβαίνει στην διεπιφάνεια, ή σε μια επιφάνεια του εδάφους, παράλληλα στη διεπιφάνεια, ή μέσα στο σκυρόδεμα.

Πιο συγκεκριμένα η αλληλεπίδραση του πασσάλου με το περιβάλλον γεωλικό μπορεί να προσομοιωθεί με χρήση ελατηρίων (Σχήμα 1.16), με παρόμοιο τρόπο όπως στην περίπτωση εδάφους-επένδυσης που περιγράφεται παραπάνω.



Σχήμα 1.16: Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-πασσάλου με χρήση ελατηρίων.

Όπως φαίνεται στο σχήμα το φορτίο  $P_o$  που εφαρμόζεται στην κεφαλή του πασσάλου, μεταφέρεται στο περιβάλλον έδαφος με τις διαμητικές τάσεις (επιφανειακή τριβή) κατά μήκος της διεπιφάνειας πασσάλου εδάφους, και με τις ορθές τάσεις που αναπτύσσονται κατά την έδραση της αιχμής του πασσάλου. Σε ένα μονοδιάστατο μοντέλο όπως το παραπάνω, το περιβάλλον έδαφος αντικαθίσταται από μια κατανομή ελατηρίων κατά μήκος του πασσάλου ενώ ένα ελατήριο στην αιχμή του πασσάλου προσφέρει αντίσταση στις αξονικές μετατοπίσεις. Τα χαρακτηριστικά αυτών των ελατηρίων παρουσιάζονται σε μορφή καμπύλων οι οποίες δίνουν την κατανομή της ανά μέτρο μήκους επιφανειακής τριβής ή της ανά μέτρο μήκους αντίστασης αιχμής συναρτήσει της μετατόπισης του πασσάλου (Mosher and Dawkins, November 2000). Τέτοιες καμπύλες φαίνονται στο παραπάνω σχήμα.

Με τον ίδιο τρόπο κατά την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης θεμελίου-εδάφους, ελατήρια κάθετα στη διεπιφάνεια αντιστέκονται στις ορθές μετακινήσεις του θεμελίου ενώ

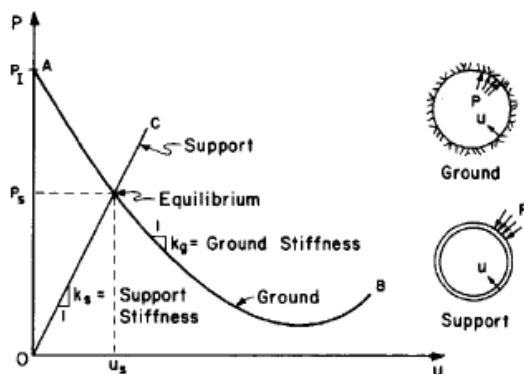
ελατήρια παράλληλα στη διεύθυνση της διεπιφάνειας αντιστέκονται στις διατμητικές παραμορφώσεις.

## 2. ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ ΠΑΝΩ ΣΤΗΝ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

Το αντικείμενο της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας βράχου-επένδυσης και της επίδρασης αυτής στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης, έχει διερευνηθεί από αρκετούς ερευνητές, με κυριότερους τους Einstein and Schwartz (1979). Αυτοί διατύπωσαν κλειστές, ελαστικές, αναλυτικές λύσεις για την εκτίμηση των αξονικών φορτίσεων και των καμπτικών ροπών της επένδυσης για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους-επένδυσης και της πλήρους συνάφειας αυτών, για σήραγγα κυκλική, διανοιγόμενη μέσα σε ελαστικό υλικό. Πέρα όμως από τους Einstein και Schwartz, και οι Kim και Eisenstein (2006) ασχολήθηκαν με τα εντατικά μεγέθη της επένδυσης, περισσότερο όμως συγκρίνοντας τις τροποποιημένες, πλέον, κλειστές λύσεις των Einstein και Schwartz με μετρήσεις από πραγματικές περιπτώσεις σηράγγων.

### 2.1 EINSTEIN & SCHWARTZ (1979)

Σύμφωνα με τους παραπάνω δύο ερευνητές, η συμπεριφορά της επένδυσης σήραγγας στο έδαφος, είναι ένα τυπικό πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους κατασκευής. Μια επένδυση σήραγγας υπό την επίδραση του επί τόπου εντατικού πεδίου, θα παραμορφωθεί και θα αλλάξει το σχήμα της. Η παραμόρφωση και το κατά πόσο θα αλλάξει το σχήμα της επένδυσης, εξαρτώνται κατά πολύ από την σχετική δυσκαμψία της επένδυσης και του εδάφους. Χαρακτηριστικές καμπύλες (Peck κ.τ.λ.) δείχνουν πολύ καθαρά την επίδραση της διαφορετικής δυσκαμψίας εδάφους και υποστήριξης, στην συμπεριφορά της επένδυσης της σήραγγας και στα φορτία που αυτή θα δεχθεί τελικά αλλά και στο σημείο σταθεροποίησης των μετακινήσεων.



Σχήμα 2.1: Χαρακτηριστική καμπύλη αλληλεπίδρασης γεωυλικού - επένδυσης.

Επιπλέον από τη σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής, η μετάδοση διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης παίζει σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά

και την αλληλεπίδραση των δύο. Οι δύο ακραίες περιπτώσεις αλληλεπίδρασης είναι, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η απόλυτη συνάφεια εδάφους-επένδυσης (καμία σχετική μετατόπιση) και η πλήρης ολίσθηση μεταξύ των δύο (καμία μετάδοση διατμητικών τάσεων).

#### Ανάπτυξη της αρχικής λύσης της σχετικής δυσκαμψίας.

Αυτή αναπτύχθηκε από τους Burns and Richards (1964) και η οποία βρίσκει εφαρμογή σε ελαστικά επενδεδυμένα κυλινδρικά ανοίγματα υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης μέσα σε γραμμικά ελαστική εδαφική μάζα. Η θεώρηση αυτή ισχύει και για συνθήκες πλήρους συνάφειας μεταξύ εδάφους-επένδυσης αλλά και μηδενικής συνάφειας.

Η πιο αυστηρή παραδοχή για τη λύση της σχετικής δυσκαμψίας, είναι αυτή της επίπεδης παραμόρφωσης. Στην πρακτική της διάνοιξης σήραγγων σημαντικό μειονέκτημα είναι η παραδοχή του ότι η σήραγγα πρώτα διανοίγεται και επενδύεται και στη συνέχεια εφαρμόζεται το φορτίο που αντιστοιχεί στην επιτόπου εντατική κατάσταση. Αυτή η παραδοχή οδηγεί σε φορτίσεις επένδυσης που είναι από 50-100% συντηρητικές, και κατά συνέπεια σε υπερδιαστασιολόγηση της επένδυσης (τόσο της τελικής όσο και της προσωρινής).

Ορίζεται ο λόγος συνθλιψιμότητας (compressibility ratio) της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους και επένδυσης ίσος με:

$$C^* = \frac{ER(1-\nu_s^2)}{E_s A_s (1-\nu^2)} \quad (2.1)$$

Όπου: A= το εμβαδόν διατομής της σήραγγας

E,  $\nu$ = οι ελαστικές σταθερές του εδάφους

$E_s$ ,  $\nu_s$ = οι ελαστικές σταθερές της επένδυσης

R= η ακτίνα της σήραγγας

Ο λόγος συνθλιψιμότητας είναι ένα μετρό της σχετικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-επένδυσης υπό ένα ομοιόμορφο η συμμετρικό εντατικό πεδίο. Από τον τύπο εύκολα προκύπτει ότι για δεδομένη δυσκαμψία επένδυσης, ο λόγος συνθλιψιμότητας αυξάνεται όσο αυξάνεται η δυσκαμψία του εδάφους και κατ' επέκταση ο λόγος δυσκαμψίας εδάφους προς δυσκαμψία επένδυσης.

Από την άλλη ορίζεται ο λόγος ευκαμψίας (flexibility ratio):

$$F^* = \frac{ER^3(1-\nu_s^2)}{E_s I_s (1-\nu^2)} \quad (2.2)$$

Όπου:  $I_s$ = η ροπή αδρανείας διατομής της επένδυσης της σήραγγας

Ο λόγος ευκαμψίας είναι ένα μέτρο της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-επένδυσης όταν το πεδίο είναι αντισυμμετρικό. Και εδώ, αντίστοιχα, εύκολα προκύπτει ότι για δεδομένη δυσκαμψία επένδυσης, ο λόγος ευκαμψίας αυξάνεται όσο αυξάνεται η δυσκαμψία του εδάφους και κατ' επέκταση ο λόγος δυσκαμψίας εδάφους προς δυσκαμψία επένδυσης. Η

επίδραση που έχει η αύξηση των δύο αυτών λόγων στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης, θα παρουσιαστεί παρακάτω. Σε όλες τις αναλυτικές λύσεις που ακολουθούν έχει ληφθεί συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων εδάφους ίσος με  $K=0.5$ , λόγος Poisson εδάφους ίσος με  $\nu=0.25$  και σκυροδέματος, αντίστοιχα ίσος με  $\nu=0.25$ .

Από τις αναλυτικές λύσεις, λοιπόν, εξήχθησαν τα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 2.2) για αξονικές δυνάμεις στην παρειά της επένδυσης ( $\theta=0^\circ$ ), όπου  $T/PR$ , η κανονικοποιημένη αξονική δύναμη της επένδυσης με,  $P$ , την επί τόπου τάση και,  $R$ , την ακτίνα της σήραγγας.

Πιο συγκεκριμένα:

- Για πλήρη ολίσθηση:

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2} \cdot (1+K) \cdot (1-\alpha_o^*) + \frac{1}{2} \cdot (1-K) \cdot (1-2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.3)$$

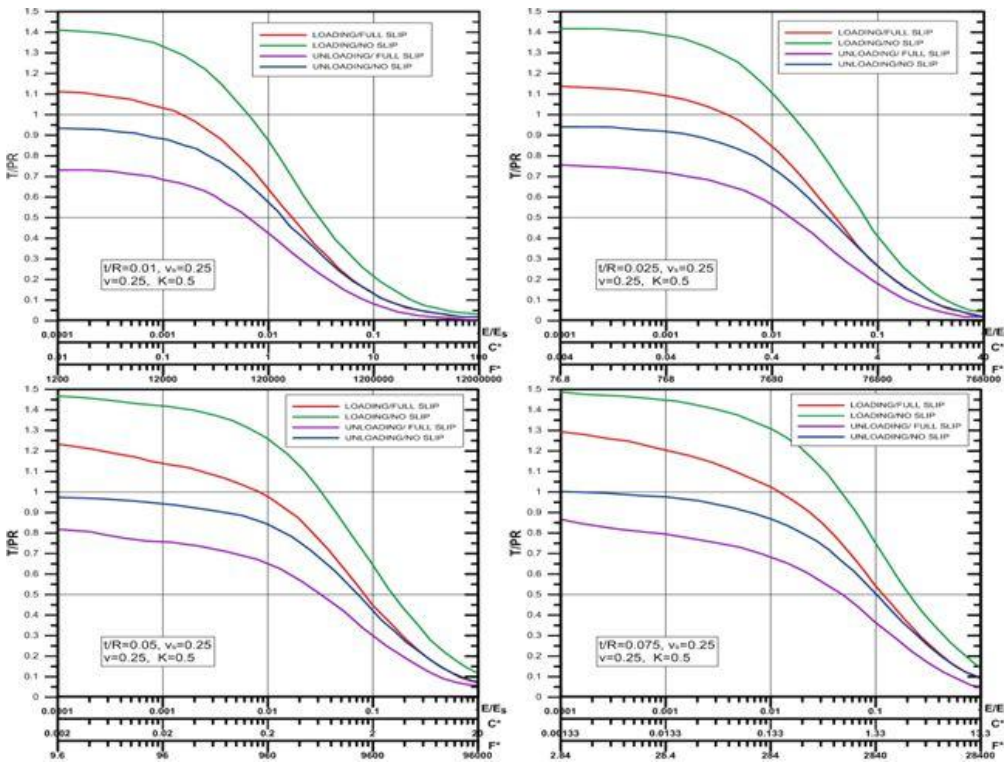
- Για πλήρη συνάφεια:

$$\frac{T}{PR} = \frac{1}{2} \cdot (1+K) \cdot (1-\alpha_o^*) + \frac{1}{2} \cdot (1-K) \cdot (1+2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.4)$$

Όπου:  $K$  = συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

$\alpha_o^*$ ,  $\alpha_2^*$  = συντελεστές εξαρτώμενοι από τους λόγους  $C^*$  και  $F^*$  καθώς και από λόγο Poisson του εδάφους,  $\nu$ .

$\theta$  = η γωνία μετρούμενη από την παρειά.



**Σχήμα 2.2: Αξονικές ωθήσεις στην παρειά της επένδυσης με μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης.**

Παρατηρείται λοιπόν ότι όσο μεγαλύτερη είναι η διαφορά της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-επένδυσης (με μεγαλύτερη αυτή της επένδυσης) τόσο μεγαλύτερη είναι η αξονική δύναμη στην επένδυση. Πιο συγκεκριμένα οι αξονικές δυνάμεις πάνω σε αυτήν, είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους-επένδυσης σε σχέση με την πλήρη ολίσθηση.

Όσον αφορά στις καμπτικές ροπές, εξήχθησαν τα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 2.3), όπου  $M/PR^2$ , η κανονικοποιημένη καμπτική ροπή της επένδυσης (στην παρειά- $\theta=0^\circ$ ) με,  $P$ , την επί τόπου τάση και,  $R$ , την ακτίνα της σήραγγας.

Πιο συγκεκριμένα:

- Για πλήρη ολίσθηση:

$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2\alpha_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.5)$$

- Για πλήρη συνάφεια:

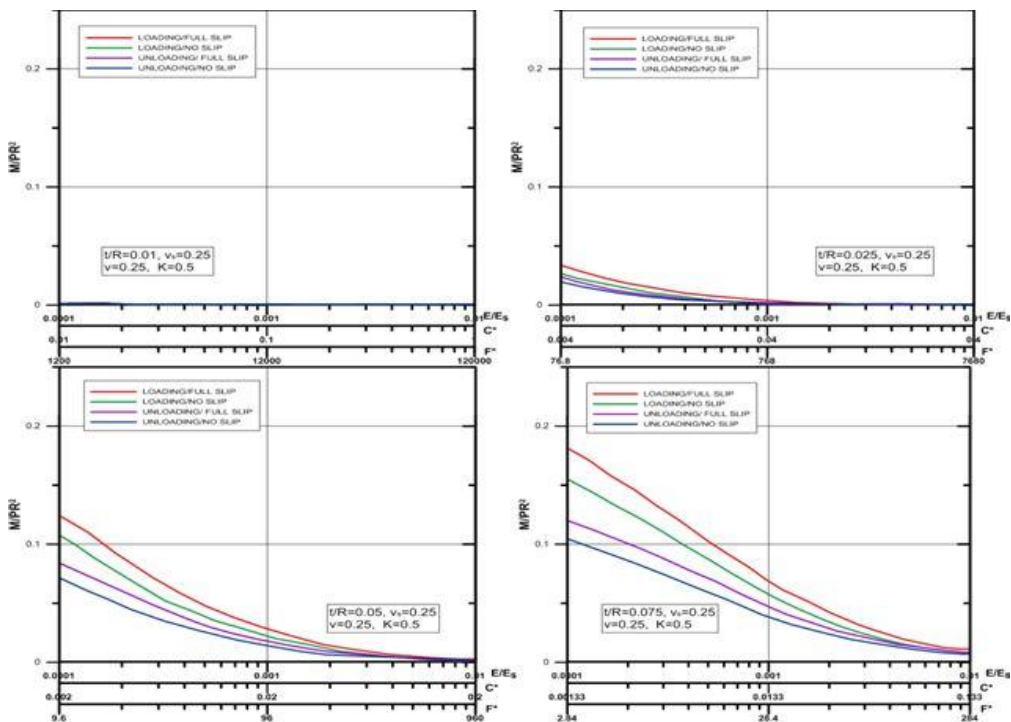
$$\frac{M}{PR^2} = \frac{1}{4} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2\alpha_2^* + 2b_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.6)$$

Όπου:  $K$  = συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

$\alpha_0^*$ ,  $\alpha_2^*$ ,  $b_2^*$  = συντελεστές εξαρτώμενοι από τους λόγους  $C^*$  και  $F^*$  καθώς και από το λόγο Poisson του εδάφους,  $\nu$ .

$\theta$  = η γωνία μετρούμενη από την παρειά.





Σχήμα 2.3: Καμπτικές ροπές στην παρεία της επένδυσης με μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης.

Και εδώ παρατηρείται ότι όσο μεγαλύτερη είναι η διαφορά της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-επένδυσης (με μεγαλύτερη αυτή της επένδυσης) τόσο μεγαλύτερη είναι η καμπτική ροπή στην επένδυση. Σε αντίθεση όμως με τις αξονικές δυνάμεις, σε αυτήν την περίπτωση οι καμπτικές ροπές είναι μεγαλύτερες για πλήρη ολίσθηση εδάφους-επένδυσης.

Να σημειωθεί πάντως ότι και στην περίπτωση των αξονικών δυνάμεων αλλά και στην περίπτωση των καμπτικών ροπών, αυτές έχουν μικρότερες τιμές για συνθήκες αποφόρτισης λόγω εκσκαφής σε σχέση με τις συνθήκες εξωτερικής φόρτισης.

Όσον αφορά στις μετακινήσεις, για μικρή δυσκαμψία εδάφους (μικροί λόγοι δυσκαμψίας εδάφους προς δυσκαμψία επένδυσης), οι μετακινήσεις είναι αρνητικές πράγμα που σημαίνει ότι η σήραγγα τείνει να ανοίξει στις παρείες (μετακινήσεις προς τα έξω). Σε όλες τις περιπτώσεις οι μετακινήσεις αυτές είναι μεγαλύτερες (κατ' απόλυτη τιμή) για πλήρη ολίσθηση εδάφους-επένδυσης (όταν οι συνθήκες φόρτισης είναι ίδιες) με τις τιμές τους να μειώνονται και να αποκτούν τελικά θετικές τιμές (δηλαδή μετακίνηση προς το εσωτερικό της σήραγγας) όσο μειώνεται η διαφορά της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-επένδυσης (με μεγαλύτερη πάντα αυτή της επένδυσης), άλλα με μια τάση αυτές να έχουν μια ομοιόμορφη κατανομή για μεγάλα πάχη επένδυσης. Πάντως σε αυτήν την περίπτωση (όπου τα πάχη επένδυσης είναι μεγαλύτερα) υπάρχει μια βέλτιστη περιοχή λόγων  $E/E_s$  όπου οι παρατηρούμενες μετακινήσεις είναι ελάχιστες. Πιο συγκεκριμένα για μεγάλη δυσκαμψία

εδάφους/μικρή διαφορά ακαμψίας εδάφους-υποστήριξης, η διατομή θεωρείται σχεδόν ανυποστήρικτη με συνακόλουθες θετικές μετακινήσεις (θετικές συγκλίσεις-κλείσιμο εκσκαφής) ενώ για μεγάλη ακαμψία υποστήριξης οι μετακινήσεις περιορίζονται σε μικρές αρνητικές τιμές. Στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήμα 2.4) φαίνεται η κατανομή των κανονικοποιημένης μετακίνησης της παρειάς,  $u_s E / PR(1+\nu)$ , ως προς τη μεταβολή της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης, με, E, το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους, P, την επί τόπου τάση και, R, την ακτίνα της σήραγγας.

Πιο συγκεκριμένα:

- Για πλήρη ολίσθηση:

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} \cdot (1+K) \cdot \alpha_o^* \cdot (1-K) \cdot [(5-6\nu)\alpha_2^* \cdot (1-\nu)] \cdot \cos 2\theta \quad (2.7)$$

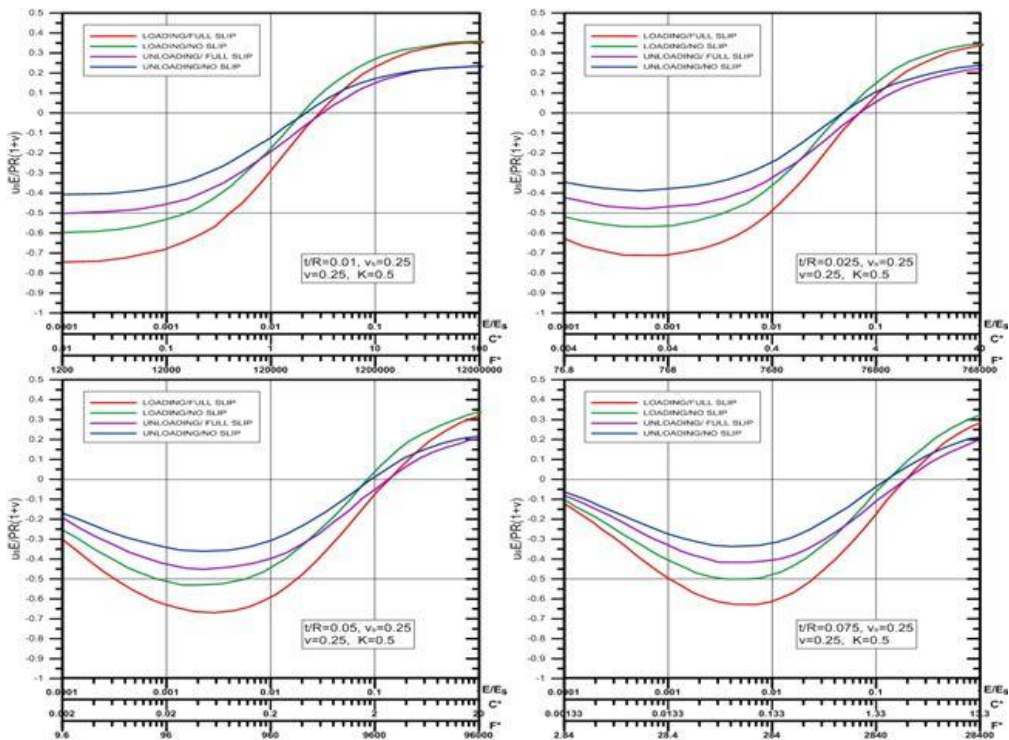
- Για πλήρη συνάφεια:

$$\frac{u_s E}{PR(1+\nu)} = \frac{1}{2} \cdot (1+K) \cdot \alpha_o^* + \frac{1}{2} (1-K) \cdot [4 \cdot (1-\nu) \cdot b_2^* - 2\alpha_2^*] \cdot \cos 2\theta \quad (2.8)$$

Όπου: K = συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

$\alpha_o^*$ ,  $\alpha_2^*$ ,  $b_2^*$  = συντελεστές εξαρτώμενοι από τους λόγους C\* και F\* καθώς και από το λόγο Poisson του εδάφους,  $\nu$ .

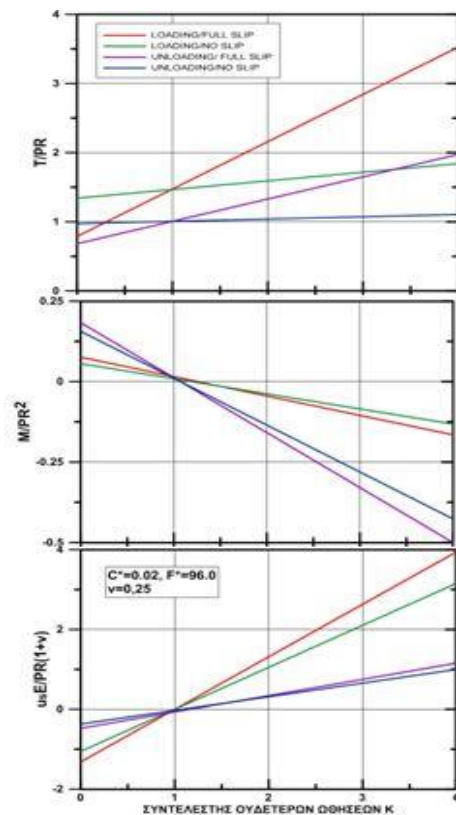
$\theta$  = η γωνία μετρούμενη από την παρειά.



Σχήμα 2.4: Μετακινήσεις στην παρειά συναρτήσει της μεταβολής της σχετικής δυσκαμψίας, του λόγου συνθλιψιμότητας και του λόγου ευκαμψίας για διάφορα πάχη επένδυσης.

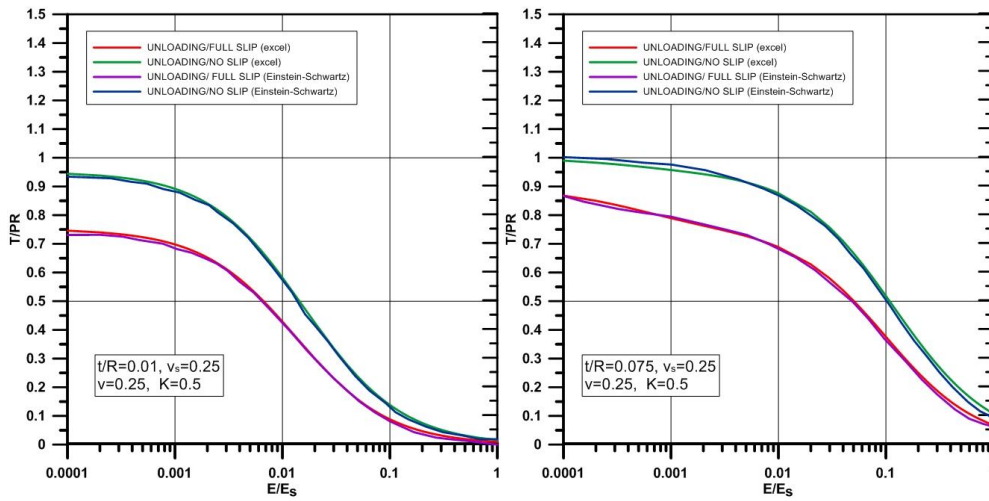
Μια τάξη μεγέθους για τους λόγους  $E/E_s$  είναι η εξής: για επένδυση από σκυρόδεμα σε μαλακό έδαφος αντιστοιχεί  $E/E_s=10^{-3}-10^{-2}$  και για επένδυση από σκυρόδεμα σε βράχο αντιστοιχεί  $E/E_s=10^{-1}-1$ . Τέλος μεγάλοι λόγοι  $t/R$  αντιστοιχούν σε προκατασκευασμένη ή επί τόπου έγχυτη υποστήριξη από σκυρόδεμα σε μικρής ή μεσαίας διαμέτρου σήραγγες ενώ μικρότεροι λόγοι  $t/R$  αντιστοιχούν σε επί τόπου έγχυτη υποστήριξη από σκυρόδεμα σε μεσαίας η μεγάλης διαμέτρου σήραγγες ή σε υποστήριξη από χαλύβδινες πλάκες υποστήριξης.

Όσον αφορά στο συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, όταν αυτός είναι ίσος με τη μονάδα, οι ροπές είναι μηδενικές όπως είναι λογικό, ενώ όσο αυτός αυξάνεται, οι ροπές μειώνονται ενώ οι αξονικές δυνάμεις και οι μετακινήσεις αυξάνονται. Αυτό που παρουσιάζει ενδιαφέρον είναι ότι για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας αλλά και την περίπτωση της μηδενικής συνάφειας οι μετακινήσεις και οι ροπές έχουν περίπου τις ίδιες τιμές σε όλο το εύρος του συντελεστή,  $K$  (για  $C^*=0,02$ ,  $F^*=96$  και  $\nu=0,25$ ). Όμως οι αξονικές δυνάμεις στην περίπτωση της μηδενικής συνάφειας είναι αρκετά μεγαλύτερες από εκείνες της πλήρους συνάφειας όσο ο συντελεστής,  $K$ , αυξάνεται (Σχήμα 2.5).

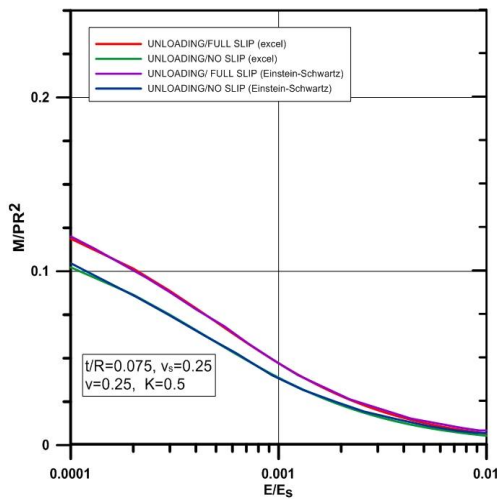


**Σχήμα 2.5: Μεταβολή μετακινήσεων, αξονικών ωθήσεων και ροπών κάμψης με μεταβολή του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης.**

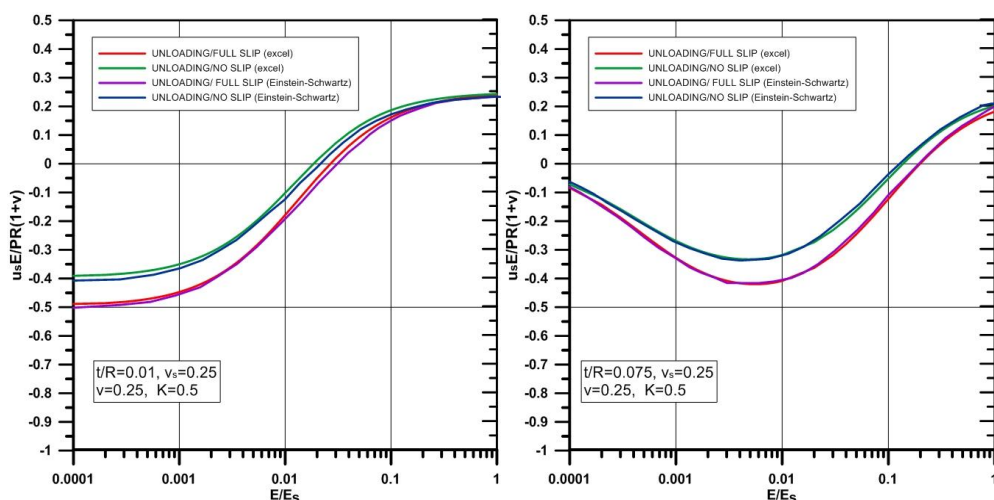
Για την πληρότητα αλλά και επαλήθευση όλων των παραπάνω, οι αναλυτικές σχέσεις των Schwartz & Einstein περάστηκαν σε ένα φύλλο Excel και εξήχθησαν διαγράμματα αξονικών δυνάμεων, καμπτικών ροπών και μετακινήσεων, στην παρειά, για τις ίδιες ελαστικές παραμέτρους και πάχη επένδυσης που χρησιμοποίησαν και οι συγκεκριμένοι ερευνητές. Ενδεικτικά στο Σχήμα 2.6, στο Σχήμα 2.7 και στο Σχήμα 2.8, συγκρίνονται τα πρωτότυπα διαγράμματα των Schwartz & Einstein με τα αντίστοιχα διαγράμματα που εξήχθησαν από το φύλλο Excel για λόγους πάχους επένδυσης προς ακτίνα σήραγγας ίσους με  $t/R=0.01$  και  $t/R=0.075$ . Να σημειωθεί ότι τα διαγράμματα των Schwartz & Einstein έχουν ψηφιοποιηθεί με τη βοήθεια του λογισμικού **GetData Graph Digitizer 2.22**.



Σχήμα 2.6: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου  $t/R=0.01$  και  $t/R=0.075$ .



Σχήμα 2.7: Σύγκριση καμπτικών ροπών στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου  $t/R=0.075$  (για  $t/R=0.01$  δεν παρουσιάζονται καθώς έχουν αμελητέες τιμές).



**Σχήμα 2.8: Σύγκριση μετακινήσεων στην παρειά, για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση εδάφους - επένδυσης, σύμφωνα με τις ψηφιοποιημένες καμπύλες Schwartz-Einstein και τις καμπύλες από το φύλλο Excel, για τις περιπτώσεις όπου  $t/R=0.01$  και  $t/R=0.075$ .**

Παρατηρείται λοιπόν ότι σε όλες τις περιπτώσεις οι καμπύλες των Einstein-Schwartz με αυτές που έχουν εξαχθεί από το φύλλο Excel, πρακτικώς ταυτίζονται (όποιες αποκλίσεις οφείλονται κυρίως στο σφάλμα των συντεταγμένων των σημείων που ψηφιοποιήθηκαν με το πρόγραμμα GetData Graph Digitizer 2.22).

Σε επόμενο κεφάλαιο, αξιοποιώντας το φύλλο Excel με τις αναλυτικές λύσεις των Einstein-Schwartz, θα πραγματοποιηθεί σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις λύσεις αυτές με τα αντίστοιχα αποτελέσματα αριθμητικών προσομοιώσεων (για ελαστικές λύσεις προφανώς), τόσο για τις ίδιες ελαστικές παραμέτρους που χρησιμοποίησαν οι δύο ερευνητές (μέτρα ελαστικότητας και λόγος Poisson εδάφους και επένδυσης και πάχος επένδυσης), όσο και για μια ποικιλία άλλων από πραγματικές περιπτώσεις σήραγγων και μη.

## 2.2 KIM & EISENSTEIN (2006)

Οι παραπάνω ερευνητές αναφέρουν ότι οι μέθοδοι των Schwartz & Einstein (1979) ήταν αρκετά συντηρητικές, υπερεκτιμώντας τα εντατικά μεγέθη πάνω στην επένδυση, καθώς αυτές χρησιμοποιούσαν τα πλήρη γεωστατικά φορτία χωρίς να λαμβάνουν υπόψη την ανακατανομή τάσεων που λαμβάνει χώρα γύρω από την εκσκαφή. Για το λόγο αυτόν, λοιπόν οι Schwartz & Einstein (1980) είχαν ήδη προτείνει τη χρήση διορθωτικών συντελεστών, από τη μια μεριά για απομείωση των εντατικών μεγεθών, λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση της επένδυσης από το μέτωπο (και κατ' επέκταση την αντίστοιχη αποτόνωση των τάσεων) αλλά και την ακτίνα της σήραγγας και από την άλλη μεριά, για αύξηση των φορτίων λόγω της πλαστικοποίησης γύρω από την εκσκαφή.

Οι Kim και Eisenstein λοιπόν συνέκριναν αυτές τις απομειωμένες τιμές εντατικών μεγεθών των Einstein-Schwartz, με μετρήσεις από πραγματικές περιπτώσεις σηράγγων και αξιολόγησαν την εγκυρότητα των νέων αυτών σχέσεων, προφανώς για τις ίδιες συνθήκες συνάφειας που ορίζονται από τις αρχικές σχέσεις των Einstein-Schwartz (1979).

Πιο συγκεκριμένα λοιπόν αν  $(T/PR)_1$  είναι η κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση σύμφωνα με την αρχική μέθοδο Einstein-Schwartz, αυτή μετασχηματίζεται σε:

$$(T/PR) = \lambda_d \cdot \lambda_y \cdot (T/PR)_1 \quad (2.9)$$

Όπου:  $\lambda_d$ = συντελεστής υστέρησης

$\lambda_y$ = συντελεστής πλαστικοποίησης

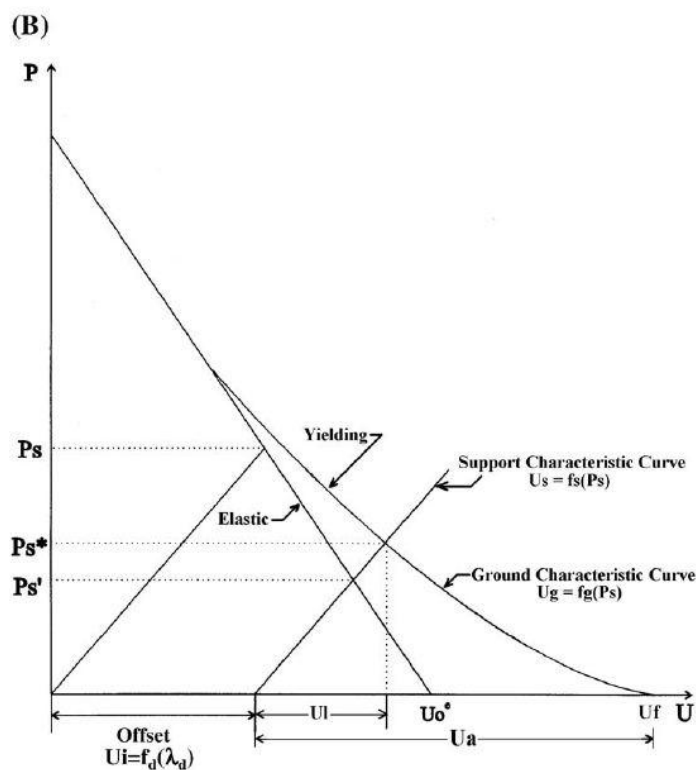
Ο συντελεστής,  $\lambda_d$ , υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\lambda_d = 0,98 - 0,57(L_d/R) \quad (2.10)$$

Όπου:  $L_d$ = η απόσταση του μετώπου από το μέσο του τελευταίου τμήματος επένδυσης (m)

R= η ακτίνα της σήραγγας(m)

Ο συντελεστής πλαστικοποίησης από την άλλη ισούται με το λόγο  $P_s^*/P_s'$ , όπου,  $P_s^*$ , η πίεση πάνω στην επένδυση που αντιστοιχεί στην περίπτωση πλαστικοποίησης, και  $P_s'$ , η πίεση πάνω στην επένδυση που αντιστοιχεί στην περίπτωση της ελαστικής συμπεριφοράς σήραγγας (Σχήμα 2.9).



Σχήμα 2.9: Διάγραμμα αποτόνωσης με τις αντίστοιχες πιέσεις  $P_s^*$  και  $P_s'$ .

Αξίζει να αναφερθεί πάντως, ότι ο Hutchinson (1982), πρότεινε ως μήκος υστέρησης,  $L_d'$ , την απόσταση από το παλιό μέτωπο, πριν το τελευταίο βήμα εκσκαφής, ως το μέσο του πλησιέστερου τμήματος επένδυσης (Σχήμα ) και με αντίστοιχο συντελεστή υστέρησης:

$$\lambda_d = 0,70 - 0,57(L_d'/R) \tag{2.11}$$

Ενδεικτικά παρουσιάζονται (Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.) τα αποτελέσματα της κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης πάνω σε επενδύσεις σιράγγων από πραγματικές περιπτώσεις,  $(T/PR)_{mea.}$ , συγκρινόμενες με τις προβλεπόμενες τιμές με βάση την αναθεωρημένη μέθοδο Einstein-Schwartz,  $(T/PR)_{basic}$ , αλλά και την αρχική,  $(T/PR)_{predic.}$



Case	$(T/PR)_{\text{basic}}$	$L_d/R$	$U'_o$ (cm)	$\lambda_d$	$\lambda_y$	$(T/PR)_{\text{predic}}$	$(T/PR)_{\text{mea.}}$	Error (%)
Garrison, 4A	0.41	1	0	0.41	1.24	0.208	0.132	58
Garrison, 4B1	0.03	1	0	0.41	4.95	0.061	0.052	17
Garrison, 4B2	0.033	1	0	0.41	4.66	0.063	0.039	62
Garrison, 2B, F	0.106	1.33	0	0.22	4.33	0.101	0.078	29
Garrison, 2E	0.123	1.17	0	0.31	2.95	0.112	0.132	-15
Garrison, 5A-E	0.14	1	0	0.41	2.21	0.127	0.115	10
Kielder Exp.	0.464	2.4	0	0	-	0.227	0.162	40
Thunder Bay	0.714	1.26	0-4.5	0.011	43.8	0.482	0.422	14
Tyne, site 1 and 2	0.724	0.57	0	0.66	1	0.478	0.387	24
Victoria, concrete	1.23	0.43	0.79-1.11	0.24	1.18	0.324	0.359	-10
Victoria, cast iron	1.2	0.46	0.95-1.27	0.07	2.29	0.16	0.49	-68

**Πίνακας 2.1: Σύγκριση αναμενόμενων αξονικών δυνάμεων σε επενδύσεις σηράγγων με πραγματικά αποτελέσματα.**

Σύμφωνα με τα παραπάνω αποτελέσματα λοιπόν, παρατηρείται μέγιστο σφάλμα ανάμεσα στις προβλεπόμενες και τις πραγματικές τιμές, ίσο με 68%, με μέση (απόλυτη) τιμή σφαλμάτων ίση με 32%.

Οι Kim και Eisenstein καταλήγουν τελικώς, ότι η μετασχηματισμένη μέθοδος των Einstein-Schwartz δίνει καλά αποτελέσματα για περιπτώσεις σηράγγων με μικρό μήκος υστέρησης (δηλαδή για λόγους  $L_d/R$  μικρότερους του 1). Από την άλλη η μέθοδος δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί με αξιοπιστία σε περιπτώσεις με μεγάλο μήκος υστέρησης ή σε περιπτώσεις ύπαρξης κενών μεταξύ του περιβάλλοντος γεωυλικού και του TBM (σε περίπτωση διάνοιξης με TBM) λόγω δυσχέρειας υπολογισμού του συντελεστή υστέρησης  $\lambda_d$ .



### 3. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΟΜΑΔΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.

#### 3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

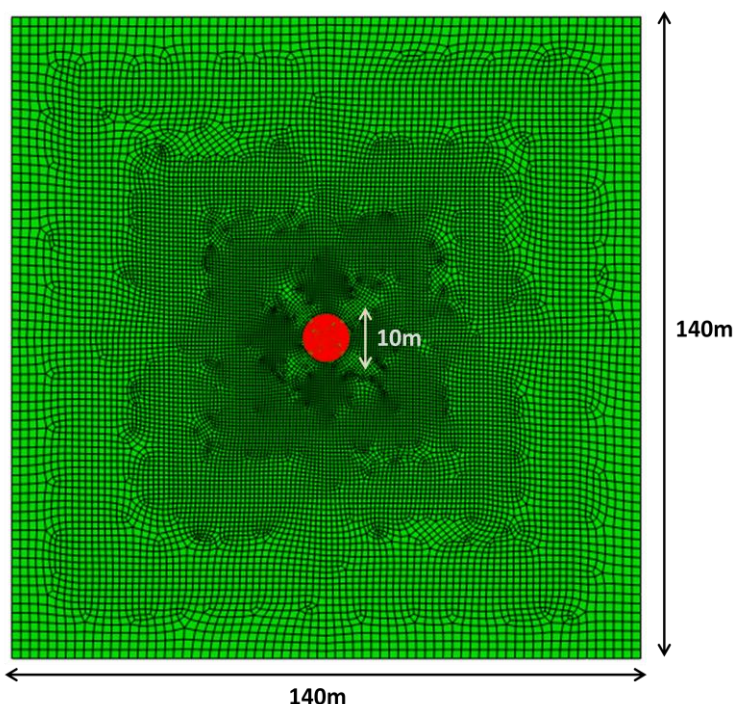
Όπως έχει περιγραφεί στα προηγούμενα κεφάλαια, για την σύγκριση και επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων των Einstein and Schwartz (1979), που αφορούν στα εντατικά μεγέθη στην επένδυση ανάλογα με τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης (για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης και της πλήρους συνάφειας), πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, ABAQUS v6.10. Επιπλέον αξιοποιώντας τα αποτελέσματα υφιστάμενων εργαστηριακών δοκιμών, για τον προσδιορισμό της αντοχής της διεπιφάνειας βράχου – σκυροδέματος (Saiaog et al, 2005), επιχειρήθηκε η προσομοίωση πραγματικών συνθηκών συνάφειας εδάφους – επένδυσης (για διάφορους τύπους γεωυλικού και μεθόδων διάνοιξης) και η μελέτη της επιρροής στα φορτία της προσωρινής επένδυσης.

Τα διδιάστατα αριθμητικά μοντέλα κατασκευάστηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού ANSYS 13.0, με το οποίο δόθηκαν τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των προσομοιωμάτων, και στη συνέχεια αυτά διακριτοποιήθηκαν σε πεπερασμένα στοιχεία. Συντεταγμένες κόμβων, ομάδες πεπερασμένων στοιχείων, χαρακτηριστικά εδάφους και επένδυσης αλλά και νόμοι αστοχίας υλικών και αντοχής σε τριβή της διεπιφάνειας, εισήχθησαν στα αντίστοιχα input files, για επίλυση με το λογισμικό ABAQUS v6.10.

#### 3.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Τα μοντέλα προσομοίωσης κατασκευάστηκαν, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, με τη βοήθεια του λογισμικού ANSYS 13.0, μέσω του οποίου καθορίστηκε η διακριτοποίησή τους σε πεπερασμένα στοιχεία καθώς και ο κατάλληλος τύπος πεπερασμένων στοιχείων.

Συγκεκριμένα στα διδιάστατα μοντέλα, το έδαφος προσομοιώθηκε με τετραπλευρικά - τετρακομβικά στοιχεία, τύπου CEP4, ενώ η επένδυση της σήραγγας με στοιχεία δοκού, τύπου B21. Ένα ενδεικτικό παράδειγμα διδιάστατου αριθμητικού μοντέλου, φαίνεται στην Εικόνα 3.1.



**Εικόνα 3.1:** Τυπικό παράδειγμα διδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος, με σήραγγα διαμέτρου 10m.

Τα γεωμετρικά στοιχεία και οι διαστάσεις του εκάστοτε μοντέλου προσομοίωσης θα πρέπει να καθορίζονται λαμβάνοντας υπόψη τους παρακάτω σημαντικούς περιορισμούς:

- Το μοντέλο πρέπει να έχει αρκετά μεγάλες διαστάσεις, ώστε τα αποτελέσματα των αναλύσεων που αφορούν στα παραμορφωσιακά και εντατικά μεγέθη γύρω από τη σήραγγα και το μέτωπο της (για τρισδιάστατες αναλύσεις), να μην επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες που ισχύουν στα όρια του μοντέλου.
- Η πυκνότητα του κανάβου στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα πρέπει να είναι επαρκώς μεγάλη, ώστε τα αποτελέσματα που εξάγονται από την περιοχή αυτή να είναι αντιπροσωπευτικά για την εκεί παραμορφωσιακή συμπεριφορά.
- Το μοντέλο δεν θα πρέπει να έχει διαστάσεις μεγαλύτερες από τις απαραίτητες ούτως ώστε να ελαχιστοποιείται κατά το δυνατόν ο υπολογιστικός χρόνος και ο όγκος των αποτελεσμάτων.
- Η απόσταση της σήραγγας από το πλευρικό όριο και το κάτω όριο πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη ώστε η κατανομή των τάσεων στα δύο αυτά όρια να είναι κατά το δυνατόν ομοιόμορφη ως προς το οριζόντιο επίπεδο, ακόμα και μετά την εκσκαφή, γεγονός που θα δηλώνει ότι τα όρια αυτά δεν επηρεάζονται από την παρουσία της εκσκαφής.

### 3.2.1 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για την κατασκευή ενός διδιάστατου μοντέλου (με σκοπό την προσομοίωση διάνοιξης σήραγγας), χρησιμοποιούνται τετραπλευρικά-τετρακομβικά πεπερασμένα στοιχεία για την προσομοίωση του εδάφους και γραμμικά, δι-κομβικά στοιχεία δοκού για την προσομοίωση της επένδυσης (προσωρινής στην παρούσα διπλωματική) από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Όμως τα τετρακομβικά στοιχεία του εδάφους που συνορεύουν με την επένδυση της σήραγγας, μοιράζονται κοινούς κόμβους με τα γραμμικά στοιχεία δοκού που βρίσκονται σε επαφή. Έτσι δεν ορίζεται σαφώς μια διεπιφάνεια, μεταξύ του εδάφους και της επένδυσης, στην οποία να μπορούν να δοθούν παράμετροι αντοχής διεπιφάνειας και κάποιος καταστατικός νόμος τριβής. Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη δημιουργίας δύο ξεχωριστών επιφανειών (μια που να ορίζει την επιφάνεια του εδάφους που βρίσκεται σε επαφή με την επένδυση και μια που να ορίζει την εξωτερική επιφάνεια της επένδυσης) οι οποίες θα έρθουν σε επαφή με κάποιο από τους καταστατικούς νόμους, που θα αναφερθούν παρακάτω.

Για να επιτευχθεί αυτό, απαιτείται ο ορισμός νέων κόμβων, στα γραμμικά στοιχεία δοκού της επένδυσης (ή και στα αντίστοιχα στοιχεία εδάφους), οι οποίοι, όμως, θα έχουν τις ίδιες γεωμετρικές συντεταγμένες με τους ήδη υφιστάμενους κόμβους. Αυτοί οι νέοι κόμβοι θα προκύψουν απλώς προσθέτοντας ένα νούμερο της τάξης των μερικών χιλιάδων, στον αύξοντα αριθμό αυτών των ήδη υφιστάμενων κόμβων, ώστε να προκύψουν κόμβοι με αύξοντα αριθμό που να μην υπάρχει ήδη. Έπειτα αυτοί οι κόμβοι εισάγονται ως οι νέοι κόμβοι των στοιχείων της επένδυσης, ενώ οι παλιοί (πριν την τροποποίηση) ανήκουν, πλέον, μόνο στα στοιχεία του εδάφους που συνορεύουν με την επένδυση.

Στη συνέχεια είναι απαραίτητο να προσδιοριστεί με ποια πλευρά τους (μέτωπο-face F1, F2, F3 ή F4) τα τετραπλευρικά, επιφανειακά στοιχεία του εδάφους βρίσκονται σε επαφή με τα στοιχεία της επένδυσης και αντίστοιχα με ποια πλευρά τους (μέτωπο-face SPOS ή SNEG) τα γραμμικά στοιχεία της επένδυσης βρίσκονται σε επαφή με τα στοιχεία του εδάφους. Αυτό είναι απαραίτητο να γίνει για να μπορέσει ο κώδικας να αναγνωρίσει ποιες είναι οι δύο επιφάνειες που πρέπει να κατασκευαστούν και στη συνέχεια να ενωθούν για να φτιάξουν την διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης.

Αφού λοιπόν πραγματοποιηθούν όλες οι παραπάνω διαδικασίες, εισάγεται ο αντίστοιχος νόμος τριβής που θα φέρνει σε επαφή τις δύο επιφάνειες και θα καθορίζει την συμπεριφορά της διεπιφάνειας. Στην παρούσα διπλωματική εργασία όπου, μεταξύ των άλλων, γίνεται σύγκριση των αναλυτικών λύσεων των **Schwartz and Einstein (1979)**, για δύο περιπτώσεις συνάφειας (μηδενική συνάφεια και πλήρης συνάφεια), με τα αποτελέσματα από τις αριθμητικές αναλύσεις, χρησιμοποιούνται κυρίως δύο νόμοι τριβής. Ο ένας χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της πλήρους συνάφειας και ο άλλος για την προσομοίωση της πλήρους ολίσθησης, με τον δεύτερο να είναι περισσότερο παραμετρικός και κατάλληλος για την προσομοίωση και ενδιάμεσων συνθηκών συνάφειας. Πιο αναλυτικά οι δύο νόμοι είναι οι εξής:

- **Νόμος πλήρους συνάφειας (TIED διεπιφάνεια):**

Ο συγκεκριμένος νόμος εισάγεται στο input file του κώδικα του ABAQUS ως εξής:

```
*CONTACT PAIR, INTERACTION=I1, SMOOTH=0.45, ADJUST=0.001, TIED
M2, M1
*SURFACE INTERACTION, NAME=I1
```

Η παραπάνω εντολή εκφράζει την ένωση δύο επιφανειών, της επιφάνειας M1 και της M2, για την δημιουργία μιας διεπιφάνειας με την ονομασία, I1. Οι επιφάνειες που ανήκουν στην ομάδα που αναγράφεται πρώτη, αναφέρονται και ως δευτερεύουσες επιφάνειες (slave surface) ενώ οι επιφάνειες της άλλης ομάδας αναφέρονται και ως κύριες επιφάνειες (master surface). Η εντολή, **TIED**, ουσιαστικά «δένει» τις δύο επιφάνειες σε μια ενιαία, καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης, αναγκάζοντας τους αντίστοιχους κόμβους των κύριων και των δευτερευουσών επιφανειών να συμπεριφέρονται ως ένας ενιαίος. Οι εντολές, **ADJUST** και **SMOOTH**, σχετίζονται με προσαρμογή των επιφανειών ώστε να ταιριάζουν ακριβώς και με την εξομάλυνση των στοιχείων της διεπιφάνειας αντίστοιχα.

Συμπερασματικά λοιπόν η παραπάνω εντολή κρίνεται ως η πιο κατάλληλη για την προσομοίωση της πλήρους συνάφειας μεταξύ δύο επιφανειών, και όπως θα φανεί παρακάτω, δίνει πολύ καλή προσέγγιση των αναλυτικών λύσεων των Schwartz and Einstein (1979) με πολύ μικρά σφάλματα.

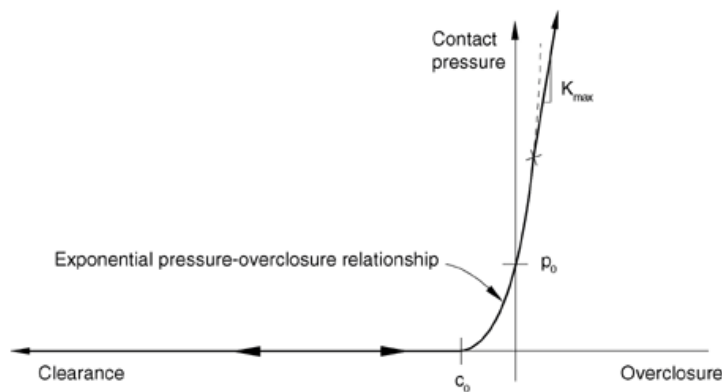
- **Νόμος τριβής (FRICTION διεπιφάνεια):**

Ο συγκεκριμένος νόμος, αντίστοιχα, εισάγεται στο input file του κώδικα του ABAQUS ως εξής:

```
*CONTACT PAIR, INTERACTION=MID, TYPE=SURFACE TO SURFACE,
ADJUST=PERIMNODES
M2, M1
**
*SURFACE INTERACTION, NAME=MID
*SURFACE BEHAVIOR, PRESSURE-OVERCLOSURE=exponential
0.000001, 1.0
**
*FRICTION, ELASTIC SLIP=10
0.00001
```

Και πάλι πραγματοποιείται η ένωση δύο ομάδων επιφανειών, όμοια με παραπάνω με την αντίστοιχη διεπιφάνεια που προκύπτει να ονομάζεται MID. Με την εντολή, **CONTACT PAIR, TYPE=SURFACE TO SURFACE**, δίνεται ο τύπος επαφής των στοιχείων των δύο

επιφανειών που θα σχηματίσουν την διεπιφάνεια (υπάρχει και η «by default» εντολή **NODE TO SURFACE**). Η εντολή, **ADJUST**, προσαρμόζει τους κόμβους της δευτερεύουσας επιφάνειας (κόμβοι επένδυσης), πάνω σε μια επιλεγμένη ομάδα κόμβων, από το ξεκίνημα της εκάστοτε ανάλυσης (και εφόσον οι εμπλεκόμενες ομάδες κόμβων, έχουν ήδη ενεργοποιηθεί). Στη συγκεκριμένη περίπτωση, αυτή η επιλεγμένη ομάδα είναι οι κόμβοι της κύριας επιφάνειας, δηλαδή της επιφάνειας του εδάφους που συνορεύει με την επένδυση (**PERIMNODES**). Με αυτόν τον τρόπο αποφεύγονται επιπλέον εντάσεις και πιέσεις στην επένδυση λόγω λανθανουσών, σχετικών μετατοπίσεων πριν την εφαρμογή αυτής. Με την εντολή, **SURFACE BEHAVIOR, PRESSURE – OVERCLOSURE=exponential**, δίνεται στο πρόγραμμα ποια είναι η πίεση στην επένδυση κάτω από την οποία θεωρείται ότι υπάρχει αποκόλληση της επιφάνειας του εδάφους και της επένδυσης, καθώς επίσης και η σχετική ορθή μετακίνηση πάνω από την οποία και πάλι υπάρχει αποκόλληση. Αυτό γίνεται διότι κατά την αποκόλληση δύο επιφανειών (που είναι λογικό να γίνει σε κάποια σημεία στην περίμετρο της επένδυσης) η πίεση πρακτικά μηδενίζεται, ενώ σε όρους αριθμητικής ανάλυσης, παίρνει αρνητικές τιμές, πράγμα που δεν είναι δυνατόν να προσομοιωθεί. Οπότε δίνεται μια πολύ μικρή τιμή στην πίεση (στο παραπάνω παράδειγμα input, είναι 1kPa) και μια πολύ μικρή σχετική μετακίνηση στην οποία θεωρείται ότι πραγματοποιείται αποκόλληση μεταξύ των επιφανειών (στο παραπάνω παράδειγμα input είναι 0.000001m). Ο όρος **exponential**, δηλώνει ότι η σχέση της πίεσης αποκόλλησης με την αντίστοιχη ορθή μετακίνηση, είναι λογαριθμική (**Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**). Η σχέση πίεσης – αποκόλλησης μπορεί να είναι, επίσης, είτε γραμμική, είτε αύξουσα με κάποιον συντελεστή κλίμακας, ενώ μπορεί να καθοριστεί και με την εισαγωγή, χειρωνακτικώς, συγκεκριμένων τιμών.



**Σχήμα 3.1:** Χαρακτηριστική καμπύλη αλληλεπίδρασης γεωυλικού - επένδυσης.

Τέλος με την εντολή, **FRICTION**, δίνεται ο καταστατικός νόμος που διέπει την διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας και ο οποίος συγκεκριμένα είναι ο γενικευμένος νόμος Mohr-Coulomb, χωρίς τη χρήση συνοχής, που συνοψίζεται από τον τύπο:

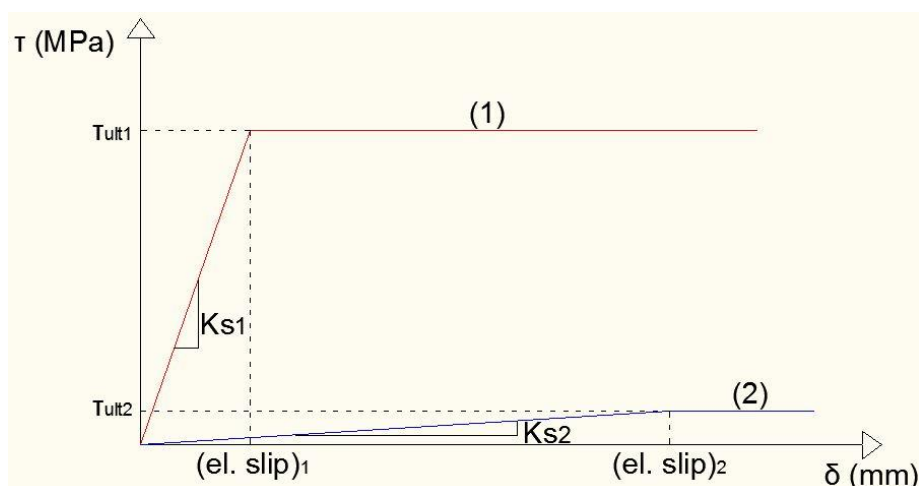
$$\tau = \mu \cdot p \Rightarrow \tau = \tan \phi \cdot p \quad (3.1)$$

Όπου:  $\tau$  = η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας

$\mu$  = ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας ο οποίος ισούται με την εφαπτομένη της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας.

$p$  = η πίεση πάνω στην επένδυση

Στο παράδειγμα input file, παραπάνω, προσομοιώνεται η περίπτωση της πλήρους ολίσθησης (μηδενικής συνάφειας) και δίνεται ένας συντελεστής τριβής ίσος με  $\mu=0.00001$ . Ο όρος, ELASTIC SLIP, δηλώνει την σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών, που ορίζουν την διεπιφάνεια, (η οποία είναι κατά τη διεύθυνση τους-διατμητική μετακίνηση) πέρα από την οποία υπάρχει διατμητική αστοχία. Στο συγκεκριμένο παράδειγμα έχει δοθεί, ELASTIC SLIP=10m, ώστε η δυσμησία της διεπιφάνειας να αποκτήσει πολύ μικρή τιμή και να μπορεί να πάρει μεγάλες σχετικές μετακινήσεις, προσομοιώνοντας έτσι την πλήρη ολίσθηση (**Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**).



Σχήμα 3.2: Διαγράμματα διατμητικής αντοχής συναρτήσει της σχετικής διατμητικής μετακίνησης για: 1) Διεπιφάνεια με μεγάλη δυσμησία και 2) Διεπιφάνεια με μικρή δυσμησία-μεγάλη ευκαμψία.

Να σημειωθεί τέλος ότι και με την παραπάνω εντολή μπορούν πρακτικά να προσομοιωθούν οι συνθήκες πλήρους συνάφειας, απλώς δίνοντας μια αρκετά μεγάλη τιμή στον συντελεστή τριβής ώστε να αποκτήσει μεγάλη δυσμησία η διεπιφάνεια. Δίνοντας στη γωνία τριβής, της διεπιφάνειας, εύλογες τιμές, όπως και στο elastic slip, μπορούν να προσομοιωθούν ενδιάμεσες συνθήκες συνάφειας που ενδεχομένως να ανταποκρίνονται σε πραγματικές συνθήκες.



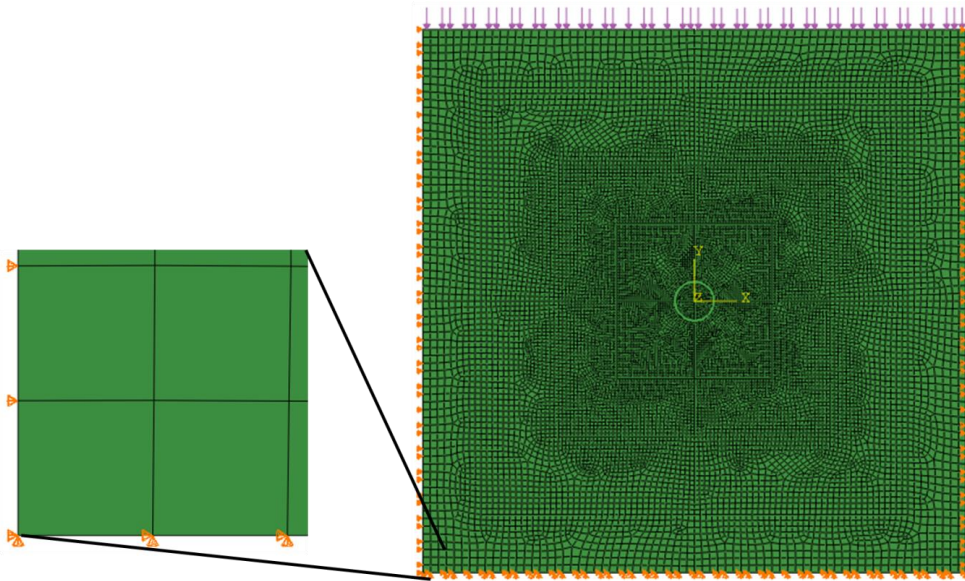
### 3.2.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΜΟΝΤΕΛΩΝ ΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ EINSTEIN & SCHWARTZ (1979)

Όπως αναφέρθηκε στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας, οι Einstein και Schwartz, εξήγαγαν κλειστές αναλυτικές λύσεις για τον υπολογισμό εντατικών μεγεθών στην επένδυση σήραγγας που διανοίγεται σε ελαστικό υλικό, υπό εντατικό πεδίο με κατακόρυφες πιέσεις ίσες με,  $p$ , και οριζόντιες,  $K \cdot p$  (όπου,  $K$ , ο συντελεστής οριζοντίων ωθήσεων). Στην ενότητα αυτή λοιπόν επιχειρείται η κατασκευή διδιάστατων μοντέλων στα πρότυπα των αναλυτικών λύσεων των Einstein και Schwartz, υπό το ίδιο εντατικό πεδίο και με τις ίδιες ιδιότητες εδάφους και επένδυσης, ώστε να γίνει σύγκριση και επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων με τις αριθμητικές αναλύσεις.

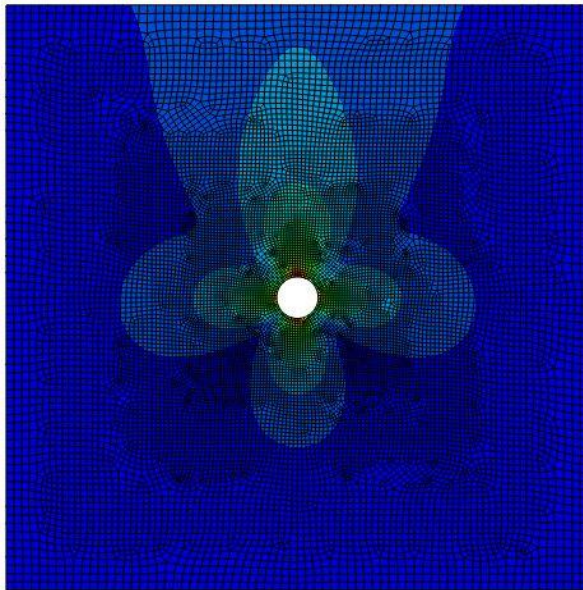
Κατασκευάστηκαν λοιπόν τρία μοντέλα, με διαφορετική μέθοδο προσομοίωσης στο καθένα, με σκοπό την προσομοίωση των αναλυτικών λύσεων, από τα οποία τελικά επιλέχτηκε το πιο αποτελεσματικό για την πραγματοποίηση των αναλύσεων. Αυτά είναι τα εξής:

#### 1. Συνοριακές συνθήκες στις πλευρές και στον πυθμένα του μοντέλου με εφαρμογή πίεσης στην επιφάνεια

Κατασκευάστηκε τετραγωνικό μοντέλο με διαστάσεις 140x140m και σήραγγα (ακριβώς στο κέντρο με συντεταγμένες  $x=0$  &  $y=0$ ) με διάμετρο,  $D=10m$ . Στις πλευρές του μοντέλου οι κόμβοι δεσμεύτηκαν με κυλίσσεις ενώ οι κόμβοι του πυθμένα δεσμεύτηκαν με αρθρώσεις. Στα στοιχεία της επιφάνειας εφαρμόστηκε κατανεμημένο φορτίο ίσο με 5000kPa, ενώ στις αρχικές συνθήκες ορίστηκε τάση ίση με -5000kPa (αντίθετο ως προς τα θετικά  $y$ ) στο επίπεδο  $y=70m$  και τάση ίση με -5000kPa στο επίπεδο  $y=-70m$ . Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων ορίστηκε ίσος με  $K=0.5$ . Με την συγκεκριμένη φόρτιση επιδιώχθηκε ένα σταθερό εντατικό πεδίο σε όλο το μοντέλο χωρίς μεταβολές με το βάθος, λόγω βαρύτητας (Εικόνα 3.2). Μια άποψη του εν λόγω αριθμητικού μοντέλου προσομοίωσης φαίνεται στο σχήμα. Το κυριότερο πρόβλημα που συναντήθηκε με αυτήν την προσομοίωση είναι ότι υπήρχε μια μεγαλύτερη αποτόνωση προς την επιφάνεια (με συνακόλουθες μεγαλύτερες μετακινήσεις-Εικόνα 3.3) από ότι προς τις άλλες κατευθύνσεις, πράγμα που ξέφευγε από τα δεδομένα του προβλήματος των Schwartz και Einstein, παρόλο που τα εντατικά μεγέθη της επένδυσης τα προσέγγιζε με ικανοποιητική ακρίβεια.



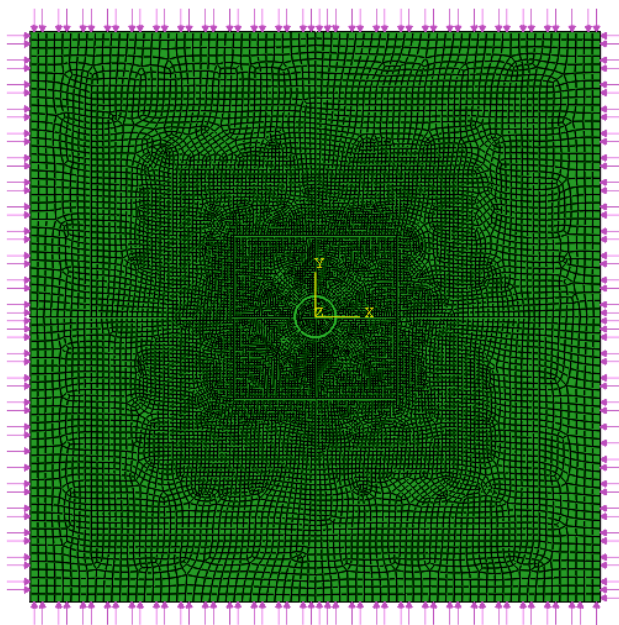
Εικόνα 3.2: Τοποθέτηση αρθρώσεων στους ακραίους κόμβους των πλευρών και του πυθμένα και εφαρμογή ομοιόμορφης πίεσης ίσης με 5000kPa στην επιφάνεια, με αντίστοιχη λεπτομέρεια.



Εικόνα 3.3: Αποτόνωση των τάσεων και αύξηση των μετακινήσεων προς την επιφάνεια.

## **2. Καμία δέσμευση στους περιμετρικούς κόμβους του μοντέλου με εφαρμογή πίεσης στις πλευρές, στον πυθμένα και στην επιφάνεια**

Και πάλι χρησιμοποιήθηκε το ίδιο μοντέλο με τις παραπάνω διαστάσεις με τη διαφορά ότι δεν τοποθετήθηκαν πουθενά συνοριακές συνθήκες αλλά εφαρμόστηκε πίεση ίση με 5000 kPa στα στοιχεία του πυθμένα και της επιφάνειας και πίεση ίση με 2500 kPa στα στοιχεία των πλευρών ώστε να προσομοιωθεί ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων ίσος με  $K=0.5$  (Εικόνα 3.4). Παρόλο που και με αυτήν την προσομοίωση τα εντατικά μεγέθη στην επένδυση εμφάνισαν πολύ καλή προσέγγιση με τα αντίστοιχα των Schwartz και Einstein, οι απόλυτες μετακινήσεις που παρατηρήθηκαν ήταν μη ρεαλιστικά μεγάλες, καθώς, λόγω της έλλειψης συνοριακών συνθηκών, το μοντέλο αδυνατούσε να ισορροπήσει απολύτως, μόνο με τις συμμετρικές φορτίσεις που του επιβλήθηκαν (το ABAQUS εξάγει απόλυτες μετακινήσεις χωρίς να μπορεί να τις διαχωρίσει από τις σχετικές).

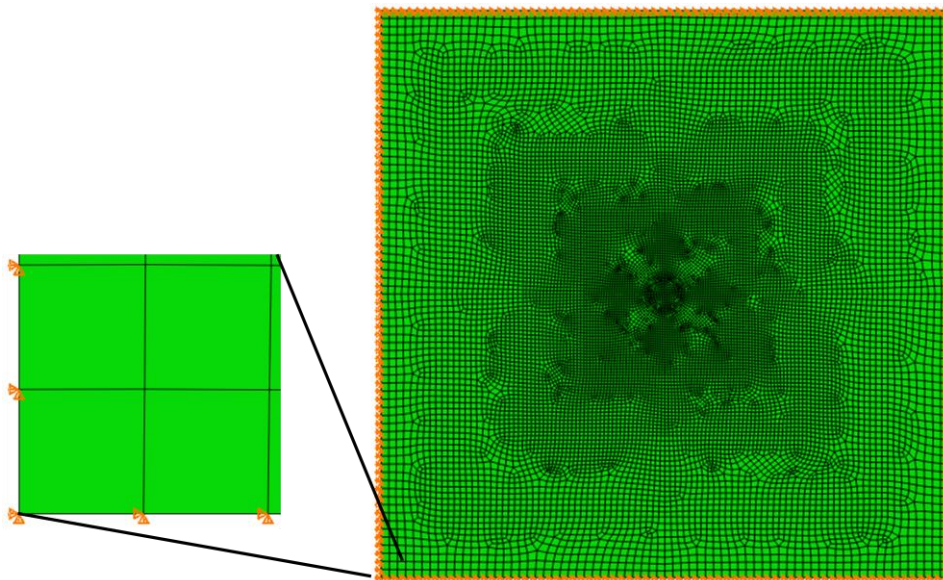


**Εικόνα 3.4:** Εφαρμογή ομοιόμορφης πίεσης ίσης με 5000kPa στον πυθμένα και στην επιφάνεια του εδαφικού μοντέλου και 2500 kPa στις πλευρές αυτού, χωρίς καθόλου δεσμεύσεις στους περιμετρικούς κόμβους.

## **3. Συνοριακές συνθήκες στις πλευρές στον πυθμένα και στην επιφάνεια του μοντέλου με εφαρμογή αρχικών συνθηκών**

Στο αρχικό μοντέλο τοποθετήθηκαν, τώρα αρθρώσεις σε όλους τους περιμετρικούς κόμβους του και εφαρμόστηκε, στις αρχικές συνθήκες, τάση ίση με -5000kPa (αντίθετο ως προς τα θετικά  $\gamma$ ) στο επίπεδο  $\gamma=70m$  και τάση ίση με -5000kPa στο επίπεδο  $\gamma=-70m$  (Εικόνα 3.5). Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων ορίστηκε, κατά τα γνωστά, ίσος με

$K=0.5$ . Αυτή η προσομοίωση δεν παρουσίασε κάποιο ιδιαίτερο πρόβλημα σε σχέση με τα παραπάνω δύο μοντέλα ενώ έδωσε και αυτό με τη σειρά του πολύ καλές προσεγγίσεις.



**Εικόνα 3.5: Τοποθέτηση αρθρώσεων σε όλους τους περιμετρικούς κόμβους και η αντίστοιχη λεπτομέρεια.**

Για τους παραπάνω λόγους, λοιπόν, το συγκεκριμένο μοντέλο υιοθετήθηκε και χρησιμοποιήθηκε πλέον για την αναζήτηση του κατάλληλου κανάβου πεπερασμένων στοιχείων που θα δώσει την περισσότερο ομαλή και πιστή προσομοίωση της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης. Ως εκ τούτου, δοκιμάστηκαν δύο τύποι κανάβου, για τους οποίους γίνεται λόγος στην επόμενη ενότητα, ενώ για την εκτέλεση των δοκιμών χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες ελαστικές παράμετροι και τα ίδια τεχνικά χαρακτηριστικά στα οποία αναφέρονται και οι αναλυτικές λύσεις των Schwartz και Einstein. Αυτά είναι τα εξής:

- Λόγος Poisson εδάφους:  $\nu=0.25$
- Λόγος Poisson σκυροδέματος επένδυσης:  $\nu_s=0.25$
- Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων:  $K=0.5$
- Πάχη επένδυσης:  $t_1=0.05\text{m}$ ,  $t_2=0.125\text{m}$ ,  $t_3=0.25\text{m}$ ,  $t_4=0.375\text{m}$

Όπως παρουσιάστηκε και στο 2<sup>ο</sup> Κεφάλαιο, οι Einstein και Schwartz εξήγαγαν καμπύλες κανονικοποιημένων αξονικών δυνάμεων, καμπτικών ροπών και ακτινικών μετακινήσεων της επένδυσης, σε σχέση με την μεταβολή του λόγου  $E/E_s$ , όπου:

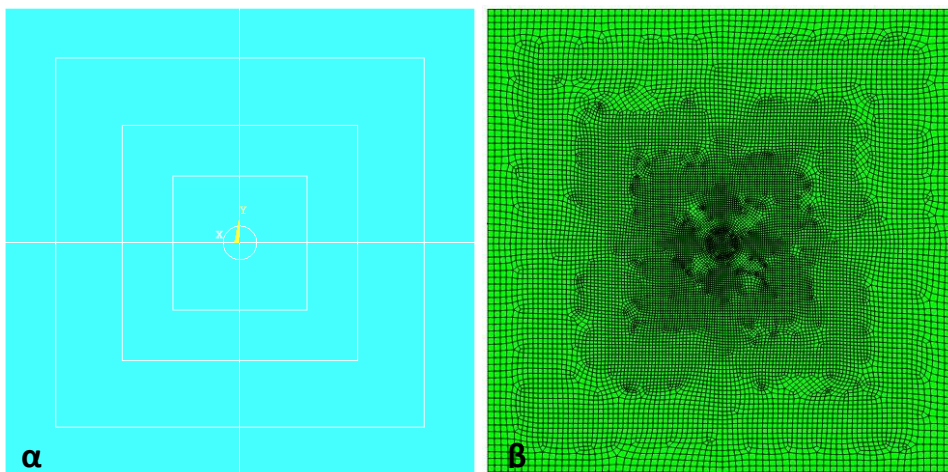
- $E$ = Μέτρο ελαστικότητας εδάφους
- $E_s$ = Μέτρο ελαστικότητας επένδυσης (το οποίο διατηρήθηκε σταθερό σε όλες τις αναλύσεις ίσο με  $1.5 \times 10^7 \text{ kPa}$ ).



με εύρος λόγων  $E/E_s=0.0001 \div 1$ .

### 3.2.2.1 ΜΟΝΤΕΛΟ Νο1

Το αρχικό μοντέλο (No1) που κατασκευάστηκε (με τη βοήθεια του λογισμικού ANSYS v.13), είναι τετραγωνικό μοντέλο προσομοίωσης, με εξωτερικές διαστάσεις 140x140m, για την διακριτοποίηση του οποίου κατασκευάστηκαν 3 εσωτερικά τετράγωνα με διαστάσεις 40x40m, 70x70m και 110x110m, ενώ το όλο μοντέλο χωρίστηκε σε τέσσερα τεταρτημόρια (Εικόνα 3.6α). Η σήραγγα, κατά τα γνωστά, σχεδιάστηκε με διάμετρο  $D=10m$  ενώ η διακριτοποίηση των γραμμικών στοιχείων της επένδυσης έγινε ανά 0.5m. Τα πεπερασμένα στοιχεία, για λόγους που έχουν αναφερθεί σε παραπάνω ενότητα, έχουν πυκνότερη διάταξη γύρω από τη σήραγγα, με αυτή να αραιώνει προς τα εξωτερικά σύνορα του μοντέλου, και με τα εκεί πεπερασμένα στοιχεία να έχουν διάσταση ακμής ίση με 2m (Εικόνα 3.6b). Ο τελικός αριθμός κόμβων είναι 15283 και στοιχείων (εδάφους και επένδυσης) 15206.



Εικόνα 3.6: α) Περιοχές στις οποίες χωρίστηκε το μοντέλο για τη διακριτοποίηση, β) τελικός κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για το μοντέλο Νο1.

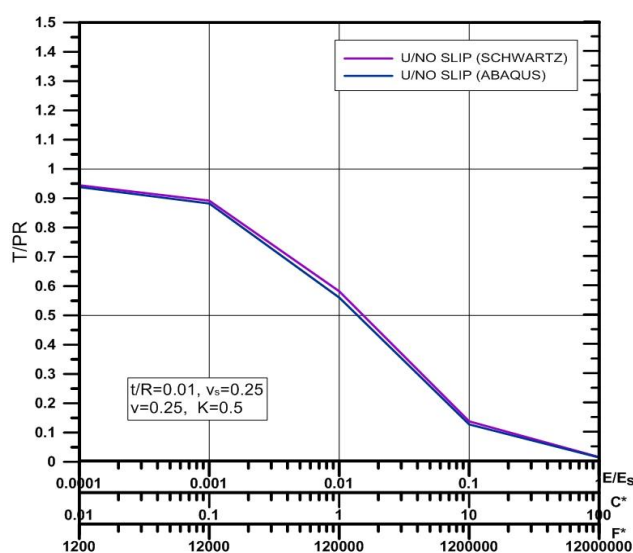
Πραγματοποιήθηκαν, στο παραπάνω μοντέλο, αριθμητικές αναλύσεις για σύγκριση και επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων υπολογισμού εντατικών μεγεθών επένδυσης σήραγγας, των Schwartz and Einstein (1979). Οι ελαστικές σταθερές που χρησιμοποιήθηκαν και οι ιδιότητες εδάφους και επένδυσης, αναφέρονται παραπάνω.

### ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Αριθμητικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για πάχη επένδυσης,  $t_1=0.05m$  και  $t_2=0.375$ , δηλαδή για λόγους,  $t_1/R=0.01$  και  $t_2/R=0.075$ , όπου  $R=5m$  (ακτίνα σήραγγας). Επίσης χρησιμοποιήθηκαν δύο περιπτώσεις συνάφειας εδάφους – επένδυσης, μια περίπτωση πλήρους συνάφειας και μια περίπτωση πλήρους ολίσθησης, και προσομοιώθηκαν με τον τρόπο που αναφέρεται παραπάνω. Στη συνέχεια τα αποτελέσματα εισήχθησαν σε

διαγράμματα ώστε να συγκριθούν με τα αντίστοιχα των αναλυτικών λύσεων. Να σημειωθεί ότι στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, τέθηκε συντελεστής τριβής ίσος με  $\mu=0.001$  και μέγιστη σχετική μετακίνηση επιφανειών (διατμητική μετακίνηση) ίση με  $e_{l.slip}=10m$ , ώστε η διεπιφάνεια να έχει πολύ μικρή δυστημψία. Επίσης να σημειωθεί και παλι ότι τα εντατικά μεγέθη αναφέρονται στην παρειά της σήραγγας, δηλαδή για γωνία  $\theta=0^\circ$ , η οποία μετράται αντιωρολογιακά. Τέλος, να τονισθεί ότι εκτελέστηκαν αναλύσεις και με μικρότερο ακόμα συντελεστή τριβής, από τον παραπάνω, οι οποίες ενώ έδωσαν ακόμα μικρότερες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια, είχαν ανεπαίσθητες μεταβολές στα εντατικά μεγέθη στην επένδυση ενώ για την εκτέλεση τους απαιτούνταν μεγαλύτερο χρονικό διάστημα οπότε και απορρίφθηκαν για το συγκεκριμένο κομμάτι της διπλωματικής εργασίας.

➤ Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.01$ )



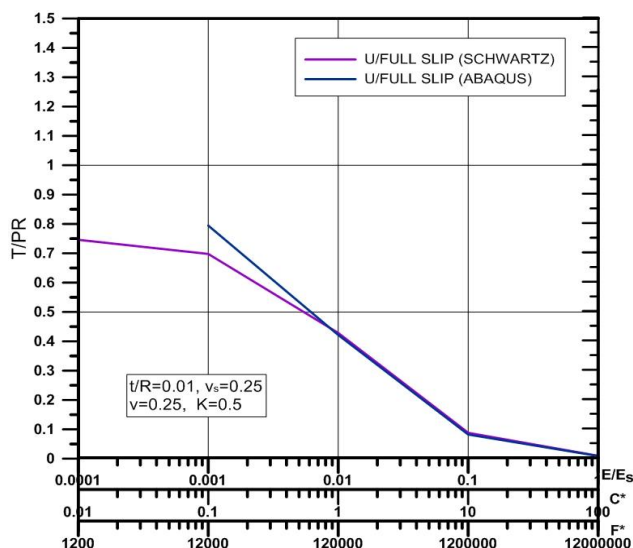
Διάγραμμα 3.1: Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R=0.01$ .

$E/E_s$	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN, 1979)	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-23457	0.938	0.944	0.643%
0.001	-22054.3	0.882	0.892	1.091%
0.01	-14026.6	0.561	0.582	3.668%
0.1	-3196.57	0.128	0.138	7.505%

1	-371.145	0.015	0.016	9.035%
---	----------	-------	-------	--------

**Πίνακας 3.1:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Παρατηρείται, λοιπόν, τόσο από το Διάγραμμα 3.1 όσο και από τον **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.** ότι η προσέγγιση των αποτελεσμάτων είναι αρκετά ικανοποιητική, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας, κυρίως για τους μικρούς λόγους  $E/E_s$ . Καθώς αυξάνεται ο λόγος  $E/E_s$ , το σφάλμα αυξάνει κυρίως όμως λόγω του οι κανονικοποιημένες αξονικές δυνάμεις λαμβάνουν εξαιρετικά μικρές τιμές και ενώ αυτές είναι της ίδιας τάξης μεγέθους, το σφάλμα ελαφρώς αυξάνεται.



**Διάγραμμα 3.2:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.01$ .

$E/E_s$	ΑΞΟΝΙΚΗ ΔΥΝΑΜΗ (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN, 1979)	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-	-	0.746	-
0.001	-19862.7	0.795	0.698	-13.852%
0.01	-10539.8	0.422	0.429	1.633%
0.1	-2058.52	0.082	0.088	6.683%

1	-227.75	0.009	0.010	7.687%
---	---------	-------	-------	--------

**Πίνακας 3.2: Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.**

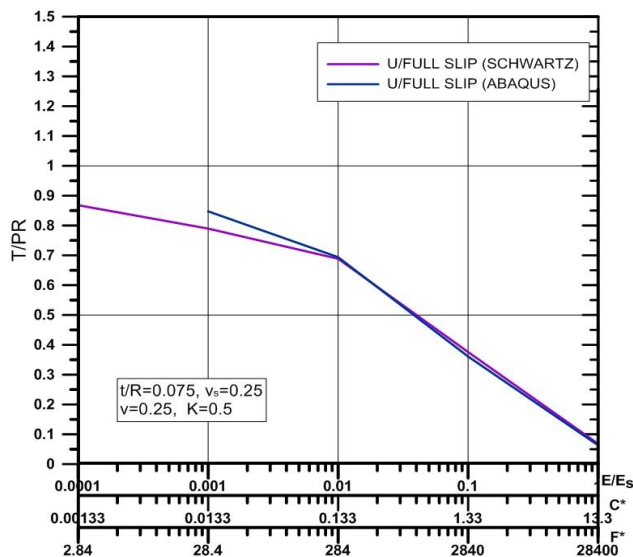
Για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, να αναφερθεί αρχικά ότι δεν ήταν δυνατή η πραγματοποίηση της αριθμητικής ανάλυσης για λόγο  $E/E_s=0.0001$ , καθώς ο κώδικας δεν συνέκλινε, προφανώς λόγω των μεγάλων σχετικών μετακινήσεων στις δύο επιφάνειες. Όσον αφορά στις άλλες τιμές του λόγου  $E/E_s$ , παρατηρείται μια σημαντική απόκλιση ανάμεσα στις δύο επιλύσεις, στην αξονική δύναμη, για  $E/E_s=0.001$ , η οποία θεωρήθηκε πιθανόν να οφείλεται στον τρόπο που έχει γίνει η προσομοίωση της διεπιφάνειας ή στον κάναβο των πεπερασμένων στοιχείων και τη διάταξη του γύρω από την σήραγγα, στοιχείο που ώθησε και στην κατασκευή ενός δεύτερου κανάβου και ο οποίος θα παρουσιασθεί παρακάτω. Για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου  $E/E_s$ , οι προσεγγίσεις είναι αρκετά καλές με ικανοποιητικά μικρή απόκλιση. Διαγράμματα ροπών δεν εξήχθησαν για αυτόν το λόγο  $t/R$ , καθώς λόγω του μικρού πάχους επένδυσης, οι ροπές αποκτούν αμελητέες τιμές (μικρός μοχλοβραχίονας).

Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι οι λόγοι  $E/E_s$ , που έχουν πρακτική σημασία είναι από  $E/E_s=0.005$  έως  $E/E_s=0.3$ , καθώς μια μαλακή άργιλος μπορεί να έχει μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=20000\text{kPa}$  και για μια συνήθη επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E_s=20000000\text{kPa}$  προκύπτει λόγος  $E/E_s=0.001$ . Από την άλλη για ένα βράχο με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=4-5\text{GPa}$  και για μια ανάλογη, με παραπάνω, επένδυση προκύπτει λόγος  $E/E_s=0.2-0.25$ . Οπότε περιοχές λόγου  $E/E_s=0.0001-0.001$  και ανάλογες αποκλίσεις στα αποτελέσματα αυτών, πιθανόν να μην έχουν πρακτική σημασία και να μην δημιουργούν τελικά προβληματισμούς.

➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.075$ )**

Και για πάχος επένδυσης ίσο με  $t=0.375\text{m}$  (λόγος  $t/R=0.075$ ), οι αξονικές δυνάμεις για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας, παρουσιάζουν αρκετά καλή προσέγγιση με μέγιστο σφάλμα ίσο με 7.8%, για λόγο  $E/E_s=1$ . Για τον λόγο αυτό δεν παρουσιάζονται αναλυτικότερα τα αποτελέσματα για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας, παρά μόνο για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης.





**Διάγραμμα 3.3:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R=0.075$ .

$E/E_s$	THRUST (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-	-	0.868	-
0.001	-21185.7	0.847	0.790	-7.310%
0.01	-17344.7	0.694	0.689	-0.761%
0.1	-9020.81	0.361	0.376	3.980%
1	-1582.47	0.063	0.068	7.297%

**Πίνακας 3.3:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Και εδώ, όπως και στην περίπτωση όπου  $t/R=0.075$ , παρατηρείται μια απόκλιση της αριθμητικής επίλυσης από την αναλυτική, για  $E/E_s=0.001$ , με το σφάλμα όμως να είναι σχεδόν αμελητέο, για τους υπόλοιπους λόγους  $E/E_s$ , όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.3.

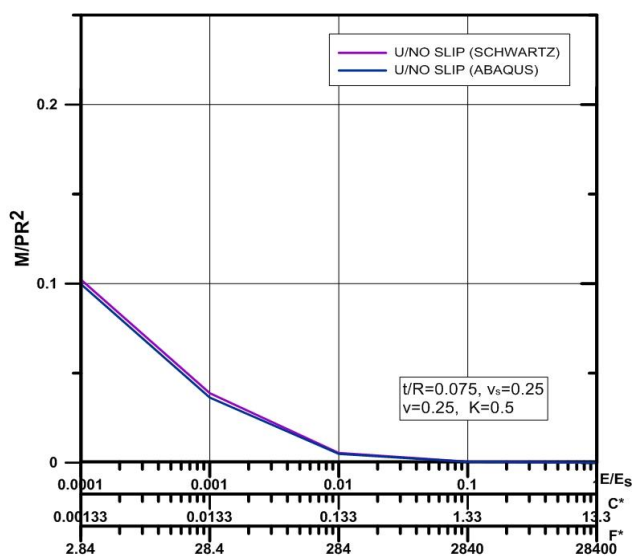
#### **ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΚΑΜΠΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ**

Διαγράμματα καμπτικών ροπών δεν εξήχθησαν για λόγο  $t/R=0.01$ , γιατί αυτές είχαν αμελητέες τιμές τόσο για την περίπτωση της πλήρους όσο και της μηδενικής συνάφειας.

Αυτό, όπως αναφέρεται παραπάνω, οφείλεται στο ότι σε πάχος επένδυσης 5cm, δεν αναπτύσσονται ροπές λόγω του μικρού μοχλοβραχίονα.

➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας  $t/R=0.075$**

Στον Πίνακα 3.4, παρακάτω, οι αρνητικές τιμές των ροπών έχουν να κάνουν με την σύμβαση πρόσημων που έχει επιλεγεί από τον κώδικα ABAQUS, ενώ στις κανονικοποιημένες τιμές έχει δοθεί θετικό πρόσημο, στα πρότυπα των λύσεων Schwartz and Einstein, 1979.

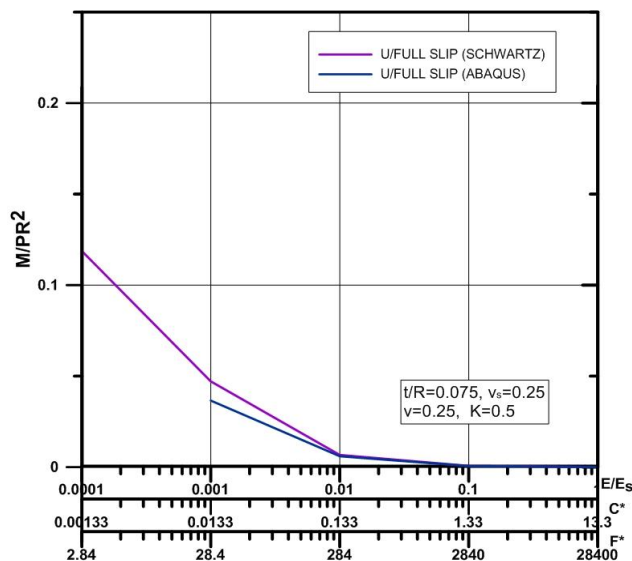


**Διάγραμμα 3.4:** Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	MOMENTS (kNm)	$M/PR^2$ (ABAQUS)	$M/PR^2$ (SCHWARTZ-EINSTEIN)	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-12475.5	0.0998	0.1023	2.421%
0.001	-4544.94	0.0364	0.0388	6.356%
0.01	-615.361	0.0049	0.0054	9.401%
0.1	-59.9089	0.0005	0.0006	20.109%
1	-4.90286	0.0000	0.0001	41.864%

**Πίνακας 3.4:** Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Πολύ καλή προσέγγιση και για τις καμπτικές ροπές, στην περίπτωση της πλήρους συνάφειας, με το σφάλμα να είναι σε ανεκτά πλαίσια. Να σημειωθεί πάντως ότι τα μεγάλα σφάλματα για  $E/E_s=0.1$  και  $E/E_s=1$  είναι πλασματικά, καθώς ενώ οι κανονικοποιημένες τιμές ροπών, για τις δύο επιλύσεις, είναι της ίδιας τάξης, αυτές οι μικρές διαφορές τους μεταφράζονται σε μεγάλο σφάλμα, αφού πρόκειται γενικώς για πολύ μικρούς αριθμούς.



**Διάγραμμα 3.5:** Σύγκριση καμπλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	MOMENTS (kNm)	$M/PR^2$ (ABAQUS)	$M/PR^2$ (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-	-	0.119	-
0.001	-4570.58	0.037	0.047	22.402%
0.01	-749.663	0.006	0.007	10.507%
0.1	-74.9622	0.001	0.001	14.290%
1	-6.91569	0.000	0.000	21.276%

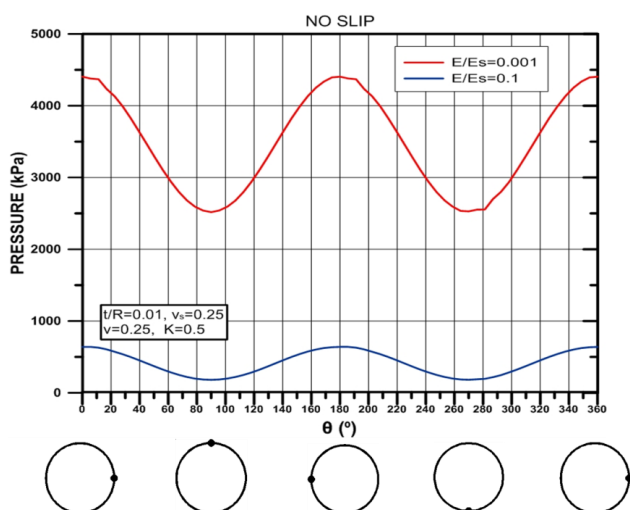
**Πίνακας 3.5:** Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Όπως στην περίπτωση των αξονικών δυνάμεων ,για πλήρη ολίσθηση, έτσι και στις καμπτικές ροπές παρατηρείται μια απόκλιση των τιμών των δύο επιλύσεων, για λόγο  $E/E_s=0.001$ , γεγονός που επίσης χρίζει περαιτέρω διερεύνησης με ένα δεύτερο κánaβο. Για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου,  $E/E_s$ , υπάρχει ικανοποιητική προσέγγιση. Επαναλαμβάνεται, πάντως, ότι πρακτική σημασία έχουν τα αποτελέσματα για λόγους μεγαλύτερους από  $E/E_s=0.001$ .

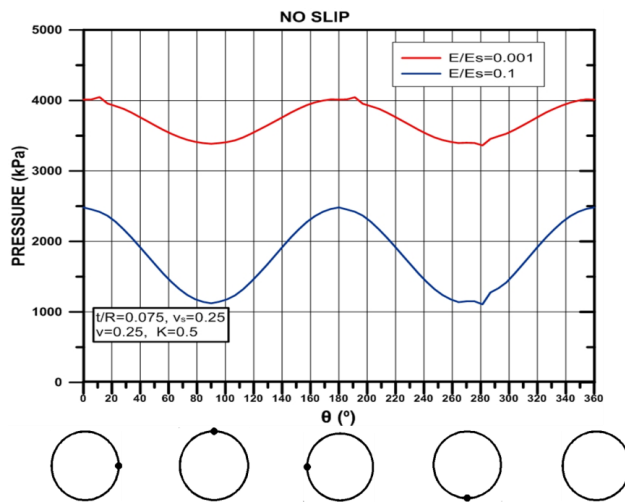
### **ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΙΕΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΕΝΔΥΣΗ**

Άλλο ένα μέγεθος, πάνω στο οποίο διερευνάται η επίδραση της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης και των παραμέτρων της, είναι οι πιέσεις πάνω στην επένδυση και δη την προσωρινή. Όπως θα φανεί παρακάτω οι συνθήκες συνάφειας επηρεάζουν την κατανομή των πιέσεων γύρω από την σήραγγα, ενώ και παράμετροι που χαρακτηρίζουν την επαφή εδάφους – επένδυσης και που εισάγονται στο input file του κώδικα ABAQUS, παίζουν σημαντικό ρόλο.

#### ➤ **ΠΛΗΡΗΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ**



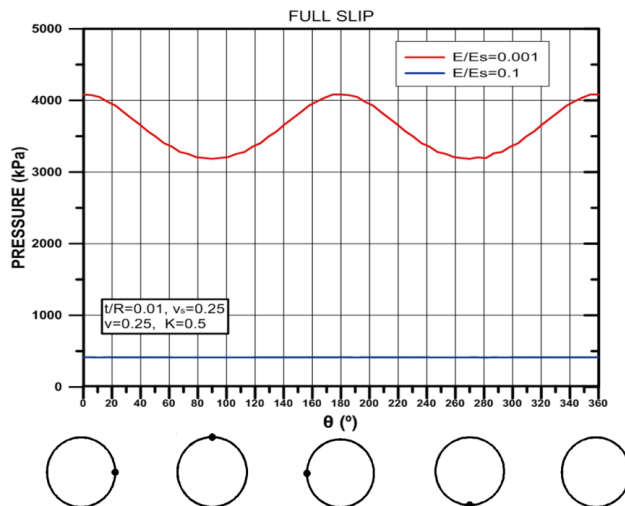
**Διάγραμμα 3.6:** Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.01$ .



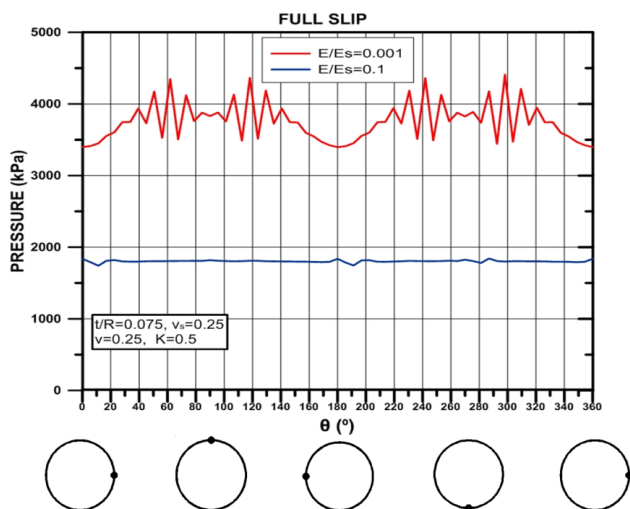
Διάγραμμα 3.7: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.075$ .

Η κατανομή των πιέσεων γύρω από την σήραγγα είναι γενικώς ομαλή και φυσιολογική, για όλες τις παραπάνω περιπτώσεις όπου υπάρχει πλήρης συνάφεια εδάφους – επένδυσης, εκτός από ορισμένα μεμονωμένα σημεία όπου παρατηρούνται ανωμαλίες και απότομες μεταβολές της πίεσης. Αυτές οι ανωμαλίες, πάντως, αφενός δεν επηρεάζουν τα εντατικά μεγέθη και αφετέρου ίσως να οφείλονται στη διάταξη των κόμβων γύρω από την επένδυση, στοιχείο που πρέπει να διερευνηθεί περισσότερο.

➤ **ΠΛΗΡΗΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ**

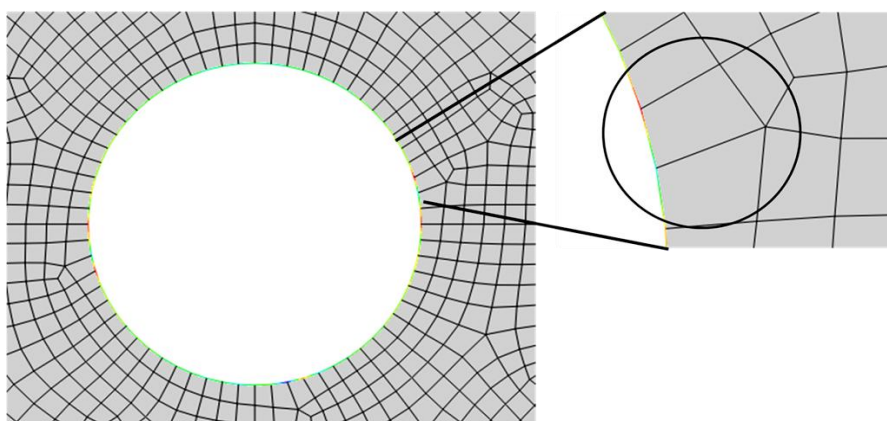


Διάγραμμα 3.8: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.01$ .



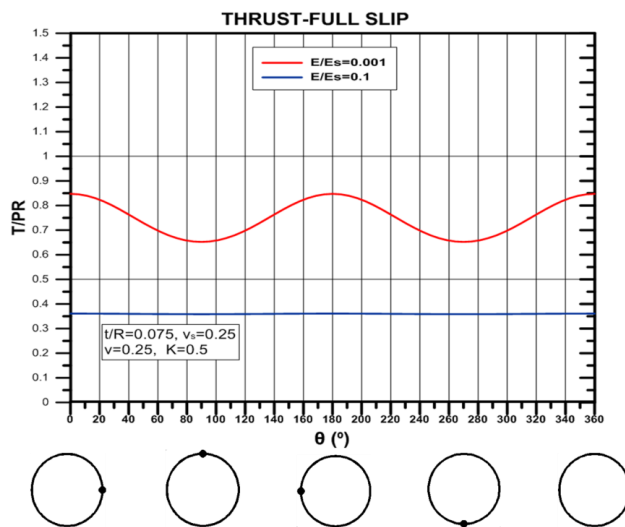
**Διάγραμμα 3.9:** Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.075$ .

Στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, ενώ για λόγο  $t/R=0.01$  οι κατανομές των πιέσεων είναι ομαλές, για λόγο  $t/R=0.075$  η κατανομή των πιέσεων παρουσιάζει σοβαρές ανωμαλίες και αυξομειώσεις, ιδιαίτερα για  $E/E_s=0,001$  και λιγότερο για  $E/E_s=0,1$ . Μελετώντας την κατανομή των πιέσεων, στο αρχείο ODB του ABAQUS, κάποιες από αυτές τις μη φυσιολογικές αυξομειώσεις της πίεσης παρατηρούνται σε σημεία όπου τα πεπερασμένα στοιχεία, που είναι σε επαφή με την επένδυση, έχουν διάταξη μη ομαλή, με οξείες και αμβλείες γωνίες οι οποίες ενδέχεται να καθιστούν τα συγκεκριμένα στοιχεία περισσότερο άκαμπτα, επηρεάζοντας έτσι, τοπικά, την κατανομή της πίεσης (Εικόνα 3.7). Η γενική τάση, πάντως, είναι ότι οι ανωμαλίες της κατανομής της πίεσης παρατηρούνται κυρίως στις διαγώνιους της επένδυσης (στις  $45^\circ$  από την κατακόρυφο και την οριζόντια).



**Εικόνα 3.7:** Κατανομή πίεσης γύρω από την επένδυση, με αντίστοιχη λεπτομέρεια, για την περίπτωση όπου  $t/R=0.01$  και  $E/E_s=0.1$ .

Αξίζει να αναφερθεί, πάντως, ότι αυτές οι ανωμαλίες στις κατανομές των πιέσεων στην επένδυση της σήραγγας δεν επηρεάζουν την κατανομή των εντατικών μεγεθών αυτής. Πιο συγκεκριμένα στο Διάγραμμα 3.10, παρουσιάζεται η κατανομή της αξονικής δύναμης γύρω από τη σήραγγα, και η οποία εμφανίζεται ομαλή χωρίς να φαίνεται να επηρεάζεται από τις ανωμαλίες στην κατανομή της πίεσης.



**Διάγραμμα 3.10:** Κατανομή κανονικοποιημένης αξονικής δύναμης γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.075$ .

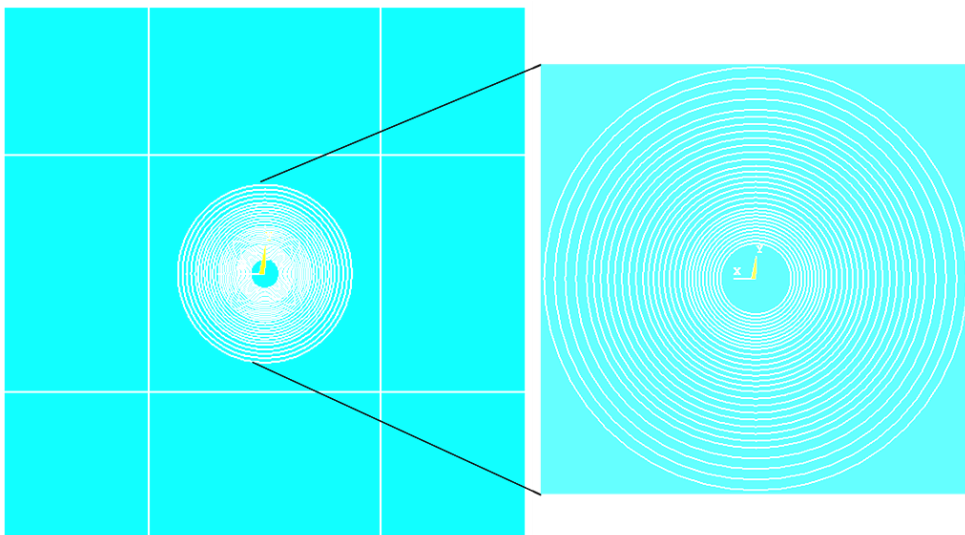
Όλοι, λοιπόν, οι παραπάνω λόγοι (ανωμαλίες στην κατανομή των πιέσεων και αποκλίσεις των εντατικών μεγεθών από τις αναλυτικές λύσεις) συνετέλεσαν στην κατασκευή και δοκιμή ενός δεύτερου μοντέλου με κανάβο περισσότερο ομαλό γύρω από την σήραγγα και μεγαλύτερο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων, ώστε να επιτευχθεί η μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια (χωρίς να αυξηθεί ιδιαίτερα ο υπολογιστικός χρόνος) και να εξαλειφθούν, κατά το δυνατό, τα σφάλματα λόγω ανωμαλίας κανάβου.

### 3.2.2.2 ΜΟΝΤΕΛΟ Νο2

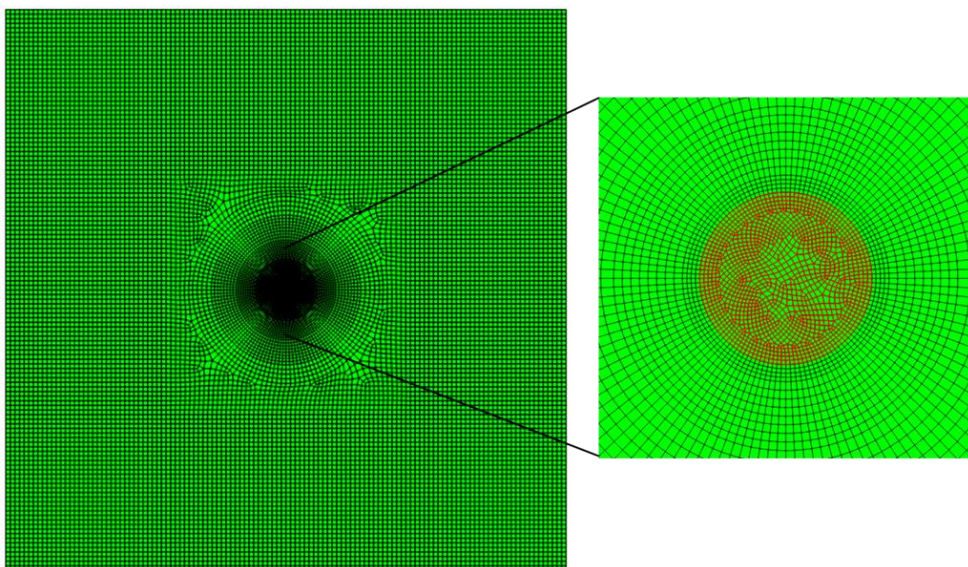
Το νέο μοντέλο (No2) που κατασκευάστηκε, είναι και αυτό τετραγωνικό με εξωτερικές διαστάσεις όμως  $180 \times 180 \text{m}$ , για την διακριτοποίηση του οποίου σχεδιάστηκαν τριάντα ομόκεντροι κύκλοι γύρω από την σήραγγα (η οποία και πάλι είχε διάμετρο  $D=10 \text{m}$ ) με αυξανόμενη απόσταση μεταξύ τους όσο απομακρύνονταν από τη σήραγγα, ώστε τα πεπερασμένα στοιχεία σε κάθε δακτύλιο να είναι κατά το δυνατόν τετραγωνικά και ομαλά αυξανόμενου μεγέθους από αυτά του αμέσως μικρότερου δακτυλίου. Έτσι κάθε δακτύλιος περιείχε σταθερά 124, περίπου τετραγωνικά, πεπερασμένα στοιχεία με ακμή από  $0.25 \text{m}$  (στα στοιχεία που συνορεύουν με την επένδυση) μέχρι  $1.5 \text{m}$  (στα στοιχεία του τελευταίου δακτυλίου). Τέλος για την ομαλή κατασκευή του κανάβου, σχεδιάστηκε ένα κυρίως τετράγωνο, γύρω από τη σήραγγα, με διαστάσεις  $80 \times 80 \text{m}$ , καθώς και επιπλέον τετράγωνα και παραλληλόγραμμα γύρω από το κυρίως τετράγωνο (Εικόνα 3.8). Τα



πεπερασμένα στοιχεία, όπως και στην περίπτωση του αρχικού μοντέλου (No1) είχαν πυκνότερη διάταξη γύρω από την εκσκαφή (από 0.25m), με αυτή να αραιώνει προς το εξωτερικό του και με τα εξωτερικά πεπερασμένα στοιχεία να έχουν ακμή περίπου 1.5m, όσο δηλαδή και τα στοιχεία του τελευταίου δακτυλίου. Έτσι προέκυψε ένας κάναβος που αριθμεί 19142 κόμβους και 19021 στοιχεία (Εικόνα 3.9).



**Εικόνα 3.8:** Περιοχές στις οποίες χωρίστηκε το μοντέλο για την διακριτοποίηση με αντίστοιχη λεπτομέρεια των ομόκεντρων κύκλων γύρω από τη σήραγγα.



**Εικόνα 3.9:** Τελικός κάναβος πεπερασμένων στοιχείων για το μοντέλο No2 με λεπτομέρεια στοιχείων γύρω από την εκσκαφή (με τα στοιχεία της εκσκαφής επισημασμένα με κόκκινο χρώμα).

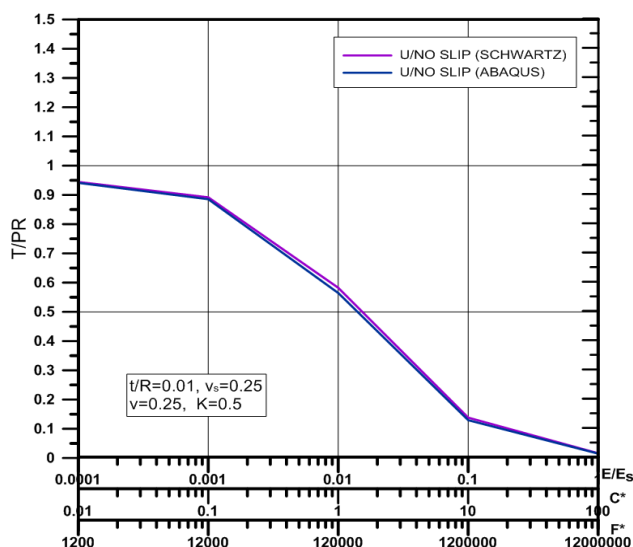


Στο παραπάνω μοντέλο, λοιπόν, πραγματοποιήθηκαν όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν και για το αρχικό μοντέλο, ώστε να διαπιστωθεί αν όλες οι ανωμαλίες και ανακρίβειες, που παρατηρήθηκαν στο πρώτο, οφείλονται στην διάταξη του κανάβου γύρω από τη σήραγγα ή όχι. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν, προφανώς, με τις ίδιες ελαστικές και τεχνικές παραμέτρους, που πραγματοποιήθηκαν για το μοντέλο No1, ενώ και πάλι έγιναν συγκρίσεις των εντατικών μεγεθών με τις αναλυτικές λύσεις των Schwartz and Einstein (1979).

### ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΥΝΑΜΕΩΝ

Όπως και στην περίπτωση του αρχικού μοντέλου έτσι και εδώ έγιναν συγκρίσεις των αναλυτικών λύσεων με τις αριθμητικές επιλύσεις, για λόγους  $t/R=0.01$  και  $t/R=0.075$ . Για τις συνθήκες της πλήρους ολίσθησης, θεωρήθηκε πάλι συντελεστής τριβής ίσος με  $\mu=0.001$  και μέγιστη σχετική μετακίνηση επιφανειών (διατμητική μετακίνηση) ίση με  $el.slip=10m$ , ώστε η διεπιφάνεια να έχει πολύ μικρή δυσμυσία. Να σημειωθεί και πάλι ότι τα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών αναφέρονται στην παρειά της σήραγγας.

#### ➤ Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.01$ )



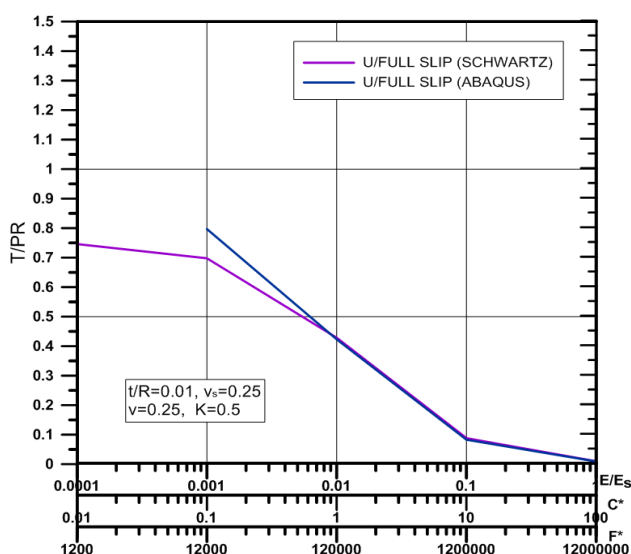
**Διάγραμμα 3.11:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.01$ .

$E/E_s$	THRUST (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
0.0001	-23533.9	0.941	0.944	0.317%
0.001	-22135.4	0.885	0.892	0.728%

<b>0.01</b>	-14115.6	0.565	0.582	3.057%
<b>0.1</b>	-3239.13	0.130	0.138	6.273%
<b>1</b>	-378.491	0.015	0.016	7.234%

**Πίνακας 3.6:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Τα αποτελέσματα για αυτό το μοντέλο, φαίνεται να έχουν καλύτερη προσέγγιση με τις αναλυτικές λύσεις, σε σχέση με το αρχικό μοντέλο, καθώς το σφάλμα μειώνεται σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις. Οι τιμές για το μοντέλο No2 παρουσιάζουν μια γενική αύξηση προσεγγίζοντας καλύτερα τις τιμές από τις αναλυτικές λύσεις και μειώνοντας έτσι το σφάλμα. Μένει, λοιπόν, να προσδιοριστεί αν εκείνη η αύξηση των τιμών, για το μοντέλο No2, είναι απλώς μια γενική τάση που επικρατεί σε όλες τις αναλύσεις ή αν όντως το συγκεκριμένο αυτό μοντέλο έχει όντως καλύτερη προσέγγιση από το αρχικό και είναι περισσότερο ακριβές.



**Διάγραμμα 3.12:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.01$ .

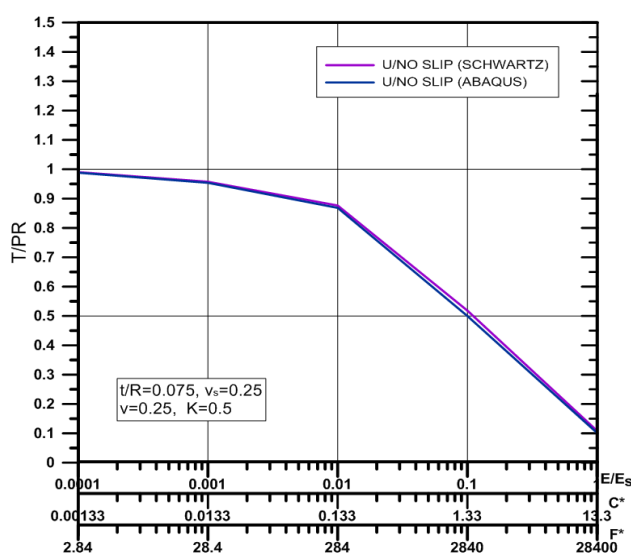
$E/E_s$	THRUST (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
<b>0.0001</b>	-	-	0.746	-

<b>0.001</b>	-19922.5	0.797	0.698	-14.195%
<b>0.01</b>	-10577.9	0.423	0.429	1.277%
<b>0.1</b>	-2070.37	0.083	0.088	6.146%
<b>1</b>	-229.017	0.009	0.010	7.174%

**Πίνακας 3.7:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.01$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Παρατηρείται και πάλι μια σημαντική απόκλιση των τιμών για λόγο  $E/E_s=0.001$ , όπως και στην περίπτωση του αρχικού μοντέλου, με το σφάλμα μάλιστα εδώ να αυξάνεται περισσότερο. Αυτό ίσως σημαίνει ότι οι τιμές των εντατικών μεγεθών, σε αυτό το μοντέλο, έχουν μια γενική αυξητική τάση με την μείωση των σφαλμάτων να είναι μάλλον περισσότερο συγκυριακή, παρά καλύτερη προσέγγιση. Τέλος, επαναλαμβάνεται, ότι η ανάλυση για λόγο  $E/E_s=0.0001$ , δεν ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί λόγω αδυναμίας σύγκλισης του κώδικα ABAQUS.

➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.075$ )**



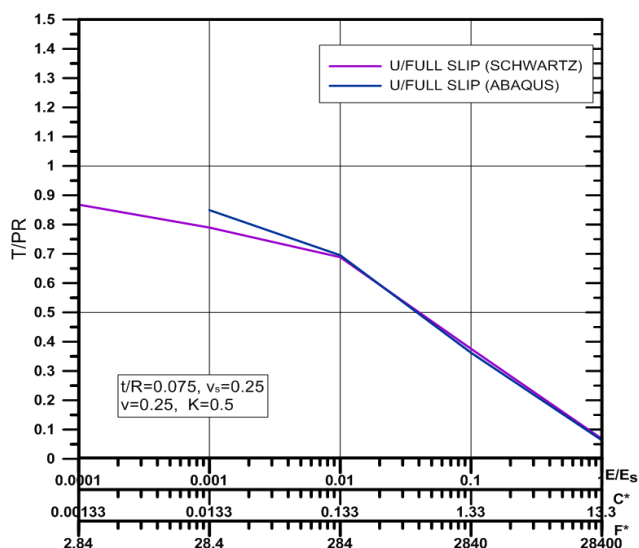
**Διάγραμμα 3.13:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	THRUST (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
---------	-------------	---------------	---------------------------	----------

<b>0.0001</b>	-24710	0.9884	0.9901	0.172%
<b>0.001</b>	-23845.8	0.953	0.957	0.373%
<b>0.01</b>	-21713.3	0.868	0.876	0.904%
<b>0.1</b>	-12494.2	0.499	0.518	3.573%
<b>1</b>	-2528.73	0.101	0.108	6.577%

**Πίνακας 3.8:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Οι προσεγγίσεις, για την πλήρη συνάφεια και λόγο  $t/R=0.075$ , είναι αρκετά ικανοποιητικές με μικρά σφάλματα. Ιδίως για τις μικρές τιμές του λόγου  $E/E_s$ .



**Διάγραμμα 3.14:** Σύγκριση καμπυλών αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	THRUST (kN)	T/PR (ABAQUS)	T/PR (SCHWARTZ-EINSTEIN)	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
<b>0.0001</b>	-	-	0.868	-
<b>0.001</b>	-21230.8	0.849	0.790	-7.539%

<b>0.01</b>	-17379.4	0.695	0.689	-0.963%
<b>0.1</b>	-9057.42	0.362	0.376	3.590%
<b>1</b>	-1590.95	0.064	0.068	6.800%

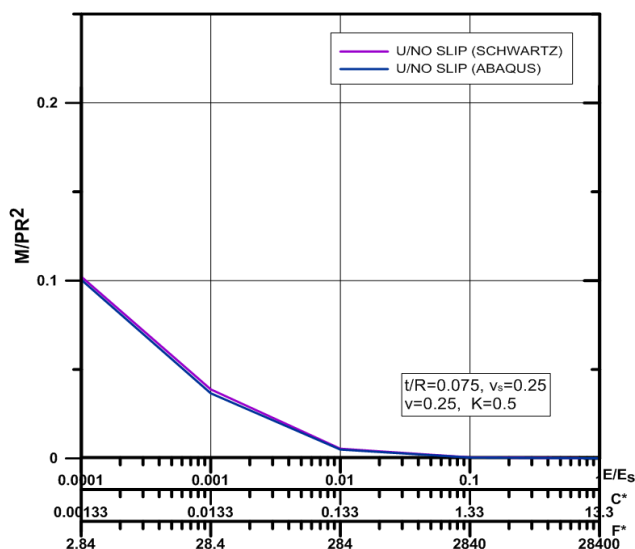
**Πίνακας 3.9:** Κανονικοποιημένη αξονική δύναμη στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Συνεχίζεται και σε αυτήν την περίπτωση η απόκλιση των τιμών της αξονικής δύναμης για λόγο  $E/E_s=0.001$ , πράγμα που ίσως τελικά να σημαίνει ότι είναι θέμα προσομοίωσης και όχι κανάβου. Για τους άλλους λόγους  $E/E_s$ , εξακολουθεί η καλή προσέγγιση.

**ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΚΑΜΠΤΙΚΩΝ ΡΟΠΩΝ**

Και εδώ διαγράμματα καμπτικών ροπών δεν εξήχθησαν για λόγο  $t/R=0.01$ , γιατί αυτές είχαν αμελητέες τιμές τόσο για την περίπτωση της πλήρους όσο και της μηδενικής συνάφειας.

➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.075$ )**



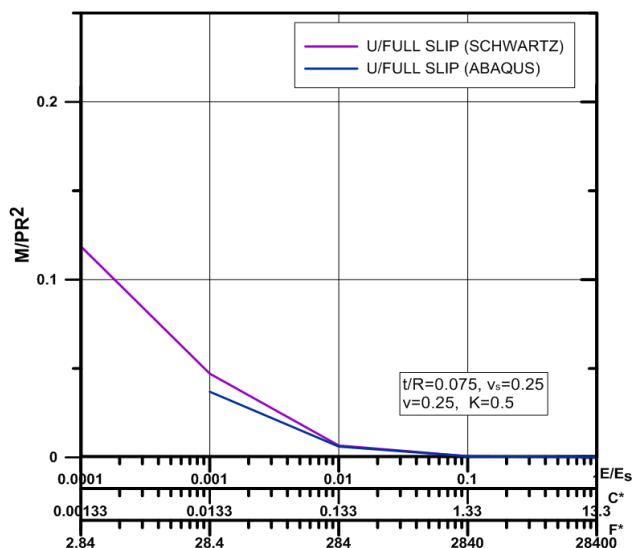
**Διάγραμμα 3.15:** Σύγκριση καμπυλών καμπτικών ροπών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	MOMENTS (kNm)	$M/PR^2$ (ABAQUS)	$M/PR^2$ (SCHWARTZ-EINSTEIN))	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
---------	---------------	-------------------	-------------------------------	----------

<b>0.0001</b>	-12565.1	0.1005	0.102	1.720%
<b>0.001</b>	-4577.17	0.0366	0.039	5.692%
<b>0.01</b>	-618.388	0.0049	0.005	8.955%
<b>0.1</b>	-61.2682	0.0005	0.0006	18.296%
<b>1</b>	-5.58395	4E-05	0.00007	33.788%

**Πίνακας 3.10:** Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη συνάφεια και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Καλές προσεγγίσεις εμφανίζονται και για τις ροπές, στην πλήρη συνάφεια, με το σφάλμα να αυξάνεται «πλασματικά» στους μεγάλους λόγους  $E/E_s$ .



**Διάγραμμα 3.16:** Σύγκριση καμπλών καμπτικών ρομών στην επένδυση, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

$E/E_s$	MOMENTS (kNm)	M/PR <sup>2</sup> (ABAQUS)	M/PR <sup>2</sup> (SCHWARTZ-EINSTEIN)	ΑΠΟΚΛΙΣΗ
<b>0.0001</b>	-	-	0.119	-
<b>0.001</b>	-4617.27	0.037	0.047	21.609%

<b>0.01</b>	-763.57	0.006	0.007	8.847%
<b>0.1</b>	-79.6806	0.0006	0.0007	8.895%
<b>1</b>	-7.94978	0.00006	0.00007	9.505%

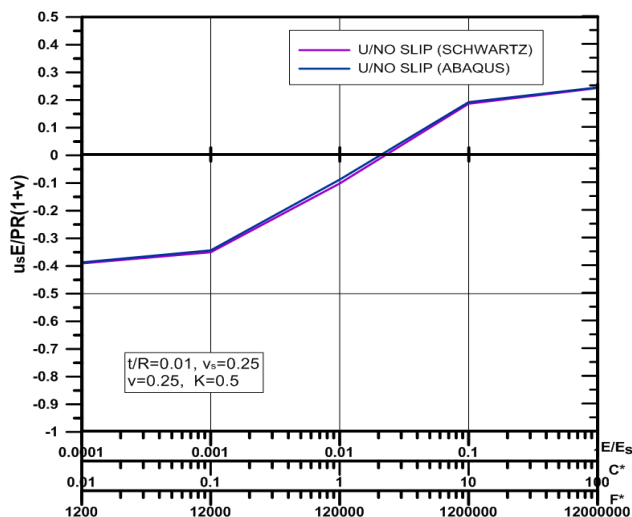
**Πίνακας 3.11:** Κανονικοποιημένη καμπτική ροπή στην επένδυση, με  $t/R=0.075$ , σύμφωνα με την αριθμητική επίλυση και τις αναλυτικές λύσεις, για πλήρη ολίσθηση και πέντε χαρακτηριστικούς λόγους  $E/E_s$ , και τα αντίστοιχα σφάλματα.

Μεγαλύτερο σφάλμα για λόγο  $E/E_s=0.001$  και σε αυτήν την περίπτωση, πράγμα που επιτάσσει την παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος μεταβάλλοντας παραμέτρους όπως είναι αυτές που ρυθμίζουν την αποκόλληση της επιφάνειας του εδάφους από αυτή της επένδυσης ή άλλες παραμέτρους όπως η μέγιστη διατμητική μετακίνηση που μπορεί να αναλάβει η διεπιφάνεια (elastic slip).

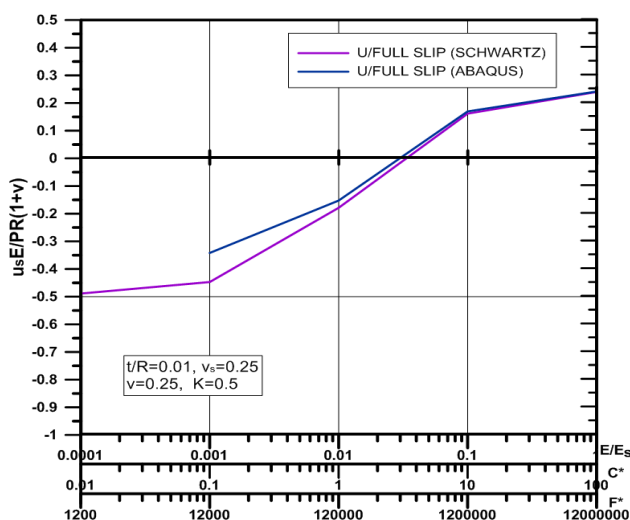
#### **ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ ΠΑΡΕΙΑΣ**

##### ➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.01$ )**

Για το Μοντέλο No2 κατασκευάστηκαν και τα διαγράμματα των κανονικοποιημένων μετακινήσεων της παρειάς ( $\theta=0^\circ$ ), τόσο για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης όσο και για την αντίστοιχη της πλήρους συνάφειας. Αρχικά λοιπόν για λόγο  $t/R=0.01$ , κατασκευάστηκε το Διάγραμμα 3.17 μετακινήσεων για και πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας, και το Διάγραμμα 3.18 για πλήρη ολίσθηση διεπιφάνειας.



**Διάγραμμα 3.17:** Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.01$ .



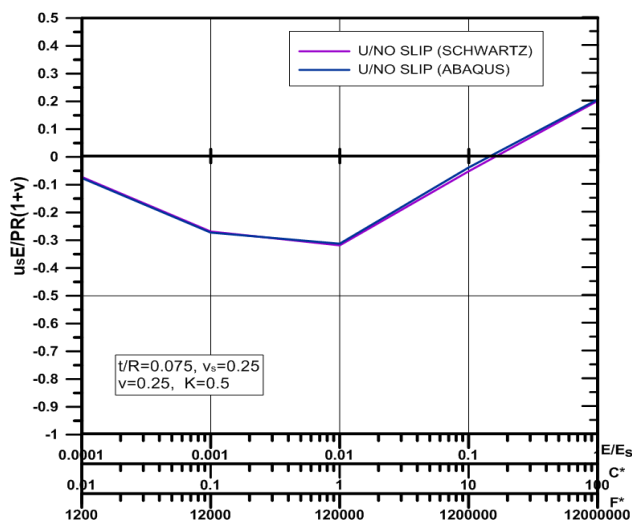
**Διάγραμμα 3.18:** Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R=0.01$ .

Οι παρατηρήσεις από τα παραπάνω διαγράμματα είναι ίδιες με τις αντίστοιχες για τις αξονικές δυνάμεις και τις καμπτικές ροπές, δηλαδή εντοπίζεται πολύ καλή προσέγγιση των αποτελεσμάτων για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας και μια σημαντική απόκλιση για λόγο  $E/E_s=0.001$  (της τάξης του 23.5%), στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης με καλές προσεγγίσεις, όμως, και πάλι για τους υπόλοιπους λόγους  $E/E_s$ . Να υπενθυμιστεί ότι οι μετακινήσεις είναι κανονικοποιημένες ως προς την επί τόπου τάση, την ακτίνα της σήραγγας αλλά και το εκάστοτε μέτρο ελαστικότητας του εδάφους.

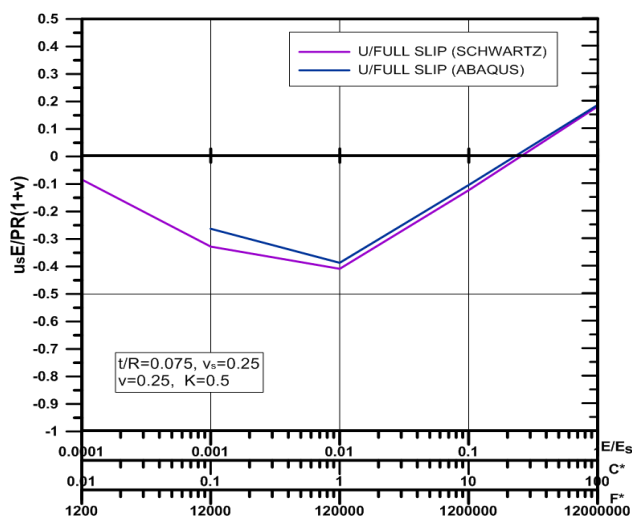
➤ **Πάχος επένδυσης/Ακτίνα σήραγγας ( $t/R=0.075$ )**

Για τον λόγο  $t/R=0.075$ , κατασκευάστηκε το Διάγραμμα 3.19 για πλήρη συνάφεια και το Διάγραμμα 3.20 για πλήρη ολίσθηση.





Διάγραμμα 3.19: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .



Διάγραμμα 3.20: Σύγκριση καμπυλών μετακινήσεων παρειάς, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων και των αναλυτικών λύσεων, για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης εδάφους – επένδυσης και για λόγο  $t/R= 0.075$ .

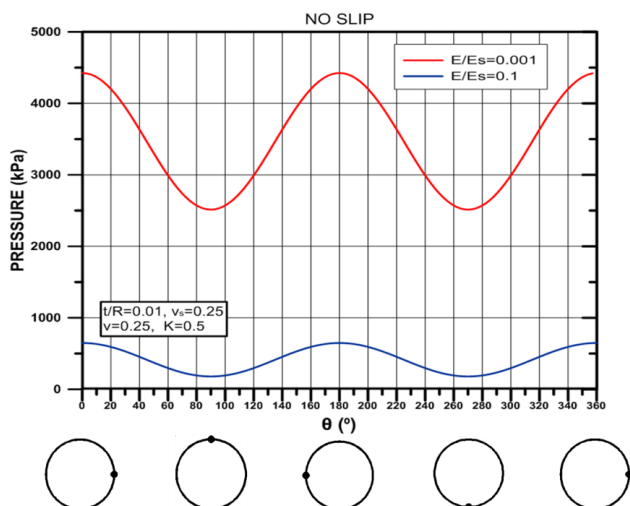
Αντίστοιχα τα αποτελέσματα και για αυτό το πάχος επένδυσης, με την απόκλιση για λόγο  $E/E_s=0.001$ , στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, να φτάνει τώρα στο 19%.

#### ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΠΙΕΣΕΩΝ ΣΤΗΝ ΕΠΕΝΔΥΣΗ

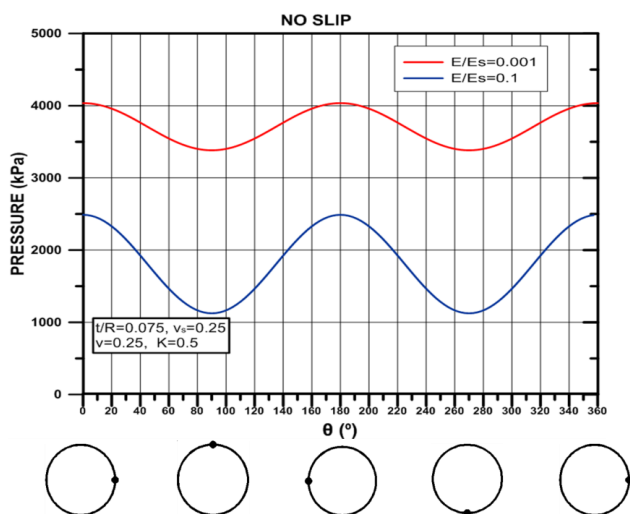
Και για αυτό το μοντέλο εξήχθησαν διαγράμματα κατανομής των πιέσεων γύρω από τη σήραγγα, για να συγκριθούν με τα αντίστοιχα του αρχικού μοντέλου. Υπενθυμίζεται ότι οι

παράμετροι αποκόλλησης που έχουν χρησιμοποιηθεί είναι,  $p=1\text{kPa}$  και  $c=0.000001\text{m}$  με εκθετική συσχέτιση (exponential).

➤ ΠΛΗΡΗΣ ΣΥΝΑΦΕΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ



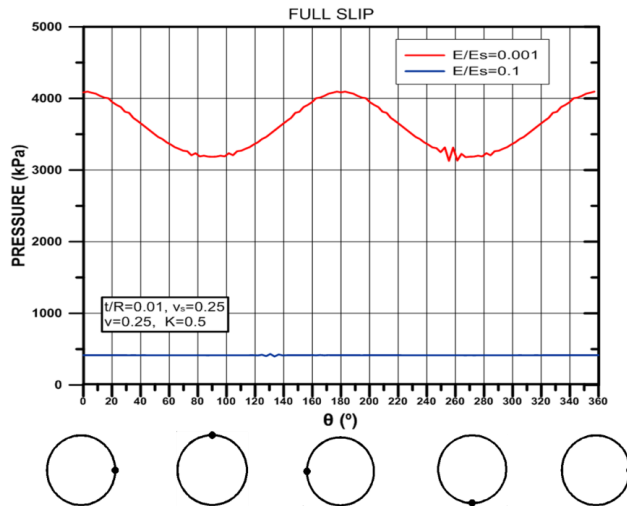
Διάγραμμα 3.21: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.01$ .



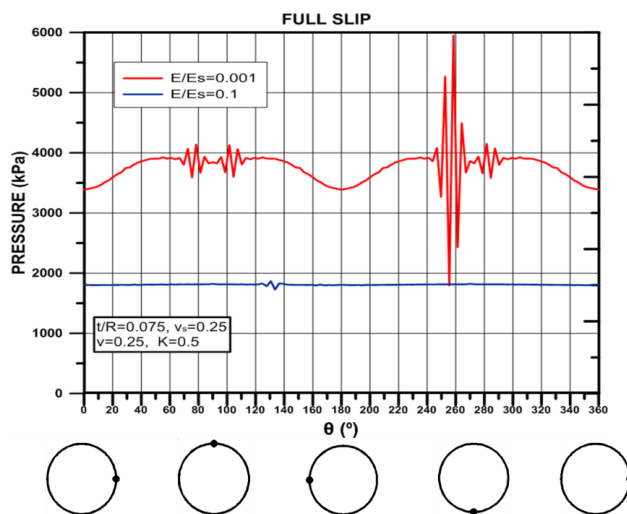
Διάγραμμα 3.22: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη συνάφεια, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.075$ .

Η κατανομή των πιέσεων γύρω από τη σήραγγα, για συνθήκες πλήρους συνάφειας, είναι πολύ ικανοποιητική και σε αντίθεση με αυτήν του αρχικού μοντέλου (No1) δεν παρουσιάζει σε κανένα σημείο της ανωμαλίες και απότομες εκτινάξεις. Αυτό ίσως να οφείλεται στην καλύτερη και ομαλότερη διάταξη των πεπερασμένων γύρω από τη σήραγγα, η οποία κατανέμει καλύτερα τις μετακινήσεις και τις πιέσεις.

➤ ΠΛΗΡΗΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

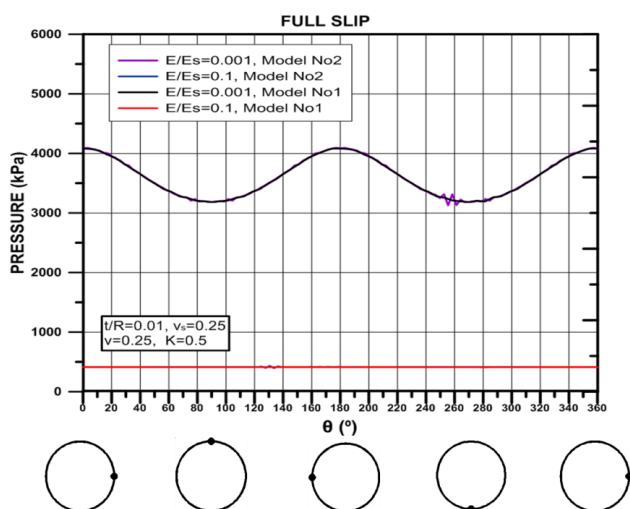


Διάγραμμα 3.23: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.01$ .

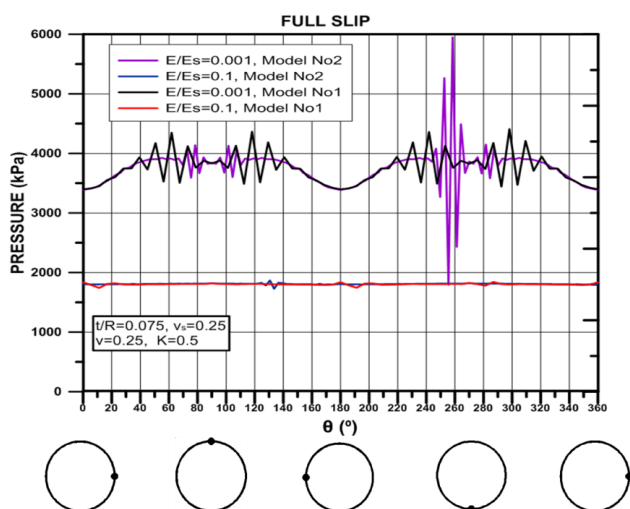


Διάγραμμα 3.24: Σύγκριση κατανομής πιέσεων γύρω από την σήραγγα, για πλήρη ολίσθηση, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και για λόγο  $t/R=0.075$ .

Για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, παρατηρούνται σημαντικές ανωμαλίες και εκτινάξεις των πιέσεων, τοπικά, μέχρι και  $\pm 2000$  kPa από το μέσο όρο. Μάλιστα φαίνεται ότι οι κατανομές του αρχικού μοντέλου είναι περισσότερο ομαλές σε σχέση με του μοντέλου No2. Για το λόγο αυτό κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα ώστε να γίνει ευκολότερη η σύγκριση.

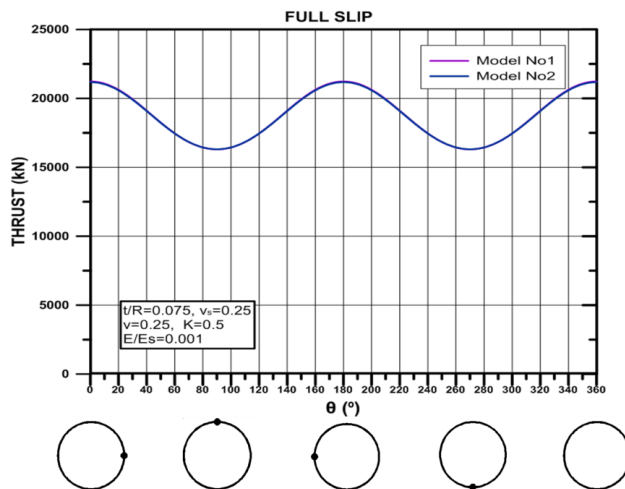


Διάγραμμα 3.25: Σύγκριση κατανομής πιέσεων, για τα δύο μοντέλα, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και με λόγο  $t/R=0.01$ .



Διάγραμμα 3.26: Σύγκριση κατανομής πιέσεων, για τα δύο μοντέλα, για δύο λόγους  $E/E_s$ , και με λόγο  $t/R=0.075$ .

Παρατηρείται, λοιπόν, ότι και με το μοντέλο No2 υπάρχουν αρκετές εκτινάξεις των πιέσεων, και μάλιστα σε κάποιες περιπτώσεις, όπως σε αυτήν όπου  $E/E_s = 0,001$  και  $t/R=0.01$ , αυτές οι «ανωμαλίες» στις κατανομές είναι εντονότερες από ότι στο μοντέλο No1. Ανεξάρτητα από αυτό όμως, τα εντακτικά μεγέθη ταυτίζονται πλήρως για τα δύο μοντέλα, χωρίς να φαίνεται να επηρεάζονται από αυτές τις παραμορφωμένες κατανομές πίεσης. Ενδεικτικά στο Διάγραμμα 3.27 παρουσιάζονται οι κατανομές της αξονικής δύναμης για τα δύο προσομοιώματα, με λόγο  $E/E_s = 0,001$  και λόγο  $t/R=0.075$ .



**Διάγραμμα 3.27: Σύγκριση των κατανομών αξονικής πίεσης στα δύο μοντέλα, για λόγο  $E/E_s=0,001$  και λόγο  $t/R=0.075$ .**

Συμπερασματικά λοιπόν, μπορεί να ειπωθεί ότι και τα δύο μοντέλα παρουσίασαν προβλήματα τόσο στις κατανομές των πιέσεων γύρω από τη σήραγγα όσο και στα εντατικά μεγέθη της παρειάς, όπου σημειώθηκαν κάποιες αποκλίσεις, στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης και κυρίως για λόγο  $E/E_s=0.001$ . Πιο συγκεκριμένα, όσον αφορά στις ανωμαλίες στις κατανομές της πίεσης, αυτές ίσως να οφείλονται στο ότι στοχεύει πλήρως η διεπιφάνειας και έτσι σημειώνονται κάποιες αυξομειώσεις στην πίεση ώστε να μην αρχίσει να περιστρέφεται η επένδυση σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος.

Να σημειωθεί πάντως ότι στα επόμενα και σε όλες τις υπόλοιπες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν για τη συγκεκριμένη διπλωματική εργασία, χρησιμοποιήθηκε το μοντέλο No2, καθώς λόγω της καλύτερης κατανομής και ανάπτυξης των πεπερασμένων στοιχείων γύρω από τη σήραγγα (καθώς επίσης λόγω και του μεγαλύτερου αριθμού στοιχείων), θεωρήθηκε ότι μπορεί να δώσει πιο αξιόπιστα και ακριβέστερα αποτελέσματα.

### 3.3 ΣΥΝΟΨΗ

Στο παρόν κεφάλαιο, λοιπόν, επιχειρήθηκε αρχικά ο προσδιορισμός του πλέον κατάλληλου τρόπου προσομοίωσης της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης σήραγγας, χρησιμοποιώντας τα μέσα που μπορεί να προσφέρει ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Αφού επισημάνθηκαν οι δύο κυριότεροι τρόποι προσομοίωσης της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας (για πλήρη και μηδενική συνάφεια) καθώς και οι αντίστοιχες παράμετροι που την χαρακτηρίζουν, πραγματοποιήθηκαν δοκιμές για τον προσδιορισμό του πλέον κατάλληλου μοντέλου προσομοίωσης όσον αφορά στις συννοριακές συνθήκες, με κυριότερο κριτήριο την καλύτερη προσέγγιση στις αναλυτικές λύσεις των Einstein – Schwartz (1979). Τέλος πραγματοποιήθηκαν δοκιμές ώστε να

καθοριστεί ο κানাβος αυτός για τον οποίο τα αποτελέσματα προσεγγίζουν περισσότερο στις υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις, εμφανίζοντας τις κατά το δυνατόν λιγότερες ανωμαλίες λόγω αριθμητικών ανακρίβειών. Πιο αναλυτικά:

- Για την δημιουργία της διεπιφάνειας εδάφους - - επένδυσης σήραγγας θα πρέπει να οριστεί, αρχικά, σαφώς η εξωτερική επιφάνεια της επένδυσης που θα είναι σε επαφή με την εσωτερική επιφάνεια της εκσκαφής.
- Ο κώδικας ABAQUS προσφέρει τη δυνατότητα προσομοίωσης των συνθηκών πλήρους συνάφειας (**TIED**) μεταξύ δύο επιφανειών και πλήρους ολίσθησης (**FRICTION**).
- Με την χρήση των κατάλληλων παραμέτρων, όπως η γωνία τριβής της διεπιφάνειας, η δυσστησία αυτής κ.α., μπορεί να γίνει η προσομοίωση οποιουδήποτε βαθμού συνάφειας μεταξύ της πλήρους και της μηδενικής συνάφειας.
- Μετά από δοκιμές πάνω στις καταλληλότερες συνοριακές συνθήκες οι οποίες δίνουν αποτελέσματα που προσεγγίζουν αυτά των αναλυτικών λύσεων των Einstein – Schwartz (1979), προέκυψε ένα μοντέλο με δεσμευμένους όλους τους περιμετρικούς του κόμβους (κατά  $x$  και  $y$ ) και με επιβαλλόμενο αρχικό ισότροπο φορτίο ίσο με το επιθυμητό κάθε φορά. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα προσεγγίζει καλύτερα και όσον αφορά τα χαρακτηριστικά αυτό των Einstein & Schwartz.
- Έγιναν δοκιμές καταλληλότητας για δύο τύπους κανάβου πεπερασμένων στοιχείων: α) για κানাβο στηριγμένο σε ομόκεντρα τετράγωνα γύρω από την εκσκαφή και β) για κানাβο κατασκευασμένο με βάση ομόκεντρους κύκλους γύρω από την εκσκαφή. Ο δεύτερος τύπος κανάβου κρίθηκε καταλληλότερος λόγω της ομαλής προσαρμογής και πύκνωσης των πεπερασμένων στοιχείων γύρω από την εκσκαφή αλλά και λόγω της ελαχιστοποίησης των ανακρίβειών εξαιτίας αριθμητικών σφαλμάτων.
- Έπειτα από σύγκριση των κανονικοποιημένων αξονικών δυνάμεων, στην παρειά, που εξήχθησαν από τις αναλυτικές λύσεις με τις αντίστοιχες από τις αριθμητικές προσομοιώσεις, προέκυψαν ιδιαίτερα μικρές αποκλίσεις για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας και ελαφρώς μεγαλύτερα για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, κυρίως οφειλόμενες σε αριθμητικές ανακρίβειες.
- Η ίδια κατανομή αποκλίσεων παρατηρήθηκε και στις κανονικοποιημένες καμπτικές ροπές και μετακινήσεις της παρειάς.
- Για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, δεν ήταν δυνατή η εξαγωγή αποτελεσμάτων για εδάφη με πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας, καθώς υπήρχε αδυναμία ολοκλήρωσης των αντίστοιχων αριθμητικών αναλύσεων. Σε κάθε περίπτωση όμως οι μικρές τιμές μέτρου ελαστικότητας εδάφους δεν έχουν πρακτικό ενδιαφέρον.

- Οι κατανομές των πιέσεων παρουσίασαν γενικώς ομαλές κατανομές εκτός από ορισμένες περιπτώσεις με πλήρη ολίσθηση και μικρά μέτρα ελαστικότητας εδάφους όπου παρατηρούνται μικρές ανωμαλίες και οι οποίες πιθανόν να οφείλονται στην πλήρη αστοχία της διεπιφάνειας.
- Γενικώς δεν παρατηρήθηκαν αξιοσημείωτες διαφορές ανάμεσα στους δύο τύπους κανάβου που χρησιμοποιήθηκαν με τον δεύτερο όμως να προτιμάται λόγω της καλύτερης κατανομής των στοιχείων γύρω από την εκσκαφή και τον μεγαλύτερο αριθμό πεπερασμένων στοιχείων.

## 4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

### 4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Έπειτα από την επιβεβαίωση των αναλυτικών, ελαστικών λύσεων των Einstein and Schwartz (1979), όπου προσομοιώθηκε η διάνοιξη σήραγγας σε ελαστικό υλικό χωρίς φάση αποτόνωσης (εκσκαφή και άμεση τοποθέτηση της επένδυσης) και με ταυτόχρονη εκτίμηση των εντατικών μεγεθών στην επένδυση, επιχειρείται πλέον η προσομοίωση πραγματικών συνθηκών διάνοιξης σηράγγων, με την εκτέλεση και πάλι διδιάστατων αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, για την προσομοίωση της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, χρησιμοποιούνται πλέον περισσότερο εύλογες τιμές δυσστησίας και γωνίας τριβής που ανταποκρίνονται σε πραγματικές συνθήκες, λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη αποτελέσματα από εργαστηριακές δοκιμές πάνω σε διεπιφάνειες βράχου – σκυροδέματος (Saiang et al, 2005). Επιπλέον προσομοιώθηκαν δύο φάσεις διάνοιξης: μια φάση αποτόνωσης και μια φάση πλήρους εκσκαφής της διατομής, με ταυτόχρονη εφαρμογή της επένδυσης. Το μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε, βασίζεται στο Μοντέλο Νο2, για το οποίο γίνεται αναφορά στο προηγούμενο κεφάλαιο, και το οποίο είναι διαστάσεων 180x180m με σήραγγα διαμέτρου  $D=10m$ , ακριβώς στο κέντρο του (υπερκείμενο 90m).

### 4.2 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ

Σε αυτήν την ομάδα αναλύσεων πραγματοποιήθηκε η προσομοίωση της διάνοιξης σήραγγας, για δύο ύψη υπερκειμένων: για 200m και για 90m (μετρώντας από το κέντρο της σήραγγας). Η προσομοίωση της διάνοιξης έγινε σε 3 βήματα, τα οποία είναι τα εξής:

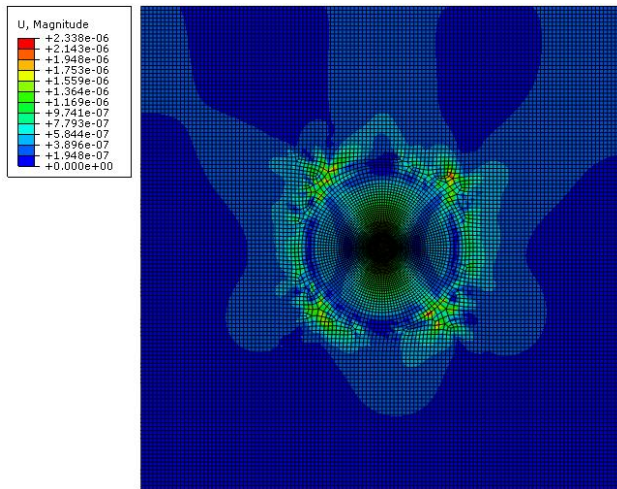
- Αρχικό γεωστατικό βήμα, με επιβολή βαρυτικών δυνάμεων στο εδαφικό μοντέλο και προσομοίωση της γεωστατικής κατάστασης. Για την προσομοίωση του υπερκειμένου των 200m εφαρμόστηκε στην επιφάνεια μια πίεση αντίστοιχη των 110 επιπλέον μέτρων εδάφους.
- Αντικατάσταση του υλικού της εκσκαφής με ένα αντίστοιχο, με μειωμένο μέτρο ελαστικότητας, το οποίο προκύπτει κάθε φορά από τις καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης και τα εκάστοτε μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.
- Πλήρης εκσκαφή της σήραγγας με ταυτόχρονη τοποθέτηση της επένδυσης σε ολόκληρη τη διατομή.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, λοιπόν, η προσομοίωση της αποτόνωσης έγινε με εφαρμογή της μεθόδου της μείωσης του μέτρου ελαστικότητας του υλικού που πρόκειται να εκσκαφτεί. Για να επιτευχθεί αυτό, χρησιμοποιήθηκαν δύο τύποι υλικού εκσκαφής, με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά, και με την σχέση των μέτρων ελαστικότητας τους να

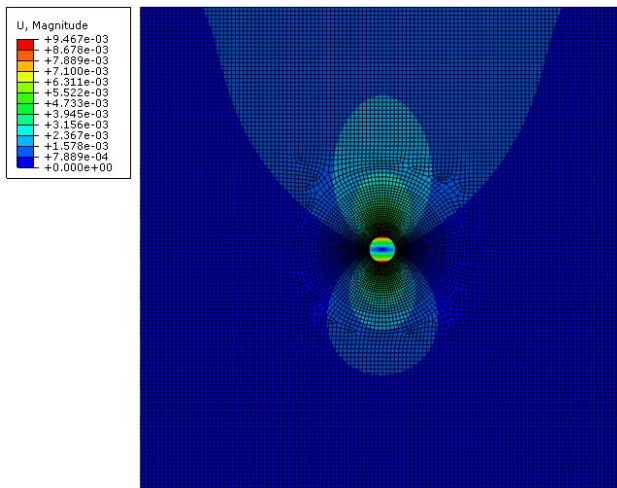


καθορίζεται από τις καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης (Μ. Καββαδάς). Πιο συγκεκριμένα, για το εκάστοτε εντατικό πεδίο (και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων,  $K$ ) και τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους, εκτιμάται μέσω των καμπυλών ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους κατά την αντίστοιχη χρονική στιγμή που τοποθετείται η επένδυση,  $E$ , προς το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του,  $E_0$ . Στην παρούσα διπλωματική εργασία, η επένδυση θεωρείται ότι εφαρμόζεται σε απόσταση ενός μέτρου από το μέτωπο. Ως εκ τούτου εκτιμάται ο λόγος  $E/E_0$ , για λόγο απόστασης από το μέτωπο προς ακτίνα σήραγγας, ίσου με  $x/R=0.2$  (για ακτίνα σήραγγας ίσης με  $R=5\text{m}$  και με τα θετικά  $x$  να μετράνε μπροστά από το μέτωπο). Προφανώς ο λόγος  $E/E_0$ , ποικίλει ανάλογα με τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, το ύψος των υπερκειμένων και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους.

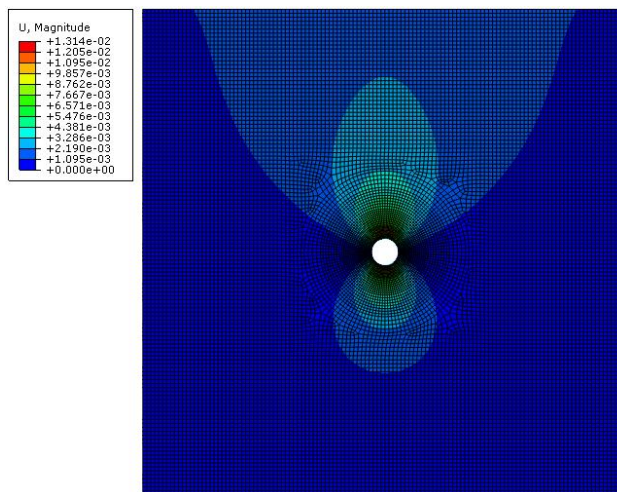
Η παραπάνω μέθοδος έδωσε αρκετά καλά και αξιόπιστα αποτελέσματα, στην προσομοίωση της αποτόνωσης, ενώ για την επαλήθευση αυτών, εκτελέστηκαν δοκιμές με τον εξής τρόπο: Από μια ανάλυση με τη συγκεκριμένη μέθοδο αποτόνωσης, ελήφθησαν οι μετακινήσεις των περιμετρικών τοιχωμάτων της σήραγγας (ουσιαστικά των περιμετρικών κόμβων του εδάφους), και σε μια δεύτερη ανάλυση τέθηκαν ως επιβαλλόμενες μετακινήσεις στους αντίστοιχους περιμετρικούς κόμβους. Στη συνέχεια τοποθετήθηκε η επένδυση, απελευθερώνοντας ταυτόχρονα τους περιμετρικούς κόμβους από τις επιβαλλόμενες μετακινήσεις και αποκαθιστώντας έτσι την συνέχιση της αποτόνωσης. Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν (πιέσεις, μετακινήσεις, αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές) ήταν πρακτικώς ίδια με τα αντίστοιχα της αρχικής μεθόδου, για τις ίδιες συνθήκες συνάφειας εδάφους – επένδυσης (δηλ. τόσο για πλήρη συνάφεια όσο και για μερική), γεγονός που καταδεικνύει ότι η χρησιμοποιούμενη μέθοδος προσομοίωσης λειτουργεί χωρίς προβλήματα για όλες τις συνθήκες συνάφειας της διεπιφάνειας. Να σημειωθεί ότι η επένδυση που χρησιμοποιήθηκε ήταν μεγάλης δυσκαμψίας (μεγάλο μέτρο ελαστικότητας και πάχος), ώστε τα εντατικά μεγέθη και οι πιέσεις πάνω σε αυτήν να μην επηρεάζονται από τυχόν υποχωρήσεις και ανακατανομές τάσεων γύρω από αυτήν. Με αυτόν τον τρόπο επιτεύχθηκε μεγάλη ακρίβεια στις διάφορες συγκρίσεις που πραγματοποιήθηκαν. Μια άποψη της αλληλουχίας εκσκαφής, με τις αντίστοιχες μετακινήσεις, κάνοντας χρήση της μεθόδου του μειούμενου μέτρου ελαστικότητας, δίνεται στις εικόνες παρακάτω.



Εικόνα 4.1: Αρχική γεωστατική κατάσταση με συνισταμένες μετακινήσεις της τάξης των  $10^{-6}$  m.



Εικόνα 4.2: Μετακινήσεις λόγω της μείωσης του μέτρου ελαστικότητας του υλικού εκσκαφής, για την προσομοίωση τη αποτόνωσης της εκσκαφής.

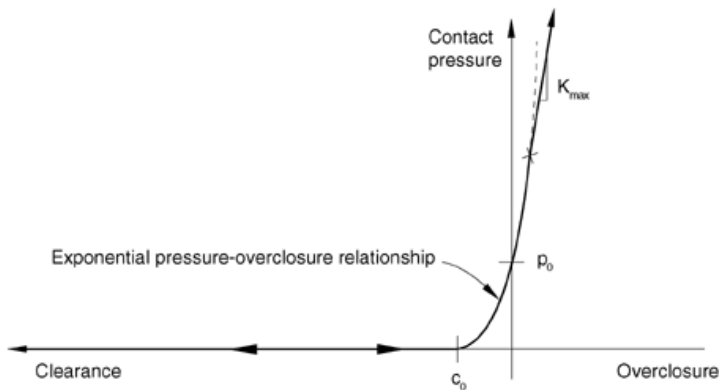


**Εικόνα 4.3: Τελικές μετακινήσεις μετά την πλήρη εκσκαφή της σήραγγας, την τοποθέτηση της επένδυσης και την εξισορρόπηση των παραμορφώσεων.**

Να αναφερθεί επίσης ότι ένας άλλος τρόπος προσομοίωσης της αποτόνωσης (ο οποίος χρησιμοποιήθηκε δοκιμαστικά για την επιβεβαίωση της καλής λειτουργίας των νόμων τριβής με αποτόνωση) είναι η εφαρμογή ομοιόμορφης πίεσης στα τοιχώματα της σήραγγας, αφού πρώτα έχει αφαιρεθεί η εκσκαφή, και μείωση αυτής σε μια τιμή ανάλογη με τον επιθυμητό συντελεστή αποτόνωσης. Η μέθοδος αυτή, όμως, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=1$  και για ομοιόμορφο εντατικό πεδίο, το οποίο μπορεί να θεωρηθεί μόνο για μεγάλο βάθους σήραγγες.

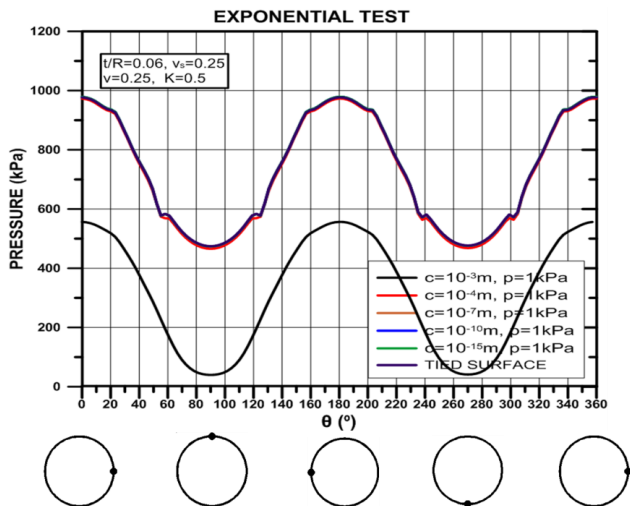
#### 4.2.1 ΔΟΚΙΜΕΣ ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΥ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΚΑΜΠΥΛΗΣ ΕΧΡΟΝΕΝΤΙΑΛ

Η προσομοίωση της διεπιφάνειας επένδυσης – εδάφους, είναι γνωστό ότι αποτελεί μια σύνθετη διαδικασία, με πολλές παραμέτρους να επηρεάζουν την συμπεριφορά τους. Δύο από αυτές τις παραμέτρους, που ήταν αναγκαίο να καθοριστούν εξ' αρχής, είναι η πίεση αποκόλλησης (contact pressure) και η αντίστοιχη ορθή μετακίνηση (clearance). Για τον λόγο αυτό εκτελέστηκαν δοκιμαστικές, παραμετρικές αναλύσεις, ώστε να προσδιοριστεί μια τιμή τους για την οποία η εκθετική καμπύλη της τάσης αποκόλλησης πλησιάζει τους άξονες (Σχήμα 4.1) και άρα την πραγματικότητα, καθώς το ιδεώδες είναι να πραγματοποιείται αποκόλληση για μηδενική πίεση στην επένδυση.



Σχήμα 4.1: Εκθετική σχέση πίεσης αποκόλλησης – ορθής μετακίνησης μεταξύ εδάφους και επένδυσης.

Οι δοκιμές, λοιπόν, που εκτελέστηκαν έδειξαν ότι για τιμές ορθής μετακίνησης μικρότερες από  $c=10^{-7}m$  και τιμές πίεσης αποκόλλησης μικρότερες από  $p=1kPa$ , δεν υπάρχει καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα των πιέσεων και των εντατικών μεγεθών της επένδυσης. Οπότε υιοθετήθηκαν οι παραπάνω τιμές για όλες τις αναλύσεις που αφορούσαν διάνοιξη με φάση αποτόνωσης, καθώς για τιμές μικρότερες από τις άνωθεν, ο υπολογιστικός χρόνος αυξανόταν. Στο Διάγραμμα 4.1 φαίνονται οι κατανομές πιέσεων για διάφορες τιμές ορθής μετακίνησης ( $c$ ), με σταθερή ορθή πίεση αποκόλλησης ίση με  $p=1kPa$ .



Διάγραμμα 4.1: Κατανομή πιέσεων ανάλογα με την ορθή μετακίνηση αποκόλλησης της διεπιφάνειας, για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ .

### 4.3 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΥΣΤΜΗΣΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΣΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Δύο από τις σημαντικότερες παραμέτρους που καθορίζουν την διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας εδάφους - επένδυσης, είναι η δυστμησία της διεπιφάνειας και η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση που μπορεί να αναλάβει αυτή. Η διατμητική παραμόρφωση, η οποία εκφράζεται σε όρους διατμητικής μετακίνησης (mm) (σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών, παράλληλη σε αυτές) και η δυστμησία της διεπιφάνειας (MPa/mm), συνδέονται με την διατμητική αντοχή, με τον τύπο:

$$\tau_{ult} = K_s \cdot \delta \rightarrow P_m \cdot \tan\phi_s = K_s \cdot \delta \quad (4.1)$$

Όπου:  $\tau_{ult}$  = η μέγιστη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας

$P_m$  = η μέση πίεση στην επένδυση κατά την αποτόνωση (απλοποιητικά καθώς ουσιαστικά υπολογίζεται ανά σημείο - κόμβο)

$\phi_s$  = η γωνία τριβής της διεπιφάνειας

$K_s$  = η δυστμησία της διεπιφάνειας

$\delta$  = η διατμητική μετατόπιση

Να σημειωθεί ότι για την εκτίμηση, κάθε φορά, της μέγιστης διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας (και κατ, επέκταση των υπολοίπων παραμέτρων), χρησιμοποιήθηκε ένας προσεγγιστικός τύπος εκτίμησης της τελικής πίεσης στην επένδυση, μετά την αποτόνωση, ανάλογα και με τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων. Πιο συγκεκριμένα η πίεση δίνεται από τον τύπο:

$$P_m = 0.25 \cdot 0.5 \cdot (1+K) \cdot \gamma \cdot H \quad (4.2)$$

Όπου:  $P_m$  = η τελική πίεση πάνω στην επένδυση (kPa)

$K$  = συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων

$\gamma$  = ειδικό βάρος εδάφους (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  = ύψος υπερκειμένων (m)

Οπότε πρακτικά η τελική πίεση στην επένδυση εκτιμάται στο 25% της μέσης γεωστατικής τάσης πεδίου. Η διατμητική αντοχή δίνεται τελικά από τον τύπο (4.1), παραπάνω, ενώ τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η παραπάνω παραδοχή της τελικής πίεσης πάνω στην επένδυση προσεγγίζει αρκετά ικανοποιητικά τις πιέσεις που προέκυψαν κατά την εκτέλεση των αναλύσεων, και άρα θεωρήθηκε εύλογη.

Σε αυτές τις ομάδες αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε επένδυση με ρεαλιστικά χαρακτηριστικά δυσκαμψίας και γεωμετρικών χαρακτηριστικών. Πιο συγκεκριμένα αυτά είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E_s=30000\text{MPa}$  και λόγο Poisson ίσο με  $\nu=0.2$ .
- Πάχος επένδυσης ίσο με  $t=0.3\text{m}$ .

Για την μελέτη, λοιπόν, της επιρροής των δύο παραπάνω βασικών παραμέτρων (δυσμησία και διατμητική μετακίνηση), στις πιέσεις και τα εντατικά μεγέθη της επένδυσης αλλά και την πραγματοποίηση σύγκρισης με τα αντίστοιχα μεγέθη για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας, εκτελέστηκαν παραμετρικές αναλύσεις για δύο τύπους εδαφών, δύο υπερκείμενα (δηλ. δύο εντατικά πεδία) και δύο γωνίες τριβής διεπιφάνειας, μεταβάλλοντας δυσμησία και μέγιστη διατμητική μετακίνηση αντίστοιχα (elastic slip). Οι αναλύσεις με τα χαρακτηριστικά τους, για τα δύο υπερκείμενα, φαίνονται στους παρακάτω πίνακες.

ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m				
Τύπος εδάφους	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων	α/α ανάλυσης	γωνία τριβής διεπιφάνειας	Δυσμησία διεπιφάνειας (MPa/mm)
Έδαφος 1, $\phi=21.8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ , $GSI=20$ , $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$ , $m_i=9$	a_1	K=1	$\phi_s=20$	0.5
	a_2			0.9
	a_3			1.5
	a_4			2.0
	a_5		0.5	
	a_6		0.9	
	a_7		1.5	
	a_8		2.0	
	a_9	K=0.5	$\phi_s=20$	0.5
	a_10			0.9
	a_11			1.5
	a_12			2.0
	a_13		0.5	
	a_14		0.9	
	a_15		1.5	
	a_16		2.0	
Έδαφος 2, $\phi=37.7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ , $GSI=50$ , $\sigma_{ci}=25\text{MPa}$ , $m_i=9$	a_17	K=1	$\phi_s=20$	0.5
	a_18			0.9
	a_19			1.5
	a_20			2.0
	a_21		0.5	
	a_22		0.9	
	a_23		1.5	
	a_24		2.0	
	a_25	K=0.5	$\phi_s=20$	0.5
	a_26			0.9
	a_27			1.5
	a_28			2.0
	a_29		0.5	
	a_30		0.9	
	a_31		1.5	
	a_32		2.0	

Πίνακας 4.1: Χαρακτηριστικά αναλύσεων για υπερκείμενο 200m.

ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m				
Τύπος εδάφους	Συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων	α/α ανάλυσης	γωνία τριβής διεπιφάνειας	Δυστημσία διεπιφάνειας (Μρα/mm)
Έδαφος 1, $\phi=21.8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ , $GSI=20$ , $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$ , $m_i=9$	a_33	K=1	$\phi_s=20$	0.5
	a_34			0.9
	a_35			1.5
	a_36			2.0
	a_37		$\phi_s=60$	0.5
	a_38			0.9
	a_39			1.5
	a_40			2.0
	a_41	K=0.5	$\phi_s=20$	0.5
	a_42			0.9
	a_43			1.5
	a_44			2.0
	a_45		$\phi_s=60$	0.5
	a_46			0.9
	a_47			1.5
	a_48			2.0
Έδαφος 2, $\phi=37.7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ , $GSI=50$ , $\sigma_{ci}=25\text{MPa}$ , $m_i=9$	a_49	K=1	$\phi_s=20$	0.5
	a_50			0.9
	a_51			1.5
	a_52			2.0
	a_53		$\phi_s=60$	0.5
	a_54			0.9
	a_55			1.5
	a_56			2.0
	a_57	K=0.5	$\phi_s=20$	0.5
	a_58			0.9
	a_59			1.5
	a_60			2.0
	a_61		$\phi_s=60$	0.5
	a_62			0.9
	a_63			1.5
	a_64			2.0

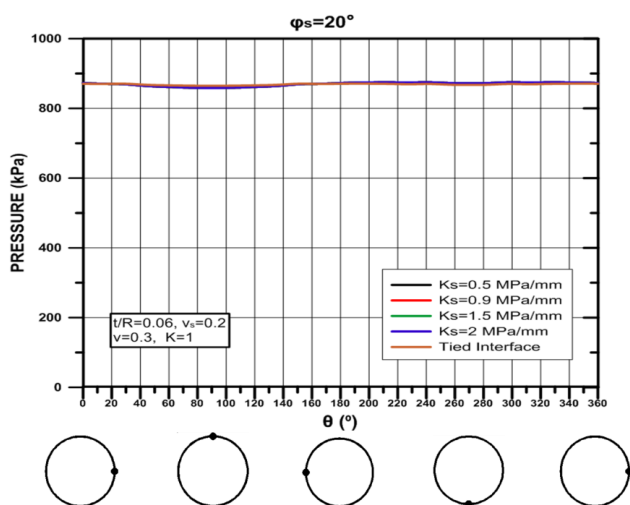
Πίνακας 4.2: Χαρακτηριστικά αναλύσεων για υπερκείμενο 90m.

Αρχικά πραγματοποιήθηκε σύγκριση της κατανομής των πιέσεων, γύρω από τη σήραγγα, για σταθερή γωνία τριβής διεπιφάνειας και μεταβαλλόμενη δυστημσία, για διάφορες ενδεικτικές αναλύσεις (για τις δύο ακραίες μόνο τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας), συμπεριλαμβανομένου και τις αντίστοιχες για πλήρη συνάφεια επένδυσης – εδάφους. Αυτό έγινε ώστε να διαπιστωθεί αν οι ενδιάμεσες καταστάσεις συνάφειας, με ρεαλιστικές τιμές δυστημσίας και γωνίας τριβής διεπιφάνειας, προσεγγίζουν τα αποτελέσματα της περίπτωσης της πλήρους συνάφειας, τόσο όσον αφορά στις πιέσεις πάνω στην επένδυση όσο και στα εντατικά μεγέθη αυτής. Στη συνέχεια για μια σταθερή δυστημσία διεπιφάνειας, διερευνήθηκαν οι διαφοροποιήσεις στις πιέσεις για μεταβαλλόμενη γωνία τριβής, και πάλι συγκρινόμενες με την πλήρη συνάφεια.

### 4.3.1 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m

#### 4.3.1.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ )

Παρόλο που είναι γνωστό ότι για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=1$ , η κατανομή πίεσης στην επένδυση είναι ομοιόμορφη με πρακτικώς μηδενικές διατμητικές τάσεις, εκτελέστηκε μια ενδεικτική ανάλυση για  $K=1$  (Διάγραμμα 4.2), τόσο για την επιβεβαίωση της παραπάνω αναμενόμενης κατάστασης όσο και για τον επανέλεγχο των νόμων τριβής (φυσιολογικά δεν θα πρέπει να υπάρχουν διαφοροποιήσεις για την πλήρη συνάφεια και τη μερική συνάφεια).

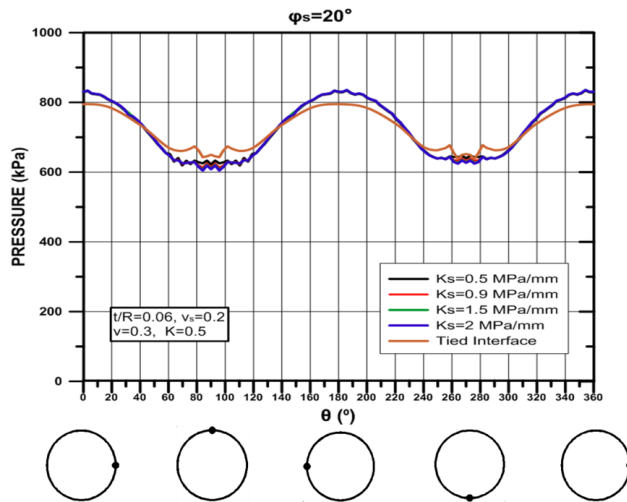


**Διάγραμμα 4.2:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=1$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

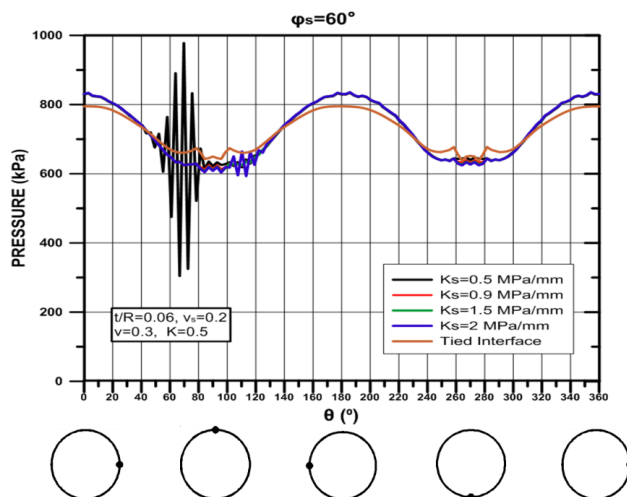
Παρατηρείται λοιπόν ότι όντως δεν υπάρχει καμιά διαφοροποίηση στις πιέσεις τόσο ανάμεσα στις διάφορες τιμές δυσστησίας όσο και σε σχέση με την περίπτωση της πλήρους συνάφειας της διεπιφάνειας (TIED). Οπότε όντως επιβεβαιώνεται η παραπάνω εκτίμηση για την ομοιομορφία των πιέσεων στην επένδυση με πρακτικά ίδιες τιμές για πλήρη και μερική συνάφεια.

Για την περίπτωση του συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσου με  $K=0.5$ , εκτελέστηκαν αναλύσεις, με σκοπό τη διερεύνηση της επιρροής της δυσστησίας της διεπιφάνειας στα φορτία της επένδυσης, για δύο ακραίες τιμές γωνίας τριβής: για  $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ , με τις κατανομές των πιέσεων να φαίνονται στο Διάγραμμα 4.4 Διάγραμμα 4.3 και στο Διάγραμμα 4.4 αντίστοιχα.





**Διάγραμμα 4.3:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

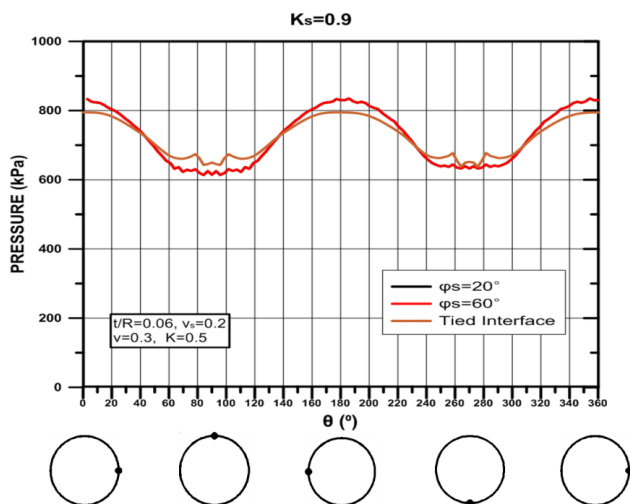


**Διάγραμμα 4.4:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

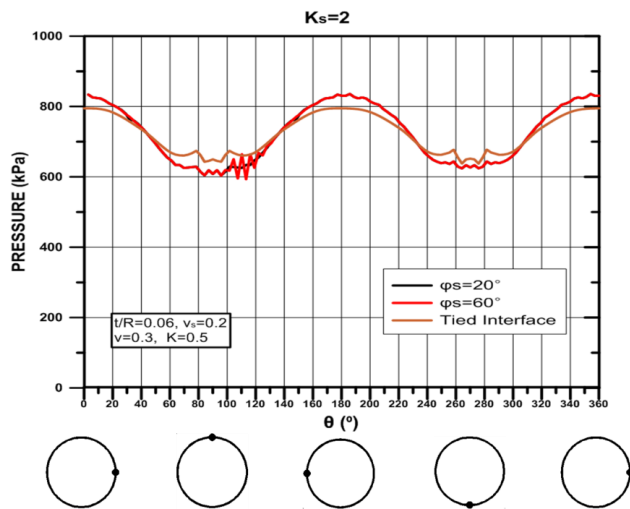
Και για τις δύο γωνίες τριβής διεπιφάνειας, οι κατανομές των πιέσεων πρακτικά ταυτίζονται για όλες τις τιμές δυσστησίας, με αυτές όμως να διαφοροποιούνται σε σχέση με την πλήρη συνάφεια, όπου παρατηρείται μια μέση απόκλιση της τάξης του 3.5%. Ειδικότερα για την περίπτωση με γωνία τριβής  $\phi_s=60^\circ$  και δυσστησία διεπιφάνειας  $K_s=0.5$ MPa/mm, παρατηρείται μια έντονη ανωμαλία στην κατανομή της πίεσης, ανάμεσα στην παρεία και την στέψη, η οποία πιθανώς οφείλεται σε αριθμητική ανακρίβεια ή αστοχία της διεπιφάνειας στην περιοχή αυτή. Μένει να μελετηθεί αν όντως υπάρχει

υπέρβαση της διατμητικής αντοχής στην συγκεκριμένη περιοχή της επένδυσης και αν επηρεάζονται τα εντατικά μεγέθη αυτής (αξονική δύναμη, καμπτικές ροπές κ.τ.λ.).

Για την μελέτη, καθαρά, της επιρροής της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας στα φορτία της επένδυσης, εκτελέστηκαν αναλύσεις με σταθερή δυσστησία και μεταβαλλόμενη γωνία  $\phi_s$ . Χρησιμοποιήθηκαν δύο σταθερές τιμές δυσστησίας,  $K_s=0.9$  MPa/mm και  $K_s=2$  MPa/mm, και μελετήθηκαν οι περιπτώσεις γωνίας τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ . Οι αντίστοιχες κατανομές πίεσης φαίνονται στο Διάγραμμα 4.6 για  $K_s=0.9$  MPa/mm και στο Διάγραμμα 4.6 για  $K_s=2$  MPa/mm.



**Διάγραμμα 4.5:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9$  MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

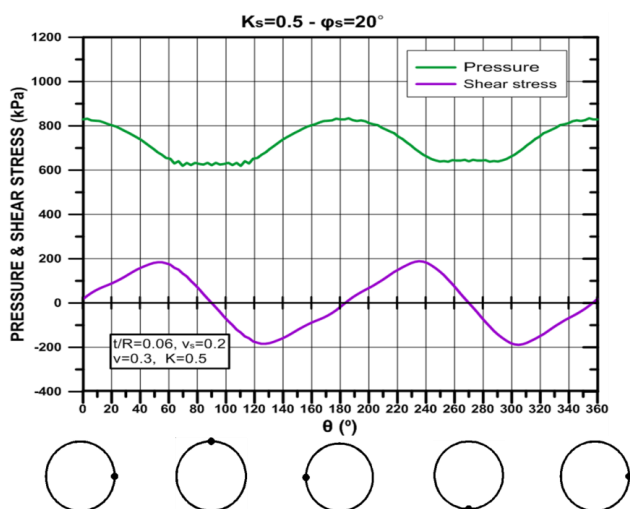


**Διάγραμμα 4.6:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με  $K_s=2$  MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

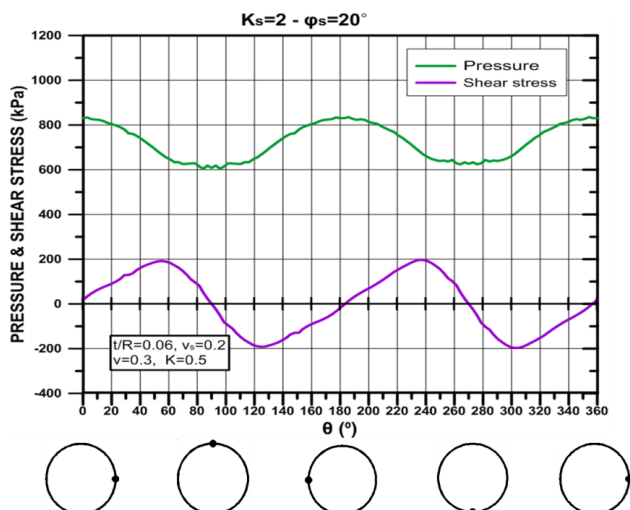
Και για τις δύο περιπτώσεις δυσμησίας υπάρχει πλήρης ταύτιση των πιέσεων για τις δύο αυτές ακραίες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας ( $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ ), ενώ παρατηρείται σχετικά καλή ταύτιση με τις πιέσεις της πλήρους συνάφειας, όπως αποδείχτηκε και προηγουμένως. Τέλος, και πάλι παρατηρούνται κάποιες μικρές ανωμαλίες στις κατανομές των πιέσεων, με μικρές τοπικές μεταβολές της πίεσης, οι οποίες πιθανώς οφείλονται σε ανακρίβειες αριθμητικές.

Για να διαπιστωθεί πόσο κοντά είναι στην διατμητική αστοχία η διεπιφάνεια στα διάφορα περιμετρικά τμήματα της επένδυσης, διερευνήθηκε η κατανομή της πίεσης στην επένδυση σε συνδυασμό με την κατανομή της διατμητικής τάσης, ώστε να εξεταστεί αν οι περιοχές με τις μέγιστες τιμές διατμητικής τάσης συμπίπτουν με περιοχές μικρών πιέσεων. Για ακόμα καλύτερη εσοπτεία κατασκευάστηκαν διαγράμματα των κατανομών του λόγου διατμητικής τάσης προς την αντίστοιχη πίεση στην επένδυση, συγκρίνοντας τις με την εφαπτομένη της αντίστοιχης γωνίας τριβής της διεπιφάνειας (δηλ. με το συντελεστή τριβής).

Αρχικά λοιπόν στο Διάγραμμα 4.7 απεικονίζεται η κατανομή των πιέσεων και των διατμητικών τάσεων της διεπιφάνειας για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και δυσμησία  $K_s=0.5$ MPa/mm. Αντίστοιχα στο Διάγραμμα 4.8 για δυσμησία ίση με  $K_s=2$ MPa/mm.



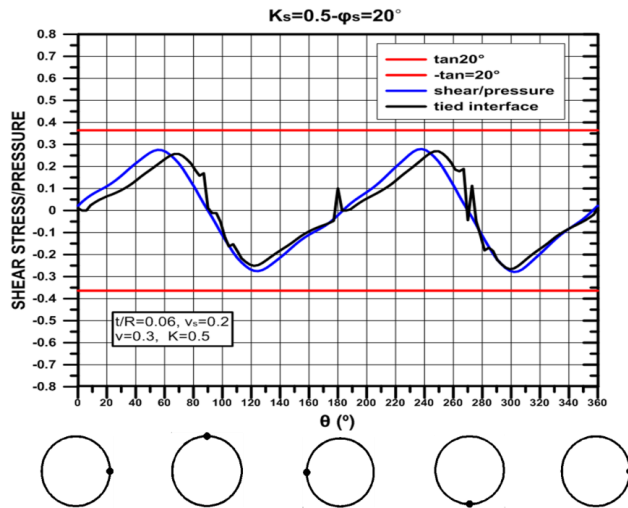
**Διάγραμμα 4.7:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυστμησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.



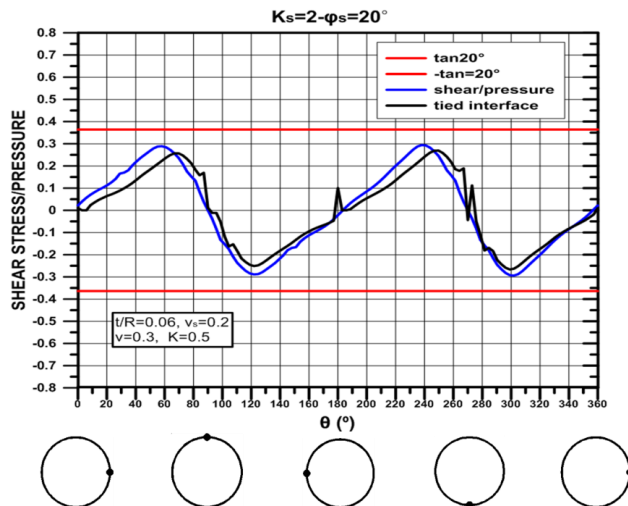
**Διάγραμμα 4.8:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυστμησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Παρατηρείται ότι και στις δύο περιπτώσεις δυστμησίας οι μέγιστες τιμές των διατμητικών τάσεων της διεπιφάνειας, που εμφανίζονται περίπου στις  $45^\circ$  από τις παρειές και τη στέψη (δηλαδή στα μέσα των τεταρτημορίων), συμπίπτουν με μικρές τιμές πίεσης (κοντά στις ελάχιστες) στην επένδυση. Αυτό σημαίνει ότι ο λόγος διατμητικής τάσης προς την πίεση επένδυσης λαμβάνει μεγάλες τιμές, προσεγγίζοντας την εφαπτομένη της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, και συνεπώς την αστοχία αυτής. Για καλύτερη ακόμα εποπτεία εξήχθη το Διάγραμμα 4.9 όπου συγκρίνεται ο λόγος της διατμητικής τάσης στην

διεπιφάνεια προς την ορθή πίεση σε αυτήν, για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας και για την περίπτωση διεπιφάνειας με δυσστησία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , και το Διάγραμμα 4.10 για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , αντίστοιχα.



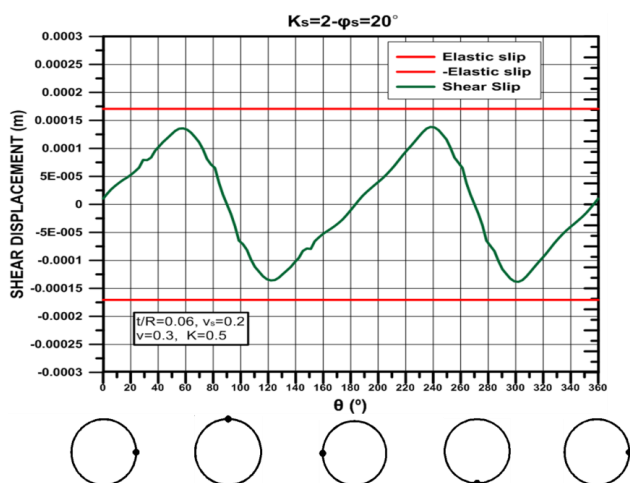
**Διάγραμμα 4.9:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.



**Διάγραμμα 4.10:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Από τα παραπάνω διαγράμματα φαίνεται ότι σε κανένα σημείο τους οι επιφάνειες δεν αστοχούν παρόλο που προσεγγίζουν την αστοχία στα σημεία που μεγιστοποιείται η

διατμητική τάση (κοντά στις  $45^\circ$  από τις παρειές και τη στέψη), όπως είχε σωστά υποτεθεί παραπάνω. Μάλιστα για τη μεγαλύτερη τιμή δυσστησίας το η καμπύλη προσεγγίζει περισσότερο την αστοχία, πράγμα που στις ενδιάμεσες είναι λογικό, αφού στη μεγαλύτερη δυσστησία οι διατμητικές τάσεις είναι αυξημένες καθώς είναι εντονότερη η αντίσταση στην σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η παρατήρηση ότι για τον συγκεκριμένο τύπο εδάφους, οι διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια για πλήρη συνάφεια, έχουν παραπλήσιες τιμές σε σχέση με αυτές με τις ενδιάμεσες τιμές συνάφειας. Αυτό εξηγείται από το ότι λόγω της χαμηλής αντοχής του, το έδαφος αστοχεί σε μεγάλη έκταση γύρω από την εκσκαφή, ομογενοποιώντας το γεωυλικό, τοπικά, και μειώνοντας τις διατμητικές τάσεις που μεταφέρονται στην διεπιφάνεια. Οπότε τελικά σε αυτήν την περίπτωση η δυσστησία της διεπιφάνειας δεν παίζει σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη των διατμητικών τάσεων. Για την πληρότητα των παραπάνω, στο Διάγραμμα 4.11 παρακάτω παρουσιάζεται η κατανομή της διατμητικής μετακίνησης σε σχέση με την μέγιστη επιτρεπτή (elastic slip), για γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και δυσστησία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ .

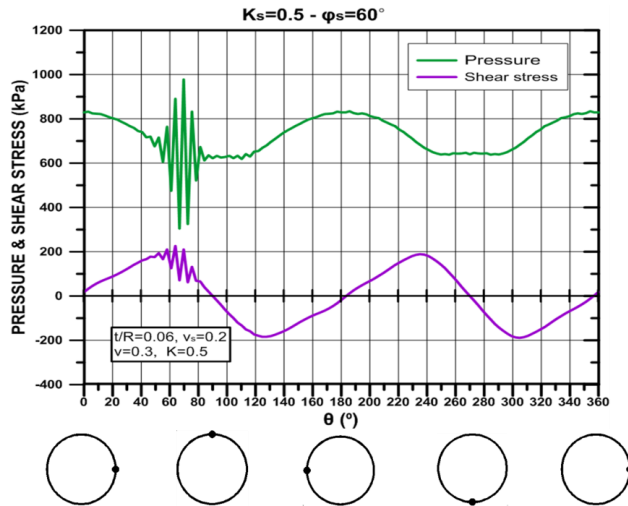


**Διάγραμμα 4.11:** Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

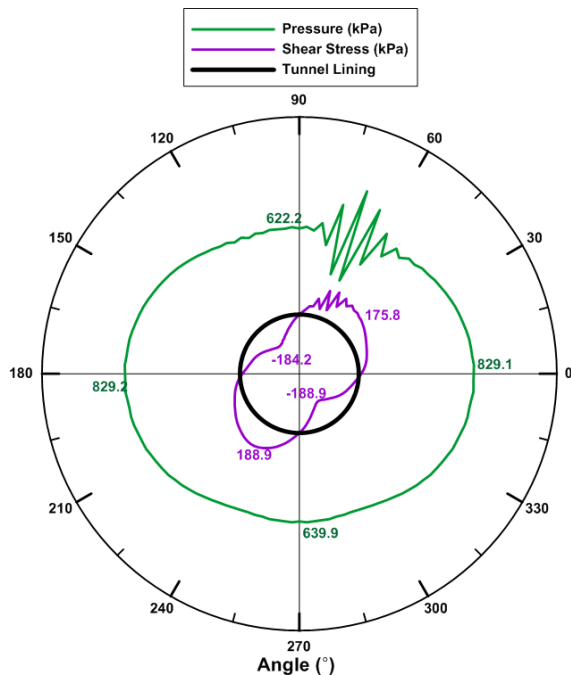
Παρατηρείται μια γενική συμφωνία του παραπάνω διαγράμματος με το αντίστοιχο του λόγου διατμητικής τάσης προς πίεσης, με τις διατμητικές μετακινήσεις να μην ξεπερνούν την μέγιστη επιτρεπτή (el. slip) η οποία εξαρτάται από την δυσστησία της διεπιφάνειας και την αντίστοιχη διατμητική αντοχή.

Ενδεικτικά παρουσιάζεται στο Διάγραμμα 4.12 η σύγκριση διατμητικών τάσεων και πιέσεων στην επένδυση για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$  και δυσστησία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , καθώς είχαν παρατηρηθεί σημαντικές ανωμαλίες στην κατανομή των πιέσεων, και στο Διάγραμμα 4.13, η αντίστοιχη σχηματική απεικόνιση των κατανομών

όπου φαίνεται και η επένδυση της σήραγγας. Οι πιέσεις και οι διατμητικές τάσεις απεικονίζονται με τον ίδιο συντελεστή κλίμακας.

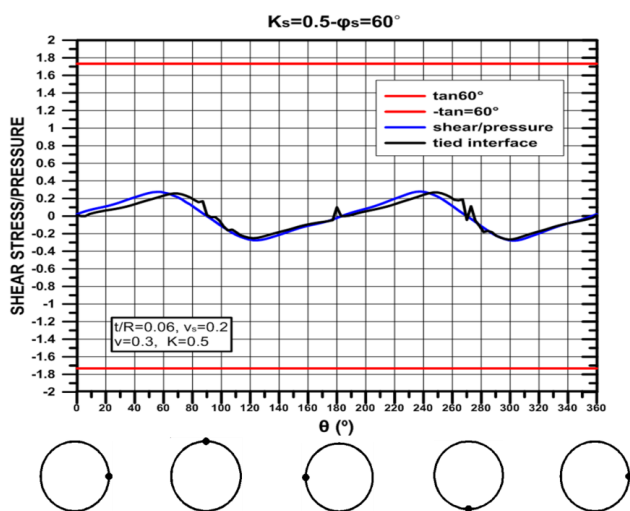


Διάγραμμα 4.12: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.



Διάγραμμα 4.13: Σχηματική απεικόνιση της κατανομής της πίεσης και της διατμητικής τάσης γύρω από την επένδυση, για δυσστησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Μια ανάλογη ανωμαλία στην κατανομή των διατμητικών τάσεων, παρατηρείται, με απότομες αυξομειώσεις στην ίδια ακριβώς περιοχή που εντοπίζεται στην επένδυση, φαινόμενο που πιθανόν οφείλεται σε αριθμητική ανακρίβεια κατά τη εκτέλεση της ανάλυσης από τον κώδικα ABAQUS. Μένει να διερευνηθεί αν οι αυξομειώσεις στη διατμητική τάση είναι ανάλογες με αυτές των πιέσεων και άρα η κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης προς πίεση να είναι ομαλή στην περιοχή αυτή. Για το λόγο αυτό εξήχθη το Διάγραμμα 4.14.



**Διάγραμμα 4.14:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\varphi_s=60^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Η κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης προς πίεση στην επένδυση, είναι ομαλή στην προαναφερθείσα περιοχή, σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα, πράγμα που σημαίνει ότι ο νόμος τριβής αποδίδεται επιτυχώς, ενώ πλέον για αυτή τη γωνία τριβής, η διεπιφάνεια είναι μακριά από την αστοχία και για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας αλλά και για αυτήν της τυπικής συνάφειας διεπιφάνειας. Επιπλέον, και σε αυτήν την περίπτωση, η κατανομή του λόγου της διατμητικής τάσεις προς την ορθή πίεση, πρακτικά, ταυτίζεται για την πλήρη συνάφεια της διεπιφάνειας με την αντίστοιχη της μικρότερης δυσστησίας διεπιφάνειας.

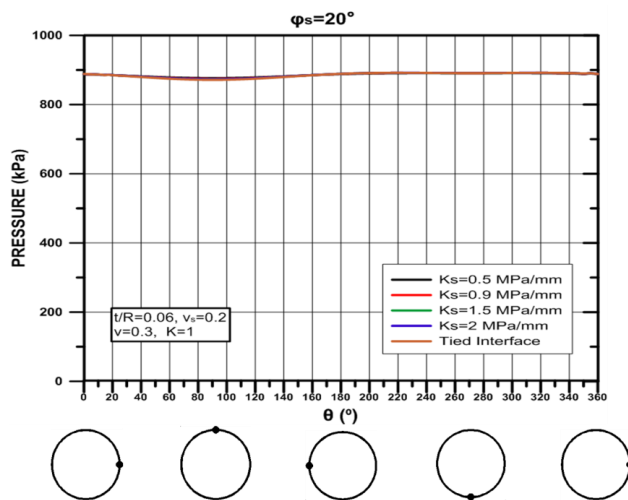
Γενικώς για αυτό το υπερκείμενο των 200m, η διεπιφάνεια φαίνεται να αστοχεί δύσκολα (τουλάχιστον για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ), πιθανώς λόγω των μεγάλων πιέσεων που ασκούνται στην επένδυση και κατ' επέκταση της μεγάλης διατμητικής αντοχής που αναπτύσσεται.



#### 4.3.1.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ )

Πραγματοποιήθηκαν αντίστοιχες αναλύσεις και για ένα αρκετά καλύτερο έδαφος από το έδαφος 1, ώστε να διερευνηθεί η συμπεριφορά της διεπιφάνειας σε ένα υλικό με καλύτερα μηχανικά χαρακτηριστικά αντοχής και με βήμα αποτόνωσης.

Αρχικά, λοιπόν, κατασκευάστηκε ένα ενδεικτικό διάγραμμα (Διάγραμμα 4.15) κατανομής πιέσεων, για διάφορες τιμές δυσστησίας, για γωνία τριβής διεπιφάνειας,  $\phi_s=20^\circ$ , και για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=1$ .

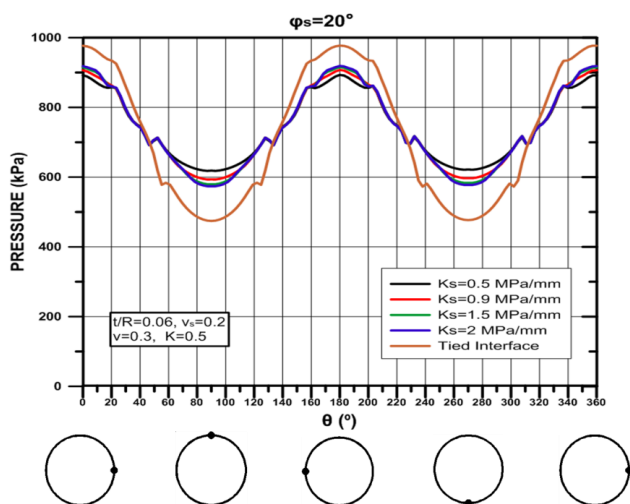


**Διάγραμμα 4.15:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=1$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

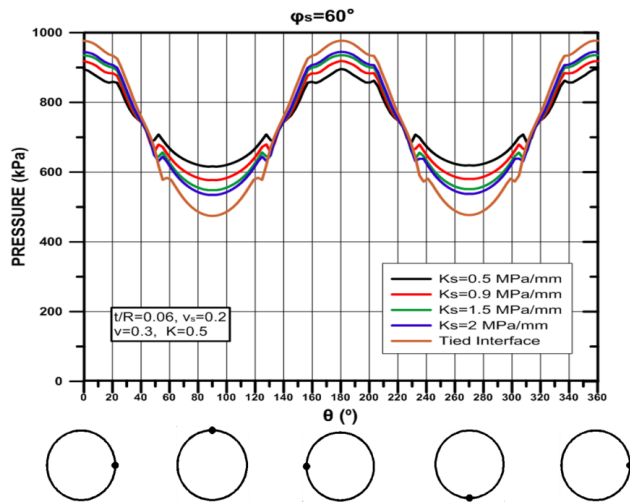
Όπως είναι λογικό, υπάρχει πλήρης ταύτιση των κατανομών πίεσης, τόσο μεταξύ των διαφόρων τιμών ακαμψίας, όσο και σε σχέση με την πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας, αποτέλεσμα που επαναλήφθηκε και για το Έδαφος 1. Παρόλα αυτά, μια δεύτερη και βασική παρατήρηση που μπορεί να γίνει με βάση το παραπάνω διάγραμμα, συγκρινόμενο με το αντίστοιχο για το Έδαφος 1, είναι ότι οι πιέσεις για τα δύο εδαφικά υλικά έχουν παραπλήσιες τιμές. Αυτό φυσιολογικά θα προκαλούσε ερωτήματα μια και θα ήταν αναμενόμενο για το Έδαφος 2 (με τις μεγαλύτερες τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών), οι τελικές πιέσεις στην επένδυση να είναι μικρότερες, μιας και αναφερόμαστε στο ίδιο ύψος υπερκειμένων. Η εξήγηση του παραπάνω φαινομένου έγκειται στην παράδοξη συμπεριφορά που έχει περιγραφεί από τους Anagnostou και Cantieni (2009) και στη μορφή της καμπύλης της μηκοτομικής κατανομής των μετακινήσεων, με βάση τα οποία δεν παρατηρείται μονοτονική αύξηση των φορτίων όσο μειώνεται η ποιότητα της βραχώμαζας. Πιο συγκεκριμένα για το Έδαφος 1, κατά την τοποθέτηση της επένδυσης (σε απόσταση ενός μέτρου από το μέτωπο με  $x/R=0.2$ ), έχει επιτελεστεί το μεγαλύτερο μέρος της αποτόνωσης (συντελεστής αποτόνωσης,  $\lambda=0.91$ ), με ένα τελικό λόγο  $E/E_o=0,025$ , όπου  $E$  είναι το τελικό μέτρο ελαστικότητας της εκσκαφής

πριν πραγματοποιηθεί αφαίρεση της και  $E_0$  το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδαφικού μοντέλου. Γίνεται αντιληπτό λοιπόν ότι κατά την τελική εκσκαφή και τοποθέτηση της επένδυσης, ένα πολύ μικρό μέρος της αποτόνωσης μένει ακόμα να συντελεστεί, με τις τελικές πιέσεις να έχουν αυτές τις τιμές λόγω των γενικά μεγάλων συγκλίσεων που δίνει αυτό το έδαφος ακόμα και στο τελικό στάδιο αποτόνωσης. Από την άλλη, για το έδαφος 2, κατά την τοποθέτηση της επένδυσης έχει συντελεστή η μισή περίπου αποτόνωση ( $\lambda=0,53$ ), με λόγο  $E/E_0=0,2$ . Οπότε μετά την τοποθέτηση της επένδυσης υπάρχει ένα σημαντικό ποσοστό συγκλίσεων που εξελίσσονται δυναμικά, και που σε συνδυασμό με την σχετικά υψηλή ακαμψία του εδάφους 2, δίνουν αυτές τις συγκριτικά υψηλές τιμές πιέσεων στην επένδυση.

Για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$  και τις δύο τιμές γωνίας τριβής,  $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ , κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα κατανομής πιέσεων.



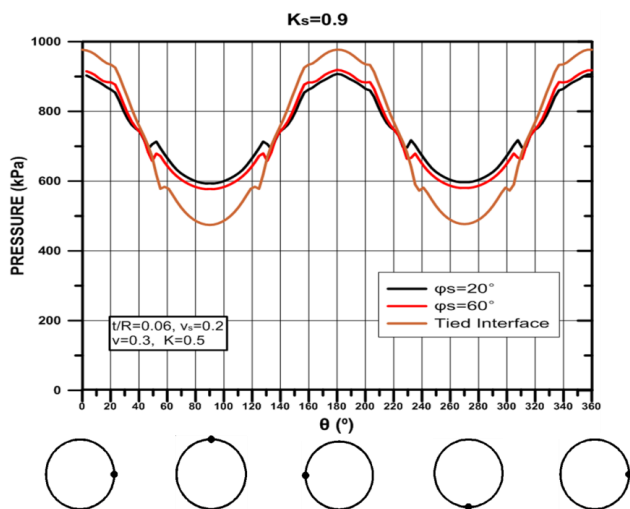
**Διάγραμμα 4.16:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



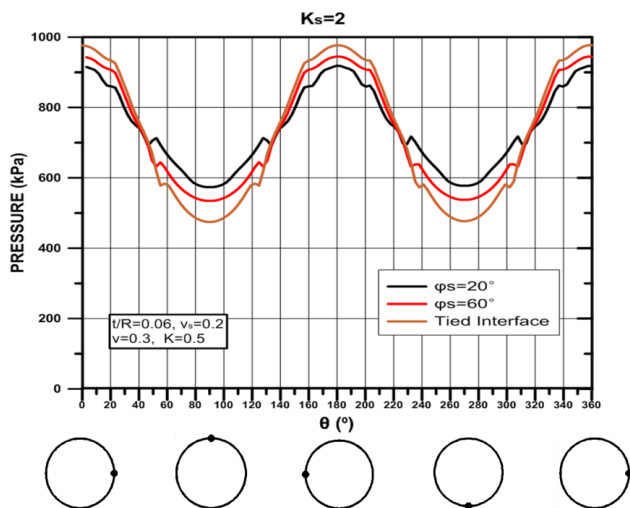
**Διάγραμμα 4.17:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

Σύμφωνα με τα παραπάνω διαγράμματα, λοιπόν, εντοπίζονται εμφανείς αποκλίσεις στις κατανομές των πιέσεων, τόσο για τις διάφορες τιμές δυσστησίας όσο και για τη σύγκριση μερικής και πλήρους συνάφειας (μέση απόκλιση 10%). Ιδιαίτερα για τη μεγαλύτερη γωνία τριβής της διεπιφάνειας ( $\phi_s=60^\circ$ ), οι αποκλίσεις είναι ακόμα πιο έντονες ανάμεσα στις διαφορετικές δυσστησίες, με αυτές να αποκτούν μια λιγότερο ακόμα ομοιόμορφη κατανομή. Αυτό πιθανόν να οφείλεται στο ότι για τις μικρές δυσστησίες οι πιέσεις είναι, γενικώς, περισσότερο ομοιόμορφες, καθώς οι σχετικά μικρές διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται αδυνατούν να τις συγκρατήσουν σε μια σταθερή τιμή και άρα αυτές τείνουν να ομοιομορφοποιηθούν. Μένει να διερευνηθεί αν αυτές οι διαφοροποιήσεις επιφέρουν μεταβολές και στα εντατικά μεγέθη, και αν η διεπιφάνεια αστοχεί τοπικά, υπό αυτό το υπερκείμενο εδάφους.

Διερευνώντας την επίδραση της γωνίας τριβής, ξεχωριστά, για σταθερή δυσστησία, εξήχθη το Διάγραμμα 4.18 για  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και το Διάγραμμα 4.19 για  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



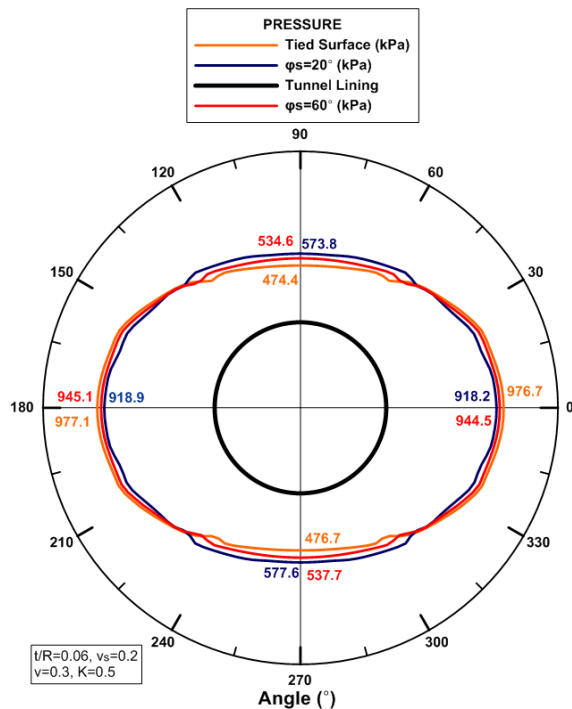
**Διάγραμμα 4.18:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9$  MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



**Διάγραμμα 4.19:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2$  MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

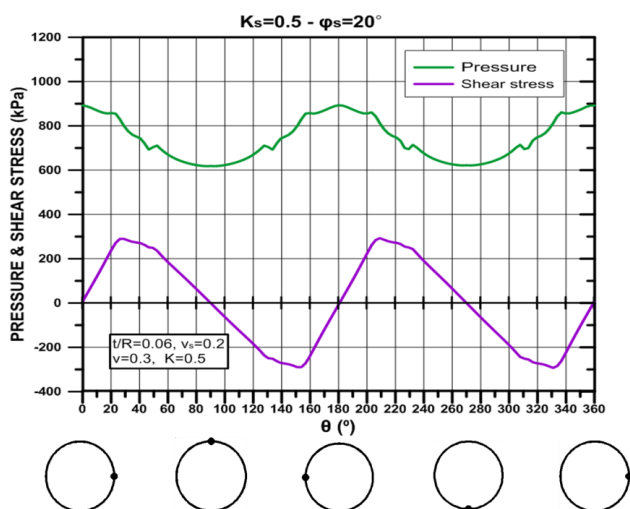
Παρατηρείται καλή προσέγγιση για τις δύο τιμές γωνία τριβής με τις αποκλίσεις να αυξάνονται για την μεγαλύτερη δυσστησία διεπιφάνειας. Γενικώς πάντως οι κατανομές των πιέσεων για τις διάφορες τιμές δυσστησίας προσεγγίζουν περισσότερο την κατανομή για πλήρη συνάφεια στην περίπτωση του εδάφους 1 σε σχέση με την περίπτωση του εδάφους 2. Η εξήγηση για αυτό, πιθανόν να είναι η ίδια με τις παραπάνω περιπτώσεις, δηλαδή το γεγονός ότι η διεπιφάνεια συμπεριφέρεται αλλιώς ανάλογα με την δυσστησία και κατ' επέκταση την μέγιστη διατμητική μετακίνηση που μπορεί να αναλάβει. Έτσι,

ειδικά για την περίπτωση όπου ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων είναι ίσος με  $K=0.5$ , οι επιβαλλόμενες από την αποτόνωση μετακινήσεις έχουν διαφορετικό αντίκτυπο (λόγω και της σχετικά μεγάλης δυσκαμψίας του εδάφους) στα φορτία της επένδυσης ανάλογα με την δυσστησία. Να σημειωθεί, επίσης, ότι μικρές ανωμαλίες που εντοπίζονται στις κατανομές των πιέσεων, για το έδαφος 2, στα μέσα των τεταρτημορίων, οφείλονται πιθανόν στη μεγιστοποίηση των διατμητικών τάσεων στην ίδια περιοχή, όπως θα φανεί παρακάτω. Μάλιστα στο Διάγραμμα 4.20 φαίνεται μια περισσότερο ρεαλιστική απεικόνιση της κατανομής των πιέσεων γύρω από τη σήραγγα, με τις ανωμαλίες να εντοπίζονται όντως στα μέσα των τεταρτημορίων.

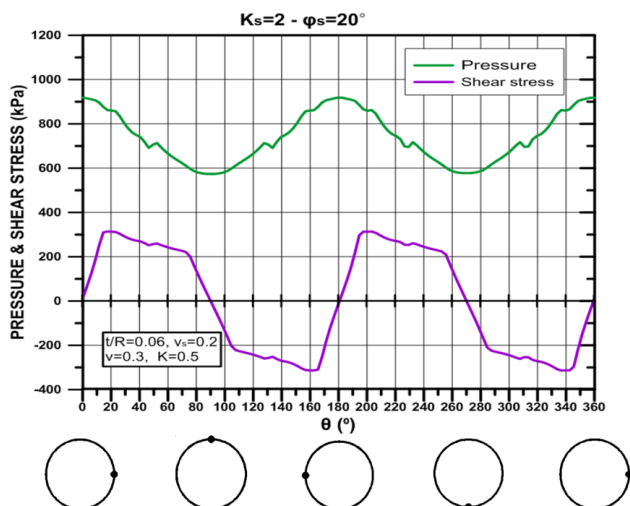


**Διάγραμμα 4.20: Σχηματική κατανομή των πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2$  MPa/mm και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.**

Διαγράμματα κατανομής διατμητικής τάσης και πιέσεων καθώς και λόγου διατμητικών τάσεων προς πίεση επένδυσης, εξήχθησαν και για αυτό το εδαφικό προφίλ για την διερεύνηση της περίπτωσης αστοχίας της διεπιφάνειας και πάλι για τις δύο ακραίες τιμές δυσστησίας και τη μικρότερη γωνία τριβής. Για το συγκεκριμένο έδαφος, παρόλο που έχει υψηλές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών και δυσκαμψίας, παρουσιάζει ενδιαφέρον η εξέλιξη των διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια, λόγω του όπως αναφέρθηκε παραπάνω, κατά την τοποθέτηση της επένδυσης, έχει συντελεστή το 50% περίπου της αποτόνωσης.



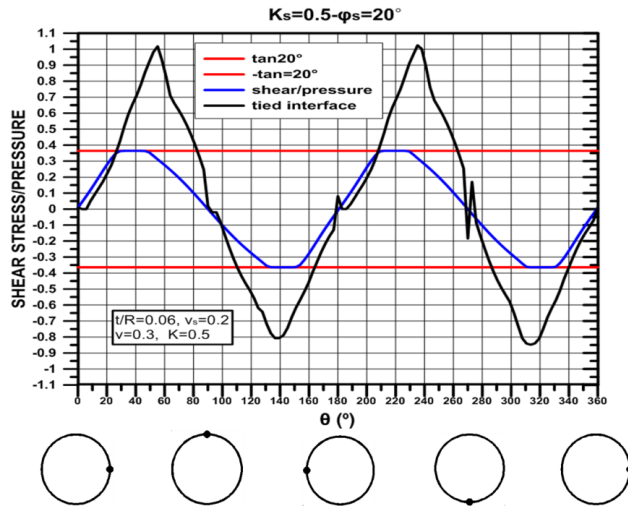
**Διάγραμμα 4.21:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστημσία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



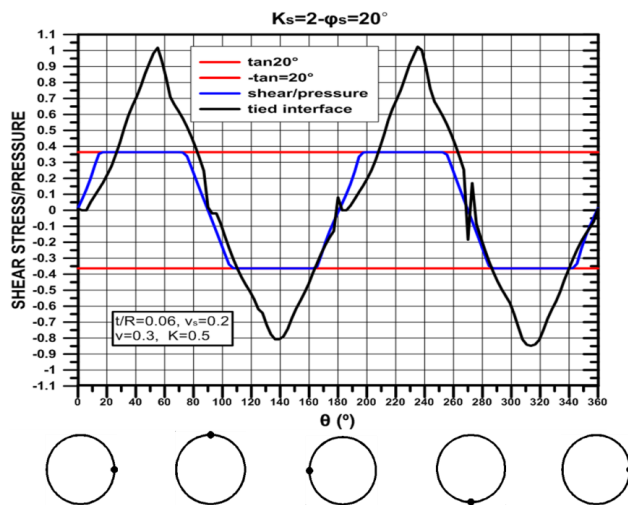
**Διάγραμμα 4.22:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστημσία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

Και στις δύο περιπτώσεις σημειώνονται σημαντικές διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια, σε ένα σημαντικό ποσοστό αυτής, με τα μέγιστα τους (μέχρι και 315kPa) όμως να μην συμπίπτουν με τις ελάχιστες πιέσεις στην επένδυση όπως γινόταν στην περίπτωση του εδάφους 1. Ιδιαίτερα για την διεπιφάνεια με τη μεγαλύτερη δυσστημσία, οι διατμητικές τάσεις είναι μεγαλύτερες, όπως είναι αναμενόμενο. Για περαιτέρω διερεύνηση της πιθανότητας αστοχίας της διεπιφάνειας, εξήχθη το Διάγραμμα 4.23 για δυσστημσία  $K_s=0,5\text{MPa/mm}$  και το Διάγραμμα 4.24 για δυσστημσία  $K_s=2\text{MPa/mm}$ . Και στις δύο

περιπτώσεις πραγματοποιείται σύγκριση με τη αντίστοιχη κατανομή για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας.



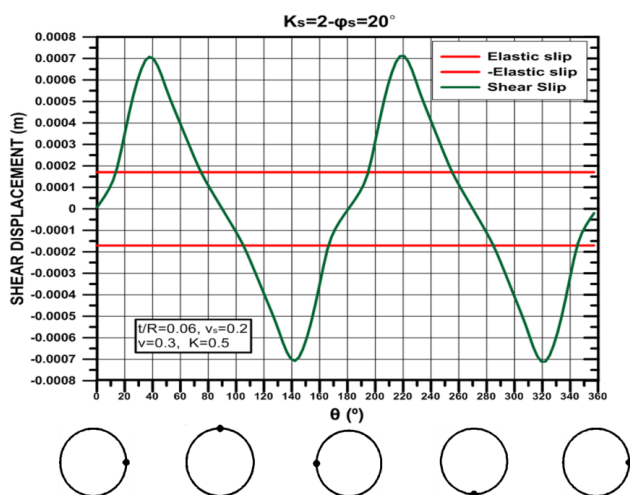
**Διάγραμμα 4.23:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



**Διάγραμμα 4.24:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

Είναι φανερό, από τα παραπάνω διαγράμματα, ότι η διεπιφάνεια αστοχεί διατμητικά και στις δύο περιπτώσεις δυσστησίας, στις περιοχές όπου οι διατμητικές τάσεις σημειώνουν μέγιστες τιμές. Ειδικά για την περίπτωση της μέγιστης δυσστησίας, η διεπιφάνεια

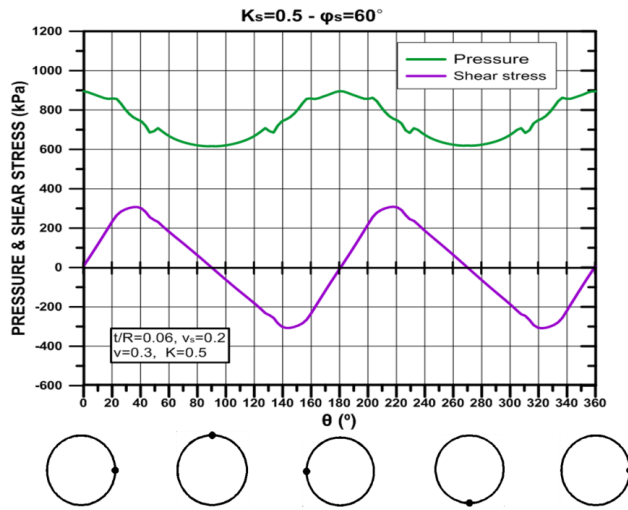
αστοχεί σε ένα μεγάλο ποσοστό της επένδυσης, γεγονός που ενδέχεται να παίζει σημαντικό ρόλο στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η διεπιφάνεια σε μεγάλο μέρος της έχει την συμπεριφορά πλήρους ολίσθησης, πράγμα που, όπως έχει αποδειχτεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, διαφοροποιεί τα εντατικά μεγέθη τουλάχιστον σε σχέση με την πλήρη συνάφεια. Μάλιστα, στην περίπτωση της πλήρους συνάφειας, όπως φαίνεται παραπάνω, η κατανομή ξεπερνά κατά πολύ τις περιβάλλουσες αστοχίας, αποδίδοντας, ιδανικά, λόγους διατμητικής τάσης με τιμές υπερδιπλάσιες από την, πρακτικά, μέγιστη δυνατή. Η επεξήγηση του φαινομένου αυτού, έγκειται στις σημαντικές διατμητικές τάσεις που μεταβιβάζονται στην διεπιφάνεια από ένα γεωλικό μεγαλύτερης αντοχής, σε σχέση με το Έδαφος 1, και συνεπώς με μικρότερης έκτασης πλαστική ζώνη γύρω από την εκσκαφή και άρα μικρότερου βαθμού ομογενοποίησης τάσεων, τοπικά Αντιστοίχως με τα παραπάνω διαγράμματα, κατασκευάστηκε και το Διάγραμμα 4.25 όπου φαίνονται οι διατμητικές μετακινήσεις να ξεπερνούν καθαρά τη μέγιστη επιτρεπόμενη (el. slip), για  $\phi_s=20^\circ$  και  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , στις αντίστοιχες περιοχές που αστοχεί η διεπιφάνεια (Διάγραμμα 4.24).



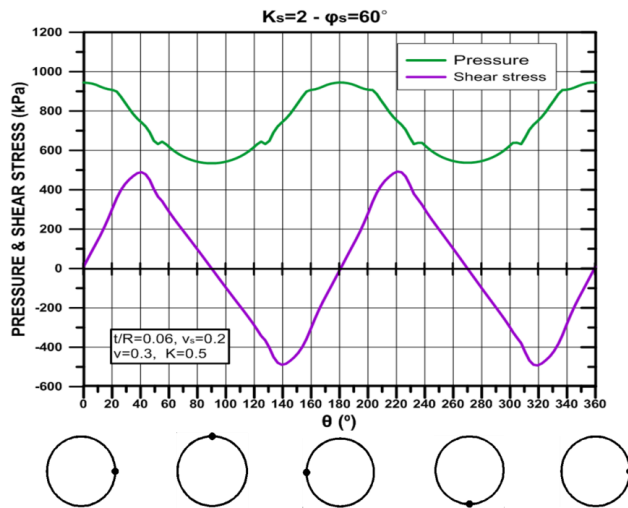
**Διάγραμμα 4.25:** Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυσστημσία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

Ενδεικτικά για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ , και δυσστημσία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  η κατανομή των διατμητικών τάσεων σε σχέση με τις πιέσεις στην επένδυση, φαίνεται στο Διάγραμμα 4.26 και η αντίστοιχη για δυσστημσία  $K_s=2\text{MPa/mm}$  στο Διάγραμμα 4.27. Τέλος στο Διάγραμμα 4.28 και στο Διάγραμμα 4.29 φαίνονται οι κατανομές του λόγου διατμητικών τάσεων προς τις πιέσεις στην επένδυση, συγκρινόμενες με την περιβάλλουσα αστοχίας (εφαπτομένη της γωνίας τριβής) και την αντίστοιχη κατανομή για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας..

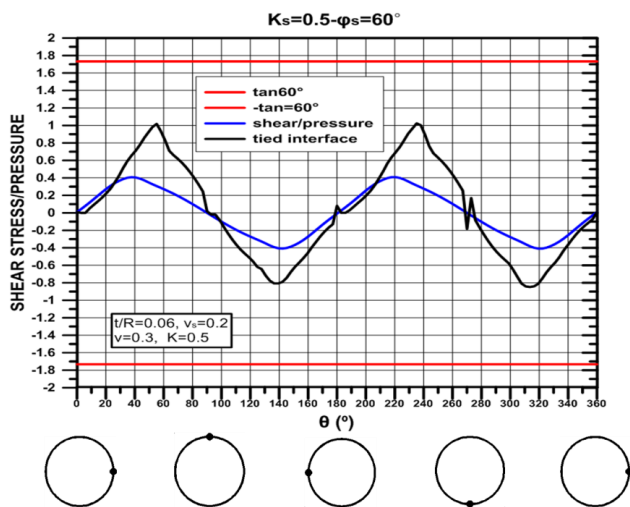




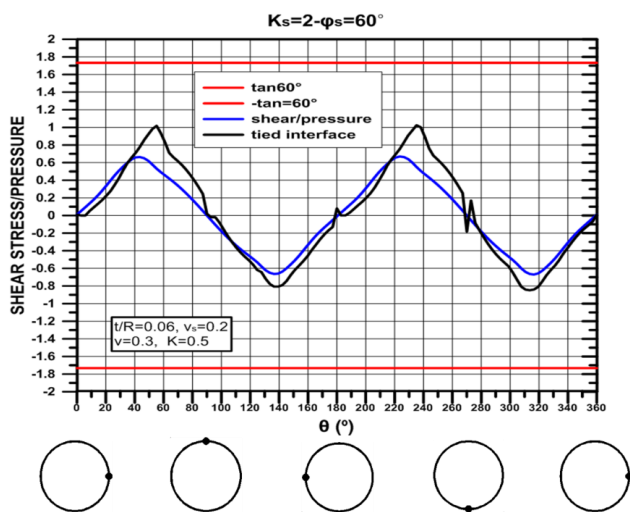
Διάγραμμα 4.26: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



Διάγραμμα 4.27: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



Διάγραμμα 4.28: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=60^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



Διάγραμμα 4.29: Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=60^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

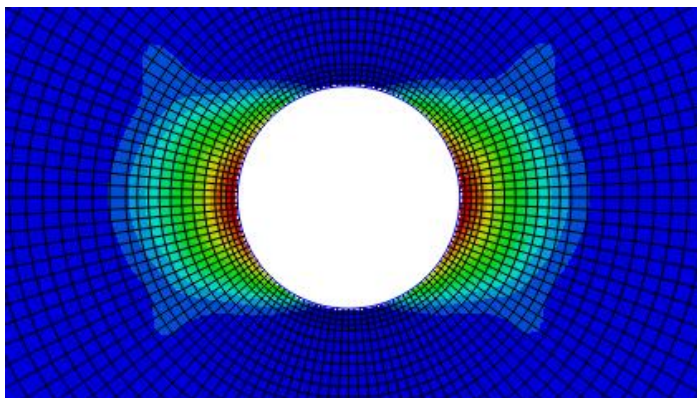
Παρόλο που σημειώνονται αυξημένες τιμές διατμητικών τάσεων, και ιδιαίτερα για δυσμησία  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , η διεπιφάνεια δεν αστοχεί σε κανένα σημείο, απόρροια της μεγάλης γωνίας τριβής της διεπιφάνειας και της αντίστοιχης μεγάλης διατμητικής αντοχής. Και σε αυτήν την περίπτωση οι αντίστοιχες κατανομές για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας εμφανίζουν λόγους υπερδιπλάσιους σε σχέση με αυτούς για διεπιφάνεια

με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και ιδιαίτερα με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , προφανώς, λόγω των υψηλών διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται υπό συνθήκες, πρακτικά, άπειρης δυσκαμψιάς η οποία και δεν επιτρέπει σχετικές ολισθήσεις μεταξύ εδάφους και επένδυσης.

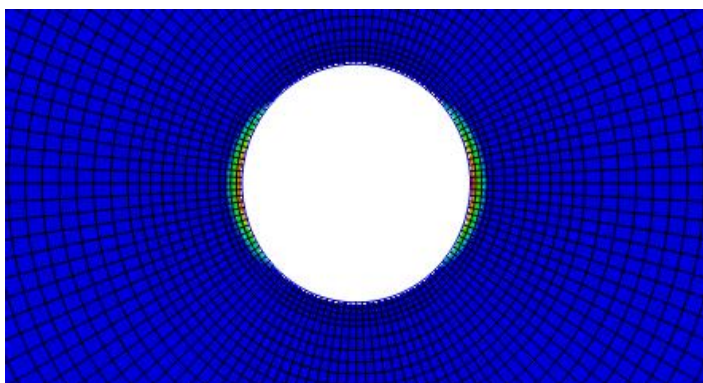
Συμπερασματικά, λοιπόν, φαίνεται ότι οι τρεις παράμετροι που επηρεάζουν κυρίως το μέγεθος των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια, είναι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων,  $K_o$ , το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους και η αντοχή αυτού. Μικρός συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη ποσοστιαία διαφορά των μετακινήσεων της παρειάς και της οροφής. Για μειούμενο μέτρο ελαστικότητας, οι απόλυτες τιμές των μετακινήσεων σαφώς αυξάνονται. Οπότε η εκάστοτε ποσοστιαία διαφορά στις μετακινήσεις παρειάς – οροφής, μεταφράζεται σε μεγαλύτερη σχετική μετακίνηση, κατά απόλυτες τιμές, και συνεπώς μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια, ακριβώς λόγω εκείνης της έντονης τάσης του εδάφους να κινηθεί διαφορετικά στην παρειά σε σχέση με την οροφή. Για το λόγο αυτό, οι μέγιστες διατμητικές τάσεις εμφανίζονται, συνήθως, στις  $45^\circ$  από τις παρειάς, την οροφή και τον πυθμένα της εκσκαφής. Μάλιστα για την αντικειμενικότερη εκτίμηση της επιρροής του μέτρου ελαστικότητας στις μετακινήσεις γύρω από την εκσκαφή, εκτελέστηκε μια δοκιμαστική ανάλυση για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m αλλά με υποδεκαπλάσιο μέτρο ελαστικότητας από αυτό που χρησιμοποιήθηκε στις κλασσικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα έδειξαν πάνω από δεκαπλάσιου μεγέθους μετακινήσεις για το μικρότερο μέτρο ελαστικότητας, πράγμα που σημαίνει ότι και οι σχετικές μετακινήσεις οροφής και παρειών της σήραγγας είναι μεγαλύτερες με , κατά συνέπεια, αυξημένες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια (όταν ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων είναι διάφορος ης μονάδας). Τέλος, σημαντικές παράμετροι που αφορούν το μέγεθος των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια, είναι τα μηχανικά χαρακτηριστικά αυτής. Πιο συγκεκριμένα η δυστημσία της και η αντίστοιχη γωνία τριβής που καθορίζουν την αύξηση των διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια για μια συγκεκριμένη σχετική μετακίνηση των δύο επιφανειών, αλλά και το πόσο κοντά στην αστοχία είναι η διεπιφάνεια.

Όσον αφορά την επιρροή της αντοχής του εδάφους, αξίζει να αναφερθεί, ότι για το έδαφος 1, το οποίο είναι αρκετά φτωχότερων μηχανικών χαρακτηριστικών από το έδαφος 2, οι πιέσεις παρουσιάζουν μια σαφώς πιο ομοιόμορφη κατανομή με μέγιστη πίεση τα 800kPa, περίπου, και ελάχιστη τα 600kPa, σε σχέση με το έδαφος 2 όπου η κατανομή είναι περισσότερο ανομοιόμορφη με μέγιστη και ελάχιστη πίεση τα 1000kPa και 500kPa αντίστοιχα. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας του ότι για το έδαφος 1 δημιουργείται μια σημαντικής έκτασης πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα (Εικόνα 4.4 και Εικόνα 4.5), με μειωμένη ικανότητα ανάληψης και μεταφοράς διατμητικών τάσεων, και η οποία τείνει να ομοιομορφοποιεί τις τάσεις, γύρω από την εκσκαφή και κατ' επέκταση τις πιέσεις στην επένδυση, μεταφέροντας έτσι το φαινόμενο του θόλου μακριά από αυτήν. Αυτή είναι, επομένως, και η εξήγηση για τις μικρές τιμές διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια (τοπικά, προσέγγιση συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων στη μονάδα λόγω ομοιομορφοποιημένων τάσεων), στην περίπτωση του εδάφους 1, οι οποίες σε

συνδυασμό με τις υψηλές πιέσεις (λόγω του μεγάλου υπερκειμένου) απομακρύνουν την διεπιφάνεια από την διατμητική αστοχία.



Εικόνα 4.4: Έκταση πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα για την περίπτωση του εδάφους 1.



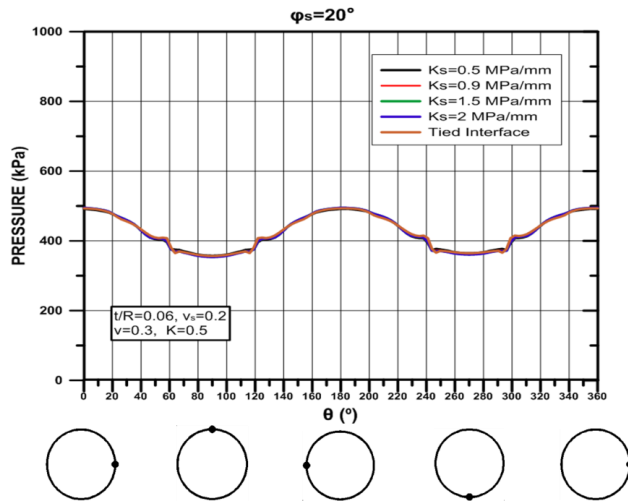
Εικόνα 4.5: Έκταση πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα για την περίπτωση του εδάφους 2.

#### 4.3.2 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m

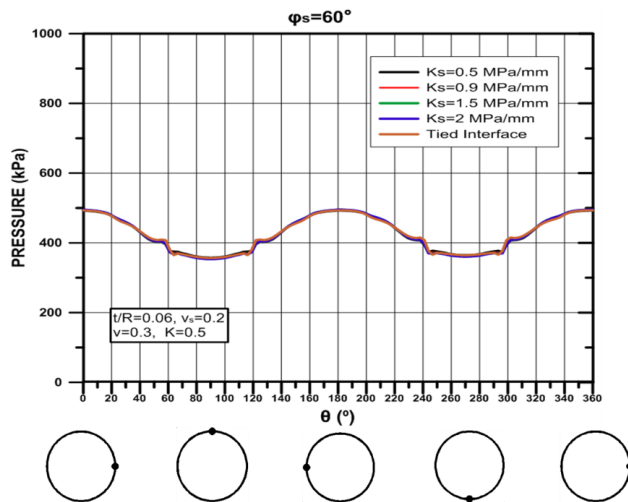
##### 4.3.2.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ )

Για την μελέτη της επιρροής του ύψους των υπερκειμένων και κατ' επέκταση του επί τούτου εντατικού πεδίου, στην συμπεριφορά της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης και στην πιθανότητα αστοχίας αυτής, αλλά και για διερευνηθεί αν το υπό μελέτη φαινόμενο μπορεί να κανονικοποιηθεί ως προς την τάση πεδίου,  $p_0$  (δηλ. το βάθος της σήραγγας), εκτελέστηκαν παραμετρικές αναλύσεις για υπερκείμενο γαιών ίσο με  $H=90\text{m}$  (με βάση τις αρχικές διαστάσεις του χρησιμοποιούμενου μοντέλου) αντίστοιχες με αυτές για υπερκείμενο 200m.

Αρχικά λοιπόν για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$  (για  $K=1$  δεν θεωρείται απαραίτητο να διερευνηθεί εκ νέου), μελετήθηκε η επιρροή της δυσστημίας στα φορτία της επένδυσης, για γωνίες  $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$  με τα αντίστοιχα διαγράμματα παρακάτω.



**Διάγραμμα 4.30:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστημίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

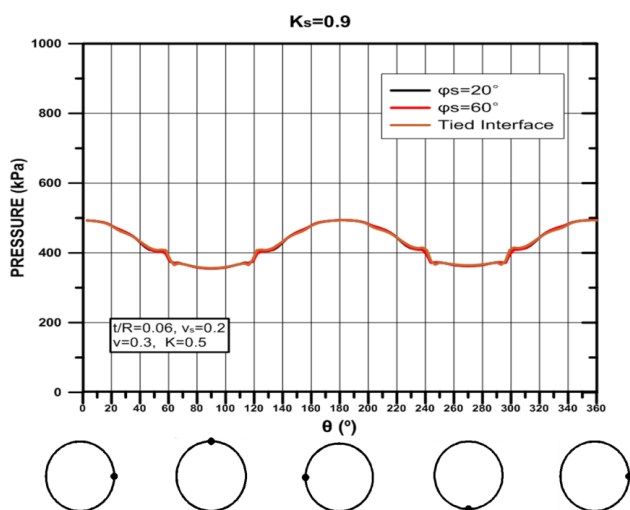


**Διάγραμμα 4.31:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστημίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

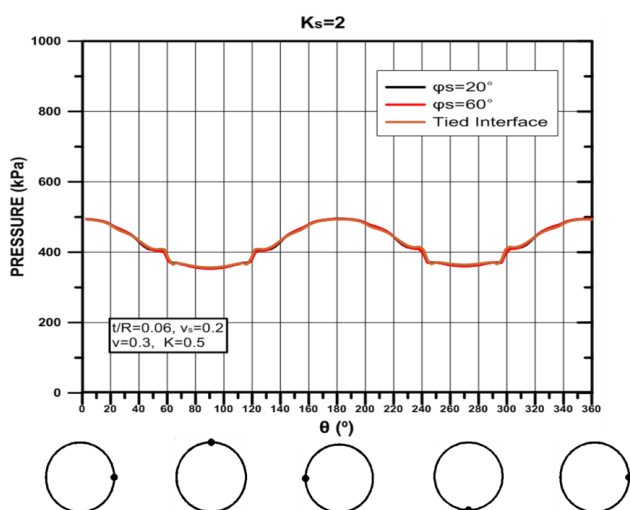
Παρατηρείται πλήρης ταύτιση των πιέσεων για όλες τις δυσστημίες διεπιφάνειας με τις αντίστοιχες για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας (μέση απόκλιση 0.7%), τόσο στην περίπτωση γωνίας  $\phi_s=20^\circ$ , όσο και σε αυτήν για  $\phi_s=60^\circ$ . Μάλιστα σε σχέση με την

περίπτωση υπερκειμένου 200, για τα 90m δεν παρατηρούνται ανωμαλίες και απότομες αυξομειώσεις στην κατανομή των πιέσεων, φαινόμενο που πιθανόν να οφείλεται στις μικρότερες πιέσεις και διατμητικές παραμορφώσεις που σημειώνονται στην επένδυση για το συγκεκριμένο εντατικό πεδίο.

Συγκρίνοντας πιέσεις για σταθερή δυσσμησία και μεταβαλλόμενη γωνία τριβής ( $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ ), προκύπτει το Διάγραμμα 4.32 για δυσσμησία  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και το Διάγραμμα 4.33 για δυσσμησία  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



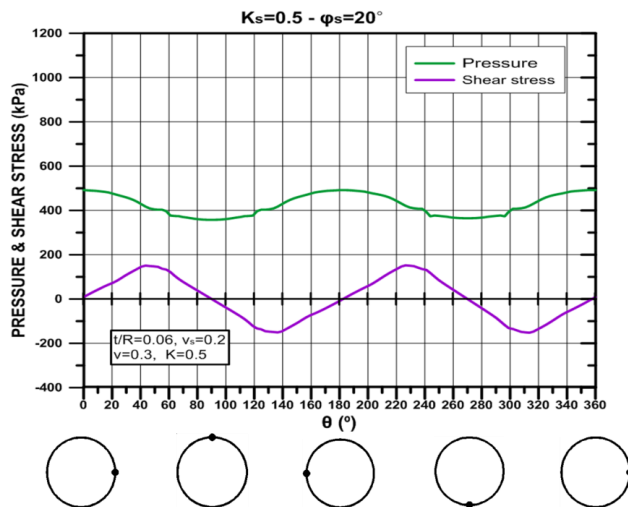
**Διάγραμμα 4.32:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσσμησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.



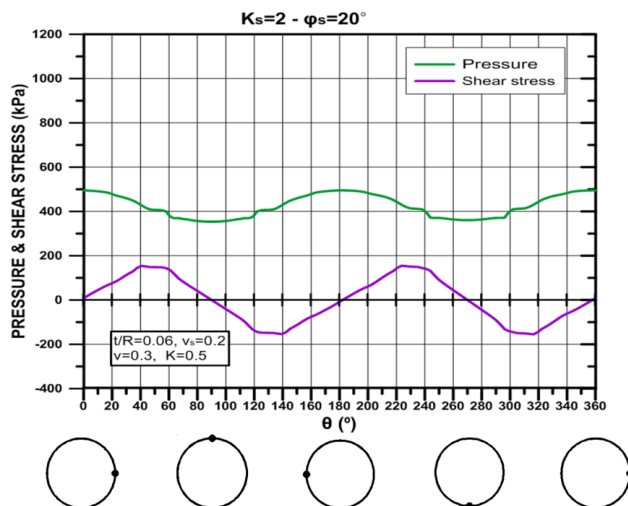
**Διάγραμμα 4.33:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσσμησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Καμία απόκλιση και πάλι στις πιέσεις ανάμεσα στις δύο γωνίες τριβής διεπιφάνειας και την περίπτωση της πλήρους συνάφειας τόσο για τη μέγιστη όσο και για την ελάχιστη δυσμησία.

Για τη διερεύνηση των αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια σε σχέση με τις πιέσεις στην επένδυση και συνεπώς του πόσο προσεγγίζει η πρώτη την αστοχία, εξήχθησαν τα παρακάτω διαγράμματα, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  (και δυσμησίες,  $K_s=0,5\text{MPa/mm}$  και  $K_s=2\text{MPa/mm}$ ), και στη συνέχεια οι αντίστοιχες κατανομές του λόγου διατμητικών τάσεων προς πίεση στην επένδυση.

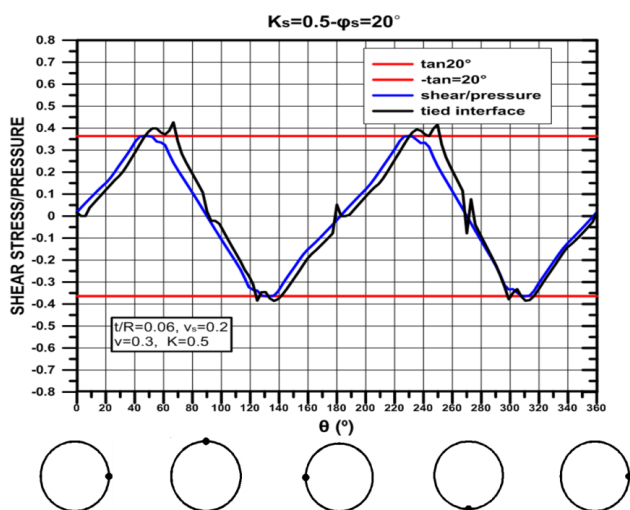


**Διάγραμμα 4.34:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσμησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.



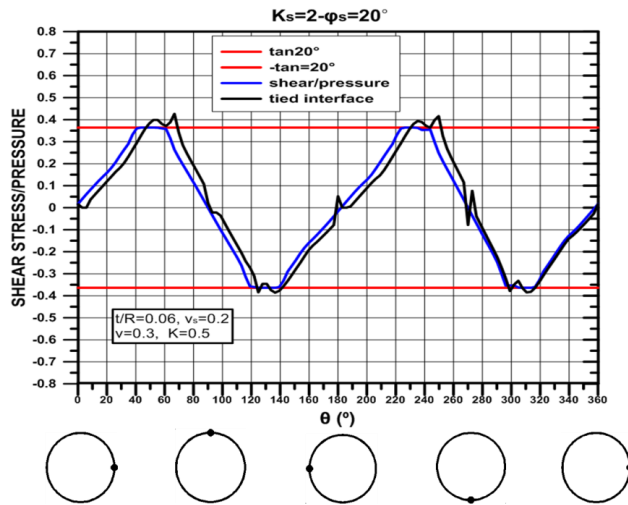
**Διάγραμμα 4.35:** Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσσημία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Συμπεραίνεται από τα παραπάνω διαγράμματα ότι ενώ οι διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια είναι περίπου της τάξης των αντίστοιχων για υπερκείμενο 200m, οι πιέσεις στην επένδυση είναι εμφανώς μειωμένες, όπως ήταν αναμενόμενο για το συγκεκριμένο υπερκείμενο. Αυτό σημαίνει ότι ο λόγος διατμητικών τάσεων προς πίεση στην επένδυση μεγιστοποιείται, με αποτέλεσμα να είναι αυξημένος ο κίνδυνος διατμητικής αστοχίας της διεπιφάνειας. Για να διερευνηθεί αυτό, κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα.



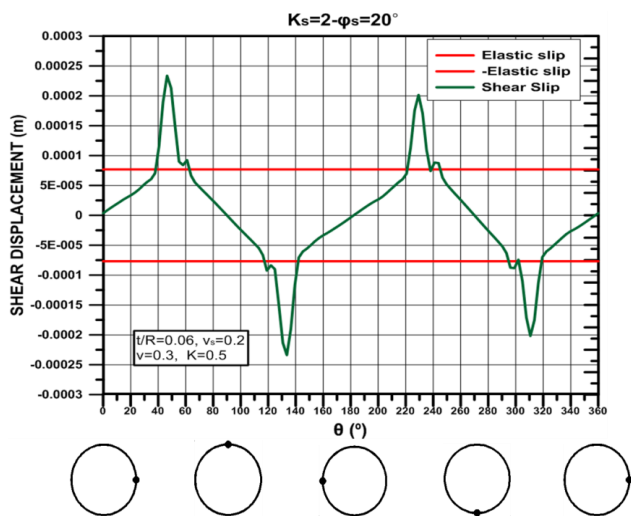
**Διάγραμμα 4.36:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσσημία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.





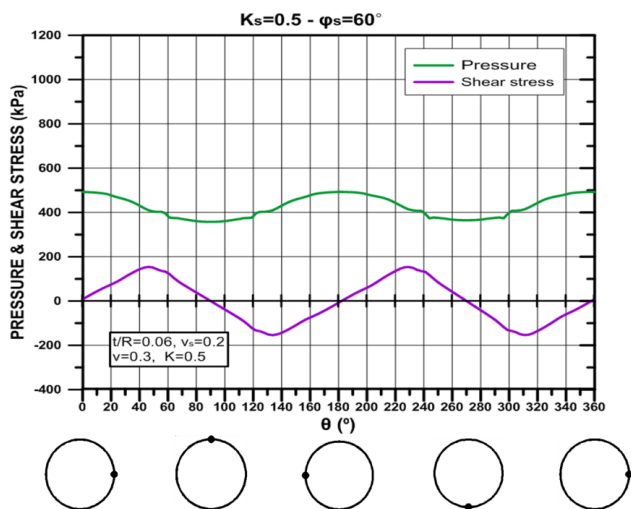
**Διάγραμμα 4.37:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσσημία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Η υπόθεση, λοιπόν, ότι οι μειωμένες πιέσεις στην επένδυση θα αυξήσουν την πιθανότητα αστοχίας της διεπιφάνειας, επιβεβαιώνεται από τα παραπάνω διαγράμματα στα οποία φαίνεται ότι η διεπιφάνεια αστοχεί στις περιοχές όπου μεγιστοποιούνται οι διατμητικές τάσεις στην επένδυση, δηλαδή στις διαγώνιους. Υπενθυμίζεται ότι για το αντίστοιχο έδαφος και τις αντίστοιχες αναλύσεις για υπερκείμενο 200m, η διεπιφάνεια δεν αστοχεί διατμητικά. Οι κατανομές για πλήρη συνάφεια φαίνεται να ταυτίζονται με τις αντίστοιχες για τις δύο υπό εξέταση δυσκαμψίες διεπιφάνειας με το φαινόμενο να εξηγείται παρομοίως για το υπερκείμενο των 200m και το ίδιο εδαφικό προφίλ. Στο Διάγραμμα 4.38 φαίνεται η κατανομή της διατμητικής μετακίνησης σε σχέση με την μέγιστη επιτρεπτή (elastic slip), για γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και δυσσημία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , και η οποία συμφωνεί πλήρως με το Διάγραμμα 4.37, όσον αφορά στις περιοχές όπου παρουσιάζεται αστοχία.

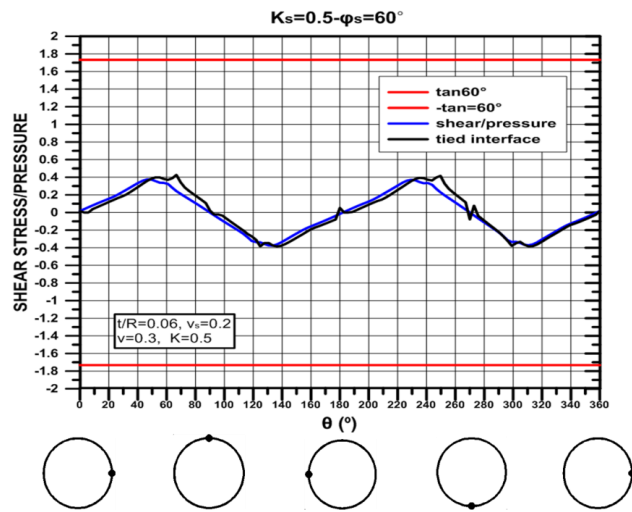


Διάγραμμα 4.38: Κατανομή της διατμητικής μετακίνησης της διεπιφάνειας, σε σύγκριση με τα επιτρεπτά όρια μετακίνηση (elastic slip), για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Ενδεικτικά για σύγκριση με τη γωνία  $\phi_s=20^\circ$ , κατασκευάστηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα με παραπάνω, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$  και για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας.



Διάγραμμα 4.39: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστησία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

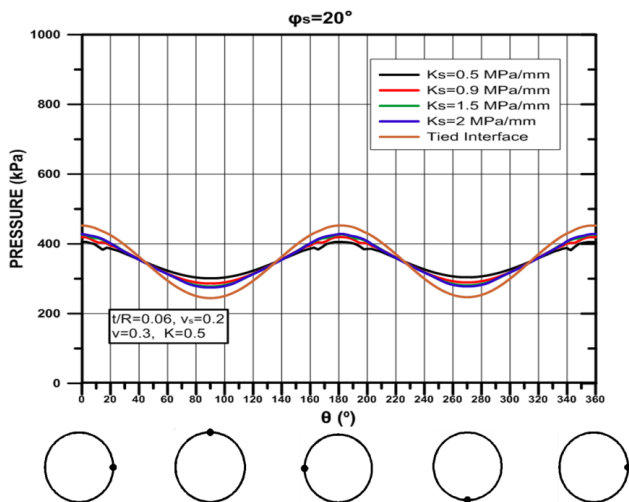


**Διάγραμμα 4.40:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0,5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=60^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

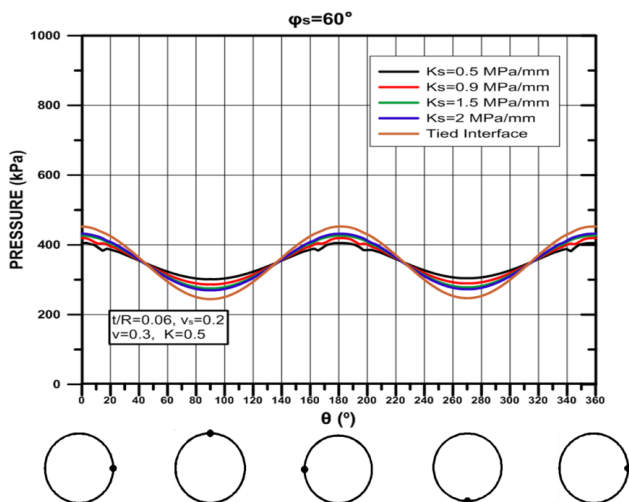
Για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$  η διεπιφάνεια δεν αστοχεί, τόσο λόγω της μεγάλης διατμητικής αντοχής που της προσδίδει, όσο και λόγω του ότι οι διατμητικές τάσεις δεν σημειώνουν αξιοσημείωτη αύξηση για αυτήν την περίπτωση.

#### 4.3.2.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ, c=652\text{kPa}$ )

Εξετάζοντας για ένα καλύτερο έδαφος σε συνδυασμό με μικρότερο υπερκείμενο, την επιρροή της δυσστησίας στην κατανομή των πιέσεων, κατασκευάστηκε το Διάγραμμα 4.41 για γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και το Διάγραμμα 4.42 για γωνία τριβής  $\phi_s=60^\circ$ .

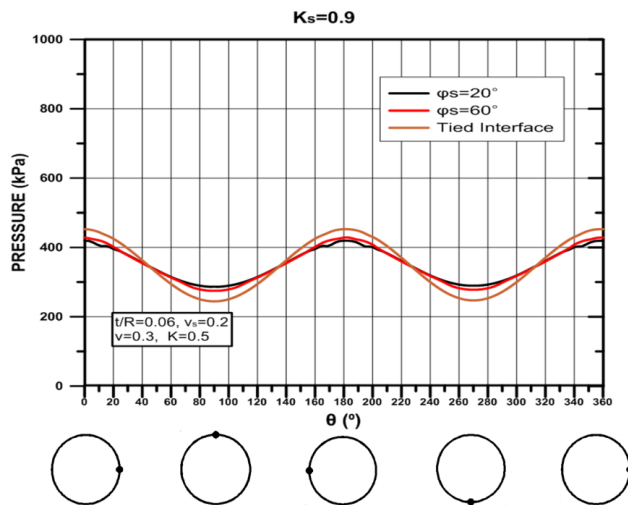


**Διάγραμμα 4.41** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

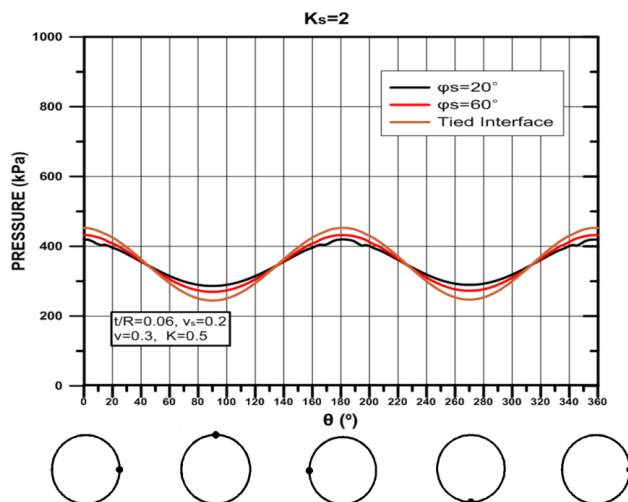


**Διάγραμμα 4.42:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

Καλύτερη προσέγγιση, για αυτό το υπερκείμενο γαιών, των κατανομών πίεσης των διαφόρων τιμών δυσστησίας σε σχέση με την πλήρη συνάφεια (απόκλιση γύρω στο 7%), από ότι είχε παρατηρηθεί στις αντίστοιχες αναλύσεις για υπερκείμενο 200m. Μάλιστα για σταθερή τιμή δυσστησίας και μεταβαλλόμενη γωνία, οι αποκλίσεις είναι αρκετά μικρές και περιορισμένες σε μικρά ποσοστά, όπως φαίνεται στα παρακάτω διαγράμματα.

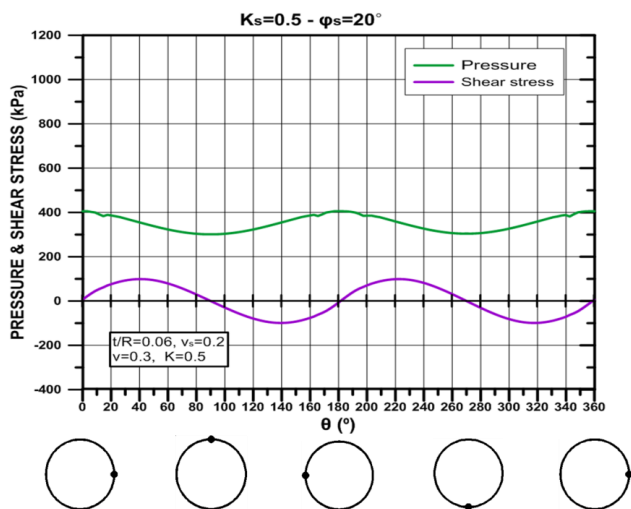


**Διάγραμμα 4.43:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

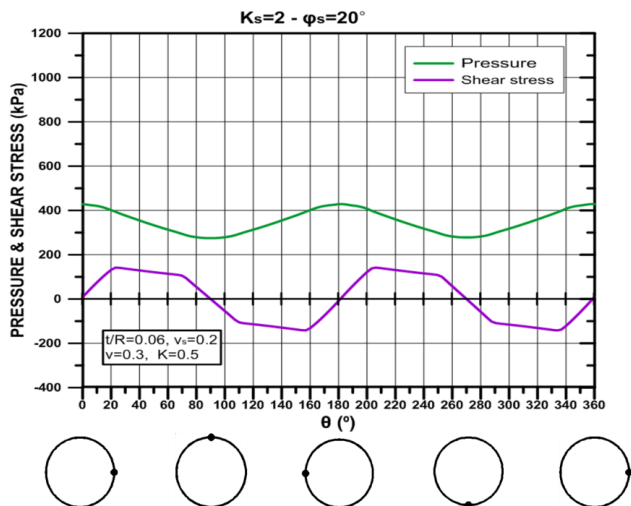


**Διάγραμμα 4.44:** Κατανομή πιέσεων γύρω από την επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

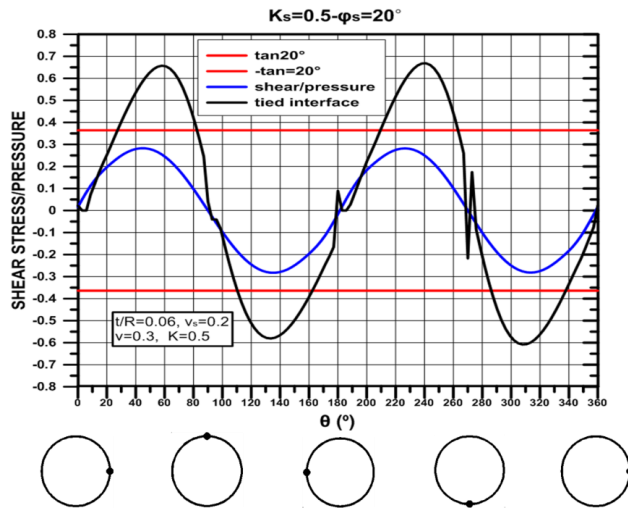
Τέλος διερευνώντας το ενδεχόμενο διατμητικής αστοχίας της διεπιφάνειας, κατασκευάστηκαν, κατά τα γνωστά, διαγράμματα κατανομής διατμητικών τάσεων και πιέσεων και των αντίστοιχων λόγων αυτών. Πιο συγκεκριμένα για δυσστησία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  το Διάγραμμα 4.45 και το Διάγραμμα 4.47 ενώ για δυσστησία  $K_s=2\text{MPa/mm}$  το Διάγραμμα 4.46 και το Διάγραμμα 4.48, και στις δύο περιπτώσεις για γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  με τις εκάστοτε κατανομές να συγκρίνονται με την αντίστοιχη για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας.



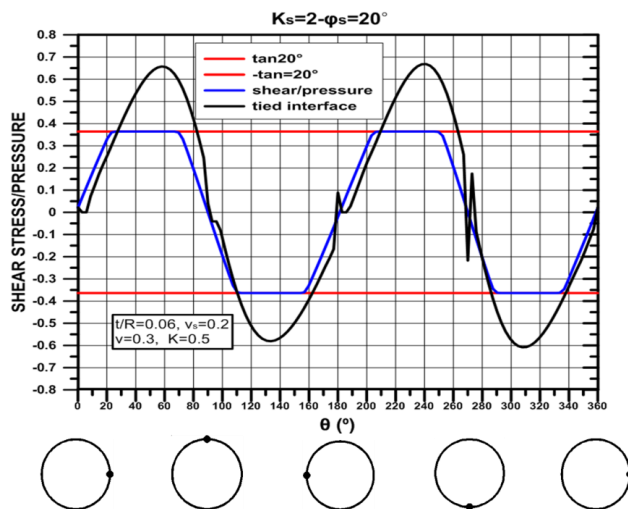
Διάγραμμα 4.45: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστημσία ίση με  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



Διάγραμμα 4.46: Κατανομή πιέσεων και διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, για δυσστημσία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$ , γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



**Διάγραμμα 4.47:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=0,5\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



**Διάγραμμα 4.48:** Κατανομή του λόγου διατμητικής τάσης διεπιφάνειας προς την πίεση στην επένδυση, σε σύγκριση με τα όρια διατμητικής αστοχίας, για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και γωνία τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και για διεπιφάνεια πλήρους συνάφειας, για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

Αστοχία παρατηρείται μόνο στην περίπτωση της μεγάλης δυσστησίας σε αντίθεση με την περίπτωση με τα 200 μέτρα υπερκείμενο, όπου η διεπιφάνεια αστοχούσε και για τις δύο τιμές δυσστησίας. Αυτό πιθανόν να οφείλεται στις μεγαλύτερες τάσεις πεδίου (για τα 200m) οι οποίες προκαλούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις και συγκλίσεις. Τέλος για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας οι μεταβιβάσεις, σε αυτήν, διατμητικές τάσεις είναι

αρκετά υψηλότερες από τις αντίστοιχες για τις ενδιάμεσες τιμές δυσστησίας με τον λόγο διατμητικών τάσεων προς ορθή πίεση να ξεπερνά την περιβάλλουσα αστοχίας. Και πάλι όπως στην περίπτωση του υπερκειμένου των 200m, αυτό οφείλεται στο μεγαλύτερης αντοχής περιβάλλον γεωυλικό και την ικανότητα αυτού να αναπτύσσει και να μεταβιβάζει διατμητικές τάσεις.

Να σημειωθεί πάντως ότι για το υπερκείμενο των 90m, ο βαθμός αποτόνωσης, κατά την τοποθέτηση της επένδυσης (1m από το μέτωπο) είναι περίπου στο 75% για το έδαφος 1, με  $E/E_o=0.083$ , και στο 37% για το έδαφος 2, με  $E/E_o=0.32$ . Αυτό ενδέχεται να εξηγεί το φαινόμενο κατά το οποίο οι διατμητικές τάσεις έχουν παραπλήσιες τιμές με τα δύο υπερκείμενα, για το έδαφος 1.

Για την περίπτωση της γωνίας τριβής διεπιφάνειας,  $\phi_s=60^\circ$ , δεν θεωρείται απαραίτητο να παρουσιαστούν τα διαγράμματα κατανομής πιέσεων και διατμητικών τάσεων καθώς η διεπιφάνεια είναι αρκετά μακριά από την διατμητική αστοχία.

#### **4.4 ΕΠΙΡΡΟΗ ΤΗΣ ΔΥΣΤΗΜΗΣΙΑΣ ΚΑΙ ΤΗΣ ΔΙΑΤΜΗΤΙΚΗΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ ΤΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΣΤΑ ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΤΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ**

Οι βασικές παράμετροι για τον σωστό σχεδιασμό μιας προσωρινής ή τελικής επένδυσης σήραγγας, είναι μεταξύ άλλων, οι αξονικές τάσεις και καμπτικές ροπές που καλείται να αναλάβει και οι οποίες εξαρτώνται τόσο από τις τελικές πιέσεις που δρουν πάνω σε αυτήν όσο και από την ακαμψία της αλλά και τις συνθήκες συνάφειας της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης.

Για το λόγο αυτό απαιτείται διερεύνηση για το κατά πόσο οι παραπάνω κατανομές των πιέσεων και οι, κατά περιπτώσεις, διατμητικές αστοχίες της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, επηρεάζουν την κατανομή των αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών της επένδυσης.

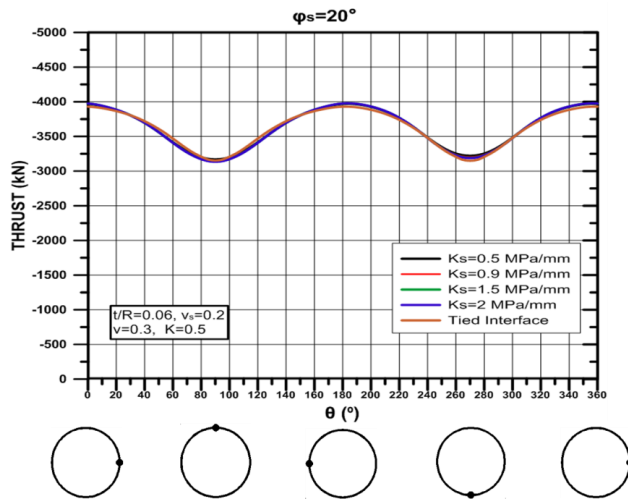
Ως εκ τούτου κατασκευάστηκαν διαγράμματα κατανομών της αξονικής δύναμης και της καμπτικής ροπής στην επένδυση, ανά ύψος υπερκειμένων και τύπο εδάφους, ως άνω.

##### **4.4.1 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m**

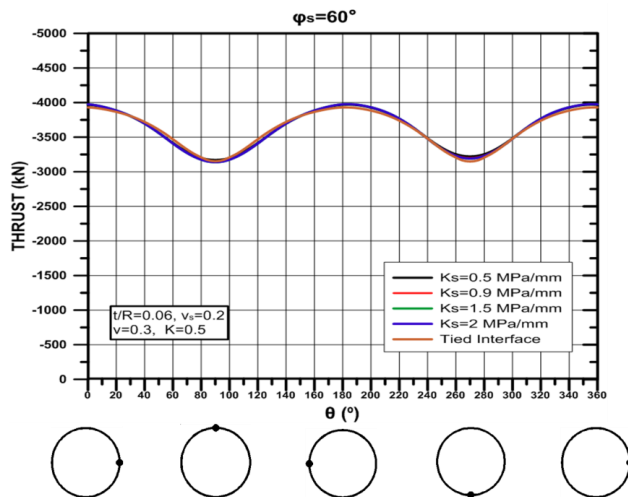
###### **4.4.1.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ )**

Στο Διάγραμμα 4.49 παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας και για γωνία τριβής ίσης με  $\phi_s = 20^\circ$ . Αντίστοιχα στο Διάγραμμα 4.50 για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ .





**Διάγραμμα 4.49:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

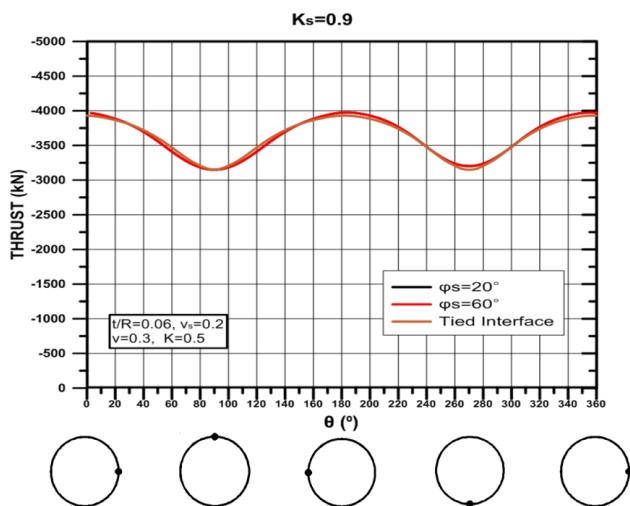


**Διάγραμμα 4.50:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

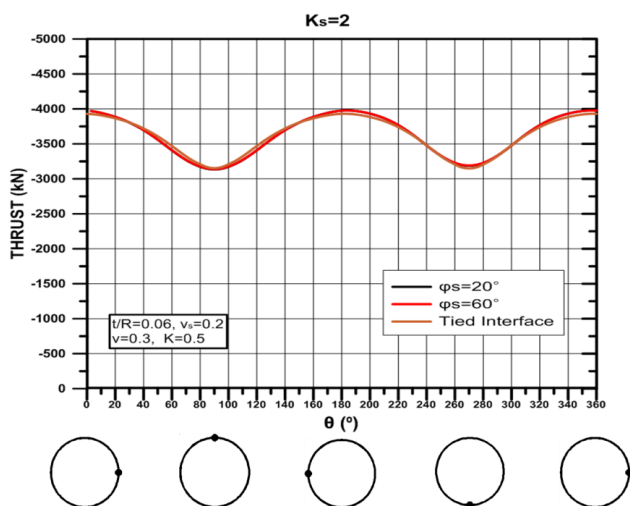
Παρατηρείται και για τις δύο γωνίες τριβής διεπιφάνειας, πλήρης ταύτιση των αξονικών δυνάμεων ακόμα και για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας, παρόλο που οι πιέσεις παρουσιάζουν μικρές διαφοροποιήσεις για μερική και πλήρη συνάφεια. Να σημειωθεί επίσης ότι όπως είχε φανεί στο Διάγραμμα 4.4 για  $\phi_s=60^\circ$ , οι ανωμαλίες στις κατανομή της πίεσης για δυσστησία  $K_s=0.5$ MPa/mm με τις απότομες αυξομειώσεις αυτής, δεν φαίνεται να επηρεάζουν τις αναπτυσσόμενες αξονικές πιέσεις, γεγονός που ενισχύει την

υπόθεση ότι οφείλονται σε αριθμητικές ανακρίβειες του κώδικα ABAQUS κατά την εκτέλεση της ανάλυσης.

Για τη σύγκριση των αξονικών δυνάμεων σε σχέση με μεταβαλλόμενη γωνία τριβής διεπιφάνειας, κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα, αρχικά για σταθερή δυστμησία  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και  $K_s=2\text{MPa/mm}$  αντίστοιχα.



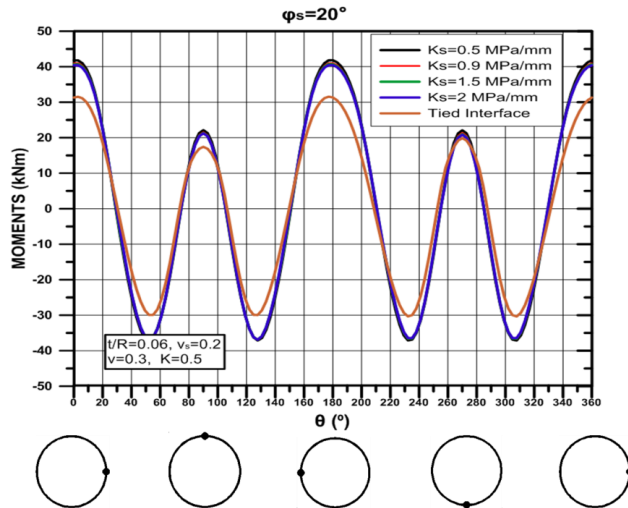
**Διάγραμμα 4.51:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυστμησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.



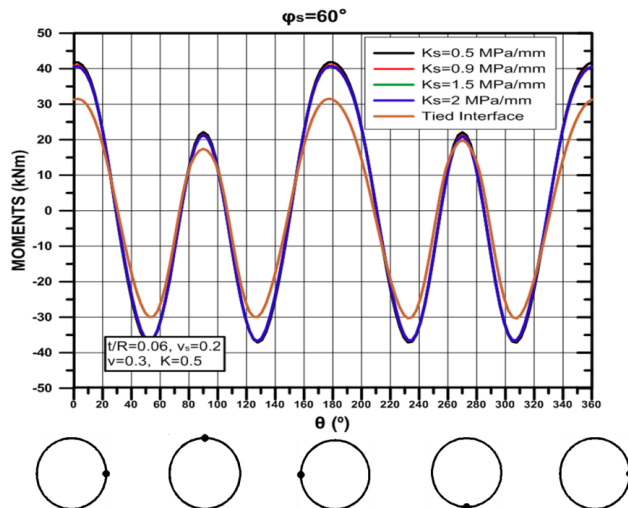
**Διάγραμμα 4.52:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυστμησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Και πάλι, όπως ήταν αναμενόμενο, δεν παρατηρείται κάποια διαφοροποίηση στις αξονικές δυνάμεις για τις δύο, υπό μελέτη, γωνίες τριβής διεπιφάνειας, τόσο για την ελάχιστη όσο και για την μέγιστη τιμή δυσστησίας.

Στο Διάγραμμα 4.53 και στο Διάγραμμα 4.54 παρουσιάζονται οι κατανομές των καμπτικών ροπών για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας και για γωνία τριβής  $=20^\circ$  και  $=60^\circ$  αντίστοιχα.

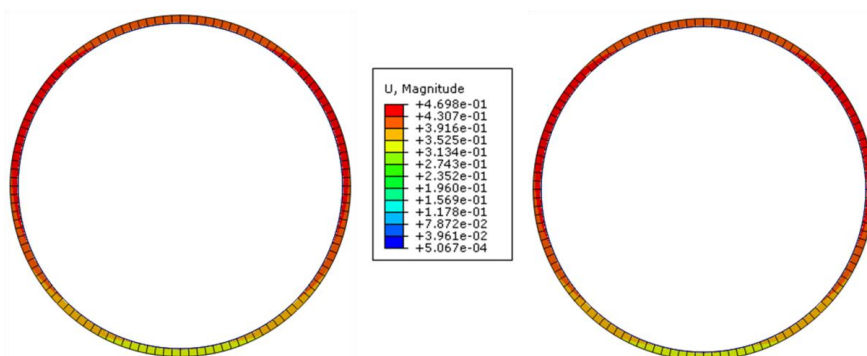


**Διάγραμμα 4.53:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

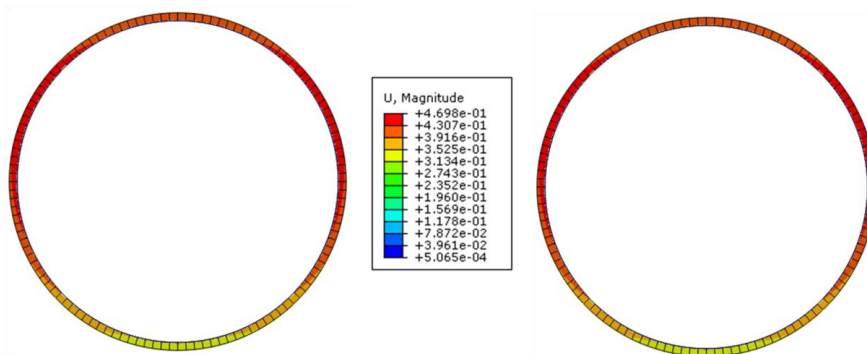


**Διάγραμμα 4.54:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

Οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται παρουσιάζουν μια διαφοροποίηση μεταξύ πλήρους και μερικής συνάφειας, ενώ γενικά παραμένουν σε χαμηλές τιμές. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στο κυκλικό σχήμα της επένδυσης που δεν ευνοεί γενικώς την ανάπτυξη καμπτικών ροπών, αλλά και στον υψηλό βαθμό αποτόνωσης κατά την εφαρμογή της επένδυσης. Όσον αφορά στις μετακινήσεις (μετά την πλήρη αποτόνωση), περιμετρικά της σήραγγας, στην εικόνα φαίνεται η κατανομές των συγκλίσεων, στα περιμετρικά στοιχεία, για γωνία τριβής διεπιφάνειας,  $\phi_s=20^\circ$ , και τις δύο ακραίες τιμές δυσστησίας ( $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και  $K_s=2\text{MPa/mm}$ ) και στην εικόνα οι αντίστοιχες για γωνία  $\phi_s=60^\circ$ .



Εικόνα 4.6: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 1, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



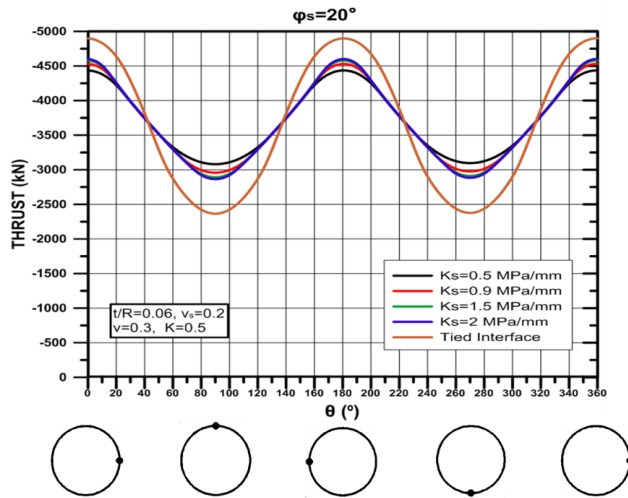
Εικόνα 4.7: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 1, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .

#### 4.4.1.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ )

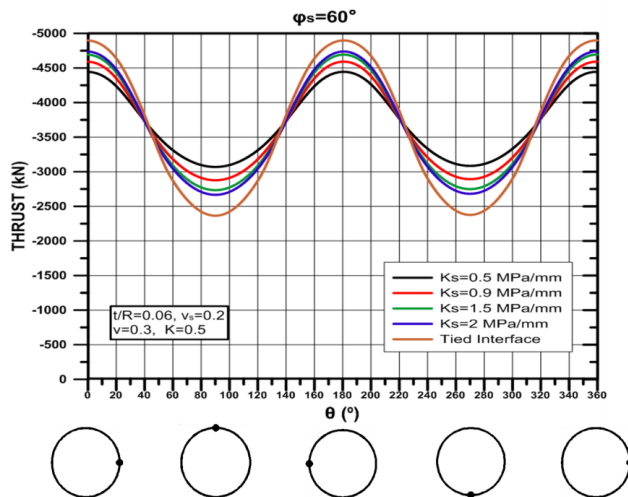
Αντίστοιχα με το έδαφος 1, έτσι και για το έδαφος 2 κατασκευάστηκαν διαγράμματα κατανομής αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών στην επένδυση. Στη συγκεκριμένη περίπτωση, ενδιαφέρον παρουσιάζει η διερεύνηση της επιρροής της διατμητικής αστοχίας της διεπιφάνειας, που φάνηκε ότι λαμβάνει χώρα για γωνία τριβής,  $\phi_s=20^\circ$  (και για τις δύο τιμές δυσστησίας, μέγιστη-ελάχιστη), στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης,

δεδομένου ότι αποδείχτηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο ότι για πλήρη ολίσθηση εμφανίζονται μικρότερες αξονικές δυνάμεις και μεγαλύτερες καμπτικές ροπές σε σχέση με την πλήρη συνάφεια.

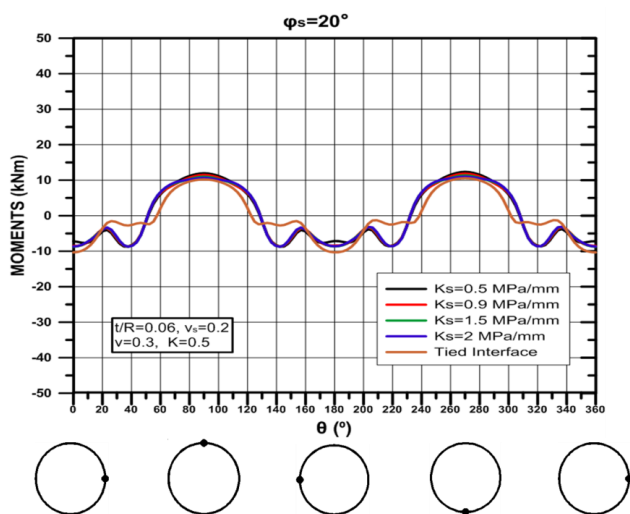
Για το λόγο αυτό, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα κατανομής αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, για μεταβαλλόμενη δυσστησία και δύο γωνίες τριβής διεπιφάνειας (Διάγραμμα 4.55 και Διάγραμμα 4.56 ) καθώς και τα αντίστοιχα για την κατανομή των ροπών (Διάγραμμα 4.57 και Διάγραμμα 4.58).



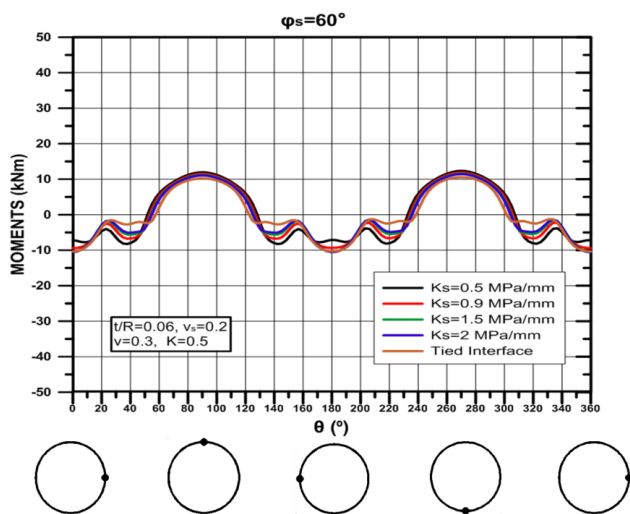
**Διάγραμμα 4.55:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s = 20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K = 0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



**Διάγραμμα 4.56:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s = 60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K = 0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.



**Διάγραμμα 4.57:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

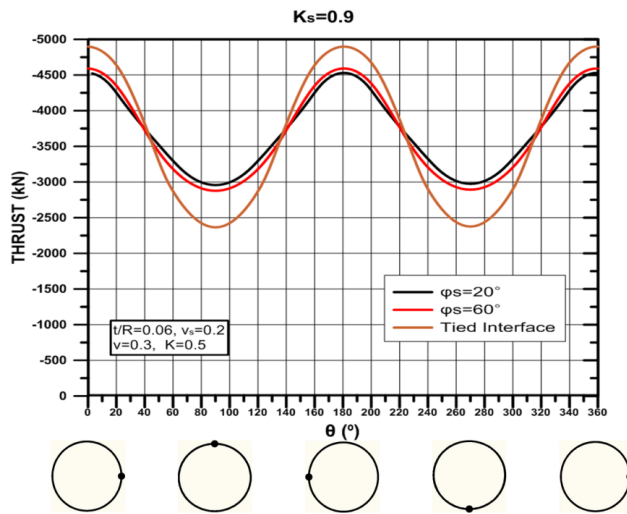


**Διάγραμμα 4.58:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

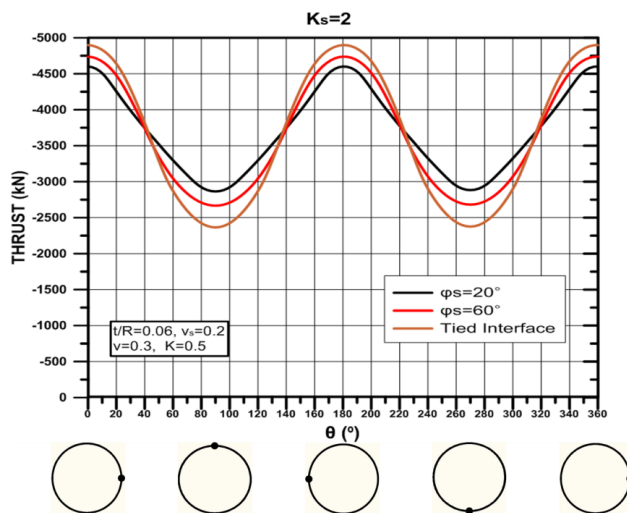
Αρκετές διαφοροποιήσεις παρατηρούνται για τις αξονικές δυνάμεις, ειδικά για τη μέγιστη γωνία τριβής, πράγμα που έγκειται τόσο στις αντίστοιχες διαφοροποιήσεις στις πιέσεις (Διάγραμμα 4.17), όσο και στο γεγονός ότι για τη μεγαλύτερη δυσστησία διεπιφάνειας οι διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια είναι αυξημένες (γεγονός που σημαίνει αυξημένες αξονικές δυνάμεις στην επένδυση), ενώ και οι κατανομές των πιέσεων λιγότερο ομοιόμορφες με συνακόλουθο αντίκτυπο στις κατανομές των

αξονικών. Παρόμοιες κατανομές των αξονικών για το έδαφος 1 δεν λαμβάνουν χώρα καθώς, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η μεγάλη πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα ομοιομορφοποιεί τις πιέσεις στην επένδυση ενώ μεταβιβάζει μειωμένες διατμητικές πιέσεις στην διεπιφάνεια.

Εξετάζοντας τις αντίστοιχες κατανομές για σταθερή δυσστησία διεπιφάνειας και μεταβαλλόμενη γωνία τριβής, κατασκευάστηκε το Διάγραμμα 4.59 για δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και το Διάγραμμα 4.60 για  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



**Διάγραμμα 4.59:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

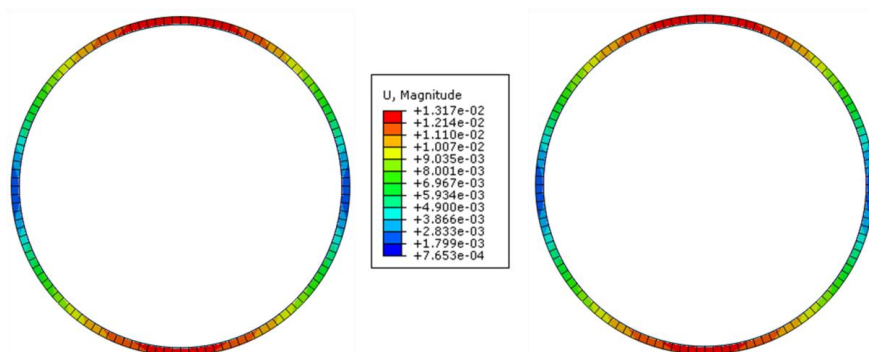


**Διάγραμμα 4.60:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

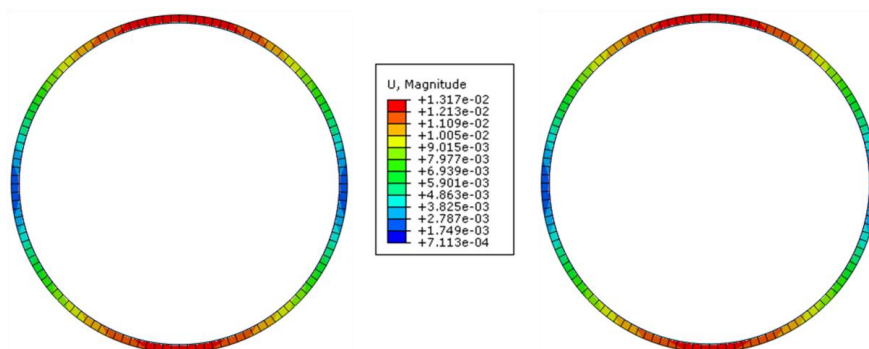
Συμπεραίνεται λοιπόν ότι για τον συγκεκριμένο τύπο εδάφους η δυσμησία της διεπιφάνειας παίζει ρόλο στις τελικές αξονικές δυνάμεις στην επένδυση, πράγμα που οφείλεται στην μεταβίβαση των διατμητικών τάσεων από το περιβάλλον γεωλικό στην διεπιφάνεια. Στην διεπιφάνεια, επομένως, οι διατμητικές μετακινήσεις και, κατ' επέκταση, διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται, επιτάσσονται από την εκάστοτε δυσμησία αυτής.

Όσον αφορά στις ροπές για την παραπάνω περίπτωση (Διάγραμμα 4.57 και Διάγραμμα 4.58), αυτές εμφανίζουν πολύ μικρές τιμές, με σχεδόν πλήρη ταύτιση κατανομών για τις διάφορες τιμές δυσμησίας σε σχέση με την πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας.

Τέλος και για το παρόν εδαφικό προφίλ οι συγκλίσεις γύρω από τη σήραγγα δεν παρουσιάζουν ουσιαστικές διαφορές ανάμεσα στις δύο ακραίες γωνίες τριβής διεπιφάνειας και για τις δύο τιμές δυσμησίας, όπως φαίνεται στις εικόνες παρακάτω.



Εικόνα 4.8: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 2, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



Εικόνα 4.9: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 2, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 200m και για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .

Συνολικά, λοιπόν, για το υπερκείμενο των 200m οι διαφορές στις συγκλίσεις, ανάμεσα στις δύο ακραίες γωνίες τριβής και στις διάφορες τιμές δυσμησίας (για κάθε εδαφικό



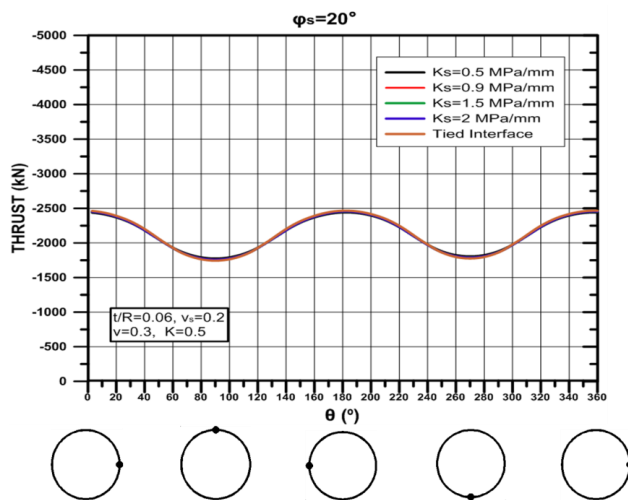
προφίλ ξεχωριστά), είναι αμελητέες και άρα μόνο οι αξονικές δυνάμεις (και οι καμπτικές ροπές σε μικρότερο βαθμό) φαίνονται να επηρεάζονται από τις μεταβολές της δυσστησίας της διεπιφάνειας. Μένει να διερευνηθεί αν η μείωση του υπερκειμένου στα 90m, έχει άλλο αντίκτυπο στην κατανομή των μετακινήσεων για τις διαφορές τιμές δυσστησίας της διεπιφάνειας.

#### 4.4.2 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m

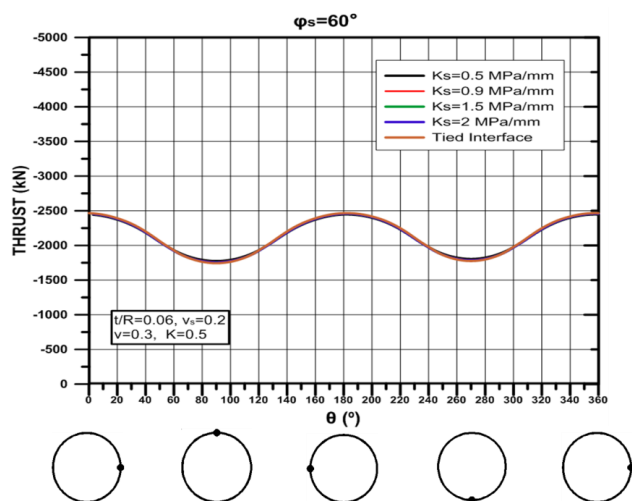
##### 4.4.2.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ )

Αντίστοιχα με το ύψος υπερκειμένων 200m, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα κατανομών αξονικών δυνάμεων και ροπών, για ύψος υπερκειμένων 90m, ώστε να διερευνηθεί η επιρροή των μικρότερων πιέσεων, στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης, καθώς και των κατά τόπους διατμητικών αστοχιών της διεπιφάνειας.

Στο Διάγραμμα 4.61 και στο Διάγραμμα 4.62 φαίνονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας και για γωνίες τριβής  $\phi_s=20^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$ , αντίστοιχα.

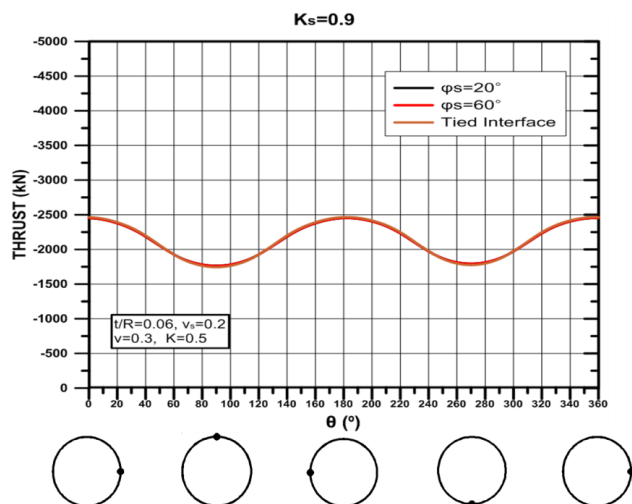


**Διάγραμμα 4.61:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

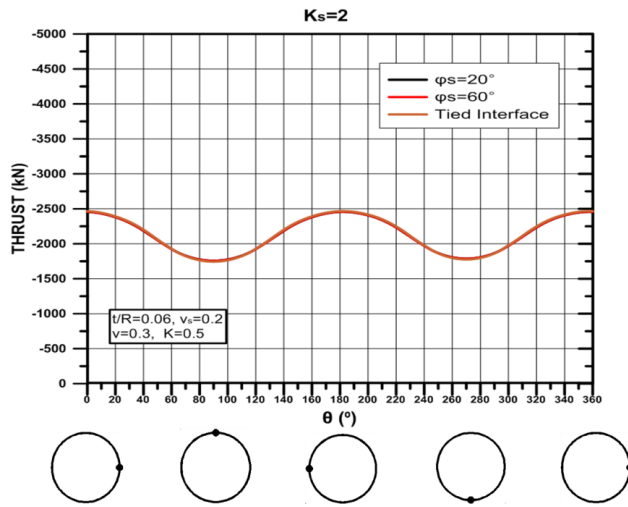


**Διάγραμμα 4.62:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστημσίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Όπως και στην περίπτωση του υπερκείμενου 200m, έτσι και για το μικρότερο υπερκείμενο των 90m, υπάρχει πλήρης ταύτιση των κατανομών της αξονικής δύναμης στις περιπτώσεις της μερικής συνάφειας σε σχέση με την πλήρη, για το έδαφος 1. Αυτό συμβαίνει τόσο για τη μέγιστη γωνία τριβής διεπιφάνειας όσο και για την ελάχιστη. Πλοτάροντας την κατανομή των αξονικών δυνάμεων για σταθερή δυσστημσία διεπιφάνειας και μεταβαλλόμενη γωνία τριβής, προκύπτει το Διάγραμμα 4.63 για δυσστημσία  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και το Διάγραμμα 4.64 για  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .

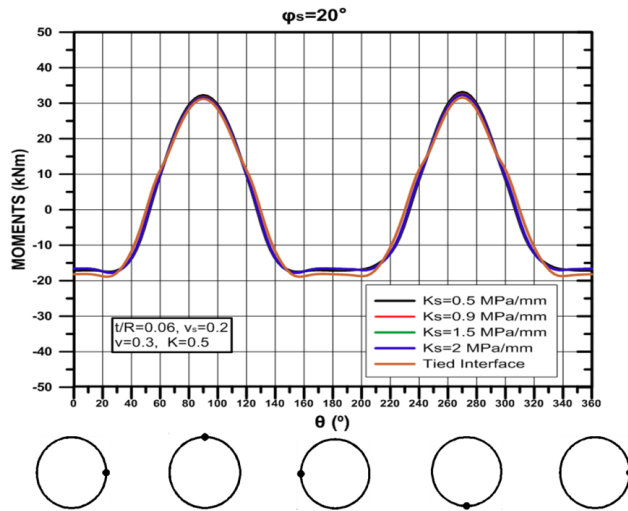


**Διάγραμμα 4.63:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστημσία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

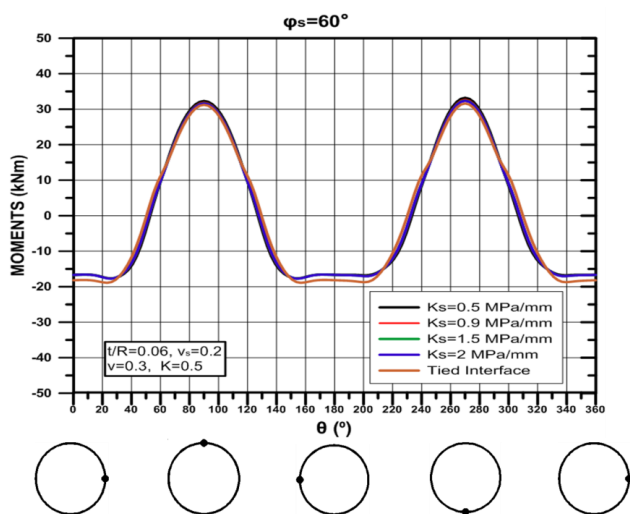


Διάγραμμα 4.64: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυστημσία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Για την σύγκριση των ροπών κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα.



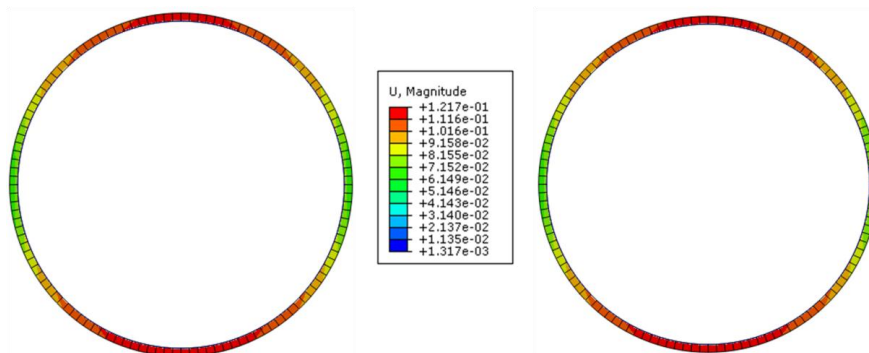
Διάγραμμα 4.65: Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυστημσίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.



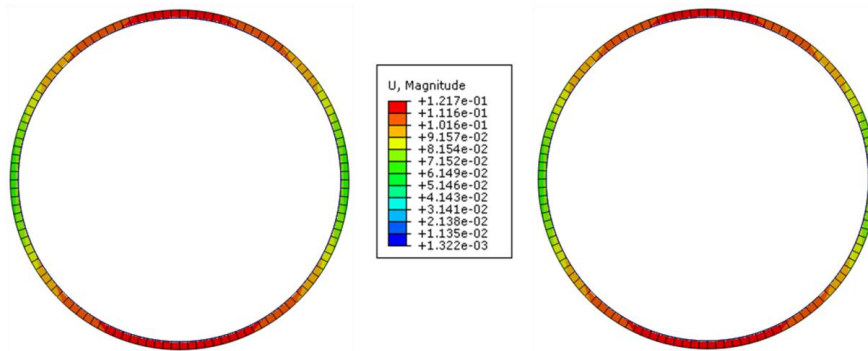
**Διάγραμμα 4.66:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 7 και υπερκείμενο 90m.

Μικρές τιμές καμπτικών ροπών εμφανίζονται και πάλι για το έδαφος 1 με πρακτικά καμία διαφοροποίηση μεταξύ πλήρους και μερικής συνάφειας διεπιφάνειας.

Όσον αφορά στην κατανομή των μετακινήσεων περιμετρικά της σήραγγας, αυτές φαίνονται στις παρακάτω εικόνες.



**Εικόνα 4.10:** Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 1, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .

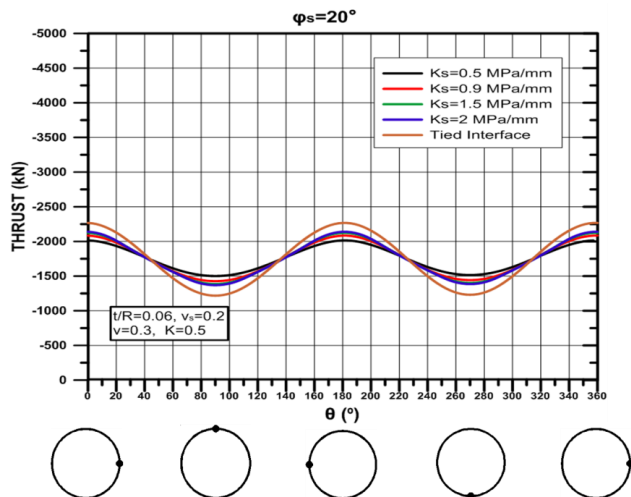


Εικόνα 4.11: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 1, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσμησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .

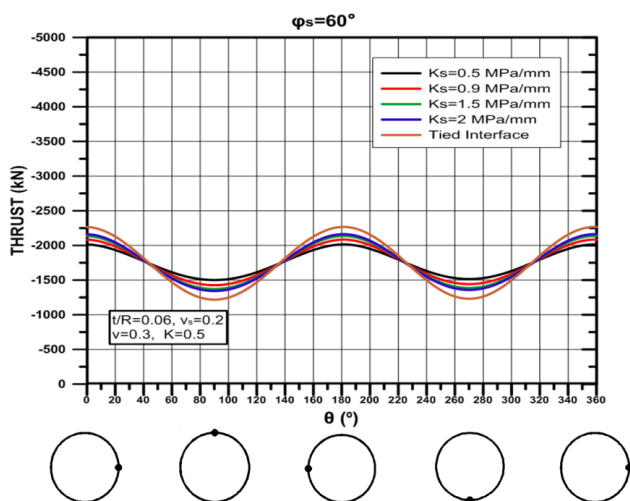
Καμιά σημαντική διαφορά στις κατανομές των συγκλίσεων δεν παρατηρείται τόσο για τις διάφορες τιμές δυσμησίας όσο και ανάμεσα στις δύο ακραίες γωνίες τριβής διεπιφάνειας (συγκρίνοντας Εικόνα 4.10 και Εικόνα 4.11), για το έδαφος 1, όπως ακριβώς συνέβη και στην αντίστοιχη περίπτωση για υπερκείμενο 200m.

#### 4.4.2.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ )

Στο και στο παρουσιάζονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων, για διάφορες τιμές δυσμησίας, ως άνω.

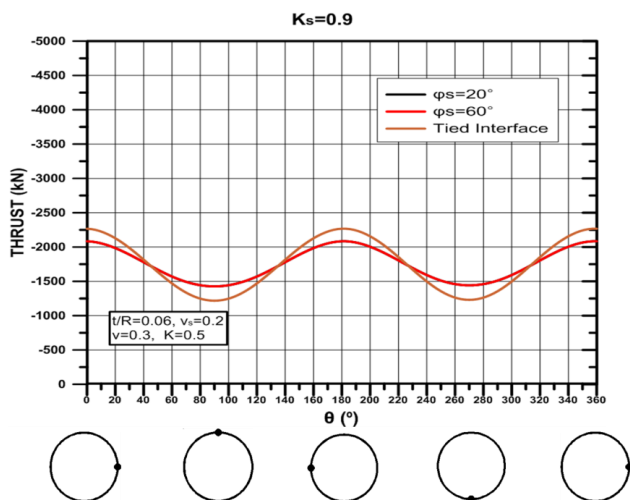


Διάγραμμα 4.67: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσμησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

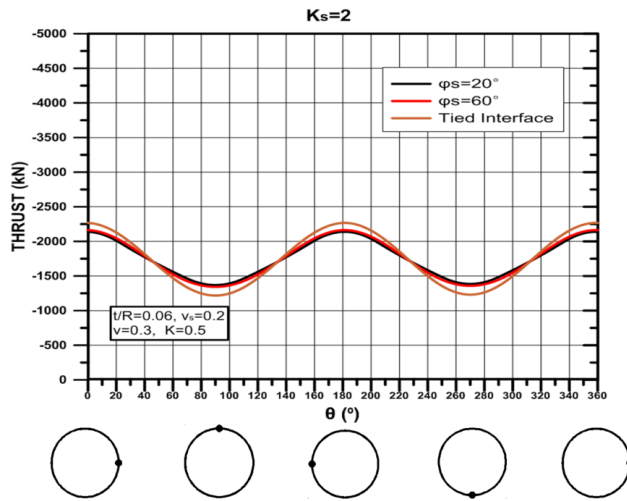


**Διάγραμμα 4.68:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστημσίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

Διαφοροποιήσεις ανάλογες με αυτές των αντίστοιχων πιέσεων, παρατηρούνται στις κατανομές των αξονικών δυνάμεων, για τις διάφορες τιμές δυσστημσίας σε σχέση με την πλήρη συνάφεια. Για τη διερεύνηση των διαφοροποιήσεων για τις δύο ακραίες γωνίες τριβής με σταθερή δυσστημσία, εξήχθη το για  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και το για  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .



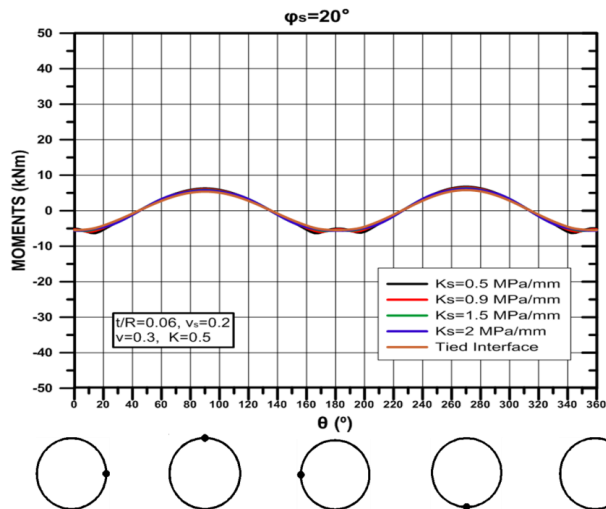
**Διάγραμμα 4.69:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστημσία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



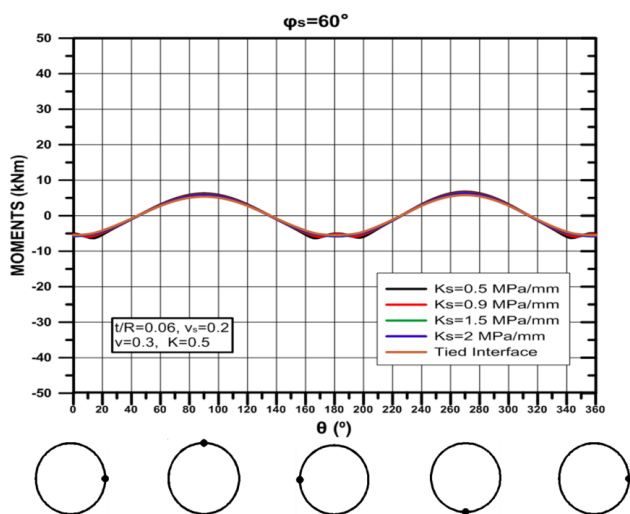
**Διάγραμμα 4.70:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για διάφορες τιμές γωνίας τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

Δεν υπάρχουν, πρακτικά, διαφοροποιήσεις μεταξύ των κατανομών για τις δύο ακραίες γωνίες τριβής, αλλά εντοπίζονται αποκλίσεις σε σχέση με την κατανομή για πλήρη συνάφεια, κυρίως στις παρειές, τον πυθμένα και τη στέψη της σήραγγας.

Τέλος, για τη σύγκριση των ροπών κατασκευάστηκαν τα παρακάτω διαγράμματα.



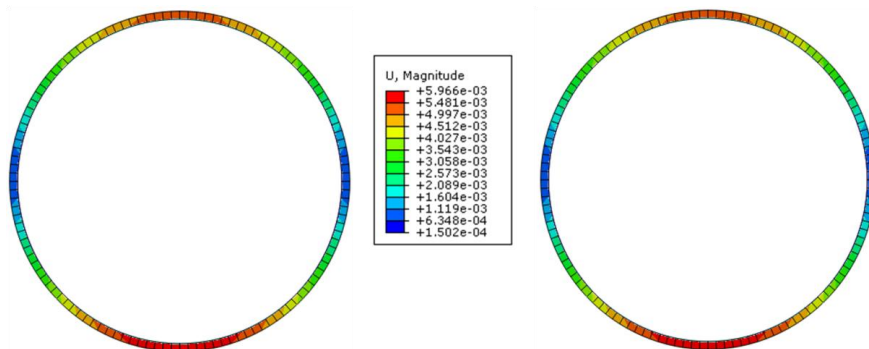
**Διάγραμμα 4.71:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=20^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



**Διάγραμμα 4.72:** Κατανομή καμπτικών ροπών στην επένδυση για διάφορες τιμές δυσστησίας διεπιφάνειας, για γωνία τριβής ίση με  $\phi_s=60^\circ$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.

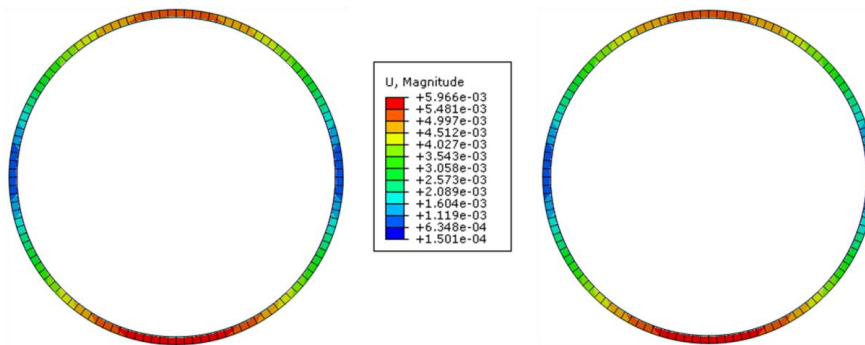
Πρακτικά δεν παρατηρείται καμία διαφοροποίηση στις κατανομές των καμπτικών ροπών, με αυτές να εμφανίζουν εξαιρετικά μικρές τιμές, γεγονός που οφείλεται τόσο στο μικρό υπερκείμενο όσο και στο κυκλικό σχήμα της διατομής της επένδυσης το οποίο, όπως έχει αναφερθεί, δεν ευνοεί την ανάπτυξη ροπών.

Τέλος οι κατανομές των μετακινήσεων φαίνονται στην Εικόνα 4.12 για γωνία τριβής διεπιφάνειας  $\phi_s=20^\circ$  και στην Εικόνα 4.13 για γωνία  $\phi_s=60^\circ$ .



**Εικόνα 4.12:** Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=20^\circ$ , στο έδαφος 2, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστησία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .





**Εικόνα 4.13: Κατανομή των συγκλίσεων γύρω από τη σήραγγα, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=60^\circ$ , στο έδαφος 2, με  $K=0.5$ , για υπερκείμενο 90m και για δυσστημσία διεπιφάνειας ίσης με α)  $K_s=0.5\text{MPa/mm}$  και β)  $K_s=2\text{MPa/mm}$ .**

Και σε αυτήν τη περίπτωση επαναλαμβάνεται το ίδιο φαινόμενο, με τις παραπάνω περιπτώσεις, όπου οι συγκλίσεις δεν παρουσιάζουν καμιά διαφορά για τις διάφορες τιμές δυσστημσίας και γωνίας τριβής διεπιφάνειας.

Συνολικά, πάντως, φαίνεται ότι οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, για τα δύο ύψη υπερκείμενων αλλά και για τα δύο εδαφικά προφίλ, ακολουθούν τις αντίστοιχες των πιέσεων, με μικρότερο, όμως, μεγέθους αποκλίσεις, ανάμεσα στις διάφορες τιμές δυσστημσίας, όπου αυτές εντοπίζονται. Αυτό σημαίνει ότι τα εντατικά μεγέθη της επένδυσης εξαρτώνται περισσότερο από την κατανομή των πιέσεων πάνω σε αυτή αλλά και τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις (όσον αφορά στις αξονικές δυνάμεις στην επένδυση), και λιγότερο από τις ενδεχόμενες αστοχίες της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, δηλαδή ουσιαστικά από το συνδυασμό πιέσεων και διατμητικών τάσεων. Σε γενικές γραμμές, πάντως, τα εντατικά μεγέθη της επένδυσης παρουσιάζουν σημαντικές διαφοροποιήσεις μόνο στις περιπτώσεις πλήρους και μερικής συνάφειας επιφανειών και όχι τόσο στις διάφορες, ρεαλιστικές τιμές δυσστημσίας που δόθηκαν στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Τέλος οι συγκλίσεις και οι παραμορφώσεις γύρω από τη σήραγγα δεν φαίνεται να επηρεάζονται από τη δυσστημσία της διεπιφάνειας ή τη γωνία τριβής αυτής, τουλάχιστον για τα δύο ύψη υπερκείμενων και τα δύο εδαφικά προφίλ που δοκιμάστηκαν στην παρούσα διπλωματική.

#### **4.5 ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΕΣ ΔΟΚΙΜΕΣ ΜΕ ΓΩΝΙΑ ΤΡΙΒΗΣ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΙΣΗΣ ΜΕ $\phi=36^\circ$ .**

Στις παραπάνω ενότητες διερευνήθηκε η συμπεριφορά της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης για δύο ακραίες γωνίες τριβής διεπιφάνειας, δηλαδή για  $\phi=20^\circ$  και  $\phi=60^\circ$ . Για την πληρότητα της διερεύνησης της επιρροής της γωνίας τριβής στα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της επένδυσης, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με μια περισσότερο ρεαλιστική γωνία τριβής διεπιφάνειας. Αυτή είναι η γωνία  $\phi=36^\circ$  και

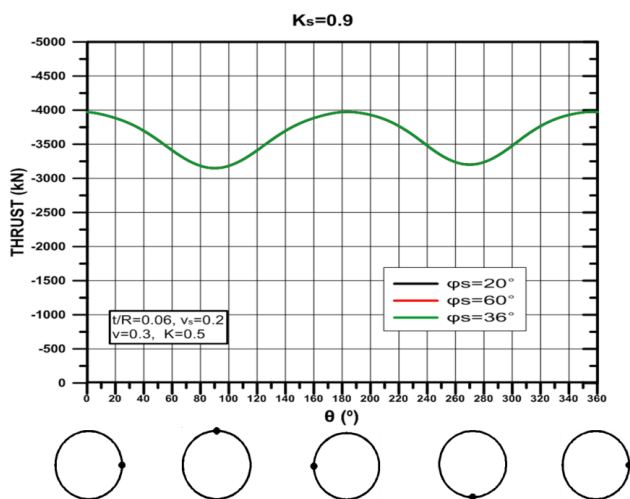
χονδρικά αντιπροσωπεύει την χαρακτηριστική γωνία τριβής μεταξύ μιας επένδυσης από προκατασκευασμένα τμήματα από σκυρόδεμα (TBM segments) και ενός μέσου εδάφους.

Εξήχθησαν λοιπόν διαγράμματα στα οποία συγκρίνονται οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων και καμπτικών ροπών για τις τρεις γωνίες τριβής και για σταθερή κάθε φορά δυσμησία διεπιφάνειας.

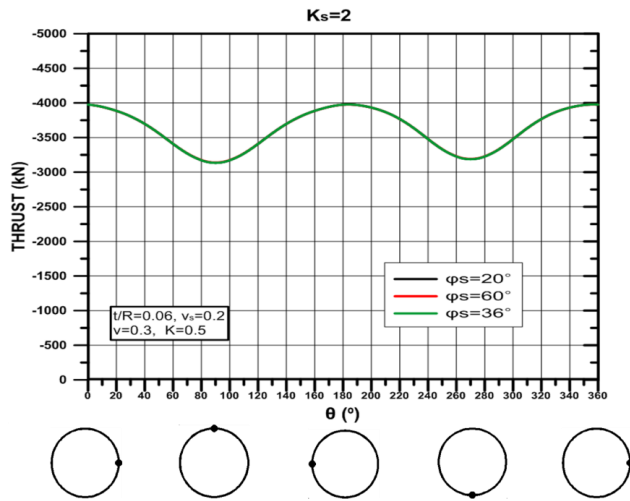
#### 4.5.1 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 200m

##### 4.5.1.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ$ , $c=236\text{kPa}$ )

Στα παρακάτω διαγράμματα συγκρίνονται οι αξονικές δυνάμεις στην επένδυση για γωνίες τριβής  $\phi_s=20^\circ$ ,  $\phi_s=36^\circ$  και  $\phi_s=60^\circ$  και για δυσμησία διεπιφάνειας ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και  $K_s=2\text{MPa/mm}$  αντίστοιχα.



Διάγραμμα 4.73: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσμησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

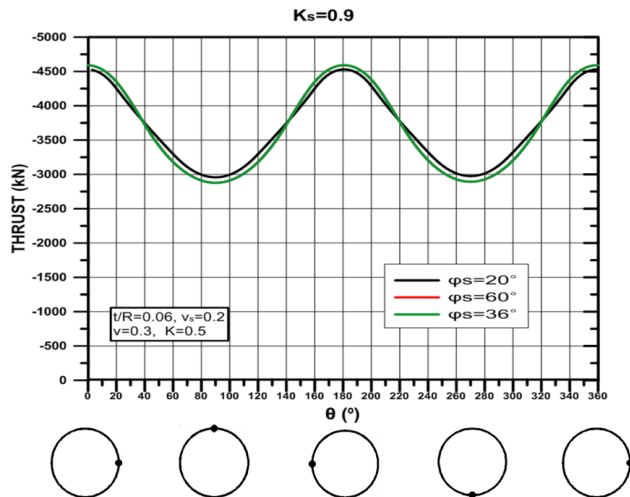


Διάγραμμα 4.74: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m.

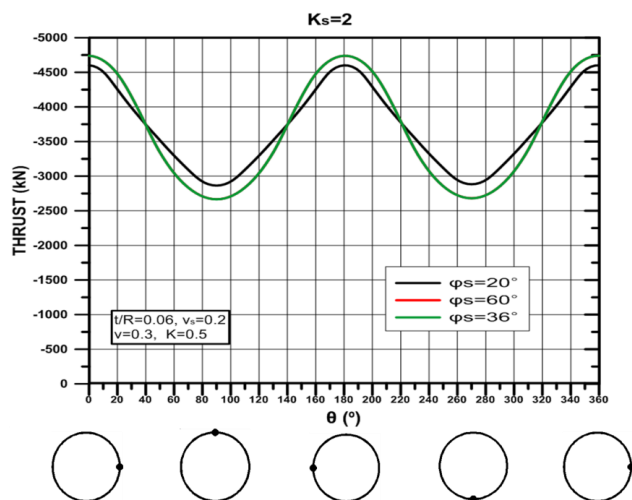
Δεν παρατηρείται καμία διαφοροποίηση στις αξονικές δυνάμεις της επένδυσης, για τις τρεις γωνίες τριβής και για τις δύο τιμές δυσστησίας. Αυτό εξηγείται, για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ, από την ομογενοποίηση του εδάφους γύρω από την εκσκαφή, λόγω εκτεταμένης αστοχίας, και την μείωση των μεταβιβαζόμενων διατμητικών τάσεων.

#### 4.5.1.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ )

Για το Έδαφος 2 κατασκευάστηκε το και το αντίστοιχα.



Διάγραμμα 4.75: Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

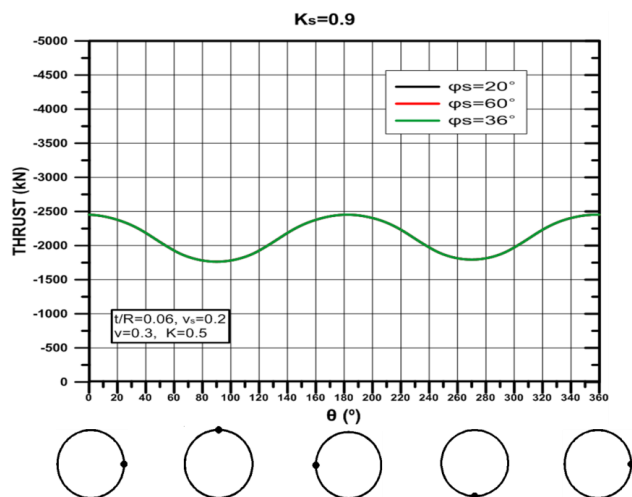


**Διάγραμμα 4.76:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 200m.

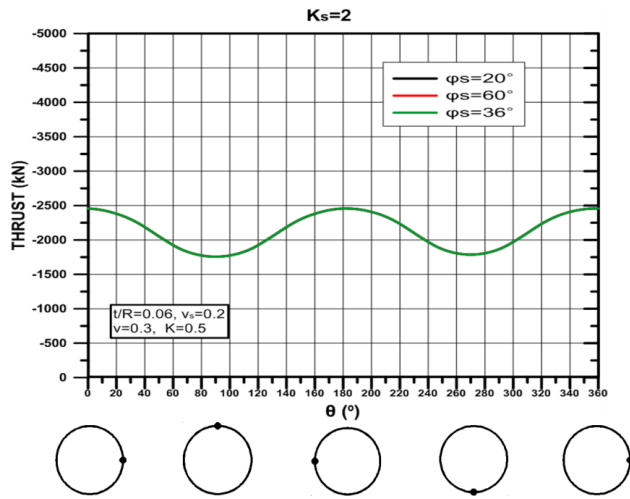
Για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων στην επένδυση, πρακτικά, ταυτίζονται για τις δύο μεγαλύτερες γωνίες τριβής διεπιφάνειας, αποδίνοντας μεγαλύτερες εντάσεις στην επένδυση, λόγω των αυξημένων διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στην διεπιφάνεια.

#### 4.5.2 ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΟ 90m

##### 4.5.2.1 ΕΔΑΦΟΣ 1 ( $\phi=21,8^\circ, c=236\text{kPa}$ )



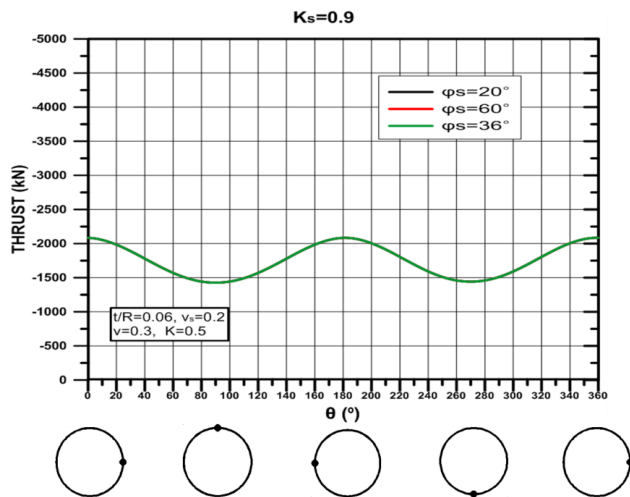
**Διάγραμμα 4.77:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.



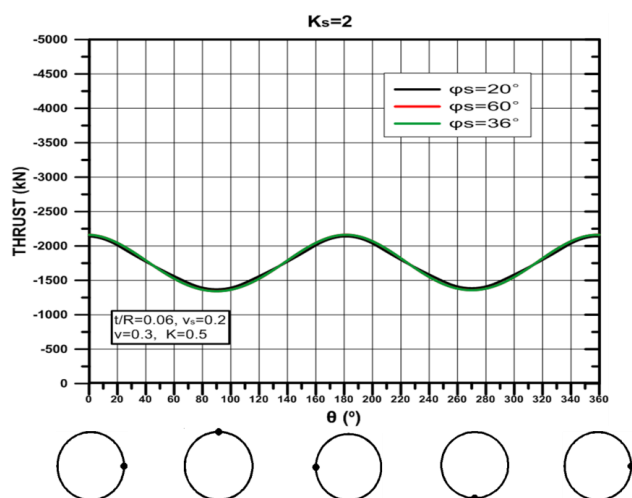
**Διάγραμμα 4.78:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 90m.

Δεν παρατηρείται καμία διαφοροποίηση στα εντατικά μεγέθη για τις τρεις γωνίες τριβής διεπιφάνειας, πράγμα που ήταν εξαρχής αναμενόμενο καθώς έχει προηγηθεί σύγκριση με απόλυτη ταυτοποίηση των κατανομών, για τις δύο ακραίες γωνίες, στην Ενότητα 4.4.2.1.

#### 4.5.2.2 ΕΔΑΦΟΣ 2 ( $\phi=37,7^\circ$ , $c=652\text{kPa}$ )



**Διάγραμμα 4.79:** Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστησία ίση με  $K_s=0.9\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.



**Διάγραμμα 4.80 Κατανομή αξονικών δυνάμεων στην επένδυση για τρεις τιμές γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για σταθερή δυσστημσία ίση με  $K_s=2\text{MPa/mm}$  και συντελεστή ωθήσεων,  $K=0.5$ , για το Έδαφος 2 και υπερκείμενο 90m.**

Και για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ οι κατανομές, πρακτικά, συμπίπτουν. Να σημειωθεί ότι για το συγκεκριμένο έδαφος και υπερκείμενο, διαφοροποιήσεις στις κατανομές είχαν εντοπιστεί μόνο σε σχέση με την πλήρη συνάφεια (ενότητα 4.4.2.2).

#### 4.6 ΣΥΝΟΨΗ

Στο παρόν κεφάλαιο, επιχειρήθηκε η προσομοίωση πραγματικών συνθηκών διάνοιξης σηράγγων, με την εκτέλεση διδιάστατων αναλύσεων, χρησιμοποιώντας, πλέον, για την προσομοίωση της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, περισσότερο εύλογες τιμές δυσκαμψίας και γωνίας τριβής οι οποίες στηρίζονται σε αποτελέσματα από εργαστηριακές δοκιμές πάνω σε διεπιφάνειες βράχου – σκυροδέματος (Saiang et al, 2005) και ανταποκρίνονται περισσότερο σε πραγματικές συνθήκες συνάφειας. Τα σημαντικότερα σημεία του κεφαλαίου αυτού, είναι:

- Το χρησιμοποιούμενο για τις αναλύσεις μοντέλο είναι στηριγμένο στο Μοντέλο No2, για το οποίο γίνεται αναφορά στο προηγούμενο κεφάλαιο, και το οποίο είναι διαστάσεων 180x180m με σήραγγα διαμέτρου  $D=10\text{m}$ , ακριβώς στο κέντρο του (υπερκείμενο 90m).
- Σε όλες τις αναλύσεις υιοθετήθηκε βήμα αποτόνωσης ακολουθούμενο από στάδιο πλήρους εκσκαφής και άμεσης τοποθέτησης της επένδυσης.
- Το βήμα αποτόνωσης προσομοιώθηκε αποδίδοντας στο υλικό που πρόκειται να εκσκαφτεί ένα μικρότερο μέτρο ελαστικότητας,  $E$ , με την σχέση  $E/E_o$  (όπου  $E_o$ , το αρχικό μέτρο ελαστικότητας του εδάφους) να καθορίζεται από τις καμπύλες

σύγκλισης – αποτόνωσης, και τα εκάστοτε μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους αλλά και τα χαρακτηριστικά του εντατικού πεδίου.

- Μια παράμετρος που επηρεάζει τη συμπεριφορά της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης με δύο σταθερές τιμές που ήταν αναγκαίο να προσδιοριστούν εξ' αρχής, είναι η καμπύλη πίεσης αποκόλλησης. Αυτή επιλέχτηκε να είναι εκθετικής μορφής με την βέλτιστη, μετά από δοκιμές, πίεση αποκόλλησης ίσης με  $p=1$  kPa και ορθή μετακίνηση  $c=10^{-7}$  m.
- Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 64 αριθμητικές αναλύσεις για τον προσδιορισμό της επιρροής της δυσμησίας της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, της γωνίας τριβής αυτής, του ύψους του υπερκειμένου και των μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους στη συμπεριφορά της διεπιφάνειας, στις αναπτυσσόμενες στην επένδυση πιέσεις και, τελικά στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται εντός αυτής.
- Εμπειρικά, για τον προσδιορισμό κάθε φορά της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας, η πίεση στην επένδυση κατά την αποτόνωση ορίστηκε ως το 25% της μέσης γεωστατικής πίεσης στο ύψος της σήραγγας.
- Σε όλες τις αναλύσεις έγινε χρήση επένδυσης από οπλισμένο σκυρόδεμα με μέτρο ελαστικότητας  $E_c=30000$  MPa, λόγο Poisson  $\nu=0.2$  και πάχος  $t=0.3$  m.
- Σε όλες τις περιπτώσεις εδαφών και υψών υπερκειμένων, όταν ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων,  $K$ , είναι ίσος με τη μονάδα, οι πιέσεις στην επένδυση είναι ομοιόμορφες περιμετρικά αυτής ενώ όπως είναι αναμενόμενο αυτές δεν παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις για τις διάφορες τιμές δυσμησίας και γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, λόγω απουσίας διατμητικών τάσεων σε αυτήν.
- Για υπερκείμενο 200m και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$ , οι πιέσεις δεν παρουσιάζουν ουσιαστικές διαφορές για το Έδαφος 1 ( $\phi=21.8^\circ$ ,  $c=236$  kPa), για τις διάφορες τιμές δυσμησίας και γωνίας τριβής διεπιφάνειας, πράγμα που οφείλεται στην ομογενοποίηση του εδάφους γύρω από την εκσκαφή λόγω πλαστικοποίησης. Για το Έδαφος 2 ( $\phi=37.7^\circ$ ,  $c=652$  kPa), οι διαφοροποιήσεις στις πιέσεις γίνονται πιο έντονες λόγω της μικρότερης έκτασης της πλαστικής ζώνης.
- Σε διερεύνηση του ενδεχόμενου αστοχίας της διεπιφάνειας για το υπερκείμενο των 200m, δεν παρατηρείται καμία τέτοια περίπτωση για το Έδαφος 1, για καμία από τις δύο γωνίες τριβής, γεγονός που οφείλεται στην λιγότερο έντονη ανάπτυξη διατμητικών τάσεων λόγω αστοχίας του περιβάλλοντος εδάφους. Για το Έδαφος 2, από την άλλη, παρατηρήθηκε αστοχία της διεπιφάνειας για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi=20^\circ$ .
- Για το υπερκείμενο των 90 μέτρων οι πιέσεις πρακτικά ταυτίζονται για όλες τις δυσμησίες και γωνίες τριβής διεπιφάνειας, για το Έδαφος 1, γεγονός που οφείλεται και πάλι στην αστοχία του περιβάλλοντος εδάφους αλλά και στις μικρότερες γεωστατικές τάσεις. Για το Έδαφος 2 εντοπίζονται διαφοροποιήσεις

στις κατανομές των πιέσεων, με αυτές να γίνονται περισσότερο ομοιόμορφες με την μείωση της δυσμησίας.

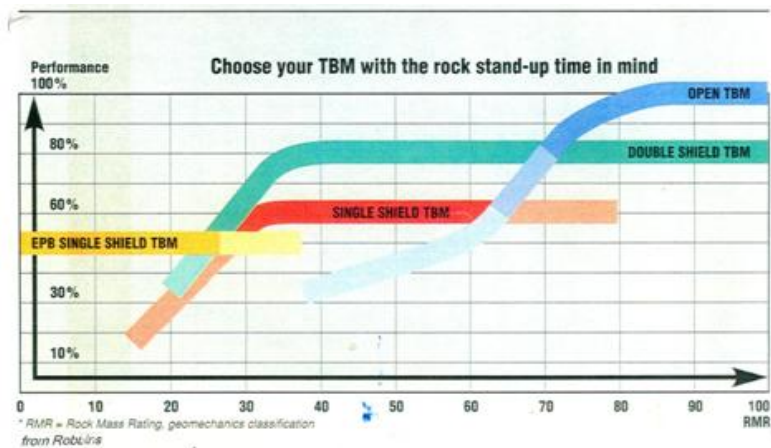
- Και στις δύο περιπτώσεις εδάφους, στο υπερκείμενο των 90m για γωνία τριβής ίσης με  $\phi=20^\circ$ , η διεπιφάνεια αστοχεί γεγονός που οφείλεται στην μικρότερη διατμητική αντοχή αυτής, λόγω των μειωμένων πιέσεων στην επένδυση σε αυτό το υπερκείμενο.
- Για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας, οι κατανομές του λόγου διατμητικής τάσεις προς ορθή πίεση, ταυτίζονται με τις αντίστοιχες για ενδιάμεσες συνάφειες για την περίπτωση του Εδάφους 1. Αυτό συμβαίνει και για τα δύο υπερκείμενα και οφείλεται στην μεγάλης έκτασης πλαστική ζώνη γύρω από την εκσκαφή που ομογενοποιεί τις τάσεις και μεταβιβάζει αρκετά μειωμένες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια. Από την άλλη, στην περίπτωση του Εδάφους 2 η διαφοράς στις κατανομές σε σχέση με την αντίστοιχη της πλήρους συνάφειας είναι εμφανής, με αυτήν να παρουσιάζει υπερδιπλάσιες τιμές, σε σχέση με τις ενδιάμεσες συνάφειες, και αρκετά πάνω από τις περιβάλλουσες αστοχίας.
- Οι αξονικές δυνάμεις στην επένδυση για υπερκείμενο 200m έχουν μεγαλύτερες τιμές για το Έδαφος 2 σε σχέση με το Έδαφος 1. Αυτό οφείλεται στις αρκετά αυξημένες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια για το Έδαφος 2 που μεταφράζεται σε μεγαλύτερες αξονικές εντάσεις. Αντίθετα, για υπερκείμενο 90 m οι αξονικές δυνάμεις είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση του Εδάφους 1.
- Από δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν με γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=36^\circ$ , δεν προέκυψαν σημαντικές διαφοροποιήσεις σε σχέση με τις άλλες δύο ακραίες γωνίες τριβής, όσο αφορά τις αξονικές δυνάμεις. Μάλιστα για γωνία τριβής ίσης με  $\phi_s=36^\circ$ , οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων, πρακτικά, συνέπεσαν με τις αντίστοιχες για γωνία  $\phi_s=36^\circ$ .



## 5. ΠΡΟΣΟΜΙΩΣΗ ΔΙΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗΝ ΟΛΟΜΕΤΩΠΗ ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΜΕ ΤΒΜ

Οι μηχανοποιημένες μέθοδοι όρυξης σηράγγων τείνουν τα τελευταία χρόνια να καθιερωθούν ως οι ευρέως χρησιμοποιούμενες για ένα ευρύ φάσμα τύπων εδάφους και υψών υπερκειμένων, με απώτερο στόχο, στο μέλλον, την κατασκευή ενός «καθολικού» ΤΒΜ (Universal TBM) το οποίο θα έχει τη δυνατότητα να διανοίγει σε οποιοδήποτε υλικό, οποιοδήποτε εντατικό πεδίο και περιβάλλον (αστικό ή όχι), ακόμα ίσως και για μεταβαλλόμενη ακτίνα σήραγγας. Αυτό σημαίνει ότι η διάνοιξη σηράγγων με συμβατικές μεθόδους θα περιοριστεί μόνο σε ειδικές περιπτώσεις (π.χ. κόμβους και διασταυρώσεις ή σταθμούς μετρό) με την εκσκαφή να αποκτά ένα αυτοματοποιημένο – τυποποιημένο χαρακτήρα σύμφωνα με τον οποίο η ανθρώπινη παρέμβαση θα περιορίζεται στο ελάχιστο.

Μέχρι σήμερα, πάντως, ανάλογα με την γεωλογία της περιοχής, μέσα στην οποία γίνεται η διάνοιξη, αλλά και τις ειδικές απαιτήσεις του εκάστοτε έργου (π.χ. περιορισμένες επιφανειακές καθιζήσεις, ταχεία διάνοιξη ή οικονομικότερη λύση), χρησιμοποιούνται διάφοροι τύποι ΤΒΜ τα οποία διαφοροποιούνται ανάλογα με τον αν κάνουν χρήση ασπίδας ή όχι (διπλής ή μονής), ή με το αν ασκούν πίεση στο μέτωπο ώστε να εξασφαλίσουν την ευστάθεια του αλλά και μειωμένες παραμορφώσεις στην επιφάνεια. Μια άποψη για τους χρησιμοποιούμενους τύπους ΤΒΜ ανάλογα με το RMR, φαίνεται στην εικόνα παρακάτω η οποία προέρχεται από εγχειρίδιο της εταιρείας Robbins.



Εικόνα 5.1: Χρησιμοποιούμενος τύπος μηχανήματος ολομέτωπης κοπής, ανάλογα με τον γεωλογικό δείκτη RMR (ενδεικτικό διάγραμμα από διαφημιστικό φυλλάδιο).

Σε όλες σχεδόν τις περιπτώσεις διάνοιξης σηράγγων με ΤΒΜ, η τελική επένδυση αποτελείται από προκατασκευασμένα τμήματα από σπλισμένο σκυρόδεμα (συνήθως πάχους 30-35cm), τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με ισχυρά μπουλόνια και στεγανωτικές μεμβράνες ώστε να διασφαλίζεται η στεγάνωση του εσωτερικού της

σήραγγας. Τα προκατασκευασμένα τμήματα τοποθετούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να σχηματίζουν δακτυλίους πλάτους 1-1.5m, οι οποίοι αποτελούνται συνήθως από 5-6 κομμάτια, συν την «κλείδα», η οποία είναι το τελευταίο τμήμα που μπαίνει ώστε να διασφαλιστεί το κλείσιμο του δακτυλίου και η προσαρμογή του στην εκάστοτε γεωμετρία και διάμετρο της σήραγγας. Να αναφερθεί, πάντως, ότι υπάρχουν και περιπτώσεις, κυρίως όπως αυτή του TBM χωρίς ασπίδα (**Open TBM**), όπου η προσωρινή επένδυση αποτελείται από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, το οποίο εφαρμόζεται μέσω μιας διάταξης που βρίσκεται πάνω στο TBM. Αυτή η πρακτική εφαρμόζεται κυρίως σε περιπτώσεις όπου συναντάται πολύ καλή γεωλογία, με καλής ποιότητας βράχο και περιορισμένο τεκτονισμό.

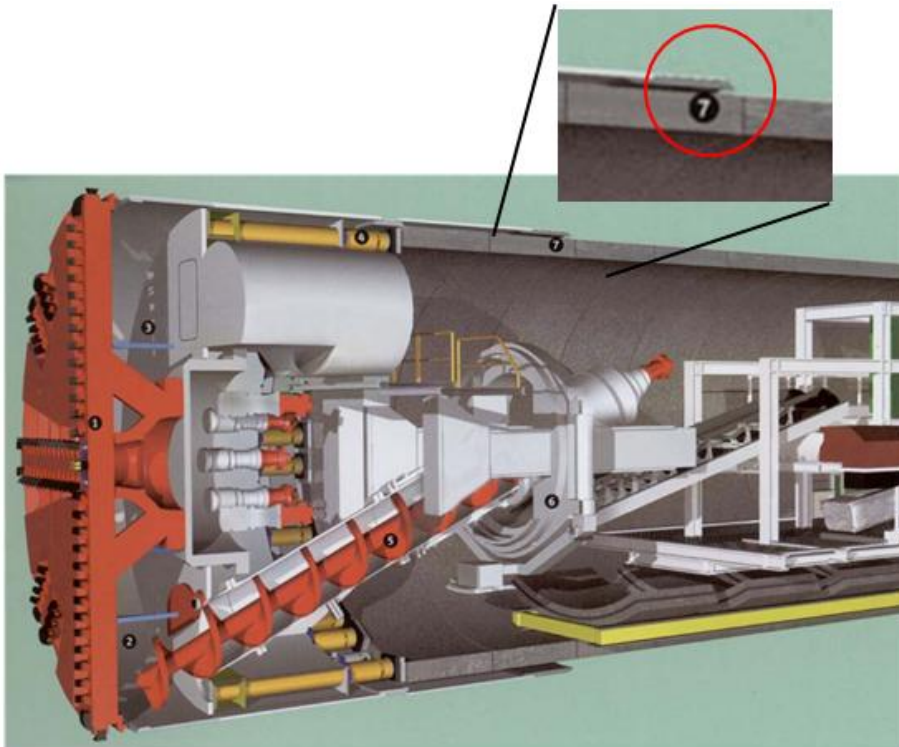
Μια άποψη των προκατασκευασμένων τμημάτων από οπλισμένο σκυρόδεμα αλλά και μιας αντίστοιχης αρθρωτής επένδυσης από προκατασκευασμένα τμήματα, φαίνεται στην **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε..**



**Εικόνα 5.2: Προκατασκευασμένα τμήματα από οπλισμένο σκυρόδεμα και κατασκευή τελικής επένδυσης.**

Κατά τα γνωστά, η εκσκαφή πραγματοποιείται από την κεφαλή εκσκαφής η οποία είναι εφοδιασμένη με κοπτικά μέλη υψηλής αντοχής, ενώ περιστρέφεται γύρω από τον άξονα της, ασκώντας πίεση στο μέτωπο η οποία μεταβιβάζεται στο πέτρωμα μέσω των κοπτικών άκρων, οδηγώντας το τελικά σε εφελκυστική αστοχία. Η κοπτική κεφαλή διαθέτει μεγαλύτερη διάμετρο από την ασπίδα (τουλάχιστον συνυπολογίζοντας τα ακραία κοπτικά που χρησιμοποιούνται για τις υπερεκσκαφές), στις περιπτώσεις των EPBs και των Shield TBMs, ενώ η εξωτερική διάμετρος αυτής είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της επένδυσης από τα προκατασκευασμένα τμήματα. Αυτό σημαίνει ότι σε μια περιοχή κοντά στο μέτωπο (η έκταση της οποίας εξαρτάται από το πόσο μεγαλύτερη είναι η διάμετρος της κοπτικής κεφαλής από την ασπίδα αλλά και από την εξέλιξη των συγκλίσεων), τα τοιχώματα της σήραγγας δεν βρίσκονται σε επαφή με την ασπίδα ενώ και κατά τα αρχικά στάδια της τοποθέτησης του κάθε δακτυλίου, τα τοιχώματα και πάλι δεν βρίσκονται σε επαφή με αυτούς, καθώς όπως αναφέρθηκε υπάρχει μια απόσταση μεταξύ ασπίδας και επένδυσης, με τους δακτυλίους να μορφώνονται μέσα από αυτήν.

Ειδικότερα για την απόσταση ασπίδας – επένδυσης, μια ενδεικτική όψη δίνεται στην Εικόνα 5.3, στην λεπτομέρεια εντός του κόκκινου κύκλου, όπου φαίνεται καθαρά ότι η μόρφωση των δακτυλίων της επένδυσης γίνεται εντός της ασπίδας, με μια απόσταση μεταξύ τους της τάξης των μερικών εκατοστών, η οποία όμως καλύπτεται από διάταξη με ειδικές βούρτσες που δεν επιτρέπουν την εισροή υδάτων, εδαφικών υλικών και ενέματος στο εσωτερικό του ΤΒΜ.



**Εικόνα 5.3: Τομή μηχανήματος ολομέτωπης κοπής, τύπου EPB, με τις βασικότερες διατάξεις του και λεπτομέρεια του ανοίγματος μεταξύ ασπίδας και επένδυσης (σημείο 7).**

Στο παρόν κεφάλαιο της διπλωματικής εργασίας, θα μελετηθεί η επιρροή αυτής, ακριβώς, της απόστασης μεταξύ της ασπίδας και του τοιχώματος (λόγω της υπερεκσκαφής που αναφέρθηκε παραπάνω) στην τελική φόρτιση, θεωρώντας τη, χάρη απλοποίησης, ως μια αρχική απόσταση μεταξύ επένδυσης και τοιχώματος εκσκαφής λαμβάνοντας ως δεδομένο είτε ότι δεν υπάρχει ασπίδα (**Open TBM** με τη διάμετρο της κοπτικής κεφαλής να είναι προφανώς μεγαλύτερη από την εξωτερική διάμετρο της επένδυσης), είτε ότι υπάρχει και το έδαφος έχει έρθει σε επαφή μαζί της (λόγω συγκλίσεων) οπότε και η απόσταση ασπίδας – επένδυσης ταυτίζεται με την αρχική απόσταση τοιχώματος εκσκαφής – επένδυσης. Προφανώς η παραδοχή αυτή γίνεται για λόγους αριθμητικής προσομοίωσης.

Προκύπτει, επομένως σύμφωνα με τα παραπάνω, η ανάγκη διερεύνησης της επιρροής αυτής της αρχικής απόστασης μεταξύ εδάφους και επένδυσης, στα τελικά φορτία της επένδυσης και του κατά πόσο αυτά διαφοροποιούνται σε σχέση την περίπτωση της μηδενικής απόστασης μεταξύ των δύο επιφανειών. Πρωτεύον ζήτημα λοιπόν για την διερεύνηση του παραπάνω προβλήματος, είναι η σωστή αριθμητική προσομοίωση του φαινομένου, μέσω των εργαλείων που δίνονται από τον κώδικα ABAQUS, και αντίστοιχα ο προσδιορισμός των βασικότερων παραμέτρων που το επηρεάζουν.

Η εντολή η οποία θέτει μια αρχική απόσταση μεταξύ επένδυσης και εδάφους, από το ξεκίνημα της ανάλυσης, εισάγεται στον νόμο αλληλεπίδρασης της επιφάνειας του εδάφους και της επένδυσης (Surface Interaction) με την ονομασία, **CLEARANCE**. Σε αυτήν, αναφέρονται οι δύο επιφάνειες για τις οποίες επιθυμείται να οριστεί μια αρχική απόσταση μεταξύ τους, και τέλος η τιμή της απόστασης αυτής, σε μέτρα. Πιο συγκεκριμένα στον νόμο τριβής, στο input file, εισάγεται ως εξής:

```
*CONTACT PAIR, INTERACTION=MID, TYPE=SURFACE TO SURFACE,  
SMALL SLIDING, ADJUST=PERIMNODES
```

```
M2, M1
```

```
**
```

```
*CLEARANCE, SLAVE=M2, MASTER=M1, VALUE=0.07
```

```
**
```

```
*SURFACE INTERACTION, NAME=MID
```

```
*SURFACE BEHAVIOR, PRESSURE-OVERCLOSURE=exponential
```

```
0.0000001, 1.0
```

```
**
```

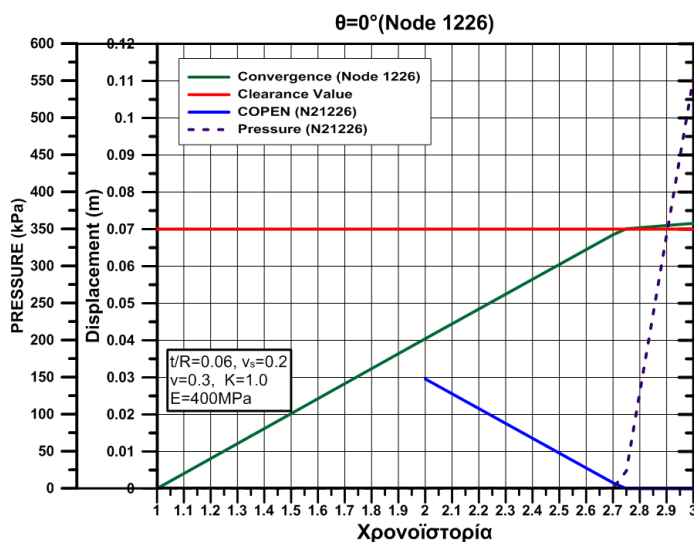
```
*FRICTION, ELASTIC SLIP=0.00036
```

```
1.73
```

Η επιφάνεια M1, επομένως, η οποία αντιπροσωπεύει την επιφάνεια του εδάφους του τοιχώματος της εκσκαφής, σχηματίζει διεπιφάνεια με την επιφάνεια M2, που αντιπροσωπεύει την εξωτερική επιφάνεια της ασπίδας (και σε όρους προσομοίωσης της επένδυσης), θέτοντας, με την εντολή **CLEARANCE**, ένα αρχικό κενό μεταξύ τους ίσο με 0.07m. Από τα επόμενα, για τις ανάγκες της αριθμητικής προσομοίωσης, ως απόσταση μεταξύ εδάφους και ασπίδας, θα νοείται η απόσταση εδάφους – επένδυσης από προκατασκευασμένα τμήματα, ή ασπίδας – επένδυσης. Μια απόσταση 7-12cm μεταξύ επένδυσης – ασπίδας, θεωρείται ως ρεαλιστική για ένα **Shield TBM**, ενώ είναι αρκετά μεγάλη ώστε να επιτρέπει την ασφαλή κατασκευή του δακτυλίου και, παράλληλα, αρκετά μικρή ώστε να αποτρέπει την εισροή υδάτων, υλικών και ενέματος κατά την προχώρηση του TBM, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

Σε όρους αριθμητικής προσομοίωσης, όπως αναφέρεται και παραπάνω, ήταν αναγκαίο να καθοριστούν επακριβώς οι σωστές τιμές των παραμέτρων που απαιτούνται για την εντολή, CLEARANCE, και για αυτό το λόγο πραγματοποιήθηκαν δοκιμαστικές αναλύσεις. Για δύο μέτρα ελαστικότητας εδάφους ( $E=400\text{MPa}$  και  $E=150\text{MPa}$ ) δόθηκε μια ενδεικτική τιμή στην εντολή, CLEARANCE, ίση με  $c=0.07\text{m}$  και  $c=0.05\text{m}$ , σύμφωνα με την θεώρηση που περιγράφεται παραπάνω. Οπότε εάν η παραπάνω τιμή έχει θεωρηθεί σωστά, την χρονική στιγμή που θα τοποθετηθεί η επένδυση (στην αριθμητική ανάλυση) αναμένεται μια τιμή αρχικού κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης (COPEN) ίσου με  $0.07\text{m}$  και  $c=0.05\text{m}$ .

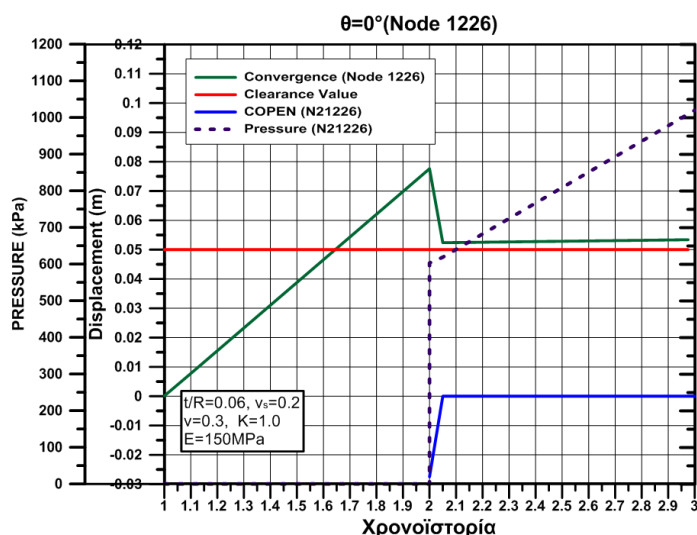
Στο Διάγραμμα 5.1, παρακάτω, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για το έδαφος με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=400\text{MPa}$ . Πιο συγκεκριμένα φαίνεται η χρονική εξέλιξη των συγκλίσεων της παρειάς, του ανοίγματος μεταξύ εδάφους – επένδυσης και των αντίστοιχων πιέσεων στην παρειά. Για σύγκριση, σημειώνεται η αναμενόμενη αρχική τιμή του κενού μεταξύ επένδυσης και εδάφους (κόκκινη γραμμή).



**Διάγραμμα 5.1: Εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του ανοίγματος μεταξύ εδάφους και επένδυσης συγκρινόμενου με την δοθείσα τιμή του clearance και των αντίστοιχων πιέσεων στην επένδυση για έδαφος με  $E=400\text{MPa}$ .**

Από το παραπάνω διάγραμμα, συνεπώς, φαίνεται ότι το αρχικό κενό μεταξύ εδάφους – επένδυσης δεν εμφανίζει την αναμενόμενη τιμή του (δηλαδή την δοθείσα clearance value στην αντίστοιχη εντολή στο input file) αλλά, πιο συγκεκριμένα, αυτή ισούται κάθε φορά με τη διαφορά της δεδομένης αρχικής τιμής κενού (clearance value) με την εκάστοτε τιμή σύγκλισης. Οπότε τη στιγμή εγκατάστασης της επένδυσης ( $T=2$ ) η απόσταση μεταξύ επένδυσης και εδάφους είναι:  $\text{clearance value} - u_{r,T=2} = 0.07 - 0.04 = 0.03\text{m}$  και όχι  $0.07$  όπως ήταν αναμενόμενο. Να σημειωθεί ότι η μετακίνηση  $u_{r,T=2}$  είναι, ουσιαστικά, η προσύγκλιση και σύγκλιση που λαμβάνουν χώρα ως την εγκατάσταση της επένδυσης, σε απόσταση ενός μέτρου από το μέτωπο.

Μάλιστα για έδαφος με μικρότερο μέτρο ελαστικότητας το πρόβλημα λαμβάνει μεγαλύτερες διαστάσεις, όπως φαίνεται και παρακάτω στο Διάγραμμα 5.2.



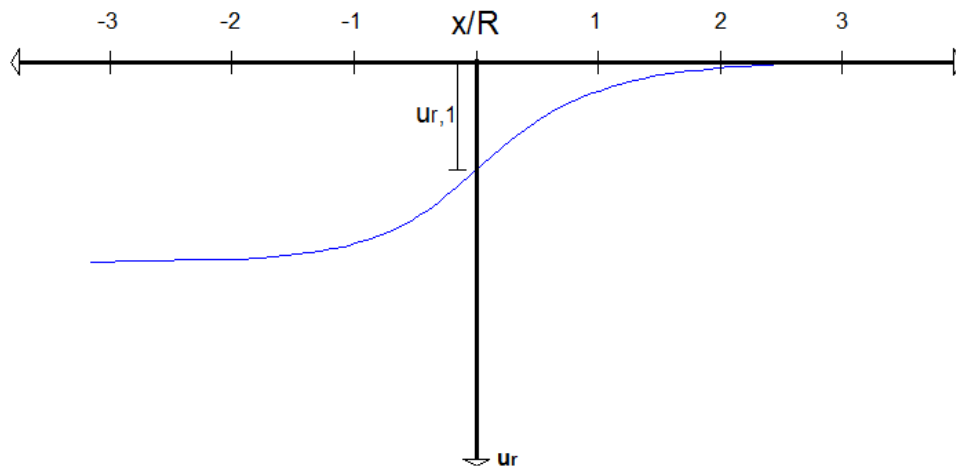
**Διάγραμμα 5.2: Εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του ανοίγματος μεταξύ εδάφους και επένδυσης συγκρινόμενου με την δοθείσα τιμή του clearance και των αντίστοιχων πιέσεων στην επένδυση για έδαφος με  $E=150\text{MPa}$ .**

Και πάλι, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, με την εγκατάσταση της επένδυσης δεν λαμβάνεται η αναμενόμενη τιμή αρχικού κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης (εδώ 5cm), ενώ μάλιστα λαμβάνει και αρνητική αρχική τιμή, γεγονός που δηλώνει ότι οι κόμβοι του εδάφους βρίσκονται ήδη στην εσωτερική πλευρά των κόμβων της επένδυσης όταν αυτή εγκαθίσταται. Συνέπεια αυτού είναι η πίεση να αποκτά μια αρχική τιμή γύρω στα 600 kPa πράγμα που δεν είναι λογικό, καθώς αυτή θα έπρεπε να αρχίσει να αυξάνεται και να εξελίσσεται από το μηδέν.

Μετά λοιπόν από όλες τις παραπάνω δοκιμές προκύπτει ότι στις αναλύσεις όπου της εφαρμογής της επένδυσης, προηγείται αποτόνωση του εδάφους που πρόκειται να εκσκαφτεί, η τιμή (**VALUE**) της αρχικής απόστασης μεταξύ των δύο επιφανειών (**clearance**) λαμβάνεται από την αρχική θέση των κόμβων της κύριας επιφάνειας (master surface-M1 στη συγκεκριμένη περίπτωση), δηλαδή αυτής του εδάφους και όχι από την αντίστοιχη μετά την αποτόνωση. Οπότε για κάθε διαφορετικό τύπο εδάφους, ύψος υπερκειμένων και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, απαιτείται η πραγματοποίηση της εκάστοτε ανάλυσης ώστε να καταγράφονται οι μετακινήσεις (συγκλίσεις) των περιμετρικών κόμβων του εδάφους, λόγω της αποτόνωσης και στη συνέχεια στο βήμα όπου πραγματοποιείται εκσκαφή και τοποθέτηση της επένδυσης, αρχικά χωρίς επαφή με το έδαφος (σε μια νέα ανάλυση προφανώς), αυτές οι μετακινήσεις να προστίθενται στην επιθυμητή αρχική απόσταση μεταξύ επένδυσης και εδάφους. Ουσιαστικά, δηλαδή, σε όρους τρισδιάστατης ανάλυσης, οι συγκλίσεις που πραγματοποιούνται ως το τέλος της αποτόνωσης είναι οι προσυγκλίσεις που λαμβάνουν χώρα σε μια συγκεκριμένη διατομή

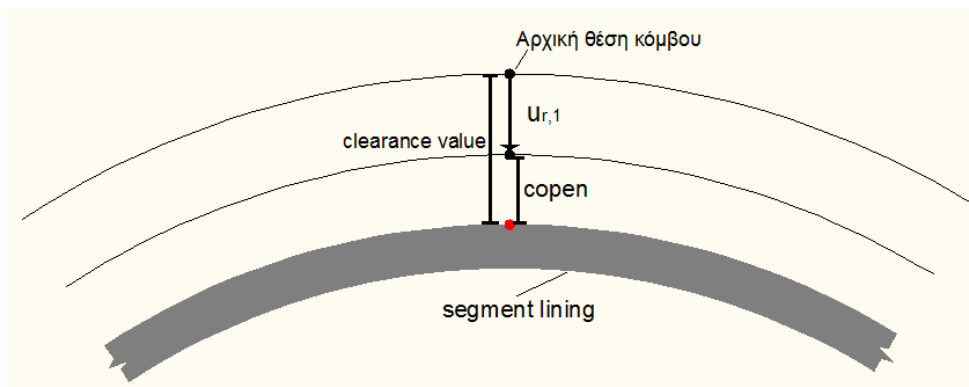


της σήραγγας, μπροστά από το μέτωπο (δηλαδή δεν έχει εκσκαφτεί ακόμα), καθώς αυτό πλησιάζει προς τη συγκεκριμένη διατομή. Τα παραπάνω φαίνονται περισσότερο παραστατικά στο Σχήμα 5.1.



**Σχήμα 5.1:** Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης με σημειωμένη την τελική τιμή της προσύγκλισης,  $u_{r,1}$ , που σημειώνεται όταν το μέτωπο φτάνει στο αντίστοιχο σημείο.

Η μετακίνηση  $u_{r,1}$ , για μια συγκεκριμένη διατομή, είναι οι προσυγκλίσεις που λαμβάνουν χώρα μέχρι να φτάσει το μέτωπο σε αυτή. Οπότε τελικά το αρχικό (θεωρητικό) άνοιγμα (clearance value) που πρέπει να τεθεί στο input file ισούται με το επιθυμητό «πρακτικό» άνοιγμα (copen) προσθέτοντας σε αυτό την μετακίνηση  $u_{r,1}$ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2.



**Σχήμα 5.2:** Σχηματική απεικόνιση της μετακίνησης του κόμβου, από την αρχική του θέση, στη νέα θέση λόγω προσυγκλίσεων, και του αντίστοιχου κενού (COPEN) που προκύπτει.

Σε περίπτωση που δεν ακολουθηθεί η παραπάνω διαδικασία, και αγνοηθεί η μετακίνηση  $u_{r,1}$ , τότε η τιμή του πρακτικού ανοίγματος, copen, που θα προκύψει τελικά θα είναι μειωμένη κατά  $u_{r,1}$ , σε σχέση με την επιθυμητή τιμή, ενώ αν δε η προσύγκλιση είναι

μεγαλύτερη από την τιμή που θα δοθεί στο αρχικό κενό στο input file, τότε θα προκύψουν αρνητικές τιμές copen, με μη ρεαλιστικά μεγάλες τιμές πίεσης στην επένδυση.

## 5.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Για την επιβεβαίωση λοιπόν της παραπάνω θεώρησης, πραγματοποιήθηκε μια σειρά από αριθμητικές αναλύσεις, σε ελαστικό έδαφος με φάση αποτόνωσης, και συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=1$  (συμμετρικό εντατικό πεδίο). Η χρήση ελαστικού εδάφους γίνεται ώστε οι μετακινήσεις να είναι στην ελαστική περιοχή, χωρίς να επηρεάζονται από πλαστικοποιήσεις, αλλά και για να είναι ευκολότερη η εποπτεία των αποτελεσμάτων και σαφέστερη η εξέλιξη του υπό μελέτη φαινομένου. Ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων τίθεται ίσος με την μονάδα (δηλ. ομοιόμορφο εντατικό πεδίο) ώστε οι προσυγκλίσεις (και οι μετ' έπειτα συγκλίσεις) των περιμετρικών κόμβων να είναι συμμετρικές (ίδια τιμή και κατεύθυνση προς το κέντρο της σήραγγας), και έτσι να είναι δυνατόν να δοθεί μια ενιαία τιμή για το θεωρητικό κενό μεταξύ επένδυσης και εδάφους (clearance **VALUE**), με κατ, επέκταση ίδια τιμή «πρακτικού» κενού (COPEN) περιμετρικά της σήραγγας.

Πραγματοποιήθηκαν λοιπόν δύο ομάδες αναλύσεων με διαφορετικό μέτρο ελαστικότητας. Στην πρώτη ομάδα, η οποία περιελάμβανε μια ανάλυση με επένδυση και μια χωρίς, τέθηκε ένα μεγάλο μέτρο ελαστικότητας ώστε οι προσυγκλίσεις και οι τελικές συγκλίσεις να έχουν μικρές τιμές, χωρίς τελικά να φέρνουν σε επαφή, στο τελευταίο βήμα της επένδυσης, το έδαφος με την επένδυση. Αυτό έγινε με σκοπό να διερευνηθεί αν σε κάθε επί μέρους βήμα της ανάλυσης προκύπτει η αναμενόμενη τιμή κενού (COPEN) με βάση την τιμή του θεωρητικού κενού (clearance value) που έχει δοθεί ως δεδομένη και τις μέχρι τότε συγκλίσεις. Προφανώς σε αυτήν την περίπτωση, όπου δεν πραγματοποιείται επαφή εδάφους και επένδυσης, οι πιέσεις στην επένδυση αναμένεται να έχουν μηδενική τιμή καθ' όλη τη διάρκεια της ανάλυσης. Η ανάλυση χωρίς επένδυση πραγματοποιείται για να γίνει καταγραφή των τελικών προσυγκλίσεων (μετακίνηση  $u_{r,1}$ , στο τέλος του βήματος αποτόνωσης) ώστε να καθοριστεί και η θεωρητική τιμή του ανοίγματος, και στη συνέχεια των τελικών συγκλίσεων ώστε να πραγματοποιηθεί επαλήθευση των αντίστοιχων με επένδυση. Στην δεύτερη ομάδα αναλύσεων τέθηκε ένα αρκετά μικρό μέτρο ελαστικότητας το οποίο θα επιτρέπει μεγάλες προσυγκλίσεις και συγκλίσεις φέρνοντας σε επαφή το έδαφος με την επένδυση και επιτρέποντας την ανάπτυξη πιέσεων σε αυτή. Με αυτόν τον τρόπο είναι δυνατόν να διερευνηθεί αν η χρονική στιγμή του μηδενισμού του κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης, COPEN, συμπίπτει με την χρονική στιγμή της έναρξης της ανάληψης των πιέσεων από την επένδυση. Παρομοίως με την πρώτη, και στη δεύτερη ομάδα αναλύσεων πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με και χωρίς επένδυση. Να υπενθυμιστεί ότι το έδαφος ελήφθη ελαστικό σε όλες τις περιπτώσεις.



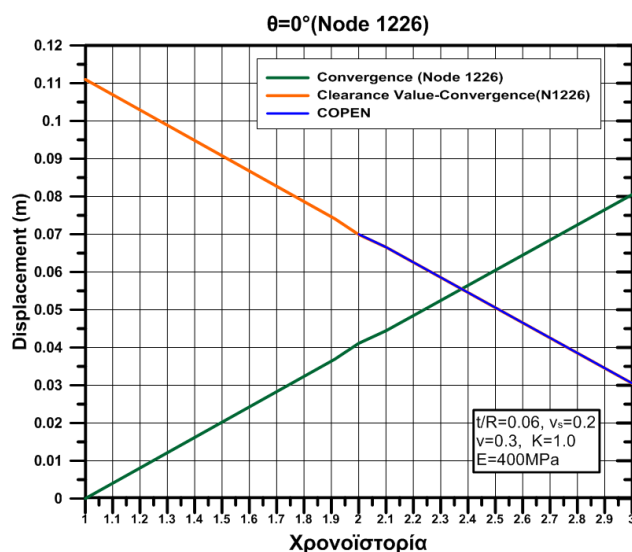
### 5.1.1 1<sup>η</sup> ΟΜΑΔΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ: ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $E_1=400 \text{ MPa}$

Το μέτρο ελαστικότητας του εδάφους για την πρώτη ομάδα αναλύσεων (με το δύσκαμπτο έδαφος) ελήφθη ίσο με  $E_1=400 \text{ MPa}$  ενώ ο λόγος του μέτρου ελαστικότητας αποτόνωσης της εκσκαφής προς το αρχικό μέτρο ελαστικότητας στη θέση του μετώπου (για πλήρως ελαστικό έδαφος και  $x/R=0$ ), τέθηκε ίσος με  $E/E_0=0.4$ . Από την ανάλυση χωρίς επένδυση, που εκτελέστηκε, προέκυψε, για αυτή τη δυσκαμψία εδάφους, μέση προσύγκλιση ίση με  $u_{r,1}=0.041 \text{ m}$  και τελική σύγκλιση ίση με  $u_{r,τελ}=0.081 \text{ m}$ . επαναλαμβάνεται ότι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων έχει ληφθεί ίσος με  $K=1.0$ , οπότε η μέση σύγκλιση και προσύγκλιση ουσιαστικά ταυτίζονται με τις αντίστοιχες μετακινήσεις κάθε κόμβου.

Να σημειωθεί σε αυτό το σημείο ότι μια άλλη προσέγγιση του λόγου  $E/E_0$ , και πιθανότητα περισσότερο ρεαλιστική, μπορεί να γίνει μέσω καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης (π.χ. του Panet) προσδιορίζοντας αρχικά την τελική σύγκλιση του τοιχώματος,  $u_{r,\infty}$ , κατά την πλήρη αποτόνωση (χωρίς επένδυση), αλλά και τον λόγο  $u_r/u_{r,\infty}$  για  $x/R=0$ , οπότε συνεπώς και την αντίστοιχη μετακίνηση,  $u_r$ . Έχοντας λοιπόν γνωστή την αναμενόμενη μετακίνηση (ουσιαστικά προσύγκλιση) στην θέση του μετώπου, μέσω των καμπυλών σύγκλισης-αποτόνωσης, είναι δυνατόν με δοκιμαστικές αναλύσεις να προσδιοριστεί ακριβώς το μέτρο ελαστικότητας αποτόνωσης της εκσκαφής το οποίο θα δώσει την εκτιμώμενη προσύγκλιση. Παρόλα αυτά, τελικά, προτιμήθηκε η ίδια μέθοδος προσδιορισμού του λόγου  $E/E_0$  που χρησιμοποιήθηκε και στα προηγούμενα κεφάλαια.

Στην ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, με εφαρμογή επένδυσης μετά την αποτόνωση, τέθηκε αρχικό κενό μεταξύ επένδυσης και εδάφους (COPEN) με μέση τιμή  $c=7 \text{ cm}=0.07 \text{ m}$ . Αυτή η τιμή ελήφθη μετρώντας, προσεγγιστικά, από τον κεντροβαρικό άξονα της ασπίδας ως την εξωτερική επιφάνεια της επένδυσης. Επομένως, λοιπόν, το «θεωρητικό» άνοιγμα (clearance value) που εισάγεται ως δεδομένο στο input file, είναι ίση με  $\text{value}=0.07 \text{ m}+0.041 \text{ m}=0.111 \text{ m}=11.1 \text{ cm}$ .

Στο Διάγραμμα 5.3, παρακάτω, φαίνεται η χρονοϊστορία των μετακινήσεων του κόμβου N1226 του εδάφους, ο οποίος βρίσκεται στην παρειά ( $\theta=0^\circ$ ), του κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης (μετά την εφαρμογή αυτής) και της διαφοράς μεταξύ του δεδομένου «θεωρητικού ανοίγματος» (clearance value) και της σύγκλισης του κόμβου του εδάφους (N1226). Εάν από το χρονικό σημείο της εφαρμογής της επένδυσης, το κενό μεταξύ επένδυσης – εδάφους (COPEN) ταυτίζεται, ανά πάσα χρονική στιγμή, με την διαφορά του δεδομένου «θεωρητικού ανοίγματος» (clearance value) και της σύγκλισης του κόμβου του εδάφους, τότε η εισαχθείσα εντολή, Clearance, που περιγράφεται παραπάνω, λειτουργεί σωστά.



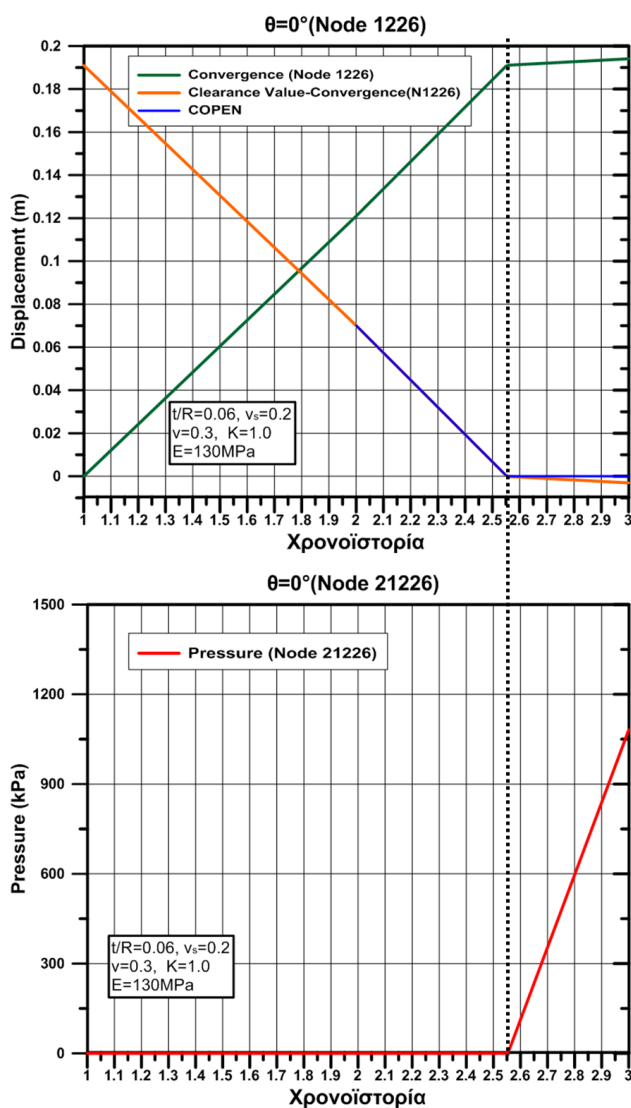
**Διάγραμμα 5.3:** Χρονική εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του κενού μεταξύ επένδυσης – εδάφους και της διαφοράς του θεωρητικού ανοίγματος και της σύγκλισης για τον κόμβο 1226 και μέτρο ελαστικότητας εδάφους ίσο με  $E=400\text{MPa}$ .

Παρατηρείται λοιπόν συμφωνία της τιμής του κενού μεταξύ επένδυσης – εδάφους με την διαφορά του δεδομένου «θεωρητικού ανοίγματος» (clearance value) και της σύγκλισης του αντίστοιχου κόμβου του εδάφους, ανά πάσα χρονική στιγμή, με το έδαφος να μην ακουμπάει τελικά πάνω στην επένδυση μετά την πλήρη αποτόνωση. Επομένως, προφανώς, οι πιέσεις πάνω στην επένδυση παραμένουν μηδενικές έως το τέλος της αριθμητικής ανάλυσης, πράγμα που οφείλεται στην αρκετά μεγάλη ακαμψία που δόθηκε στο έδαφος. Οπότε έχουν δοθεί οι σωστές παράμετροι στην εντολή Clearance, λαμβάνοντας τα αναμενόμενα αποτελέσματα, τουλάχιστον για αυτήν την περίπτωση, όπου το έδαφος δεν έρχεται σε επαφή με την επένδυση. Απομένει λοιπόν η αντίστοιχη δοκιμή με ένα έδαφος μικρότερης ακαμψίας, όπου το έδαφος θα συγκλίνει αρκετά ώστε να υπερκαλύψει το κενό μεταξύ εδάφους – επένδυσης (COPEN), και θα δώσει πιέσεις πάνω σε αυτήν.

### 5.1.2 2<sup>η</sup> ΟΜΑΔΑ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ: ΜΕΤΡΟ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΕΔΑΦΟΥΣ $E_1=130\text{MPa}$

Σε αυτές τις ομάδες αναλύσεων, έγινε χρήση ενός λιγότερο δύσκαμπτου εδάφους, δίνοντας μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=130\text{MPa}$ . Από την ανάλυση χωρίς επένδυση που πραγματοποιήθηκε προέκυψε μέση προσύγκλιση ίση με  $u_{r,1}=0.121\text{m}$  και τελική σύγκλιση ίση με  $u_{r,\text{τελ}}=0.194\text{m}$ , για λόγο  $E/E_0=0.42$ . Για αρχικό κενό μεταξύ επένδυσης και εδάφους (COPEN) με μέση τιμή ίση με  $c=7\text{cm}=0.07\text{m}$ , το «θεωρητικό» άνοιγμα (clearance value) που εισάγεται ως δεδομένο στο input file, είναι ίσο με  $\text{value} = 0.07\text{m} + 0.121\text{m} = 0.191\text{m} = 19.1\text{cm}$ .

Αντίστοιχα με την 1<sup>η</sup> ομάδα αναλύσεων, και σε αυτήν την περίπτωση εξήχθη διάγραμμα της ιστορίας των μετακινήσεων του κόμβου N1226 του εδάφους, ο οποίος βρίσκεται στην παρειά ( $\theta=0^\circ$ ), του κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης (μετά την εφαρμογή αυτής) και της διαφοράς μεταξύ του δεδομένου «θεωρητικού ανοίγματος» (clearance value) και της σύγκλισης του αντίστοιχου κόμβου του εδάφους. Ταυτόχρονα κατασκευάστηκε και το αντίστοιχο διάγραμμα της ιστορίας των πιέσεων πάνω στην επένδυση, και πιο συγκεκριμένα του κόμβου N21226 αυτής, ώστε να διαπιστωθεί αν η χρονική στιγμή του μηδενισμού του κενού εδάφους – επένδυσης συμπίπτει με την εμφάνιση πιέσεων στην επένδυση (Διάγραμμα 5.4).

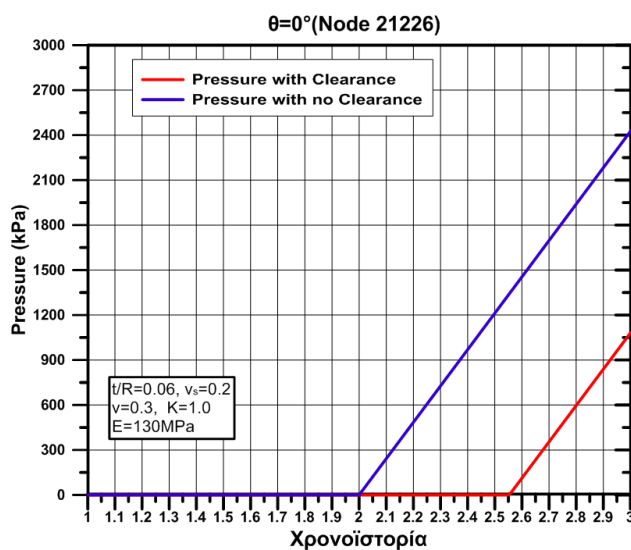


**Διάγραμμα 5.4:** α) Χρονική εξέλιξη των συγκλίσεων στην παρειά, του κενού μεταξύ εδάφους – επένδυσης και της διαφοράς του θεωρητικού ανοίγματος και της σύγκλισης για τον κόμβο N1226 β) και των πιέσεων για τον κόμβο N21226 της επένδυσης για μέτρο ελαστικότητας εδάφους ίσο με  $E=130\text{MPa}$ .

Από τα παραπάνω δύο διαγράμματα είναι εμφανές ότι η χρονική στιγμή που το έδαφος έρχεται σε επαφή με την επένδυση, συμπίπτει με την εμφάνιση πιέσεων πάνω σε αυτήν (διακεκομμένη γραμμή) με την τιμή τους να αυξάνεται όσο η αποτόνωση συνεχίζει να εξελίσσεται (ως την χρονική στιγμή  $T=3$ ). Επομένως μπορεί να υποθεθεί ότι η εντολή **CLEARANCE** λειτουργεί επαρκώς καλά, για τις συγκεκριμένες παραμέτρους που δόθηκαν, δίνοντας τα αναμενόμενα αποτελέσματα. Να σημειωθεί ότι οι αρνητικές τιμές της διαφοράς μεταξύ του δεδομένου «θεωρητικού ανοίγματος» (clearance value) και της

σύγκλισης του κόμβου του εδάφους, μετά το μηδενισμό του COPEN, οφείλεται στις μετέπειτα εξελισσόμενες συγκλίσεις λόγω υποχώρησης της επένδυσης. Για πλήρως άκαμπτη επένδυση αυτές οι περαιτέρω συγκλίσεις, ως την πλήρη αποτόνωση, δεν θα σημειώνονταν.

Ενδεικτικά στο Διάγραμμα 5.5 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες πιέσεις στον κόμβο N21226 ( $\theta=0^\circ$ ) της επένδυσης, για ίδια χαρακτηριστικά εδάφους (με μέτρο ελαστικότητας  $E=130$  MPa) και επένδυσης, για την περίπτωση όμως που δεν έχει τεθεί αρχικό κενό μεταξύ επένδυσης και περιβάλλοντος υλικού. Σκοπός είναι να πραγματοποιηθεί σύγκριση της εξέλιξης της πίεσης μεταξύ των δύο περιπτώσεων, και κυρίως της τελικής τιμής αυτών.



**Διάγραμμα 5.5: Σύγκριση της εξέλιξης των πιέσεων στην επένδυση για τις περιπτώσεις αριθμητικής προσομοίωσης διάνοιξης σήραγγας με αρχικό κενό μεταξύ εδάφους - επένδυσης και χωρίς αρχικό κενό.**

Όπως ήταν αναμενόμενο στην περίπτωση χωρίς αρχικό κενό μεταξύ εδάφους - επένδυσης, οι πιέσεις όχι μόνο αρχίζουν να αυξάνονται από την στιγμή της εγκατάστασης της επένδυσης αλλά ισορροπούν σε μια αρκετά μεγαλύτερη τιμή (σχεδόν διπλάσια) από την τελική πίεση της περίπτωσης με αρχικό διάκενο, COPEN. Αυτό σημαίνει ότι και στις περιπτώσεις διάνοιξης σήραγγας με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής, ένας σημαντικός βαθμός αποτόνωσης ως την επαφή των τοιχωμάτων στην επένδυση, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην εκτίμηση των τελικών φορτίων πάνω στους δακτυλίους. Η υπόθεση αυτή ισχύει περισσότερο στην περίπτωση των βαθιών εκσκαφών (στις οποίες υπάρχει ανοχή για μεγαλύτερες μετακινήσεις χωρίς να επηρεάζονται τόσο οι επιφανειακές καθιζήσεις), αν ληφθεί υπόψη ότι για τις αβαθείς σήραγγες (ιδιαίτερα σε αστικό περιβάλλον) τα φορτία λαμβάνονται συνήθως όσο η γεωστατική τάση. Τα παραπάνω, βέβαια, έχουν περισσότερο θεωρητικό ενδιαφέρον καθώς στην πράξη το κενό μεταξύ εδάφους και επένδυσης γεμίζεται πάντα με ένεμα υπό πίεση, οπότε,

ιδιαίτερα σε αβαθείς σήραγγες, αυτό δεν επιτρέπει την περεταίρω αποτόνωση του εδάφους και εξέλιξη των συγκλίσεων και αρνητική την επιρροή αυτών στις επιφανειακές καθιζήσεις.

## 5.2 ΣΥΝΟΨΗ

Συνοψίζοντας όλα τα παραπάνω, επιχειρήθηκε η προσομοίωση της διάνοιξη σήραγγας λαμβάνοντας υπόψη το αρχικό κενό μεταξύ των τοιχωμάτων της εκσκαφής και της ασπίδας του μηχανήματος ολομέτωπης κοπής αλλά και της επένδυσης από προκατασκευασμένα τμήματα σκυροδέματος, μελετώντας παράλληλα την επιρροή αυτού στην εξέλιξη των πιέσεων πάνω στην επένδυση, αλλά και στην τελική τους τιμή μετά την πλήρη αποτόνωση. Συγκεκριμενοποιώντας, λοιπόν, τα παραπάνω προκύπτουν τα εξής σημεία:

- Η χρήση των μηχανών ολομέτωπης κοπής τείνουν να κυριαρχήσουν, ως πρακτική, στη διάνοιξη σηράγγων εκτοπίζοντας σταδιακά τις συμβατικές μεθόδους διάνοιξης και επιδιώκοντας να βιομηχανοποιήσουν τη διαδικασία κατασκευής υπόγειων έργων.
- Σημαντικά θέματα που αφορούν στη διάνοιξη με μηχανήματα TBM χρήζουν άμεσης επίλυσης, για το σωστό υπολογισμό των εντατικών μεγεθών στην επένδυση, των αναμενόμενων μετακινήσεων και παραμορφώσεων και κατ' επέκταση το σωστό σχεδιασμό της τελικής επένδυσης.
- Ο κώδικας ABAQUS μπορεί να προσφέρει, και σε αυτήν την περίπτωση, τη δυνατότητα να προσομοιωθεί το αρχικό κενό μεταξύ του τοιχώματος της εκσκαφής και της ασπίδας του μηχανήματος κοπής, το οποίο οφείλεται στην υπερεκσκαφή από την κεφαλή κοπής.
- Με την εντολή, **CLEARANCE**, δίνεται ένα αρχικό κενό μεταξύ δύο επιφανειών οι οποίες αλληλεπιδρούν, διατηρώντας παράλληλα την σύνδεση των αντίστοιχων κόμβων του εδάφους και της επένδυσης (της κύριας επιφάνειας και της δευτερεύουσας).
- Έπειτα από δοκιμές προέκυψε ότι η τιμή που δίνεται στο αρχικό κενό μεταξύ εδάφους και επένδυσης, μέσω της παραπάνω εντολής, πρέπει να λαμβάνεται από την αρχική θέση των κόμβων της κύριας επιφάνειας, δηλαδή της επιφάνειας του εδάφους που συνορεύει με την επένδυση. Σε αντίθετη περίπτωση προκύπτουν μη ρεαλιστικές πιέσεις στην επένδυση, οφειλόμενες σε λανθάνουσες σχετικές μετακινήσεις των ζευγών κόμβων.
- Για τον προσδιορισμό της τιμής του θεωρητικού ανοίγματος κάθε φορά του θεωρητικού κενού μεταξύ επένδυσης – εδάφους, απαιτείται η πραγματοποίηση μιας αριθμητικής ανάλυσης με βήμα αποτόνωσης και χωρίς την ενεργοποίηση επένδυσης, για να καταγραφούν οι μετακινήσεις στο τέλος του βήματος αποτόνωσης (δηλ. ουσιαστικά οι προσυγκλίσεις).

- Κατά τη δοκιμή σε ελαστικό έδαφος με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=400$  MPa, διαπιστώθηκε ότι όντως το πρακτικό κενό (COPEN) μεταξύ εδάφους και επένδυσης ισούται ανά πάσα στιγμή με τη διαφορά του δοθέντος θεωρητικού ανοίγματος και της εκάστοτε σύγκλισης (του κόμβου της παρειάς,  $\theta=0^\circ$ ). Μάλιστα για τη συγκεκριμένη δυσκαμψία εδάφους, το τοίχωμα της εκσκαφής δεν έρχεται σε επαφή με την επένδυση, μέχρι και το τελικό βήμα της ανάλυσης, χωρίς να υπάρχει επομένως ανάπτυξη πιέσεων πάνω σε αυτή.
- Σε μια δεύτερη δοκιμή σε έδαφος με μικρότερη δυσκαμψία ( $E=130$  MPa), και πάλι επαληθεύτηκε το παραπάνω, με την εμφάνιση, όμως, στην συγκεκριμένη ανάλυση, πιέσεων στην επένδυση κατά την χρονική στιγμή του μηδενισμού του πρακτικού κενού (COPEN) που σηματοδοτεί, ουσιαστικά, την επαφή επένδυσης και περιβάλλοντος.
- Σε ενδεικτική δοκιμή για έδαφος με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=130$  MPa, πραγματοποιήθηκε σύγκριση των πιέσεων για αναλύσεις με αρχικό κενό μεταξύ εδάφους και επένδυσης και χωρίς. Παρατηρήθηκε ότι οι τελικές πιέσεις στην δεύτερη περίπτωση είχαν διπλάσια τιμή σε σχέση με τις αντίστοιχες στην πρώτη, και μάλιστα αυτές αρχίζουν να εξελίσσονται από την χρονική στιγμή της εγκατάστασης της επένδυσης.





## 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ-ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

Στη παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρείται η διερεύνηση της επιρροής της συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης από σκυρόδεμα και των συνθηκών συνάφειας αυτής, στην κατανομή των πιέσεων πάνω στην επένδυση αλλά και στα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται μέσα σε αυτήν.

Αρχικά παρουσιάζονται οι αναλυτικές επιλύσεις των Schwartz – Einstein (1979) πάνω στην επιρροή των συνθηκών συνάφειας της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης σήραγγας κυκλικής διατομής, στις αναπτυσσόμενες αξονικές δυνάμεις, καμπτικές ροπές και μετακινήσεις στην παρειά αυτής, για έδαφος πλήρως ελαστικό, υπό συμμετρικό εντατικό πεδίο (όχι γεωστατικό), με συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=0.5$  και χωρίς στάδιο αποτόνωσης. Στη συνέχεια επιχειρείται η αριθμητική προσομοίωση του παραπάνω μοντέλου, προσομοιώνοντας όλες τις παραμέτρους που τέθηκαν από τους δύο ερευνητές και συγκρίνοντας, τελικά, τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην επένδυση, στη θέση της παρειάς.

Σε ένα δεύτερο στάδιο, προσομοιώνονται πραγματικές συνθήκες συνάφειας της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης, βασισμένες σε εργαστηριακά δεδομένα από δοκιμές σε διεπιφάνειες βράχου – σκυροδέματος (Malmgren, 2005), και διερευνώνται οι διαφοροποιήσεις στις πιέσεις και στα εντατικά μεγέθη της επένδυσης ανάλογα με την δυσμησία της διεπιφάνειας.

Τέλος εξετάζεται η επιρροή του δημιουργούμενου, από υπερεκσκαφή, κενού μεταξύ της ασπίδας ενός μηχανήματος ολομέτωπης κοπής και του τοιχώματος της διανοιγόμενης σήραγγας, στα τελικά εντατικά μεγέθη στην επένδυση από προκατασκευασμένα τμήματα σπλισμένου σκυροδέματος και στην εξέλιξη της αποτόνωσης ανάλογα με την δυσκαμψία του εδάφους.

Σε κάθε περίπτωση, ένας σημαντικός στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας, υπήρξε η διερεύνηση των δυνατοτήτων του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, ABAQUS, πάνω στην ακριβή προσομοίωση πραγματικών συνθηκών συνάφειας της διεπιφάνειας εδάφους και επένδυσης σήραγγας αλλά, και στην εύκολη εποπτεία των αποτελεσμάτων που αφορούν στις αναπτυσσόμενες πιέσεις και στα εντατικά μεγέθη και μετακινήσεις της επένδυσης και του περιβάλλοντος εδάφους, ώστε τελικά η παρούσα εργασία να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως οδηγός για μελλοντικές ανάλογες έρευνες.

Πιο αναλυτικά, λοιπόν, τα κυριότερα συμπεράσματα της διπλωματικής εργασίας είναι τα εξής:

### **Προϋπάρχουσες αριθμητικές λύσεις και εργαστηριακές δοκιμές:**

- Αρκετές είναι οι παράμετροι που επηρεάζουν την δυσμησία και αντοχή μιας διεπιφάνειας βραχώμαζας – σκυροδέματος με σημαντικότερες την τραχύτητα της επιφάνειας της βραχώμαζας, την αντοχή του βράχου, την εντατική κατάσταση της

βραχώμαζας και το μέτρο ελαστικότητας αυτής, τον αριθμό ασυνεχειών, την έκταση της διαταραγμένης ζώνης λόγω εκσκαφής και τέλος το πάχος της επένδυσης από σκυρόδεμα (Malmgren, 2005).

- Οι Saiang et al.(2005), πραγματοποίησαν δοκιμές απευθείας διάτμησης σε δοκίμια βράχου και σκυροδέματος, ώστε να προσδιορίσουν την διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας αυτών. Για επιφάνεια βράχου με τιμές JRC=1-3, προέκυψε δυστημσία διεπιφάνειας ίση με  $K_s=0.94\text{MPa}$  και παραμένουσα γωνία τριβής ίση με  $\phi=35^\circ$  για ορθή τάση ίση με  $1\text{MPa}$ . Για επιφάνεια βράχου με τιμές JRC=9-13, προέκυψε δυστημσία διεπιφάνειας ίση με  $K_s=1.3\text{MPa}$  και παραμένουσα γωνία τριβής ίση με  $\phi=39^\circ$  για αντίστοιχη ορθή τάση. Τα αποτελέσματα αυτά αξιοποιήθηκαν στις μετέπειτα αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας.
- Οι Malmgren & Nordlund (2005), πραγματοποίησαν αριθμητικές προσομοιώσεις για να εντοπίσουν τους κρισιμότερους παράγοντες, από αυτούς που αναφέρονται παραπάνω, που επηρεάζουν στην διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας βράχου και σκυροδέματος. Από τις αριθμητικές αναλύσεις, που πραγματοποίησαν προέκυψε ότι για μεγάλη τραχύτητα της επιφάνειας του βράχου ενισχύεται η αντοχή της διεπιφάνειας, περιορίζοντας τις διατμητικές αστοχίες αυτής. Επίσης για βράχο μεγάλης αντοχής συμβαίνουν κυρίως εφελκυστικές αστοχίες της επένδυσης και λιγότερο διατμητικές αστοχίες της διεπιφάνειας. Με την αύξηση του πάχους της επένδυσης οι εφελκυστικές αστοχίες της επένδυσης περιορίζονται αυξάνοντας τις αντίστοιχες της διεπιφάνειας.

### Αναλυτικές λύσεις

- Οι Schwartz & Einstein (1979) εξήγαγαν αναλυτικές λύσεις για τον υπολογισμό εντατικών μεγεθών και μετακινήσεων στην παρειά της επένδυσης κυκλικής σήραγγας, υπό συμμετρικό εντατικό πεδίο με συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων  $K=0.5$ , για πλήρη συνάφεια και πλήρη ολίσθηση διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης. Ως βασικές παραμέτρους, για τις επιλύσεις, εισήγαγαν την δυσκαμψία του εδάφους και της επένδυσης, τους αντίστοιχους λόγους Poisson, το πάχος της επένδυσης και τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων, ενώ δεν θεώρησαν βήμα αποτόνωσης. Μάλιστα όρισαν ως μέτρα της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους και επένδυσης, ο λόγος συνθλιψιμότητας,  $C^*$ , και ο λόγος ευκαμψίας,  $F^*$ , οι οποίοι και χρησιμοποιήθηκαν στον υπολογισμό των εντατικών μεγεθών.
- Από τις αναλυτικές λύσεις τους προέκυψε ότι για πλήρη συνάφεια της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης οι αξονικές δυνάμεις είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες για πλήρη ολίσθηση, με τις τιμές τους, μάλιστα, να μειώνονται όσο μειώνεται η σχετική δυσκαμψία εδάφους και επένδυσης (λόγος  $E/E_s$ ), δηλαδή ουσιαστικά όσο πιο δύσκαμπτο γίνεται το έδαφος.
- Από την άλλη για πλήρη ολίσθηση διεπιφάνειας, οι καμπτικές ροπές παρουσιάζουν αυξημένες τιμές σε σχέση με τις αντίστοιχες για πλήρη συνάφεια,

με τις τιμές τους και πάλι να μειώνονται όσο το έδαφος γίνεται περισσότερο δύσκαμπτο, έως ότου τελικά αυτές, πρακτικά, να μηδενιστούν. Οι παραπάνω συσχετίσεις για τις αξονικές δυνάμεις και καμπτικές ροπές ισχύουν και για τα τέσσερα πάχη επένδυσης με τα οποία ασχολήθηκαν οι δύο ερευνητές, με τις τιμές, όμως, των εντατικών μεγεθών να είναι αυξημένες όσο αυξάνεται το πάχος της επένδυσης, και ειδικά στην περίπτωση των καμπτικών ροπών.

- Όσον αφορά στις μετακινήσεις, αυτές παρουσίασαν μεγαλύτερες τιμές για πλήρη ολίσθηση διεπιφάνειας, με αυτές όμως και πάλι, γενικώς, να μειώνονται με την αύξηση της δυσκαμψίας του εδάφους. Να σημειωθεί ότι, σε όλες τις περιπτώσεις, για μικρή δυσκαμψία εδάφους οι μετακινήσεις είναι αρνητικές, πράγμα που σημαίνει ότι οι παρειές τείνουν να μετακινηθούν προς τα έξω. Για μεγάλες δυσκαμψίες εδάφους οι παρειές σημειώνουν κίνηση προς το εσωτερικό του εδάφους.
- Για επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων των Schwartz and Einstein (1979), αυτές εισήχθησαν σε ένα υπολογιστικό φύλλο Excel, και τα διαγράμματα που προέκυψαν αποδείχτηκε ότι συμπίπτουν με τα αντίστοιχα των δύο ερευνητών.
- Για το λόγο του ότι τα εντατικά μεγέθη από τις αρχικές αναλυτικές λύσεις των Schwartz -Einstein (1979) είναι αρκετά συντηρητικά, καθώς δεν θεωρούν ότι πραγματοποιείται αποτόνωση πριν την εγκατάσταση της επένδυσης, οι δύο ερευνητές εισήγαγαν την αμέσως επόμενη χρονιά μειωτικούς συντελεστές, λαμβάνοντας υπόψη την απόσταση της επένδυσης από το μέτωπο αλλά και την ακτίνα της σήραγγας (Schwartz & Einstein, 1980).
- Οι Kim & Eisenstein (2006) συνέκριναν τις απομειωμένες τιμές εντατικών μεγεθών των Einstein-Schwartz, με μετρήσεις από πραγματικές περιπτώσεις σήραγγων και αξιολόγησαν την εγκυρότητα των νέων αυτών σχέσεων, καταλήγοντας στο ότι οι νέες σχέσεις των Schwartz & Einstein δίνουν σχετικά καλά αποτελέσματα μόνο για μικρή απόσταση της επένδυσης από το μέτωπο της σήραγγας (μικρό μήκος υστέρησης,  $L_d$ ).

#### **Σύγκριση αναλυτικών λύσεων με αριθμητικές αναλύσεις**

- Για την σύγκριση και επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων των Schwartz και Einstein με αριθμητικές προσομοιώσεις, καταστρώθηκε αριθμητικό μοντέλο με ακριβώς ίδια χαρακτηριστικά και παραμέτρους με τα αντίστοιχα των παραπάνω ερευνητών. Έτσι διαπιστώθηκε ότι ο κώδικας ABAQUS προσφέρει τα κατάλληλα εργαλεία για την σωστή προσομοίωση των επιθυμητών συνθηκών εντατικού πεδίου αλλά και των συνθηκών συνάφειας της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης.
- Έπειτα από σύγκριση των κανονικοποιημένων αξονικών δυνάμεων, στην παρειά, που εξήχθησαν από τις αναλυτικές λύσεις με τις αντίστοιχες από τις αριθμητικές προσομοιώσεις, προέκυψαν ιδιαίτερα μικρές αποκλίσεις για την περίπτωση της πλήρους συνάφειας (της τάξης του 3,5% κατά μέσο όρο) και ελαφρώς

μεγαλύτερες για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης (4.5% κατά μέσο όρο), με κάποιες, όπως για την περίπτωση του λόγου  $E/E_s=0.001$ , να οφείλονται κυρίως σε αριθμητικές ανακρίβειες. Οι αποκλίσεις είναι πρακτικά ίδιες και για τα δύο εξεταζόμενα πάχη επένδυσης ( $t/R=0.01$  και  $t/R=0.075$ ), με αυτές να είναι ελαφρώς μικρότερες για το μεγάλο πάχος.

- Η ίδια κατανομή αποκλίσεων παρατηρήθηκε και στις κανονικοποιημένες καμπτικές ροπές και μετακινήσεις της παρειάς. Οι τιμές των καμπτικών ροπών και μετακινήσεων ήταν αρκετά μικρές, ειδικά για μεγάλες τιμές δυσκαμψίας εδάφους, οπότε δεν εξήχθησαν ποσοστά αποκλίσεως.
- Για την περίπτωση της πλήρους ολίσθησης, δεν ήταν δυνατή η εξαγωγή αποτελεσμάτων για εδάφη με πολύ μικρό μέτρο ελαστικότητας (συγκεκριμένα για  $E/E_s=0.0001$ ), καθώς υπήρχε αδυναμία ολοκλήρωσης των αντίστοιχων αριθμητικών αναλύσεων. Σε κάθε περίπτωση όμως οι μικρές τιμές μέτρου ελαστικότητας εδάφους δεν έχουν πρακτικό ενδιαφέρον.
- Όσον αφορά στις κατανομές των πιέσεων που εξήχθησαν, αυτές παρουσίασαν γενικώς ομαλές κατανομές και ιδιαίτερα σε όλες τις περιπτώσεις με πλήρη συνάφεια της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης. Από την άλλη, στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης διεπιφάνειας και ιδιαίτερα για τα μικρά μέτρα ελαστικότητας εδάφους, παρατηρούνται στις κατανομές μικρές ανωμαλίες οι οποίες πιθανόν να οφείλονται στην πλήρη αστοχία της διεπιφάνειας ή απλώς σε αριθμητικά σφάλματα.

#### **Ρεαλιστικές συνθήκες συνάφειας διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης.**

- Όσον αφορά στις εδαφικές πιέσεις, αυτές έχουν πάντοτε ομοιόμορφη κατανομή γύρω από την επένδυση για συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων ίσο με  $K=1.0$ . Μάλιστα δεν παρουσιάζουν καμία διαφοροποίηση για τις διάφορες τιμές δυσστησίας και γωνίας τριβής της διεπιφάνειας εδάφους επένδυσης, με αναμενόμενα μικρές τιμές διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια.
- Για ύψος υπερκειμένων ίσο με 200 μέτρα και  $K=0.5$ , οι πιέσεις δεν παρουσιάζουν αξιόλογες διαφορές στις κατανομές των πιέσεων για τις διάφορες τιμές δυσστησίας και γωνίας τριβής στην περίπτωση του Εδάφους 1 ( $\phi=21.8^\circ$ ,  $c=236\text{kPa}$ ) με αυτές να παρουσιάζουν μια μέση απόκλιση γύρω στο 3.5%. Αυτό οφείλεται στην αυξημένη πλαστική ζώνη γύρω από την εκσκαφή (λόγω της χαμηλής αντοχής του εδάφους) η οποία ομογενοποιεί το έδαφος και κατ'επέκταση μειώνει τις διατμητικές τάσεις. Για τις μικρές τιμές δυσστησίας οι κατανομές παρουσιάζουν τοπικές ανωμαλίες και απότομες αυξομειώσεις οι οποίες οφείλονται σε αριθμητικές ανακρίβειες του κώδικα ABAQUS.
- Για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m η διεπιφάνεια δεν φαίνεται να αστοχεί διατμητικά για καμία γωνία τριβής, πράγμα που οφείλεται στις σχετικά μεγάλες πιέσεις στην επένδυση και κατά συνέπεια στην αυξημένη διατμητική αντοχή αυτής.

- Για το Έδαφος 2 ( $\phi=37.7^\circ$ ,  $c=652\text{kPa}$ ) σε υπερκείμενο 200m, οι κατανομές παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις και ιδιαίτερα σε σχέση με τις συνθήκες πλήρους συνάφειας δίνοντας μια μέση απόκλιση της τάξης του 10%. Μάλιστα οι αποκλίσεις γίνονται μεγαλύτερες για μεγαλύτερη γωνία τριβής διεπιφάνειας. Αυτό οφείλεται στο ότι η πλαστική ζώνη είναι περιορισμένη για το συγκεκριμένο έδαφος πράγμα που σημαίνει ότι οι διατμητικές τάσεις γύρω από την εκσκαφή διατηρούνται, μην αφήνοντας τις πιέσεις να ομοιομορφοποιούνται για τις διάφορες τιμές δυσστησίας.
- Για το Έδαφος 2 σημειώνονται αστοχίες της διεπιφάνειας στο υπερκείμενο των 200m, για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi=20^\circ$  και για τις δύο εξεταζόμενες δυσστησίες, φαινόμενο που οφείλεται στις αυξημένες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια, σε σχέση με την αντίστοιχη περίπτωση του Εδάφους 1, και στην μειωμένη διατμητική αντοχή λόγω της μικρής γωνίας τριβής.
- Για υπερκείμενο γαιών ίσο με 90m, οι κατανομές των πιέσεων πρακτικά ταυτίζονται, για το Έδαφος 1, για όλες τις τιμές δυσστησίας και γωνίας τριβής, σε σχέση και με την περίπτωση της πλήρους συνάφειας. Μάλιστα για αυτό το υπερκείμενο δεν παρατηρούνται ανωμαλίες στις κατανομές όπως συνέβαινε για υπερκείμενο 200m. Αυτό οφείλεται στις μειωμένες πιέσεις και διατμητικές μετακινήσεις που λαμβάνουν χώρα σε αυτό το υπερκείμενο, αλλά, επιπλέον, και στην ύπαρξη πλαστικής ζώνης γύρω από την εκσκαφή.
- Παρατηρούνται διατμητικές αστοχίες για το Έδαφος 1, στην περίπτωση του υπερκειμένου των 90m, για γωνία τριβής ίσης με  $\phi=20^\circ$  και για τις δύο τιμές δυσστησίας και ιδιαίτερα για τη μεγαλύτερη τιμή. Αυτό οφείλεται στην μικρότερη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας λόγω των μειωμένων πιέσεων (μικρότερο υπερκείμενο) το οποίο αυξάνει το λόγο διατμητική αντοχή προς ορθή τάση, προσεγγίζοντας την εφαιπόμενη της γωνίας τριβής (περιβάλλουσα αστοχίας). Για το συγκεκριμένο εδαφικό προφίλ, οι κατανομές του λόγου διατμητική τάση προς ορθή πίεση για την πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας, δεν παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές σε σχέση με τις αντίστοιχες για ενδιάμεσες δυσστησίες διεπιφάνειας. Αυτό συμβαίνει λόγω της πλαστικοποίησης του εδάφους γύρω από την εκσκαφή που ομογενοποιεί τις τάσεις και τις πιέσεις και μεταβιβάζει μειωμένες διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια.
- Και για το Έδαφος 2 οι αποκλίσεις μεταξύ των κατανομών των πιέσεων για τις διάφορες δυσστησίες είναι μειωμένες, σε σχέση με το μεγαλύτερο υπερκείμενο, ενώ η διεπιφάνεια, εδώ, αστοχεί μόνο για την μικρότερη γωνία τριβής και την μεγαλύτερη δυσστησία. Εδώ, πάντως, για πλήρη συνάφεια διεπιφάνειας παρατηρούνται αρκετά αυξημένες διατμητικές τάσεις, με λόγους διατμητικών τάσεων προς ορθές πιέσεις, αρκετά πάνω από τις περιβάλλουσες αστοχίας.
- Για το Έδαφος 1 οι διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια δεν παρουσιάζουν αξιόλογες μεταβολές για τα δύο ύψη υπερκειμένων γεγονός που εξηγεί την διατμητική αστοχία της διεπιφάνειας και για τις δύο δυσστησίες, με  $\phi=20^\circ$ , στο

υπερκείμενο των 90m. Από την άλλη για το Έδαφος 2 οι διατμητικές τάσεις παρουσιάζουν αισθητή πτώση όταν μειώνεται το υπερκείμενο, γεγονός που οφείλεται, πιθανόν, στο μικρότερο εντατικό πεδίο.

- Όσον αφορά στις αξονικές τάσεις στην επένδυση, για το Έδαφος 1 και υπερκείμενο 200m, αυτές παρουσιάζουν ελάχιστες διαφοροποιήσεις για τις διάφορες δυστημσίες, γεγονός που, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, οφείλεται στις μειωμένες διατμητικές τάσεις, λόγω πλαστικοποίησης, και στις γενικώς πανομοιότυπες κατανομές πιέσεων για τις διάφορες δυστημσίες. Οι καμπτικές ροπές έχουν γενικώς μικρές τιμές οπότε οποιεσδήποτε αποκλίσεις δεν παίζουν σημαντικό ρόλο.
- Για το Έδαφος 2 και το ίδιο υπερκείμενο με παραπάνω, οι διαφοροποιήσεις στις κατανομές των αξονικών τάσεων παρουσιάζουν σχετικά μεγάλες διαφοροποιήσεις για τις διάφορες δυστημσίες, γεγονός που οφείλεται στις επίσης διαφοροποιούμενες διατμητικές τάσεις και πιέσεις στην επένδυση για αυτό το υπερκείμενο.
- Για υπερκείμενο 90m όλες οι κατανομές των αξονικών δυνάμεων πρακτικά ταυτίζονται για το Έδαφος 1 ενώ για το Έδαφος 2, οι αποκλίσεις που παρατηρήθηκαν για το υπερκείμενο των 200m, έχουν μειωθεί αισθητά, γεγονός που οφείλεται στις μειωμένες διατμητικές τάσεις, για αυτό το υπερκείμενο, όπως αναφέρθηκε παραπάνω.
- Για το υπερκείμενο των 200m αναπτύσσονται μεγαλύτερες αξονικές δυνάμεις στην επένδυση στην περίπτωση του Εδάφους 2 σε σχέση με τις αντίστοιχες για το Έδαφος 1. Αυτό συμβαίνει λόγω των μεγαλύτερων αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια στην περίπτωση του καλύτερης ποιότητας εδαφικού υλικού (Έδαφος 2), υπό αυτό το υπερκείμενο. Για υπερκείμενο 90 μέτρων οι αξονικές εντάσεις στην επένδυση είναι μεγαλύτερες στην περίπτωση του χαμηλότερης ποιότητας εδάφους (Έδαφος 1).
- Για γωνία τριβής διεπιφάνειας ίσης με  $\phi_s=36^\circ$ , δεν παρατηρούνται σημαντικές διαφορές στις κατανομές των αξονικών δυνάμεων της επένδυσης, σε σχέση με τις άλλες δύο, υπό δοκιμή, γωνίες.
- Συνολικά, οι τέσσερις κυριότεροι παράγοντες που επηρεάζουν το μέγεθος των αναπτυσσόμενων διατμητικών τάσεων στην διεπιφάνεια, είναι ο συντελεστής ουδετέρων ωθήσεων, ο λόγος της επιτόπου γεωστατικής τάσης προς το μέτρο ελαστικότητας του γεωυλικού μέσα στο οποίο διανοίγεται η σήραγγα, η αντοχή του γεωυλικού αυτού και η δυστημσία της διεπιφάνειας εδάφους – σήραγγας.

#### **Προσομοίωση διάνοιξης σήραγγας με μηχανήμα ολομέτωπης κοπής, TBM.**

- Κατά την προσομοίωση διάνοιξης σήραγγας με TBM, χρησιμοποιήθηκε διδιάστατο μοντέλο με μέτρα ελαστικότητας  $E_1=400\text{MPa}$  και  $E_2=130\text{MPa}$  και δόθηκε αρχικό κενό μεταξύ εδάφους και επένδυσης ίσο με 0.07m, αμέσως μετά την εγκατάσταση της επένδυσης.

- Για το έδαφος με  $E_1=400\text{MPa}$ , κατά την πλήρη αποτόνωση το έδαφος δεν έρχεται σε επαφή με την επένδυση καθώς το δοθέν αρχικό κενό παραμένει μεγαλύτερο από τις τελικές συγκλίσεις μετά την τοποθέτηση της επένδυσης. Ως εκ τούτου δεν αναπτύσσονται πιέσεις πάνω στην επένδυση, καθώς και εντατικά μεγέθη.
- Για το δεύτερο έδαφος με  $E_2=130\text{MPa}$ , υπάρχει επαφή του εδάφους πριν την πλήρη αποτόνωση της εκσκαφής. Πιέσεις στην επένδυση αρχίζουν να αναπτύσσονται κατά την επαφή του τοιχώματος της σήραγγας πάνω σε αυτήν, δηλαδή κατά τον μηδενισμό του δοθέντος αρχικού κενού (COPEN). Το στοιχείο αυτό καταδεικνύει την σωστή λειτουργία της εντολής CLEARANCE του κώδικα ABAQUS, η οποία δίνει την δυνατότητα εγκατάστασης αρχικού κενού μεταξύ δύο καθορισμένων επιφανειών.
- Σε ενδεικτική δοκιμή για το κατά πόσο η θεώρηση ενός αρχικού κενού μεταξύ εδάφους και επένδυσης μπορεί να μειώσει τις τελικές πιέσεις πάνω σε αυτήν, χρησιμοποιήθηκε ένα ανάλογο μοντέλο με μέτρο ελαστικότητας ίσο με  $E=130\text{MPa}$  και χωρίς αρχικό κενό μεταξύ εδάφους και επένδυσης. Συγκρινόμενο με το αντίστοιχο μοντέλο με αρχικό κενό της τάξης των  $0.07\text{m}$ , παρατηρήθηκε ότι οι τελικές πιέσεις στην πρώτη περίπτωση (σε αυτή χωρίς κενό) ήταν αυξημένες σε ποσοστό σχεδόν ίσο με  $100\%$  σε σχέση με τις αντίστοιχες στην δεύτερη, και μάλιστα αυτές αρχίζουν να εξελίσσονται από την χρονική στιγμή της εγκατάστασης της επένδυσης.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, λοιπόν, μελετήθηκε η επιρροή των μηχανικών χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης και του βαθμού συνάφειας αυτής, στα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη της επένδυσης, ζήτημα το οποίο έχει απασχολήσει αρκετούς ερευνητές τον τελευταίο μισό αιώνα. Το γεγονός της αυξανόμενης χρήσης μηχανημάτων ολομέτωπης κοπής για την διάνοιξη σηράγγων τόσο σε αστικές όσο και σε υπαίθριες περιοχές, επιτάσσει την περαιτέρω διερεύνηση της διαδικασίας εκσκαφής με τέτοια μηχανήματα, με χρήση αριθμητικών μεθόδων που θα είναι σε θέση να προσομοιώνουν όλες τις παραμέτρους που επηρεάζουν μια τυπική διάνοιξη. Τέτοιες παράμετροι είναι η πίεση στο μέτωπο, οι πιέσεις νερού και οι συνθήκες συνάφειας μεταξύ τοιχώματος εκσκαφής και ασπίδας, αρχικά, αλλά και επένδυσης από προκατασκευασμένα τμήματα, μετέπειτα. Μάλιστα η ύπαρξη ενός αρχικού κενού μεταξύ αυτών των δύο επιφανειών και η εισπίεση ενέματος μεταξύ τους, μετατρέπει το πρόβλημα σε ένα ακόμα πιο περίπλοκο ζήτημα.

Η σωστή και λεπτομερής προσομοίωση, λοιπόν, των συνθηκών συνάφειας λοιπόν μπορεί να βρει πεδίο εφαρμογής, πέρα από τη σηραγγοποιία, και σε άλλους τομείς της γεωτεχνικής όπως σε πασσάλους, τοίχους αντιστήριξης και εκτεταμένες θεμελιώσεις διαφόρων υπέργειων κατασκευών.





**ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ****Διεθνής βιβλιογραφία**

1. ABAQUS 6.10 Documentation. 2010. SIMULIA, United States of America
2. Burns J.Q. & Richard R.M. 1964 “Attenuation of Stresses for Buried Cylinders” Proceedings, Symposium on Soil-Structure Interactions. Tucson, Ariz, pp 378-392.
3. Cantieni, L. & Anagnostou, G. 2011. “On a paradox of elasto-plastic tunnel analysis. Rock Mechanics and Rock Engineering”, 44, pp. 129-147.
4. Einstein, H.H. & Schwartz, C.W. 1979. “Simplified analysis for tunnel supports. Journal of Geotechnical Engineering Division”, ASCE, 105 (4), pp. 499-518.
5. Hoek E., Carranza-Torres C., Diederichs M. & Corkum B. 2008 The 2008 Kersten Lecture “Integration of Geotechnical and Structural design in Tunneling”, University of Minnesota, 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, held in Minneapolis, February 2008.
6. Kim H.J. & Eisenstein Z. 2004 “Prediction of tunnel lining loads using correction factors” Engineering Geology 85 (2006) pp. 302–312.
7. Malmgren L. & Nordlund E. 2008. “A numerical study of the shotcrete-rock interaction”, Proceedings of the 6th International Symposium on Ground Support in Mining and Civil Engineering Construction, an ISRM-Sponsored Regional Symposium, Cape Town, South Africa.
8. Malmgren L., Nordlund E. & Rolund S. 2005 “Adhesion strength and shrinkage of shotcrete”, Tunnelling and Underground Space Technology 20 pp. 33–48.
9. Mosher R. & Dawkins W. 2000 “Theoretical Manual for Pile Foundations”, prepared for U.S. Army Corps of Engineers, Washington.
10. Nguyen D.T., 2005 “TBM and Lining - Essential Interfaces”, Diploma Thesis, Technical University of Turin.
11. Park K.H., Tantayopn K. & Tontavanich B. 2006 “Analytical Solutions for Seismic Design of Tunnel Lining in Bangkok MRT Subway” International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling, February 2006, Bangkok, Thailand.
12. Saiang D., Malmgren L. & Nordlund E. 2005 “Laboratory Tests on Shotcrete-Rock Joints in Direct Shear, Tension and Compression” Research and Development Department, LKAB, Luleå, Sweden, Rock Mech. Rock Engng. (2005) 38 (4), 275–297.
13. Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. 1943. New York: Wiley

14. Unal, E. 1983. Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs. PhD thesis. The Pennsylvania State University.

#### **Ελληνική βιβλιογραφία**

1. Φορτσάκης Π. 2012 “Διερεύνηση της Στατικής Αλληλεπίδρασης του Περιβάλλοντος Εδάφους/Βράχου και της τελικής Επένδυσης Σηράγγων”, Διδακτορική Διατριβή, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα.
2. Καββαδάς Μ. (2003). “Στοιχεία Εδαφομηχανικής”, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
3. Καββαδάς Μ. (2004). “Ανάλυση της διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων με καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης”. Σημειώσεις σχεδιασμού υπογείων έργων. Ε.Μ.Π., Αθήνα.
4. Καββαδάς Μ. (2006-2007). “Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων”, Ε.Μ.Π., Αθήνα.
5. Παπαδόπουλος Β. (2004) “Στοιχεία Μαθήματος Βραχομηχανική-Σήραγγες”, ΕΜΠ.

---

---

