



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Δ.Π.Μ.Σ Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Αριθμητική προσομοίωση της επιρροής αβαθών σηράγγων σε υπερκείμενες κατασκευές»

Τζασκίρατ Σινγκ

Επιβλέπων: Μιχαήλ Καββαδάς, Καθηγητής ΕΜΠ Σχολή Πολιτικών
Μηχανικών - Τομέας Γεωτεχνικής.

Αθήνα, Μάρτιος 2020

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική έχει ως σκοπό την διερεύνηση της επιρροής που προκύπτει από την διάνοιξη αβαθούς σήραγγας με μηχανοποιημένη όρυξη σε υφιστάμενες υπερκείμενες κατασκευές, λόγω της εκδήλωσης επιφανειακών καθιζήσεων.

Σε πρώτο στάδιο θα πραγματοποιηθεί βιβλιογραφική ανασκόπηση για την μέθοδο ελέγχου της επιρροής της διάνοιξης σηράγγων στις υπερκείμενες ανωδομές. Πιο συγκεκριμένα θα ειπωθούν οι βασικές αρχές που αναπτύχθηκαν από ερευνητές για τις επιφανειακές καθιζήσεις σε συνθήκες greenfield (μη παρουσία ανωδομών) και οι σημαντικοί παράμετροί που τις χαρακτηρίζουν. Μετέπειτα, ακολουθεί η λεπτομερές επεξήγηση της μεθόδου «ισοδύναμης δοκού» που προτάθηκε από τους Burland και Wroth (1974) για να ληφθεί υπόψη η παρουσία κτιρίου.

Σε επόμενο στάδιο θα πραγματοποιηθούν διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Simulia ABAQUS, όπου θα διερευνηθεί η επιρροή διάνοιξης αβαθούς σήραγγας σε ανωδομές με διαφορετικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Αρχικά θα εξαχθούν όλα εκείνα τα αναγκαία αποτελέσματα από τις αναλύσεις ώστε να ακολουθήσει σε επόμενο στάδιο η εφαρμογή της μεθοδολογίας των Burland και Wroth (1974).

Στο τελικό στάδιο γίνεται η συλλογή και επεξεργασία των παραπάνω υπολογισμών με απώτερο σκοπό να εξαχθούν συμπεράσματα για την συμπεριφορά της κατασκευής και καθώς για την επόμενη φάση που πρέπει να ακολουθηθεί.

Abstract

The purpose of this thesis is to investigate the effect of mechanized mining of shallow tunnels on existing surface structures due to the appearance of surface settlements.

In the first phase, a literature review will be conducted on the method of checking the influence of tunneling on the surface structures. In particular, the basic principles developed by researchers for surface settlements for greenfield conditions (surface structures non-existed) will be mentioned and the important parameters that characterize them. The following is followed by a detailed explanation of the 'equivalent beam' method proposed by Burland and Wroth (1974) to take into account the presence of a building.

Next, two-dimensional numerical analyzes will be carried out with the Simulia ABAQUS finite element code, which will investigate the influence of deep tunneling on building with different geometrical features. Initially, all those necessary results from the analyzes will be extracted so that the implementation of Burland and Wroth's (1974) methodology will be followed at a later stage.

The final step is to collect and process the above calculations in order to draw conclusions about the behavior of the construction and the next phase to follow.

Ευχαριστίες: Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου, Μιχαήλ Καββαδάς, για την εμπιστοσύνη που μου επέδειξε για την επιλογή της διπλωματικής μου και την άψογη συνεργασία του. Επίσης ιδιαίτερη αναφορά θα ήθελα κάνω στον Κ. Δημήτρη Γεωργίου, διδακτορικού του τμήματος Γεωτεχνικής, που με αφοσίωση χρόνου και μετάδοση γνώσης με βοήθησε να φέρω εις πέρας την εργασία μου.

Θερμά ευχαριστώ την οικογένεια μου και του συνεργάτες από την εργασία μου για την κατανόηση τους σε όλο το διάστημα αυτό.

Πίνακας Σχημάτων

Σχήμα 1. Μέθοδοι υπολογισμού διάνοιξης σηράγγων.....	14
Σχήμα 2. Γεωμετρία και μετακινήσεις κατά την διάνοιξη αβαθούς σήραγγας (after Attewell et al. 1986).....	18
Σχήμα 3. Προφίλ καθιζήσεων Peck(1969).....	19
Σχήμα 4. Κατανομή της καθίζησης, της οριζόντιας μετακίνησης και της ανηγμένης παραμόρφωσης.....	21
Σχήμα 5. Προφίλ κατανομής των καθιζήσεων κατά τον διαμήκη άξονα.....	22
Σχήμα 6. Θεωρητική και πραγματική ακτινική μετακίνηση.....	24
Σχήμα 7. Shield loss.....	26
Σχήμα 8. Εδαφική μετακίνηση και μηχανισμός κοπής με EPBTBM.....	27
Σχήμα 9. Σύγκριση τιμών του VL σύμφωνα με την θεωρία του ισοδύναμου κενού και των εμπειρικών σχέσεων (Loganathan 1998).....	28
Σχήμα 10: Ενδεικτικό σχέδιο επιμέρων απωλειών.....	29
Σχήμα 11: Καμπύλες Attewell (1977).....	30
Σχήμα 12: Εκτίμηση του συντελεστή εδαφικής απώλειας (volume loss = ground loss).....	31
Σχήμα 13: Καμπύλες συσχέτισης σχετικής απώλειας VL και συντελεστής υπερφόρτισης N (Lake et al, 1992).....	32
Σχήμα 14. Καμπύλες συσχέτισης σχετικής απώλειας VL και συντελεστής φόρτισης LF (after Mair et al. 1992).....	32
Σχήμα 15. Τιμές της εδαφικής απώλειας για αργιλικά και αμμώδη εδάφη (Minh Ngan Vu 2016).....	34
Σχήμα 16. Τιμές της εδαφικής απώλειας για συνεκτικά(πάνω) και μη συνεκτικά (κάτω) εδάφη (O'Reilly & New 1982).....	35
Σχήμα 17. Γραφική παράσταση της σχέσης (1) και (2).....	36
Σχήμα 18. Τιμές του K για διάφορες περιπτώσεις (O'Reilly & New 1982).....	37
Σχήμα 19. Βιβλιογραφικές σχέσεις υπολογισμού i.....	38
Σχήμα 20: Ορισμός παραμορφωσιακών μεγεθών (Burland & Wroth 1974) και των επίπεδων εκτιμήσεων ζημιών.....	39
Σχήμα 21: Mansion House, Λονδίνο.....	42
Σχήμα 22. Ρηγμάτωση «δοκού» λόγω κάμψεως και εκ διατμήσεως.....	46
Σχήμα 23. Παραμόρφωση κτιρίου λόγω εκσκαφής σήραγγας (Mair et al, 1996).....	47
Σχήμα 24. Επίδραση παραγόντων στη ρηγμάτωση προσομοιώματος «δοκού».....	49
Σχήμα 25. Επιρροή της εη στο λόγο Δ/Lelim για καθαρή κάμψη.....	51

Σχήμα 26. Επιρροή της e_h στο λόγο Δ/L_{elim} για καθαρή διάτμηση.	52
Σχήμα 27. Επιρροή της e_h στο λόγο Δ/L_{elim} για συνδυασμό κάμψης και διάτμησης.	52
Σχήμα 28. Γεωμετρία μοντέλου Potts & Addenbrooke (1997).	53
Σχήμα 29. Μοντέλο εδάφους.	54
Σχήμα 30. Τιμή του K_0	54
Σχήμα 31. Τιμές του δείκτη MDR_{sag} και MDR_{hog} (Potts & Addenbrooke, 1997).	56
Σχήμα 32. Τιμές του δείκτη $Meht$ και $Mehc$ (Potts & Addenbrooke, 1997).	57
Σχήμα 33. Γεωμετρία σήραγγας.	60
Σχήμα 34. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.	61
Σχήμα 35. Γεωμετρία ανάλυσης.	62
Σχήμα 36. Κατανομή ενεργών κατακόρυφων τάσεων.	62
Σχήμα 37. Διατομή σήραγγας προ εκσκαφής.	63
Σχήμα 38. Διατομή σήραγγας μετά εκσκαφής.	63
Σχήμα 39. Παραμορφωμένη διατομή σήραγγας.	64
Σχήμα 40. Παραμόρφωση γαιών.	64
Σχήμα 41. Καμπύλη καθιζήσεων.	65
Σχήμα 42. Παράμετρος λ	66
Σχήμα 43. Μέση διαμετρική μείωση σε αποτόνωση λ	66

Πίνακας Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 1. Διάγραμμα αποτόνωσης-εδαφικής απώλειας για $H/D=1$.	67
Διάγραμμα 2. Διάγραμμα αποτόνωσης-εδαφικής απώλειας για $H/D=2$.	68
Διάγραμμα 3. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_0 , $H/D=1$.	69
Διάγραμμα 4. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_0 , $H/D=1$.	69
Διάγραμμα 5. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_1 , $H/D=1$.	70
Διάγραμμα 6. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_1 , $H/D=1$.	70
Διάγραμμα 7. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_2 , $H/D=1$.	71
Διάγραμμα 8. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_2 , $H/D=1$.	71
Διάγραμμα 9. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_3 , $H/D=1$.	72
Διάγραμμα 10. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_3 , $H/D=1$.	72
Διάγραμμα 11. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_4 , $H/D=1$.	73
Διάγραμμα 12. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_4 , $H/D=1$.	73
Διάγραμμα 13. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – V_L , $H/D=1$.	74
Διάγραμμα 14. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_0 , $H/D=2$.	75
Διάγραμμα 15. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_0 , $H/D=2$.	75
Διάγραμμα 16. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_1 , $H/D=2$.	76
Διάγραμμα 17. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_1 , $H/D=2$.	76
Διάγραμμα 18. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_2 , $H/D=2$.	77
Διάγραμμα 19. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_2 , $H/D=2$.	77
Διάγραμμα 20. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_3 , $H/D=2$.	78
Διάγραμμα 21. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_3 , $H/D=2$.	78
Διάγραμμα 22. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_4 , $H/D=2$.	79
Διάγραμμα 23. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_4 , $H/D=2$.	79
Διάγραμμα 24. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – V_L , $H/D=2$.	80
Διάγραμμα 25. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – V_L , $H/D=1,2$.	81
Διάγραμμα 26. Κατηγορία βλαβών για διώροφο κτήριο, $H/D=1,2$, $V_L=0.5,0.75,1,1.5,2\%$, έδαφος S_3 .	89
Διάγραμμα 27. Κατηγορία βλαβών για εννιαώροφο κτήριο, $H/D=1,2$, $V_L=0.5,0.75,1,1.5,2\%$, έδαφος S_3 .	90
Διάγραμμα 28. Μέση αύξηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης δυώροφου και εννιαωρόφου από ρηχή σε βαθειά σήραγγα για έδαφος S_3 .	90
Διάγραμμα 29. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1,2,3,6,9$, $H/D=1,2$, $V_L=1,2\%$, έδαφος S_2 .	91

Διάγραμμα 30. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1$, $H/D=1$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.....	92
Διάγραμμα 31. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=6$, $H/D=1$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.....	92
Διάγραμμα 32. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1$, $H/D=2$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.....	93
Διάγραμμα 33. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=6$, $H/D=2$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.....	93
Διάγραμμα 34. Μέση αύξηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης για αριθμό ορόφων $n=1, 6$, $H/D=1, 2$, έδαφος S2.....	94
Διάγραμμα 35. Κατηγορίες βλαβών για αριθμό ορόφων $n=3$, $H/D=1, 2$, έδαφος S3, $VL=0.5, 0.75, 1, 1.5, 2\%$	95
Διάγραμμα 36. Κατηγορίες βλαβών για αριθμό ορόφων $n=9$, $H/D=1, 2$, έδαφος S3, $VL=0.5, 0.75, 1, 1.5, 2\%$	95
Διάγραμμα 37. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς $VL=0.5\%$ για $n=3$, $VL=0.5, 0.75, 1, 1.5, 2\%$, $H/D=1, 2$	96
Διάγραμμα 38. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς $VL=0.5\%$ για $n=9$, $VL=0.5, 0.75, 1, 1.5, 2\%$, $H/D=1, 2$	96
Διάγραμμα 39. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=1$	98
Διάγραμμα 40. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=2$	98
Διάγραμμα 41. Διακύμανση εφελκυστικής παραμόρφωσης έδαφους S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=1, 2$	99
Διάγραμμα 42. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=2\%$, $H/D=1$	99
Διάγραμμα 43. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=2\%$, $H/D=2$	100
Διάγραμμα 44. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων για $H/D=1$	101
Διάγραμμα 45. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων για $H/D=2$	101
Διάγραμμα 46. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων στο σύνολο.	102

Πίνακας Πινάκων

Πίνακας 1: Κατηγορίες ορατών βλαβών σε τοιχοποιία με συγκεκριμένες αναφορές στην ευκολία αντιμετώπισης τους (Burland 1995).....	43
Πίνακας 2: Συσχέτιση κατηγοριών βλαβών με την ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση (Boscardin & Cording 1989 και Burland 1995).	44
Πίνακας 3. Υλικό Επένδυσης.....	60
Πίνακας 4. Είδη εδαφών.....	61
Πίνακας 5. Μέγιστη καθίζηση, οριζόντια μετακίνηση και τυπική απόκλιση i , $H/D=1$	74
Πίνακας 6. Μέγιστη καθίζηση, οριζόντια μετακίνηση και τυπική απόκλιση i , $H/D=2$	80
Πίνακας 7. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους $S0$	85
Πίνακας 8. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους $S1$	86
Πίνακας 9. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους $S2$	87
Πίνακας 10. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους $S3$	88
Πίνακας 11. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους $S4$	89

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	1
Abstract.....	2
Πίνακας Σχημάτων.....	4
Πίνακας Διαγραμμάτων.....	6
Πίνακας Πινάκων.....	8
1. Εισαγωγή.....	12
2. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση.....	14
2.1. Αναλυτικοί Μέθοδοι.....	14
2.1.1. Μέθοδος της Ελαστικότητας (elasticity solution).....	14
2.1.2. Η μέθοδος του Sagaseta (Sagaseta's method).....	15
2.1.3. Mindlin's Problem.....	15
2.2. Αριθμητικοί Μέθοδοι.....	16
2.2.1. Διδιάστατες Μέθοδοι (2D).....	16
2.2.1.1. Η μέθοδος του κενού (the gap method).....	16
2.2.1.2. Η μέθοδος σύγκλισης–αποτόνωσης (the convergence–confinement method).....	16
2.2.1.3. Η μέθοδος της σταδιακής χαλάρωσης (the progressive softening method).....	16
2.2.1.4. Η μέθοδος της ελεγχόμενης εδαφικής απώλειας (the volume loss control method).....	17
2.2.1.5. Η εγκάρσια και διαμήκης μέθοδος (the longitudinal-transverse method).....	17
2.2.2. Τρισδιάστατες Αναλύσεις (3D).....	17
2.3. Εμπειρικοί Μέθοδοι.....	17
2.3.1. Μέθοδος των Attewell & Peck.....	17
2.3.1.1. Εδαφικές Μετακινήσεις.....	19
2.3.1.1.1. Κατακόρυφες Μετακινήσεις ή Βυθίσεις.....	19
2.3.1.1.2. Οριζόντιες Μετακινήσεις.....	20
2.3.1.1.3. Διαμήκεις Μετακινήσεις.....	21
2.3.2. Μέθοδος του ισοδύναμου κενού.....	23
2.3.3. Δείκτης Σχετικής Απώλειας VL.....	28

2.3.4.	Τυπική απόκλιση της καμπύλης καθιζήσεων ή ix.....	35
2.4.	Κατασκευές	39
2.4.1.	Επίπεδα Εκτίμησης Ζημιών	40
2.4.1.1.	Προκαταρκτικό Επίπεδο (preliminary assessment)	40
2.4.1.2.	Δεύτερο Επίπεδο Εκτίμησης	41
2.4.1.3.	Λεπτομερής Ανάλυση	41
2.4.2.	Κατηγορίες βλαβών	42
2.4.3.	Μέθοδος Burland και Worth	44
2.4.4.	Η επαλληλία των οριζοντίων παραμορφώσεων	50
2.4.5.	Μέθοδος Potts & Addenbrooke.....	53
3.	Αριθμητικές Αναλύσεις (2D)	59
3.1.	Λογισμικό Πεπερασμένων Στοιχείων Abaqus	59
3.2.	Σήραγγα	60
3.3.	Έδαφος	60
3.4.	Υπερκείμενα	61
3.5.	Γεωμετρία Πεπερασμένων Στοιχείων	61
3.6.	Στάδια Επίλυσης	62
3.7.	Αποτόνωση	65
3.8.	Αποτελέσματα Αναλύσεων	67
3.8.1.	Αποτόνωση (λ) – Σχετική Εδαφική Απώλεια (VL)	67
3.8.2.	Αναλύσεις Greenfield – Καμπύλες Καθιζήσεων	69
3.8.2.1.	Λόγος υπερκειμένων διαμέτρου $H/D=1$	69
3.8.2.2.	Λόγος υπερκειμένων διαμέτρου $H/D=2$	75
3.8.2.3.	Σύγκριση Μέγιστων Καθιζήσεων	81
4.	Επιρροή σε Κτήρια.....	83
4.1.	Έδαφος S0.....	84
4.2.	Έδαφος S1.....	85
4.3.	Έδαφος S2.....	86
4.4.	Έδαφος S3.....	87
4.5.	Έδαφος S4.....	88
4.6.	Επιρροή του βάθους εκσκαφής στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου	89
4.7.	Επιρροή του ύψους του κτηρίου στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου	91

4.8.	Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου..	92
4.9.	Επιρροή του ποσοστού εδαφικής απώλειας στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου	95
4.10.	Επιρροή της ποιότητας του εδάφους στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου	97
4.11.	Απολογισμός Βλαβών Κτηρίων	101
5.	Συμπεράσματα	103
6.	Βιβλιογραφία	104

1. Εισαγωγή

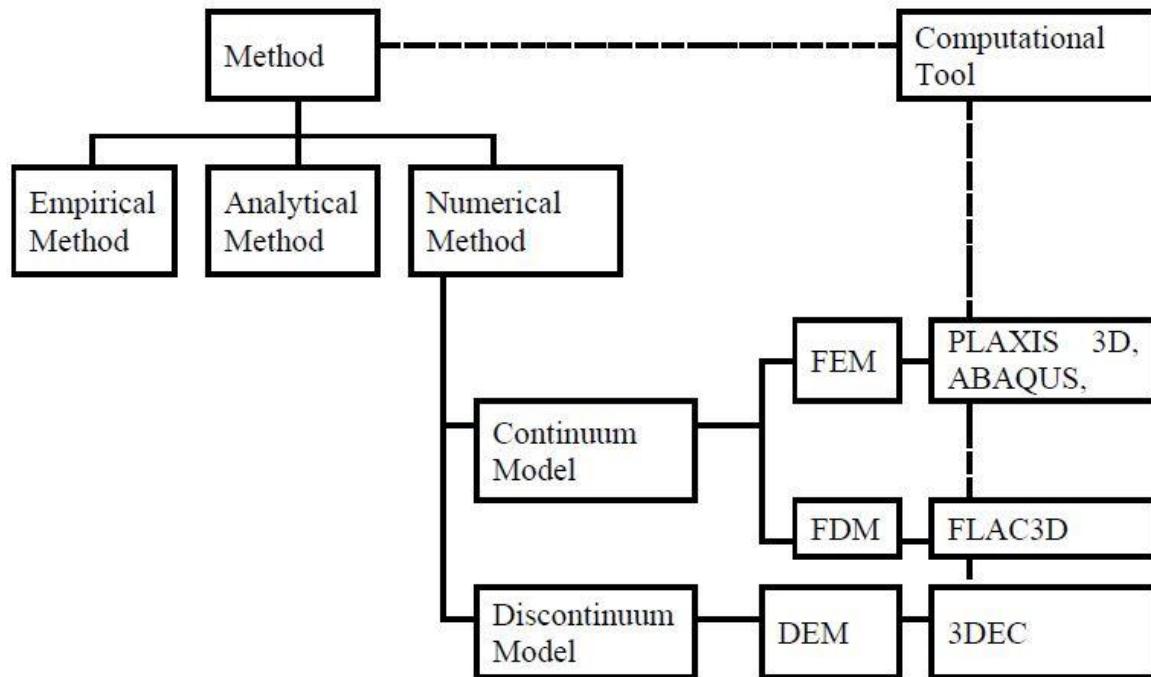
Ένα από τα σημαντικότερα ζητήματα που σχετίζονται με την κατασκευή αβαθών σηράγγων σε αστικό περιβάλλον, είναι η εκτίμηση των εδαφικών μετακινήσεων, που προκαλούνται από τη διάνοιξή τους, και των πιθανών ζημιών στις υπερκείμενες κατασκευές. Από τον τρόπο κατασκευής μέχρι και την χάραξη της γραμμής υπάρχουν τεχνικές για την βέλτιστη αντιμετώπιση των παραπάνω προβλημάτων. Ένα δυνατό εργαλείο είναι αυτό του σωστού σχεδιασμού. Ένας μελετημένος σχεδιασμός είναι ικανός αν όχι να αποτρέψει όλα τα προβλήματα που θα προκύψουν ωστόσο να δώσει περιθώριο στην αντιμετώπιση του.

Στα πρώτα κεφάλαια θα γίνει αναφορά στην καμπύλη καθιζήσεων χωρίς να ληφθούν υπόψη οι κατασκευές. Δυο δείκτες χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής. Το ποσοστό σχετικής εδαφικής απώλειας VL δηλαδή είναι το μέρος των γαιών αφού γίνει η διάνοιξη και αποβάλλεται από το σημείο εργασίας. Οι απώλειες αυτές μικρές ή μεγάλες είναι πάντα παρούσες. Στα σύγχρονες μηχανολογικές τεχνικές εξόρυξης όπως το TBM είναι μάλιστα εφικτά της αρεσκείας με αρκετό αξιόπιστο βαθμό. Ο άλλος παράγοντας είναι η τυπική απόκλιση της καμπύλης αυτής. Όπως θα δούμε και παρακάτω αλλά όπως θα φανεί και στις αναλύσεις μας, το μέτρο που χαρακτηρίζει την εξάπλωση των καθιζήσεων οριζοντιογραφικά είναι το i . Αυτή η παράμετρος επίσης παίζει σημαντικό ρόλο στις ανωδομές καθώς εν τέλει μας δείχνει κατά πόσο μια κατασκευή είναι μακριά από το πεδίο επιρροής ή όχι. Θα γίνει μια σύνοψη εμπειρικών σχέσεων για τον υπολογισμό των παραπάνω παραμέτρων.

Η συνηθέστερη τακτική των υπογείων έργων είναι η κατά τον δυνατόν αποφυγή της επιρροής τους από τις ανωδομές. Αυτό όμως δεν είναι πάντα εφικτό. Για την περίπτωση της διάνοιξης σήραγγας μια μεθοδολογία είναι αρκετά αξιόπιστη και με αρκετές εφαρμογές κυρίως στα έργα των γραμμών της M. Βρετανίας. Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τους Burland και Wroth το 1974 και ονομάζεται και μέθοδος ισοδύναμης δοκού. Η κατασκευή προσομοιώνεται με μια δοκό με γεωμετρικά και υλικά χαρακτηριστικά που ανάγονται από την πραγματική κατασκευή. Στην εδώ περίπτωση θα εφαρμοστεί για πλαισιωτά πολυώροφα κτίρια. Η δοκός αυτή ακολουθεί πιστά την καμπύλη των καθιζήσεων. Από την παραμόρφωση της δοκού είναι δυνατόν να υπολογιστεί η ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση της σε κάθε σημείο της. Έχοντας αριθμητικά την

παραμόρφωση και με την βοήθεια αντίστοιχου πίνακα ζημιών (Burland 1995) είναι εφικτή πλέον η κατάταξη της κατασκευής και η μετέπειτα πορεία διόρθωσης/ανακατασκευής της. Από όλες τις παραπάνω λύσεις θα γίνει μια στατιστική και παραμετρική διερεύνηση της κατηγορίας βλαβών του κτιρίου καθώς θα μεταβάλουμε ορισμένα από τα χαρακτηριστικά είτε της ίδιας της κατασκευής είτε των προφίλ των καθιζήσεων. Για τις ανάγκες της αριθμητικής επίλυσης θα χρησιμοποιηθεί το γενικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

2. Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



Σχήμα 1. Μέθοδοι υπολογισμού διάνοιξης σηράγγων.

Στο παρακάτω κεφάλαιο θα παρουσιαστούν κάποιες βασικές μέθοδοι υπολογισμού που αφορούν την διάνοιξη σηράγγων.

2.1. Αναλυτικοί Μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές είναι εύκολες διότι περιλαμβάνουν κλειστές σχέσεις υπολογισμών. Τα αρνητικά ωστόσο είναι ότι εφαρμόζονται σε συγκεκριμένες συνθήκες και τα αποτελέσματα τους ίσως δεν είναι αξιόπιστα λόγω πολλών υποθέσεων.

2.1.1. Μέθοδος της Ελαστικότητας (elasticity solution)

Αναλυτική λύση για την επιρροή ενός συγκεντρωμένου φορτίου που εφαρμόζεται στην επιφάνεια του απείρου ελαστικού ημίχωρου έχει δοθεί από τους Poulos & Davis (1974.).

Ο Chew (1994) χρησιμοποιώντας την λύση αυτή εκτίμησε την καθίζηση σε αβαθή σήραγγα, αγνοώντας την επίδραση του μετώπου εκσκαφής. Η αποφόρτιση των τάσεων λόγω εκσκαφής μοντελοποιήθηκε ως γραμμικό φορτίο στον άξονα της σήραγγας. Η καθίζηση αυτή πάνω από τον άξονα της σήραγγας υπολογίζεται σε σχέση με την απόσταση από ένα σημείο στην επιφάνεια όπου η καθίζηση μπορεί να αμεληθεί (Augard, 1997):

$$\delta_z = -\frac{\gamma D^2 z^2}{8G(x^2 + z^2)} \quad (1)$$

Όπου D η διάμετρος της σήραγγας, γ το ειδικό βάρος του εδάφους, G το μέτρο διάτμησης του εδάφους, x η οριζόντια απόσταση από το κέντρο της σήραγγας και z το βάθος μετρούμενο από τον κέντρο της σήραγγας.

2.1.2. Η μέθοδος του Sagasetta (Sagasetta's method)

Ο Sagasetta πρότεινε ότι σε προβλήματα όπου οι οριακές συνθήκες είναι σε όρους μετατοπίσεων, και μόνο οι μετατοπίσεις είναι το αναζητούμενο, τότε ο όροι των τάσεων μπορούν να παραλειφθούν από τις αρμόδιες εξισώσεις και να επεξεργαστούν έχοντας μόνο τους όρους με τις μετατοπίσεις. Παράδειγμα της παραπάνω υπόθεσης είναι η περίπτωση που ζητείται το πεδίο των μετατοπίσεων σε ισότροπο ομογενές ασυμπίεστο έδαφος όπου κάποια εδάφη σε ρηχά βάθη γεμίζουν τα κενά από εκσκαφή με το περιβάλλον έδαφος. Τέτοια περίπτωση είναι και η διάνοιξη αβαθών σήραγγων όπου το κενό αυτό ορίζεται ως σχετική εδαφική απώλεια V_L .

Το θετικό της μεθόδου του Sagasetta είναι ότι το πεδίο των μετακινήσεων είναι ανεξάρτητο της δυσκαμψίας του εδάφους και είναι εφαρμόσιμη και σε ασυμπίεστα ρευστά. Ο Chew (1994) πατώντας σε κλειστής μορφής λύσης που έδειξε ο Sagasetta κατέληξε στην εξής σχέση:

$$\delta_z = -\frac{\gamma D^2 z^2}{4G(x^2 + z^2)} \quad (2)$$

Οι θεωρητικές λύσεις που πρότεινε ο Sagasetta (1987), που πολλοί ερευνητές τροποποίησαν για να εκτιμήσουν τις παραμορφώσεις σε χαλαρά εδάφη, αναγκαστικά βασίστηκαν σε ασυμπίεστα εδάφη. Οπότε, ίσως δεν είναι και τόσο έγκυρες. Οι λύσεις από την ελαστική θεωρία προτείνονται σε συνθήκες σκληρών βράχων.

2.1.3. Mindlin's Problem

Το πρόβλημα αυτό ορίζεται καταρχήν δίνοντας όλες τις σχετικές εξισώσεις και οριακές συνθήκες. Το πρόβλημα λύνεται με την προσθήκη των τριών μερικών λύσεων. Η πρώτη μερική λύση αφορά τις πιέσεις σε γεωστατικές συνθήκες στο ημίχωρο $z < 0$ χωρίς κενά. Η πιο απλή μορφή λύσης είναι:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \gamma \cdot z \\ \sigma_x &= K_0 \cdot \gamma \cdot z \\ \tau_{xz} &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

Όπου K_0 είναι ο συντελεστής ώθησης γαιών σε ηρεμία.

Στο Mindlin's Problem, το K_0 λαμβάνει τιμές 0, 1, και $\nu/(1-\nu)$ όπου ν ο λόγος Poisson.

Οι Verruit & Booker (2000) χρησιμοποίησαν το K_0 ως ανεξάρτητη παράμετρος βάσει την γεωλογική ιστορία. Σχέτισαν τις διαδρομές των επιφανειακών κινήσεων λόγω κενών (π.χ. σήραγγα) με τις τάσεις. Οι τάσεις αυτές μπορούν να βρεθούν ως εξής:

$$\begin{aligned}t_x &= -K_0 \gamma z \sin \beta \\t_z &= -\gamma z \cos \beta\end{aligned}\tag{4}$$

Η πλήρης λύση απαιτεί την προσθήκη των τριών επιμέρων μερικών λύσεων. Για ανάγκες επαλήθευσης και ακριβείας οι Verruit & Booker (2000) ανέπτυξαν το λογισμικό Mindlin που προσδιορίζει αριθμητικά σε κάθε σημείο το πεδίο των μετακινήσεων και τάσεων.

2.2. Αριθμητικοί Μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτοί βασίζονται στον αριθμητικό υπολογισμό μέσω της μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM), των διαφορών (FDM) και διακριτοποίησης (DEM). Το μοντέλο στις μεθόδους FEM και FDM θεωρείται συνεχές ενώ στην DEM διακριτό. Πλεονέκτημα τους είναι ότι μπορεί να εφαρμοστούν σε ποικίλες εφαρμογές και να δώσουν αξιόπιστα αποτελέσματα. Μεγάλη προσοχή απαιτείται όμως στην επιλογή των εκάστοτε μοντέλων εδάφους και οριακών συνθηκών. Παρακάτω θα αναφερθούμε επιγραμματικά στις μεθόδους αυτές.

2.2.1. Διδιάστατες Μέθοδοι (2D)

2.2.1.1. Η μέθοδος του κενού (the gap method)

Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τον Rowe (1983) και βασίστηκε στο ότι η τελική επένδυση είναι μικρότερης ακτίνας από την αρχική εκσκαφή. Το έδαφος κινείται ως προς το κενό αυτό για να το συμπληρώσει. Ο υπολογισμός αφορά την διαφορά των διαμέτρων αυτών.

2.2.1.2. Η μέθοδος σύγκλισης–αποτόνωσης (the convergence–confinement method)

Η μέθοδος αυτή ονομάζεται και λ -μέθοδος και προτάθηκε από τους Panet & Guenet (1982). Η παράμετρος λ προσδιορίζει το ποσοστό της μείωσης των τάσεων πριν την τελική επένδυση.

2.2.1.3. Η μέθοδος της σταδιακής χαλάρωσης (the progressive softening method)

Ο Swoboda (1979) ανέπτυξε την μέθοδο αυτή κατά την μοντελοποίηση μιας σήραγγας με χρήση της NATM. Η μέθοδος αυτή επιτρέπει την σταδιακή μείωση της δυσκαμψίας του εδάφους κατά την εκσκαφή.

2.2.1.4. Η μέθοδος της ελεγχόμενης εδαφικής απώλειας (the volume loss control method)

Η μέθοδος αυτή διατυπώθηκε από τον Addenbrooke (1997). Ορίζεται μια τιμή του V_L αρχικώς. Η εκσκαφή της σήραγγας γίνεται σε βήματα. Σε κάθε βήμα υπολογίζεται το αντίστοιχο V_L έως να επιτευχθεί η σύγκλιση.

2.2.1.5. Η εγκάρσια και διαμήκης μέθοδος (the longitudinal-transverse method)

Οι Finno & Clough (1985) έκανα επίπεδης παραμόρφωσης σε διαμήκης και εγκάρσια διεύθυνση για λάβουν τα αποτελέσματα της αλλαγής των τάσεων και μετακινήσεων μπροστά από το μέτωπο. Η υπόλοιπη διαδικασία βασίζεται στην μέθοδο του κενού.

2.2.2. Τρισδιάστατες Αναλύσεις (3D)

Υπάρχουν διάφορες μεθόδους που έχουν αναπτυχθεί για την τρισδιάστατη προσομοίωση των σηράγγων. Αρκετοί ερευνητές χρησιμοποιούν την μέθοδο που βασίζεται στο υπολογισμό της εκσκαφής της σήραγγας με πολλά βήματα ανάλυσης την λεγόμενη step by step approach από τους Katzenbach & Breth (1981). Το έδαφος που αφαιρείται από το μέτωπο και η επένδυση που τοποθετείται σε λίγη απόσταση από το μέτωπο προσομοιώνεται επίσης. Άλλοι ερευνητές προτιμούν ένα 3D μοντέλο όπου καθορίζεται η σχετική εδαφική απώλεια εξαρχής.

2.3. Εμπειρικοί Μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτοί έχουν αναπτυχθεί για συγκεκριμένο σκοπό αυτό του υπολογισμού των καθιζήσεων. Η πλέον εφαρμόσιμη και διαδεδομένη είναι αυτή βασίστηκε στους Attewell και Peck και αναλύεται διεξοδικά στα επόμενα κεφάλαια. Επίσης θα αναφερθούμε και στην μέθοδο του ισοδύναμου κενού με τις μαθηματικές σχέσεις υπολογισμού του Lee (1992).

2.3.1. Μέθοδος των Attewell & Peck

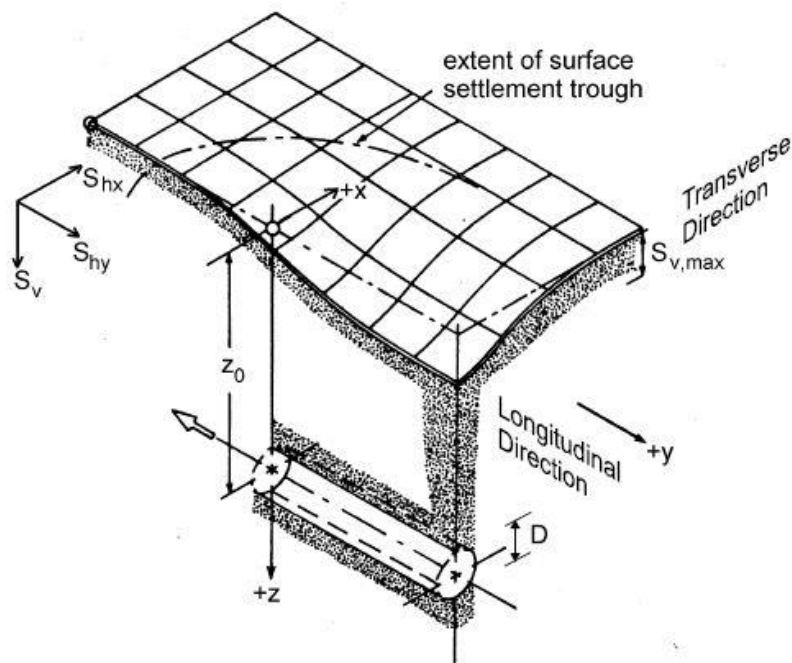
Η κατασκευή σηράγγων σε μαλακά εδάφη αναπόφευκτα οδηγεί σε εδαφικές μετακινήσεις. Οι μετακινήσεις αυτές πέρα από το πλησίον περιβάλλον της σήραγγας μεταφέρονται ως και την άνω επιφάνεια. Σε αστικό περιβάλλον οι μετακινήσεις αυτές μπορεί να επηρεάσουν την υφιστάμενη επιφάνεια (π.χ. δρόμος) και τις υφιστάμενες επιφανειακές κατασκευές. Στο κεφάλαιο αυτό θα συνοψίσουμε τις βασικές αρχές που διέπουν την θεωρία των Attewell και Peck για την εκτίμηση των μετακινήσεων αυτών.

Το κυρίως αντικείμενο εστίασης μας είναι η συμπεριφορά της άνω επιφάνειας. Εδώ καλό είναι να γίνει μια σαφής διευκρίνιση μεταξύ της ελεύθερης επιφάνειας (greenfield conditions) και της επιφάνειας υπό πίεση (π.χ. κατασκευή). Η ύπαρξη των κατασκευών πριν την διάνοιξη επηρεάζει τις εδαφικές μετακινήσεις για αυτό και αποτελεί διαφορετικό αντικείμενο μελέτης. Με άλλα λόγια, η ύπαρξη των κατασκευών πριν την διάνοιξη και η ελεύθερη επιφάνεια (greenfield conditions) δεν πρέπει να συγχέονται μεταξύ τους. Για την

αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος έχουν ειπωθεί πληθώρα αριθμητικών μεθόδων με κυρίαρχη αυτή των πεπερασμένων στοιχείων.

Το γενικό πλάνο της ενότητας αυτής είναι να γίνει μια συλλογή των υπάρχουσών θεωριών αλλά και των σχέσεων που τις διέπουν αν αυτό είναι εφικτό. Θα γίνει κάποια ιδιαίτερη αναφορά σε παράγοντες και παραμέτρους που αποδεδειγμένα κατέχουν τον κύριο ρόλο στην εκτίμηση των επιφανειακών μετακινήσεων.

Το σύστημα συντεταγμένων αλλά και η χωρική αντίληψη του προβλήματος φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 2. Γεωμετρία και μετακινήσεις κατά την διάνοιξη αβαθούς σήραγγας (after Attewell et al. 1986).

Οι άξονες x και y αντιστοιχούν στην εγκάρσια και διαμήκης διεύθυνση ενώ ο z αναφέρεται στο βάθος διάνοιξης με αναφορά από την ελεύθερη επιφάνεια. Η σήραγγα είναι κυκλικής διατομής. Οι αναμενόμενες μετακινήσεις κατά τους τρεις αυτούς άξονες είναι οι εξής:

$S_{h,x}$: οριζόντια μετακίνηση κατά x μετρούμενη από την προβολή του κέντρου της σήραγγας στην ελεύθερη επιφάνεια.

S_v : κατακόρυφη μετακίνηση κατά z μετρούμενη από την προβολή του κέντρου της σήραγγας στην ελεύθερη επιφάνεια ή η λεγόμενη βύθιση.

$S_{h,y}$: διαμήκης μετακίνηση κατά y μετρούμενη κατά μήκος της σήραγγας.

Καθιστά σαφές ότι σε οποιαδήποτε τομή καταμήκος της σήραγγας το προφίλ μετακινήσεων διαφέρει. Αυτό είναι και αναμενόμενο καθώς οι παραμορφώσεις από το μέτωπο μπροστά ή πίσω ακολουθούν διαφορετική πορεία.

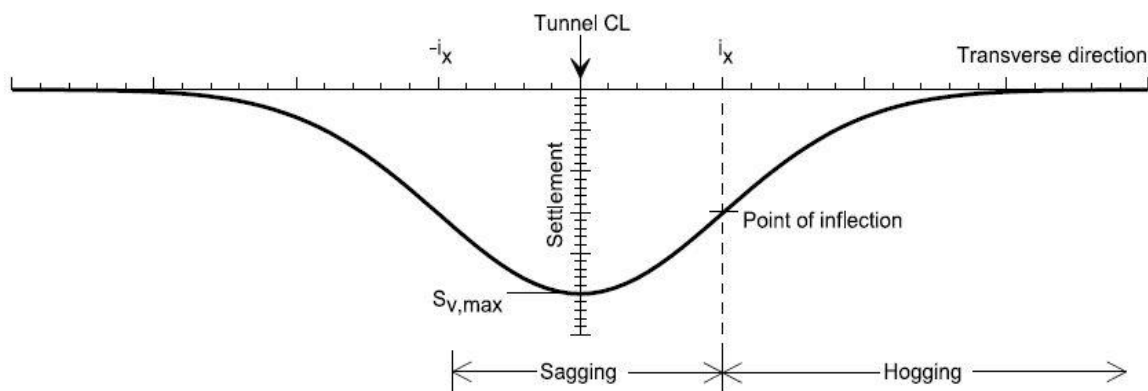
Στην παρακάτω βιβλιογραφική διερεύνηση το κυριότερο θέμα ανάπτυξης αφορά το προφίλ των κατακόρυφων μετακινήσεων με έμφαση στις παραμέτρους που το επηρεάζουν πρωτίστως. Κάποιες μικρές αναφορές θα ειπωθούν και στις λοιπές μετακινήσεις.

2.3.1.1. Εδαφικές Μετακινήσεις

2.3.1.1.1. Κατακόρυφες Μετακινήσεις ή Βυθίσεις

Διάφορα μαθηματικά μοντέλα και μαθηματικές σχέσεις έχουν προταθεί στην διεθνή βιβλιογραφία σχετικά με το προφίλ και το μέτρο των κατακόρυφων μετακινήσεων.

Το πλέον δεδομένο και πλήρες μοντέλο είναι αυτό του Peck (1969) βάση του οποίου το προφίλ των καθιζήσεων ακολουθεί την γκαουσιανή κατανομή σφάλματος με βάση το παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 3. Προφίλ καθιζήσεων Peck(1969).

Η καθίζηση σε οποιοδήποτε σημείο της καμπύλης μπορεί να υπολογιστεί από την σχέση:

$$S_v(x) = S_{v,max} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (5)$$

Όπου η $S_{v,max}$ είναι η μέγιστη καθίζηση πάνω από τον άξονα.

Η παράμετρος i_x όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 3 είναι το σημείο αλλαγής καμπής του προφίλ των μετακινήσεων και της μέγιστης κλίσης. Η παράμετρος αυτή είναι καθοριστικής σημασίας γιατί προσδιορίζει το εύρος των μετακινήσεων (εκτενές ή μη) κατά τον άξονα x

αλλά και αν οι μετακινήσεις στρέφουν τα κοίλα προς τα άνω ή προς τα κάτω. Το τελευταίο ειδικότερα είναι μέγιστης σημασίας για την συμπεριφορά των υφιστάμενων κατασκευών σε διάνοιξη σήραγγας καθώς αποτελεί το όριο της ζώνης sagging και hogging. Ανάλογα με την εκάστοτε ζώνη οι ζημιές στην κατασκευή διαφέρουν. Περαιτέρω λεπτομέρειες θα αναλυθούν στο σχετικό κεφάλαιο.

Η επιφάνεια κάτω από την καμπύλη εξορισμού ισούται με την 1 αφού είναι η πιθανότητα να βρεθεί το x ενδιάμεσα στα όρια αυτά. Ολοκληρώνοντας την σχέση (1) από το $-\infty$ έως το $+\infty$ προκύπτει ο όγκος των καθιζήσεων ανά μονάδα μήκους σήραγγας.

$$V_S = \int_{-\infty}^{\infty} S_v dx = \sqrt{2\pi} i_x S_{v,\max} \quad (6)$$

Η απώλεια εδαφικού όγκου αυτή ονομάζεται Ground Loss στην διεθνή βιβλιογραφία.

Υπό την προϋπόθεση ότι ο συνολικός όγκος πριν και μετά τις παραμορφώσεις δεν μεταβάλλεται ο θεωρητικός όγκος εκσκαφής της σήραγγας ισούται με τον πραγματικό. Μια ρεαλιστική απεικόνιση αυτού είναι οι εδαφόμαζες μικρής διαπερατότητας (π.χ. πυκνή άμμος) στις οποίες οι συνθήκες εδάφους μπορούν να θεωρηθούν αστράγγιστες. Έτσι λοιπόν στην περίπτωση της κυκλικής διατομής ο όγκος αυτός ανά μονάδα μήκους σήραγγας διαιρεμένος με την εδαφική απώλεια V_L μας δίνει τον λεγόμενο δείκτη σχετικής απώλειας εδάφους V_L .

$$V_L = \frac{V_S}{\pi \frac{D^2}{4}} \quad (7)$$

Συνδυάζοντας τις σχέσεις (5) και (6) μπορούμε να εκφράσουμε την βύθιση σε σχέση με ποσοστό σχετικής απώλειας V_L .

$$S_v(x) = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \frac{V_L D^2}{4i_x} e^{-\frac{x^2}{2i_x^2}} \quad (8)$$

Καθιστά σαφές ότι για τον προσδιορισμό της βύθισης, βάσης της παραπάνω σχέσης, πρέπει να υπολογίσουμε τα μεγέθη V_L και i_x . Σε όλη την ανάλυση αυτή οι παράμετροι αυτοί είναι πολύ σημαντικοί και για αυτό θα μελετηθούν εκτενώς παρακάτω.

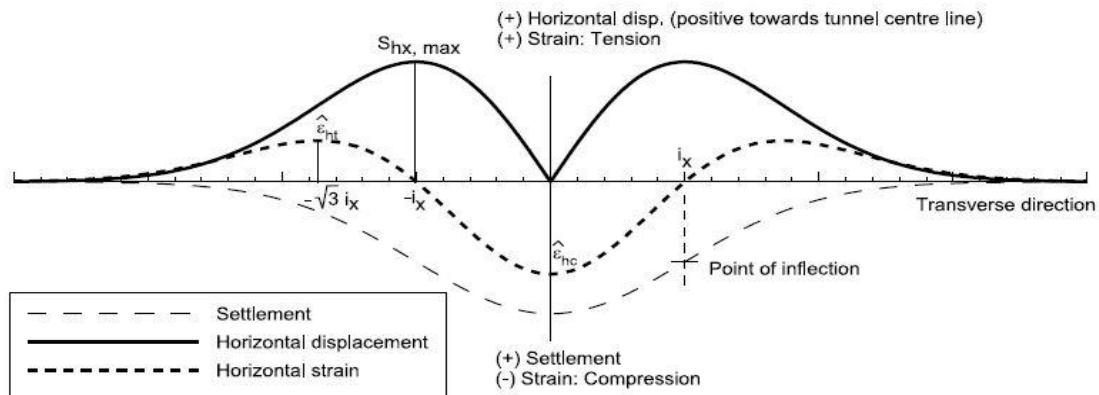
2.3.1.1.2. Οριζόντιες Μετακινήσεις

Το 1982 οι O'Reilly και New διατύπωσαν ότι η οριζόντια εγκάρσια μετακίνηση $S_{h,x}$ μπορεί να υπολογιστεί αν θεωρήσουμε ότι η το διάνυσμα των συνολικών παραμενουσών μετακινήσεων δείχνει προς το κέντρο της σήραγγας. Με βάση τα παραπάνω έχουμε:

$$S_{hx}(x) = -\frac{x S_v(x)}{z_0} \quad (9)$$

Παραγωγίζοντας την σχέση (9) ως προς το x λαμβάνουμε την οριζόντια ανηγμένη παραμόρφωση:

$$\epsilon_{hx}(x) = \frac{S_v(x)}{z_0} \left(\frac{x^2}{i_x^2} - 1 \right) \quad (10)$$

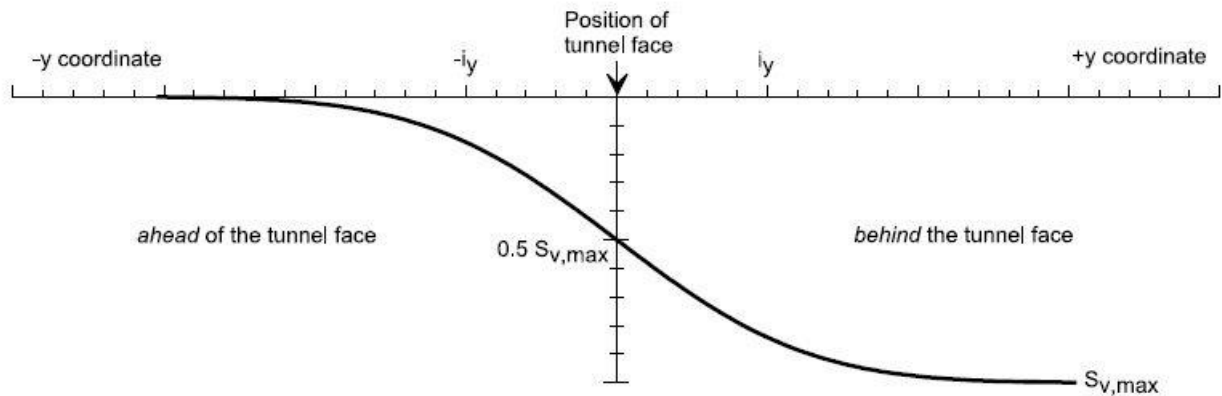


Σχήμα 4. Κατανομή της καθίζησης, της οριζόντιας μετακίνησης και της ανηγμένης παραμόρφωσης.

Όπως παρατηρούμε στο σχήμα 4 η οριζόντια μετακίνηση γίνεται μέγιστη στο σημείο που αλλαγής καμπής των καθιζήσεων δηλαδή το i_x . Για διάστημα εντός του $-i_x$ έως $+i_x$ η ανηγμένη παραμόρφωση λαμβάνει θετική τιμή που συνεπάγεται εφελκυσμός ενώ εκτός αυτών έχουμε θλίψη. Το μέγιστο της θλιπτικής $\epsilon_{h,x}$ είναι στην θέση $x=0$ ενώ της εφελκυστικής στο $\pm\sqrt{3}i_x$. Οι τιμές αυτές τονίζονται ιδιαίτερα καθώς στις θέσεις αυτές οι τυχόν επιφανειακές κατασκευές λαμβάνουν τα μέγιστα της έντασης.

2.3.1.1.3. Διαμήκειες Μετακινήσεις

Οι Attewell και Woodman (1982) διαπίστωσαν, ύστερα από επιτόπου μετρήσεις, ότι κατά τον άξονα της σήραγγας το προφίλ των καθιζήσεων ακολουθούν μια κατανομή όπως φαίνεται παρακάτω.



Σχήμα 5. Προφίλ κατανομής των καθιζήσεων κατά τον διαμήκη άξονα.

Η παραπάνω καμπύλη μπορεί να περιγράψει ως εξής:

$$S_v(y)_{x=0} = S_{v,max} \Phi\left(\frac{y}{i}\right) \quad (11)$$

Όπου:

$S_{v,max}$ η μέγιστη αναμενόμενη καθίζηση στο $y=+\infty$.

$\Phi(y/i)$ είναι μια συνάρτηση κατανομής πιθανοτήτων.

$$\Phi(y) = \frac{1}{i_y \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^y e^{-\frac{y^2}{2i_y^2}} \quad (12)$$

y η εκάστοτε συντεταγμένη.

Από την κατανομή είναι εμφανές ότι το μέγιστο της καθίζησης συμβαίνει για $y=+\infty$ ενώ στο $y=-\infty$ οι τιμές αγγίζουν το μηδέν. Η παρατήρηση αυτή είναι αναμενόμενη καθώς πίσω και αρκετά μακριά από το μέτωπο οι όποιες καθιζήσεις είναι να συμβούν έχουν πραγματοποιηθεί ενώ μπροστά και αρκετά μακριά το έδαφος παραμένει αδιατάραχτο. Στο μέτωπο της σήραγγας οι ίδιοι ισχυρίστηκαν ότι η τιμή είναι το 50% της μέγιστης.

Σε έδαφος στριφτής αργίλου μπροστά από το μέτωπο έχουμε τιμές από 30% έως 50% και κατά μέσο όρο 40%.

Η παράμετρος iy του σχήματος 5 έχει τον ίδιο ρόλο με αυτού του ix και μάλιστα στην πληθώρα των περιπτώσεων θεωρείται $iy=ix$. Στην πραγματικότητα το εύρος της τυπικής απόκλισης κατά την οριζόντια διεύθυνση είναι ελαφρώς μεγαλύτερο από αυτό της διαμήκης.

Θεωρώντας πάλι ότι το διάνυσμα της συνολικής παραμένουσας μετακίνησης δείχνει στο κέντρο της σήραγγας οι Attewell και Woodman (1982) κατανομή των καθιζήσεων κατά την διαμήκη διεύθυνση μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$S_{hy}(y)_{x=0} = \frac{V_L D^2}{8z_0} e^{-\frac{y^2}{2i^2}} \quad (13)$$

Παραγωγίζοντας την (13) ως προς το y βρίσκουμε την ανηγμένη παραμόρφωση κατά τον άξονα y .

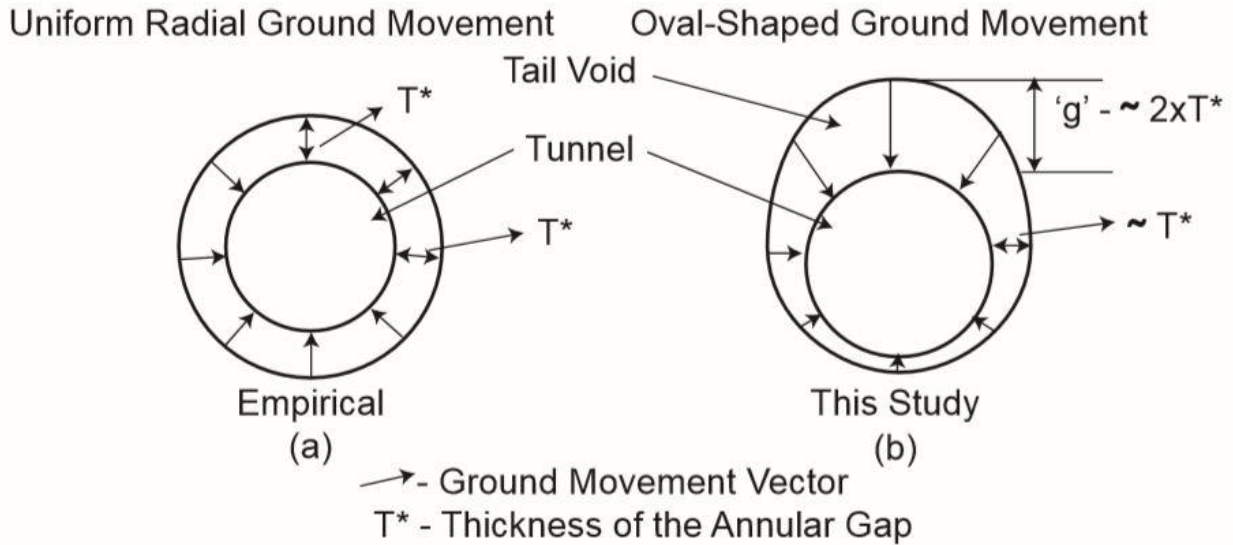
$$\epsilon_{hy}(y)_{x=0} = -y \frac{V_L D^2}{8i^2 z_0} e^{-\frac{y^2}{i^2}} \quad (14)$$

Όπου για θέσεις μπροστά από το μέτωπο (αρνητικά y) έχουμε εφελκυστικές παραμορφώσεις ενώ για θέσεις πίσω (θετικά y) θλιπτικές.

Τέλος συνοψίζοντας καταλαβαίνει κανείς ότι οποιαδήποτε παραμόρφωση η μετακίνηση είναι συνάρτηση των V_L και ix .

2.3.2. Μέθοδος του ισοδύναμου κενού

Μια ακόμη θεωρία υπολογισμού της απώλειας αυτής είναι του «ισοδύναμου κενού». Στην θεωρία και τον ορισμό του V_L κατά Attewell (1978), η σχετική απώλεια όγκου προϋποθέτει ομοιόμορφη ακτινική παραμόρφωση ενώ η εμπειρία έχει δείξει ότι η ακτινική παραμόρφωση είναι ανοιόμορφη με μεγαλύτερη τιμή στην στέψη της σήραγγας και μικρότερες όσο πάμε προς το πόδα. Η αιτία του φαινομένου αυτού είναι η βαρύτητα (Σχήμα 6).



Σχήμα 6. Θεωρητική και πραγματική ακτινική μετακίνηση.

Εδώ ο δείκτης V_L ορίζεται σαν συνάρτηση του κενού g ως:

$$\varepsilon_o = V_L = \frac{\pi(R + \frac{g}{2})^2 - \pi R^2}{\pi R^2} \times 100\% = \frac{g}{R} \times 100\% \quad (15)$$

Όπου:

R = η ακτίνα της σήραγγας.

g = το εκτιμώμενο κενό στην στέψη.

Ο όρος με το τετράγωνο του g αμελείται καθώς η συνεισφορά του είναι ελάχιστη (<1%).

Ο υπολογισμός του V_L χωρίζεται σε τρεις κατηγορίες και είναι το άθροισμα αυτών.

- **Απώλειες από μέτωπο (face loss) ή $V_{L,f}$.**

Είναι οι ίδιες απώλειες όπως αναφέρθηκαν παραπάνω από τον Attewell (1978). Ο Lee et al. (1992) βασιζόμενος στην σχέση (15) διατύπωσε τις απώλειες αυτές ως:

$$V_f = \frac{g_f}{R} \times 100\% \quad (16)$$

Όπου:

g_f = το ισοδύναμο κενό στην στέψη που οφείλεται σε απώλειες μετώπου.

R = η ακτίνα της σήραγγας.

Το g_f από αριθμητικά μοντέλα (Lee et al. 1992) είναι:

(17)

$$g_f = \frac{k \Omega R P_0}{2 E}$$

Όπου:

k = συντελεστής που λαμβάνει την αντίσταση τριβής μεταξύ του εδάφους και της προστατευτικής μεμβράνης του TBM.

Ω = αδιάστατη αξονική μετακίνηση μπροστά από το μέτωπο.

R = η ακτίνα της σήραγγας.

P_0 = η συνολική πίεση αφαιρείται από το μέτωπο.

E = το μέτρο ελαστικότητας της υποστήριξης στη θέση αλλαγής καμπυλότητας (άξονας κατά την εγκάρσια διεύθυνση).

Το k κατά τον Lee et al (1992), μετά από τρισδιάστατες αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία, δίνεται ως:

$$k = \begin{cases} 0.7 & \text{stiff ground (} q_u > 100 \text{ kPa or } N > 10) \\ 0.9 & \text{soft ground (} q_u = 25 \text{ to } 100 \text{ kPa or } N = 3 \text{ to } 10) \\ 1.0 & \text{very soft ground (} q_u < 25 \text{ or } N < 3). \end{cases} \quad (18)$$

Όπου:

N = ο αριθμός SPT για διείδυση 300mm.

q_u = μοναξονική θλιπτική αντοχή του εδάφους = $2 \times C_u$ (αστράγγιστη διατμητική αντοχή).

Το Ω επίσης δίνεται ως:

$$\Omega = \begin{cases} 1.12 & \text{for } N_R < 3 \\ 0.63N_R - 0.77 & \text{for } 3 < N_R < 5 \\ 1.07N_R - 2.55 & \text{for } N_R > 5. \end{cases} \quad (19)$$

$$N_R = \frac{\gamma H - P_i}{C_u} \quad (20)$$

Όπου:

P_i = πίεση που ασκεί το TBM στο μέτωπο.

H = το βάθος εκσκαφής στον άξονα.

C_u = αστράγγιστη διατμητική αντοχή στη θέση αλλαγής καμπυλότητας (άξονας κατά την εγκάρσια διεύθυνση).

Το P_0 είναι η συνολική τάση που αφαιρείται από το μέτωπο λόγω της εκσκαφής και μπορεί να εκτιμηθεί ως εξής:

$$P_0 = k_0 P_v + P_w - P_i \quad (21)$$

Όπου:

K_0 = συντελεστής ώθησης γαιών.

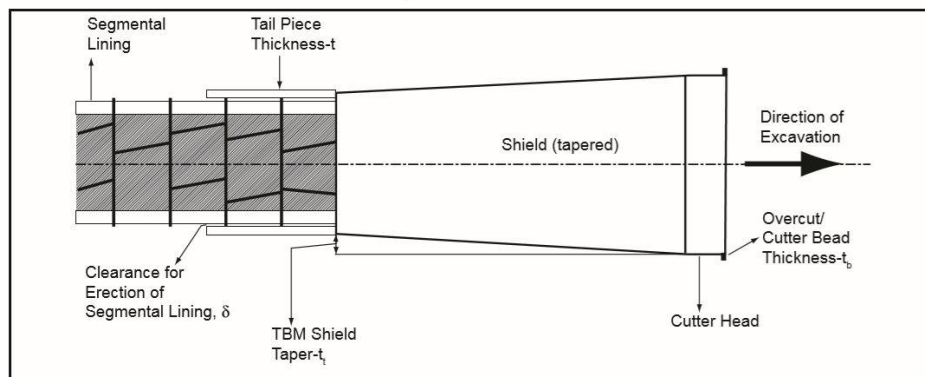
P_v = ενεργός ώθηση εδάφους στη θέση αλλαγής καμπυλότητας (άξονας κατά την εγκάρσια διεύθυνση).

P_w = πιέσεις πόρων νερού.

P_i = πίεση που ασκεί το TBM στο μέτωπο.

- **Απώλειες κατά μήκος της προστατευτικής μεμβράνης (shield loss) ή V_s .**

Οι απώλειες αυτές ορίστηκαν προηγουμένως και παρουσιάζονται σχηματικά παρακάτω:



Σχήμα 7. Shield loss.

Μια λεπτομερής μελέτη από τους Bezuijen & Bakker (2007) έδειξε ότι οι τάσεις γύρω από την μεμβράνη αλλάζουν και εξαρτώνται από την ακτινική μετακίνηση του εδάφους προς το κενό που δημιουργείται βάσης της σχέσης (22).

$$\Delta \sigma = 2 \frac{\Delta r}{r} G \quad (22)$$

Όπου:

G = το μέτρο διατμήσεως του εδάφους.

r = η ακτίνα της σήραγγας.

Δr = ακτινική μετακίνηση.

Η αλλαγή αυτή μπορεί να εκφραστεί και ως:

$$\Delta\sigma = \gamma H + P_w - P_i \quad (23)$$

Όπου:

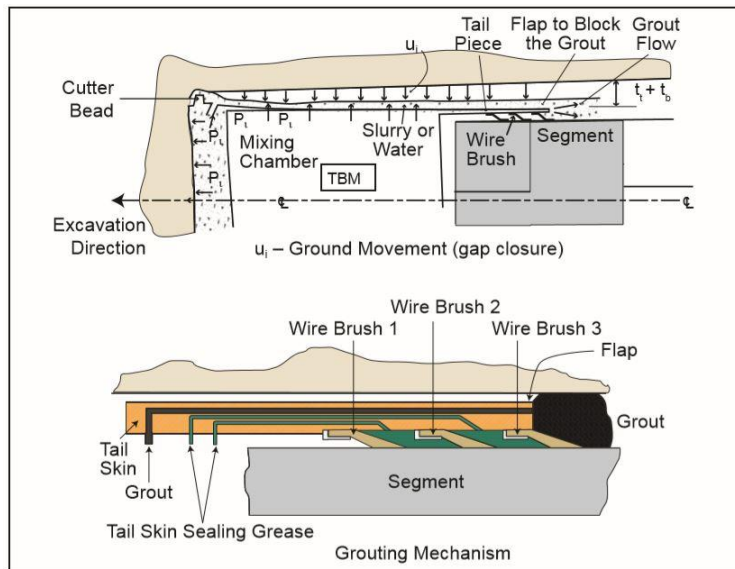
P_i = πίεση που ασκεί το TBM στο μέτωπο.

Η παραπάνω υπόθεση προκύπτει από την ισοροπία του μετώπου κατά την εκσκαφή.

Βάση της σχέσης (22), το κενό κατά μήκος της μεμβράνης υπολογίζεται ως:

$$U_i = R(1 + \nu) \frac{(\gamma H + p_w - p_i)}{E} \quad (24)$$

Οι Bezuijzen and Bakker (2007) διατύπωσαν ότι αν γίνει διάχυση ενέματος από πίσω («ουρά») για την κάλυψη των κενών κατά μήκος της μεμβράνης τα μισά από τα κενά θα καλυφθούν από την μετακίνηση του εδάφους με παράλληλη δημιουργίας μιας «χάντρας» (cutter bead) μπροστά από το μέτωπο (Σχήμα 8).



Σχήμα 8. Εδαφική μετακίνηση και μηχανισμός κοπής με EPBTBM.

Η παραπάνω απώλεια υπολογίζεται ως εξής:

$$V_s = \frac{g_s}{R} \times 100\% \quad (25)$$

Αν $U_i > t_i + t_b$, $g_s = 0.5 \times (t_i + t_b)$,

Αλλιώς $g_s = 0.5 \times U_i$.

- **Απώλειες στο τέλος προστατευτικής μεμβράνης (tail loss) ή V_t .**

Το g_t σε αυτήν την περίπτωση είναι:

$$g_t = 0.1 \times (\delta + t) \quad (26)$$

Όπου:

δ = το κενό μεταξύ της προς τοποθέτησης τελικής επένδυσης και του τέλους της μεμβράνης.

t = το πάχος της μεμβράνης στο τέλος («ουρά»).

$$V_t = \frac{g_t}{R} \times 100\% \quad (27)$$

TABLE 1. Tunnel, Soil Details, and Estimated Gap and Ground Loss Values

Number (1)	Case (2)	Soil type (3)	H/D (4)	Gap g (mm) (5)	Ground Loss (%)		References (8)
					This study (equivalent) (6)	Reported (empirical) (7)	
1	Heathrow Express, Trail Tunnel, U.K.	0–2-m fill ground, 2–4-m terrace gravel, >4-m stiff London clay ($C_u = 50$ –250 kPa)	19/8.5	58	1.4	1.3	Deane and Bassett (1995)
2	Thunder Bay Tunnel, Canada	0–8-m silty sand with occasional clay seams; 8–13-m soft to firm clay ($C_u = 30$ –60 kPa), 13–25 m firm to stiff clay ($C_u > 60$ kPa)	10.7/2.47	164	13.7	5.5	Palmer and Belshaw (1978); Rowe and Lee (1992)
3	Green Park Tunnel, U.K.	0–2-m sand and gravel, >2-m stiff fissured clay ($C_u = 50$ –250 kPa)	29.4/4.14	34	1.6	1.3	Attewell and Farmer (1974); Rowe and Lee (1992)
4	Barcelona Subway Network Extension Tunnel, Barcelona	Red and brown clay with some gravel ($C_u = 30$ –150 kPa)	10.0/8.0	31	0.8	1.2	Ledesma and Romero (1997)
5	Bangkok, Sewer Tunnel, Thailand	0–12-m very soft to soft clay ($C_u \sim 15$ –25 kPa), 12–25-m stiff clay ($C_u \sim 50$ kPa), 25–35-m fine sand, >35-m very stiff silty clay	18.5/2.66	81	6.2	6.0	Phienwej (1997); Ramasamy (1992)

Σχήμα 9. Σύγκριση τιμών του V_L σύμφωνα με την θεωρία του ισοδύναμου κενού και των εμπειρικών σχέσεων (Loganathan 1998).

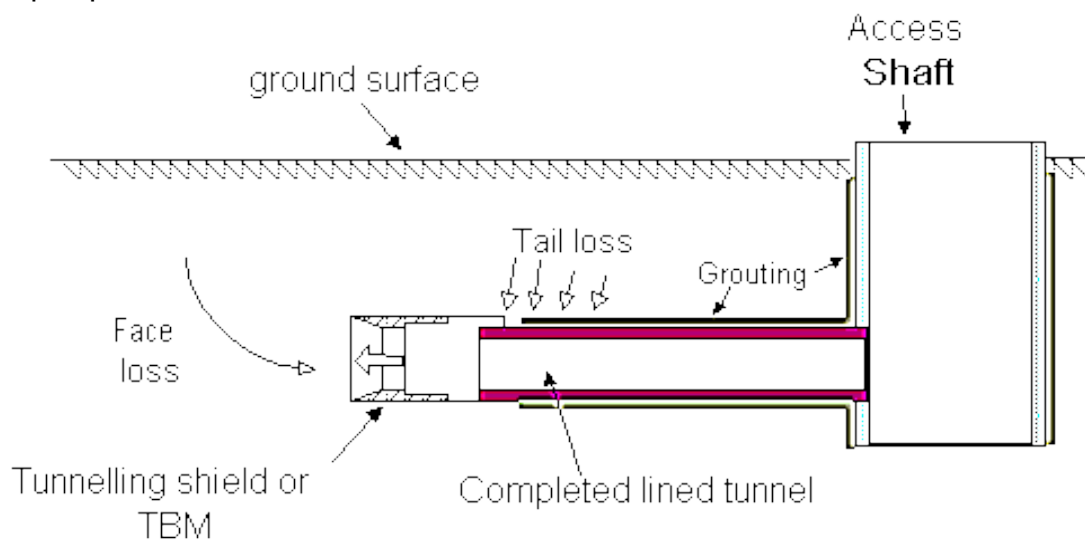
2.3.3. Δείκτης Σχετικής Απώλειας V_L

Η κατασκευή της σήραγγας οδηγεί αναπόφευκτα σε εκσκαφή του εδάφους περισσότερο από αυτού που θα αντικατασταθεί από τον όγκο της σήραγγας. Αυτή η υπέρ εκσκαφή ορίζεται ως «δείκτης σχετικής απώλειας» (volume loss) V_L το οποίο είναι ο λόγος της διαφοράς του όγκου που αφαιρέθηκε από τον όγκο της σήραγγας ως προς τον όγκο της σήραγγας (πάντα ως προς την εξωτερική διάμετρο). Η σχετική ογκομετρική απώλεια ουσιαστικά είναι το έδαφος που διαταράχθηκε. Είναι το αίτιο των επιφανειακών καθιζήσεων και υπό αστράγγιστες συνθήκες, ο όγκος αυτός ισούται με τον όγκο των συνολικών καθιζήσεων.

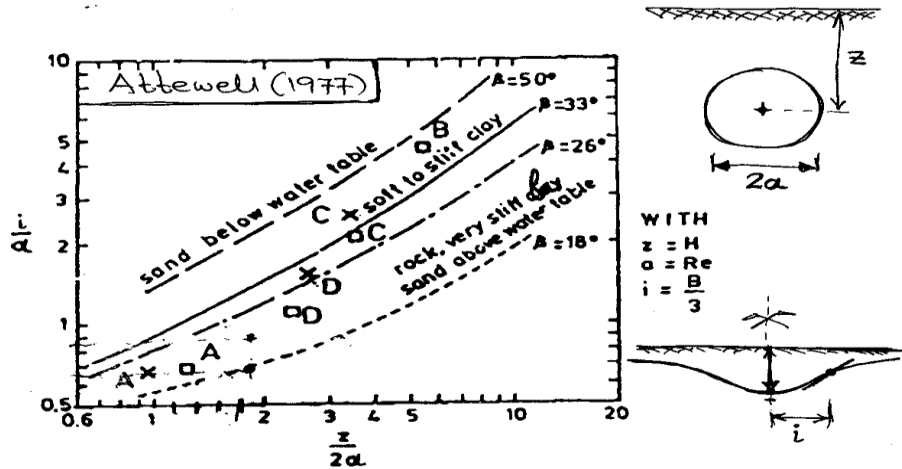
Για εκσκαφή με προστατευτική ασπίδα ο Attewell (1978) διαίρεσε την απώλεια αυτή σε τέσσερις κατηγορίες:

- **Απώλειες μετώπου (face loss):** Υποχώρηση του εδάφους στο μέτωπο από την μη υποστηριζόμενη πλευρά με αποτέλεσμα να εκδηλώνονται καθιζήσεις μπροστά από το μέτωπο.
- **Απώλειες προστατευτικής μεμβράνης (shield loss):** Κατά την κοπή το έδαφος μετακινείται περιμετρικά ως προς την μεμβράνη του TBM αναπληρώνοντας τα κενά αυτά. Επίσης η κοπτική κεφαλή είναι συνήθως μεγαλύτερης διαμέτρου από το ακολουθούμενο σώμα και έτσι υπάρχει περαιτέρω κοπή από την αναγκαία. Άλλα κενά είναι τυχόν καμπύλες και εδαφικές ανωμαλίες.
- **Απώλειες κατά την διάρκεια εγκατάστασης της μόνιμης επένδυσης (ground loss during final lining):** Μετά την μεμβράνη προστασίας υπάρχει ένα σύστημα εγκατάστασης μόνιμης επένδυσης στα TBM. Καθώς τα τεμάχια αυτά τοποθετούνται υπάρχει κενό ενδιάμεσα από μη στηριγμένο έδαφος. Το κενό αυτό είναι η διαμετρική διαφορά της μεμβράνης και της ακολουθούμενης επένδυσης. Συνήθως καλύπτεται από διάχυση ενεμάτων.
- **Απώλειες μετά την εφαρμογή ενέματος (ground loss after grouting):** Οι παραμορφώσεις συνεχίζονται και μετά την διάχυση του ενέματος όπως: τελική μορφή του πήγματος του ενέματος, προσαρμογή του έδαφος στην τελική επένδυση, μακροχρόνιες μετακινήσεις κτλ.

Ο Attewell (1978) παρουσίασε μια προσεγγιστική μέθοδο για τον υπολογισμό των επιμέρων αυτών απωλειών. Η έρευνα του βασίστηκε σε πειραματικά δεδομένα αλλά και της επιτόπου παρατηρήσεις. Η μέθοδος του εφαρμόζεται αρκετά και θεωρείται η πιο διαδεδομένη.



Σχήμα 10: Ενδεικτικό σχέδιο επιμέρων απωλειών.



Σχήμα 11: Καμπύλες Attewell (1977).

Ο συντελεστής εδαφικής απώλειας (V_s / V_o) εξαρτάται κυρίως από τον συντελεστή υπερφόρτισης (overload factor) (Peck 1969):

$$\text{Overload Factor: } N_s = \frac{\sigma_v - p_\alpha}{(\sigma_c/2)} \quad (28)$$

όπου: σ_v = κατακόρυφη αρχική γεωστατική τάση στον άξονα της σήραγγας.

p_α = η πίεση που ασκείται στο μέτωπο της εκσκαφής π.χ. στην περίπτωση εκσκαφής με TBM

σ_c = η αντοχή της βραχώμαζας/εδάφους σε μοναξονική θλίψη. Στην περίπτωση αστοχίας κατά Mohr-Coulomb:

$$\sigma_c = 2c \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (29)$$

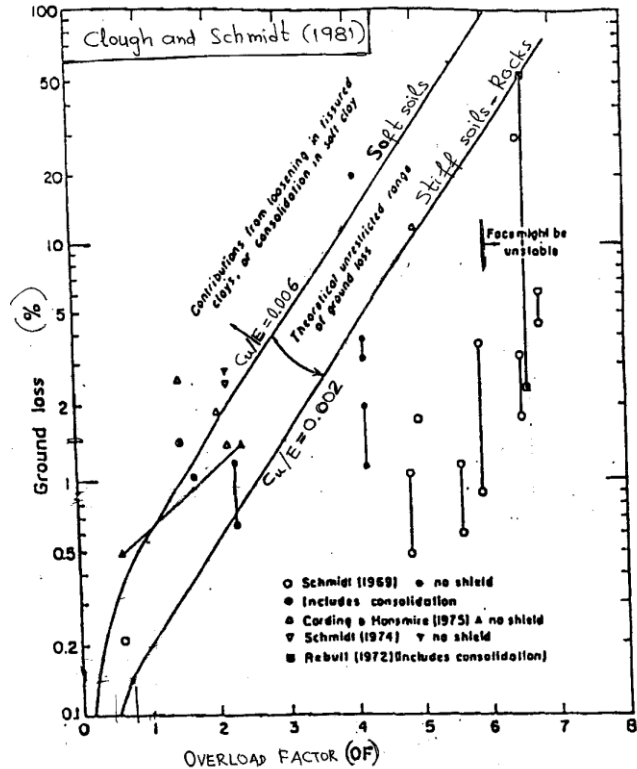
Από την εργασία των Clough and Schmidt (1981) μπορεί να διατυπωθούν οι εξής εμπειρικές σχέσεις για την εκτίμηση του συντελεστή εδαφικής απώλειας (βλέπε Σχήμα 3):

(α) Για προσεκτική κατασκευή του έργου:

$$\left(\frac{V_s}{V_o}\right) = 0.002 \exp(N_s - 1) \quad (30)$$

(β) Για συνήθη επιμέλεια κατασκευής του έργου:

$$\left(\frac{V_s}{V_o}\right) = 0.004 \exp(N_s - 1) \quad (31)$$



Σχήμα 12: Εκτίμηση του συντελεστή εδαφικής απώλειας ($volume\ loss = ground\ loss$).

Σημειώνεται ότι για τιμές του $N_s < 1$, η βραχώμαζα γύρω από τη σήραγγα παραμένει στην ελαστική περιοχή ενώ για τιμές του $N_s > 6$ συνήθως παρουσιάζονται προβλήματα λόγω αστάθειας (κατάρρευσης) του μετώπου εκσκαφής.

Οι Broms και Bennermarken (1967) διατύπωσαν επίσης μια σχέση μεταξύ του δείκτη σχετικής απώλειας και του συντελεστή υπερφόρτισης:

$$N = \frac{\sigma_v - \sigma_t}{s_u} \quad (32)$$

Όπου:

σ_v : συνολική τάση προ φόρτισης στον άξονα της σήραγγας (συμπεριλαμβανομένου τυχόν υπερφορτίσεων).

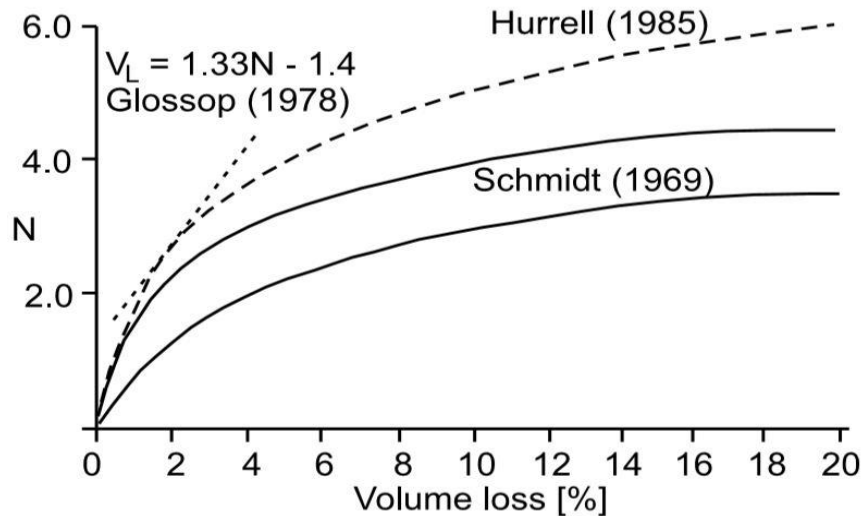
σ_t : αντοχή της μόνιμης επένδυσης (αν υπάρχει).

s_u : αστράγγιστη διαμητική αντοχή της αργίλου.

Για $N < 2$ το έδαφος περιμετρικά θεωρείται ελαστικό με ευσταθές μέτωπο (Lake et al. 1992).

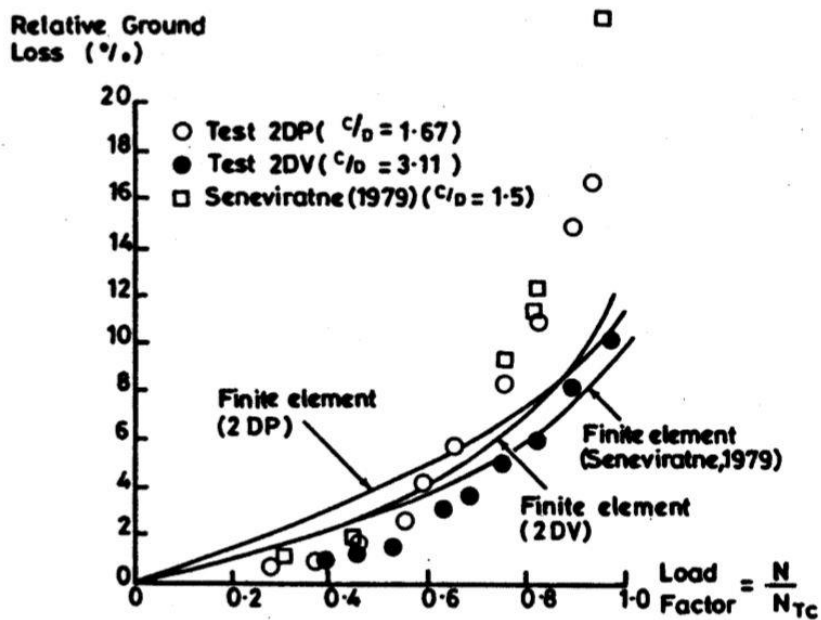
Για N από 2 έως 4 τοπική ζώνη πλαστικότητας εμφανίζεται γύρω από την σήραγγα ενώ

για N από 4 έως 6 το έδαφος συμπεριφέρεται πλαστικά παντού και για N μεγαλύτερο του 6 οδηγούμαστε στην αστάθεια μετώπου.



Σχήμα 13: Καμπύλες συσχέτισης σχετικής απώλειας V_L και συντελεστής υπερφόρτισης N (Lake et al, 1992).

Για ανυποστήρικτη σήραγγα (δηλαδή $\sigma_v=0$) οι Mair & Taylor (1993) παρουσίασαν το προφίλ του N με το βάθος υποστηρίζοντας ότι ο συντελεστής υπερφόρτισης για την περίπτωση την αργίλου του Λονδίνου είναι μεταξύ του 2.5 και 3. Ο Lake et al. (1992) συνόψισε τις προτεινόμενες τιμές από διάφορους ερευνητές (Σχήμα 3). Είναι εμφανές ότι όταν το N παίρνει την τιμή 2 ο δείκτης σχετικής απώλειας κυμαίνεται από 1.5% έως 3%.



Σχήμα 14. Καμπύλες συσχέτισης σχετικής απώλειας V_L και συντελεστής φόρτισης LF (after Mair et al. 1992).

Ο Davis et al. (1980) έδειξε ότι για αβαθείς σήραγγες ο συντελεστής υπερφόρτισης στην αστοχία διαφέρει με το βάθος. Ο Mair et al. (1981) εισήγαγε την έννοια του συντελεστή φόρτισης για να λάβει υπόψη το γεγονός αυτό. Ο συντελεστής φόρτισης ορίζεται ως:

$$LF = \frac{N}{N_{TC}} \quad (33)$$

Όπου N είναι ο συντελεστής υπερφόρτισης κατά την κατασκευή ενώ N_{TC} αντίστοιχα στην κατάρρευση. Το σχήμα 4 παρουσιάζει τα αποτελέσματα από την επίπεδη ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων και επιτόπου δοκιμών. Το γράφημα δείχνει ότι η σχετική απώλεια είναι μικρότερη του 3% για συντελεστή φόρτισης μικρότερο του 0.5.

Οι O'Reilly & New (1982) παρουσίασαν αποτελέσματα από το πεδίο για την περίπτωση διάνοιξης σηράγγων χωρίς πιέσεις μετώπου (open shield tunneling) σε άργιλο του Λονδίνου και βρήκαν τιμές του V_L 1-2%. Η τιμή του 1.4% αναφέρθηκε από τους Attewell & Farmer (1974) στην κατασκευή της γραμμής Jubilee Line κάτω από το Green Park του Λονδίνου, πάλι εντός ορίων. Μεγαλύτερες τιμές ωστόσο μετρήθηκαν από τον Standing et al. (1996) στην γραμμή Jubilee Line Extension στο πάρκο St. James's Park του Λονδίνου. Οι τιμές ήταν 3.3% και 2.9% δυτικά και ανατολικά αντίστοιχα. Ο Barakat (1996) ανέφερε τιμή του V_L μεταξύ 1.0% και 2.9% στην κατασκευή της Heathrow Express γραμμής με χρήση μετωπικής πίεσης.

Σήραγγες με χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ως υποστήριξη είχαν παρόμοιες τιμές απώλειας. Για την περίπτωση της γραμμής του μετρό στο Heathrow, όπου υπήρξε η άργιλος του Λονδίνου, το V_L ήταν 1.0%-1.3% αναφερόμενες από τους New & Bowers (1994) και Deane & Bassett (1995).

Ο Burland et al. (2001) υπογράμμισε την σπουδαιότητα της σχετικής ογκομετρικής απώλειας στην διάνοιξη σηράγγων και πρότεινε συγκεκριμένα όρια των συμβατικών τιμών.

Τιμές της εδαφικής απώλειας από βιβλιογραφικές έρευνες:

Case	H (m)	C (m)	D (m)	C/D	V _L (%)	Soil conditions	Reference
Ayrshire Joint Drainage Scheme	6.25	4.8	2.9	1.66	0.7	Fine to medium slightly silty sand; loose and medium density	O'Reilly and New (1982)
WNTDC Lumb Brook Sewer	6.5	4.7	3.6	1.31	0.5	Medium/dense sands and gravel with a little clay	O'Reilly and New (1982)
Second Heinoord Tunnel	14.5	10.37	8.3	1.25	0.21	Dense sand	Netzel (2009)
	15.0	10.8	8.3	1.31	0.22		
	15.0	10.8	8.3	1.31	0.7		
	15.7	11.6	8.3	1.39	0.44		
	16.7	12.6	8.3	1.51	0.38		
	16.7	12.6	8.3	1.51	0.55		
	20.0	15.8	8.3	1.91	1.2		
Botlek Railway Tunnel	13.1	8.3	9.65	0.86	1.11	Holoceen and Pleistoceen sand	Netzel (2009)
	18.5	13.7	9.65	1.42	0.5		
	21.7	16.9	9.65	1.75	0.5		
Sophia Railway Tunnel	12.4	7.6	9.5	0.8	0.55	Pleistoceen sand	Netzel (2009)
	14.9	10.1	9.5	1.1	0.21		
	14.9	10.1	9.5	1.1	0.7		
	19.4	14.7	9.5	1.5	0.15		
	19.4	14.7	9.5	1.5	0.5		
	19.9	15.1	9.5	1.6	0.25		
	19.9	15.1	9.5	1.6	0.94		
	21.3	16.6	9.5	1.7	0.14		
	21.5	16.75	9.5	1.8	0.65		
	21.5	16.75	9.5	1.8	1.2		

Case	H (m)	C (m)	D (m)	C/D	V _L (%)	Soil conditions	Reference
Madrid Metro Extension	10.3	5.9	8.88	0.66	0.54	Stiff clay	Melis et al. (2002)
	12.43	8	8.88	0.9	0.87		
	14.61	10.17	8.88	1.15	0.6		
	15.7	11.26	8.88	1.27	0.84		
	16.12	11.68	8.88	1.32	0.83		
	16.7	12.27	8.88	1.38	0.5		
	19.23	14.79	8.88	1.67	0.58		
Heathrow Express Trail Tunnel	21	16.67	8.66	1.9	1.15	London clay	Bowers et al. (1996)
Waterloo	11.7	8.45	6.5	1.3	1.1	London clay	Harris et al. (1994)
Garrison Dam Test Tunnel	11	8.25	5.5	1.5	0.9	Clay-shale and lignite	Peck (1969)
Baulos 25	8.45	5.2	6.5	0.8	1.8	Frankfurt clay	Macklin (1999)
Barcelona Subway	10	6	8	0.75	1.2	Red and brown clay with some gravel	Ledesma and Romero (1997)
London Transport Experimental Tunnel	10	7.9	4.15	1.91	1	Dense sandy gravel overlain with made ground of soft clay with sand and gravel	O'Reilly and New (1982)

Σχήμα 15. Τιμές της εδαφικής απώλειας για αργιλικά και αμμώδη εδάφη (Minh Ngan Vu 2016).

Ground conditions	Ground support method in tunnels	Ground loss V_s/V_{exc} (%)	Remarks
Stiff fissured clay	Shield or none	0.5 - 3.0	considerable data available; loses normally 1 - 2 %
Glacial deposits	Shield in free air	2.0 - 2.5	
Glacial deposits	Shield in compressed air	1.0 - 1.5	compressed air used to control ground movements
Recent silty clay deposits ($C_u = 10 - 40$ KN/m ²)	Shield in free air	30.0 - 45.0	failure or near failure conditions
Recent silty clay deposits ($C_u = 10 - 40$ KN/m ²)	Shield in compressed air	5.0 - 20.0	some partial face value included

Ground conditions	Ground loss V_s/V_{exc} (%)	Remarks
Dense sand	0.5 - 1.0	In the case of dilating soils, 1% of the tunnel volume excavated
Medium sand	1.0 - 2.5	1% to 2% for well-constructed tunnels in cohesionless soils
Loose sand	3.0 - 5.0	loosely-compacted soil gives upper limit of 5 %

Σχήμα 16. Τιμές της εδαφικής απώλειας για συνεκτικά(πάνω) και μη συνεκτικά (κάτω) εδάφη (O'Reilly & New 1982).

2.3.4. Τυπική απόκλιση της καμπύλης καθιζήσεων ή i_x

Η παράμετρος i καθορίζει το πλάτος του προφίλ των καθιζήσεων στην εγκάρσια διεύθυνση. Είναι το σημείο μέγιστης κλίσης και μιλώντας στατιστικά η τυπική απόκλιση της κατανομής σφάλματος. Οι O'Reilly & New (1982) μελετώντας 19 περιπτώσεις κατασκευής σηράγγων σε αργιλικά εδάφη κατέληξαν σε μια γραμμική σχέση μεταξύ του βάθους z_0 και του i .

Για συνεκτικά εδάφη:

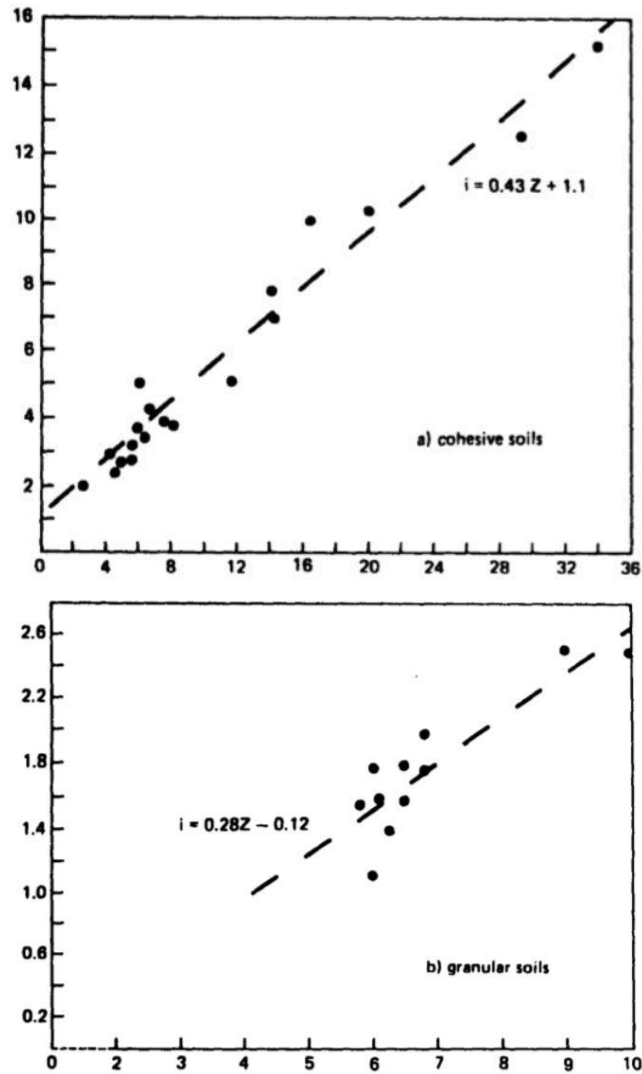
$$i = 0.43Z + 1.1 \text{ (m)} \quad (34)$$

Για μη συνεκτικά εδάφη:

$$i = 0.28Z - 0.12 \text{ (m)}$$

(35)

Όπου τα z_0 και i σε μέτρα.



Σχήμα 17. Γραφική παράσταση της σχέσης (1) και (2).

Οι O'Reilly & New (1982) απλοποίησαν την παραπάνω σχέση σε:

$$i = K z_0$$

(36)

Ground conditions	Ground support method in tunnels	Trough width parameter, constant, K
Stiff fissured clay	Shield or none	0.4 - 0.5
Glacial deposits	Shield in free air	0.5 - 0.6
Glacial deposits	Shield in compressed air	0.5 - 0.6
Recent silty clay deposits ($C_u = 10 - 40 \text{ KN/m}^2$)	Shield in free air	0.6 - 0.7
Recent silty clay deposits ($C_u = 10 - 40 \text{ KN/m}^2$)	Shield in compressed air	0.6 - 0.7

Σχήμα 18. Τιμές του K για διάφορες περιπτώσεις (O'Reilly & New 1982).

Για τα δικά τους δεδομένα ισχυρίστηκαν ότι σε συνεκτά αργιλικά εδάφη το K μπορεί να ληφθεί 0.5 και 0.25 σε μη συνεκτά για την πλειονότητα των περιπτώσεων σχεδιασμού. Για σκληρές και μαλακές αργίλους η τιμή αντίστοιχα μπορεί να παρθεί 0.4 και 0.7. Αν και είναι δύσκολο να εκτιμηθεί η τιμή K για μη συνεκτά εδάφη οι O'Reilly & New (1982) πιστεύουν ότι η τιμή κυμαίνεται στο 0.2-0.3. Ο Rankin (1988) μετά από παρόμοια έρευνα αλλά με μεγαλύτερα δεδομένα κατέληξε επίσης στην τιμή 0.5 για αργίλους.

Οι Kimura & Mair (1981) παρουσίασαν ανάλογα αποτελέσματα. Μάλιστα ισχυρίστηκαν ότι η τιμή $K=0.5$ είναι ανεξάρτητη του βαθμού υποστήριξης. Άλλο ένα χρήσιμο συμπέρασμα τους ήταν ότι το K δεν εξαρτάται από την μέθοδο της διάνοιξης.

Από τις εργασίες των Peck et al (1969) και του Attewell (1977) μπορούν να διατυπωθούν οι εξής εμπειρικές σχέσεις για κυκλική σήραγγα ακτίνας (α):

(α) Σε μαλακές έως σφιφρές αργίλους:

$$\left(\frac{i}{\alpha}\right) = \left(\frac{z}{2\alpha}\right)^{0.8} \quad (37)$$

(β) Σε σκληρές αργίλους, μαλακούς βράχους και μη-συνεκτικά εδάφη (άμμους) πάνω από τη στάθμη του υπόγειου ορίζοντα:

$$\left(\frac{i}{\alpha}\right) = 0.6 \left(\frac{z}{2\alpha}\right)^{0.5} \quad (38)$$

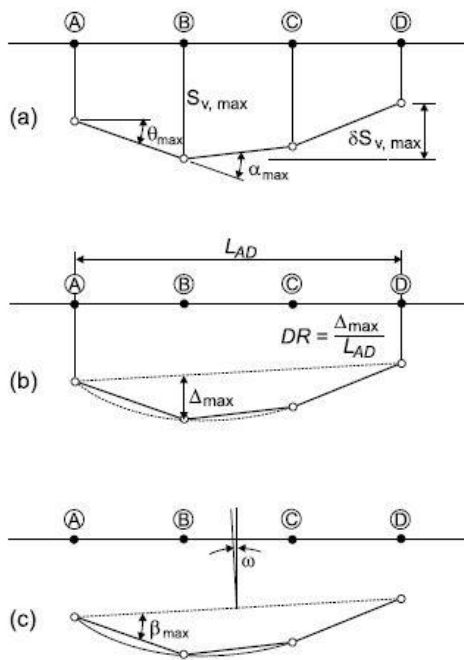
Συγκεντρωμένα οι σχέσεις υπολογισμού φαίνονται στο παρακάτω πίνακα.

Name	<i>i</i>- value	Remark
Peck (1969)	$\frac{i}{R} = \left(\frac{z_0}{2R}\right)^n : n = 0.8 \text{ to } 1.0$	Based on field observations
Atkinson & Potts (1979)	$i = 0.25(z_0 + R) : \text{for loose sand,}$ $i = 0.25(1.5z_0 + 0.5R) : \text{for dense sand and over consolidated clay}$	Based on field observations and model tests
O'Reilly & New (1982)	$i = 0.43z_0 + 1.1 : \text{cohesive soil}$ $i = 0.28z_0 - 0.1 : \text{granular soil}$	Based on field observations of UK tunnels
Mair (1993)	$i = 0.5z_0$	Based on field observations worldwide and centrifuge test
Attewell (1977)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{z_0}{2R}\right)^n : \alpha = 1 \text{ and } n = 1$	Based on field observations of UK tunnels
Clough & Schmidt (1981)	$\frac{i}{R} = \alpha \cdot \left(\frac{z_0}{2R}\right)^n : \alpha = 1 \text{ and } n = 0.8$	Based on field observations of US tunnels

Σχήμα 19. Βιβλιογραφικές σχέσεις υπολογισμού *i*.

2.4. Κατασκευές

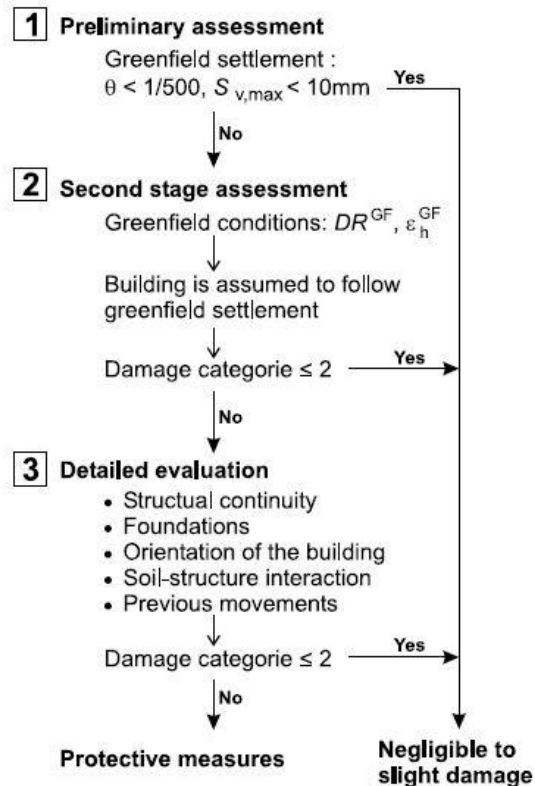
Έχει διατυπωθεί προηγουμένως ότι η κατασκευή σήραγγας σε χαλαρά εδάφη προκαλεί εδαφικές παραμορφώσεις, που εκδηλώνονται σε μορφή επιφανειακών καθιζήσεων. Σε κατοικημένες περιοχές οι επιφανειακές μετακινήσεις μπορούν να επηρεάσουν τις προϋπάρχουσες επιφανειακές ή υπόγειες κατασκευές. Η πρόβλεψη των επιπτώσεων αυτών αλλά και το επίπεδο των αναμενόμενων βλαβών είναι ένα πολύ σημαντικό κομμάτι του σχεδιασμού και της διαδικασίας κατασκευής. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει μια προσπάθεια σύνοψης της στρατηγικής και της φιλοσοφίας της πρόβλεψης των ζημιών και της κατηγοριοποίησης τους.



Σχήμα 20: Ορισμός παραμορφωσιακών μεγεθών (Burland & Wroth 1974) και των επίπεδων εκτιμήσεων ζημιών.

Το 1974 οι Burland & Wroth εισήγαγαν ποικίλες παραμέτρους για την ποσοτική εκτίμηση των παραμορφώσεων της κατασκευής. Οι εννιά παράμετροι αυτοί προσδιορίζουν έμμεσα ή άμεσα την παραμορφωμένη κατασκευή. Η απεικόνισή τους φαίνεται στο σχήμα 20 και περιλαμβάνει:

1. s : καθίζηση ή η κατακόρυφη μετακίνηση ενός σημείου. Οι θετικές τιμές υποδηλώνουν μετακίνηση προς τα κάτω.
2. δS_v : διαφορική ή σχετική καθίζηση μεταξύ δύο σημείων.



3. θ : περιστροφή ή κλίση. Περιγράφει την αλλαγή της γωνίας του ευθύγραμμου τμήματος που ενώνει δύο σημεία αναφοράς της κατασκευής.
4. α : γωνιακή παραμόρφωση. Θετικές τιμές δηλώνουν κοίλη ζώνη και αρνητικές ζώνη κύρτωσης.
5. Δ : σχετική εκτροπή. Περιγράφει την μέγιστη καθίζηση σε σχέση με την ευθεία που ενώνει δύο σημεία αναφοράς με μήκος L . Θετικές τιμές σημαίνει κοίλη ζώνη.
6. DR : δείκτης εκτροπής. Είναι ο λόγος της σχετικής εκτροπής Δ ως προς το μήκος αναφοράς L , $DR = \Delta/L$.
7. ω : κλίση στερεού. Περιγράφει την συνολική κλίση της όλης κατασκευής ως στερεό (άκαμπτο) ή ενός μεγάλου μέρους της. Δύσκολα υπολογίζεται καθώς οι κατασκευές δεν είναι άκαμπτες.
8. β : σχετική περιστροφή ή γωνιακή παραμόρφωση. Είναι η αλλαγή της γωνίας της ευθείας που ενώνει δύο σημεία αναφοράς σε σχέση με την κλίση στερεού ω .
9. ϵ_h : μέση οριζόντια παραμόρφωση. Είναι η αλλαγή του μήκους αναφοράς L και ορίζεται ως $\delta L/L$.

Οι παραπάνω ορισμοί αφορούν μόνο στην περίπτωση της επίπεδης παραμόρφωσης. Φαινόμενα της τρίτης διάστασης δεν περιλαμβάνονται σε αυτά.

Μετά την εισαγωγή των παραπάνω εννοιών από τους Burland & Wroth, αυτά υιοθετήθηκαν παγκοσμίως. Ο Rankin (1988) ωστόσο ανέφερε ότι απαιτούνται πολλά σημεία αναφοράς για την ουσιαστική ποσοτική εκτίμηση κάτι το οποίο είναι σπάνια διαθέσιμο σε έργα μηχανικού.

2.4.1. Επίπεδα Εκτίμησης Ζημιών

Η πλέον διαδεδομένη φιλοσοφία της εκτίμηση των ζημιών είναι αυτή που χωρίζεται σε τρία επίπεδα (three stage damage assessment). Σχηματικά παρουσιάζεται στο σχήμα 20.

2.4.1.1. Προκαταρκτικό Επίπεδο (preliminary assessment)

Στο επίπεδο αυτό η κατασκευή δεν λαμβάνεται υπόψη. Αντιθέτως, κατασκευάζεται το προφίλ των καθιζήσεων ελευθέρου πεδίου (greenfield settlement). Ο Rankin (1988) παρουσίασε κατευθυντήριες γραμμές του πως η μέγιστη καθίζηση και η μέγιστη κλίση επηρεάζουν τις ζημιές στην κατασκευή. Έδειξε λοιπόν ότι για κλίση θ μικρότερης της τιμής $1/500$ και μέγιστης καθιζήσης $S_{v,max}$ 10mm το ρίσκο των ζημιών μπορεί να αμεληθεί. Κατασκευές που βρίσκονται σε ζώνη όπου τα μεγέθη αυτά, σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου, είναι μικρότερα από τα προαναφέροντα αναπτύσσουν αμελητέες ζημιές. Για τις κατασκευές αυτές δεν απαιτείται περαιτέρω ανάλυση για εξοικονόμηση υπολογισμών.

Η προσέγγιση αυτή είναι πολύ απλή και συντηρητική καθώς λαμβάνεται υπόψη μόνο το προφίλ των καθιζήσεων σε ελεύθερο πεδίο. Καμία πληροφορία δεν μπορεί να εξαχθεί για την παραμόρφωση της κατασκευής. Οι παραπάνω τιμές μπορούν να

μειωθούν αν πρόκειται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας ή αν πρέπει να ληφθούν πιο αυστηρά όρια. Η παραβίαση των ορίων αυτών μας οδηγεί στον δεύτερο επίπεδο.

2.4.1.2. Δεύτερο Επίπεδο Εκτίμησης

Στο επίπεδο αυτό η κατασκευή θεωρείται μια ελαστική δοκός της οποίας τα θεμέλια ακολουθούν τις μετακινήσεις του προφίλ των καθιζήσεων που προσδιορίζεται από εμπειρικούς τύπους π.χ. Peck & Attewell. Ύστερα υπολογίζονται τα μεγέθη DR^{GF} (ζώνη κύρτωσης και κοίλης) και ϵ_h^{GF} (θλίψη και εφελκυσμός). Με τα μεγέθη αυτά ορισμένα η δοκός θεωρείται ότι ακολουθεί τις παραμορφώσεις του μοντέλου της «ισοδύναμης δοκού» (Burland & Wroth 1974) που αναλύεται παρακάτω. Η αναπτυσσόμενη ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση μας προσδιορίζει και την κατηγορία των ζημιών όπου ανήκει η κατασκευή μας. Οι κατηγορίες αυτές επίσης παρουσιάζονται εν συνεχείας.

Αν και η προσέγγιση αυτή είναι λεπτομερής σε σχέση με την προκαταρκτική εξέταση, πάλι τα αποτελέσματα βασίζονται στο ότι η κατασκευή ακολουθεί το προφίλ των καθιζήσεων του ελευθέρου πεδίου. Ωστόσο, έχει αποδειχθεί (Frischman 1994) από επιτόπου παρατηρήσεις ότι η αλληλεπίδραση της δυσκαμψίας της κατασκευής με το έδαφος μειώνουν τις τιμές του δείκτη εκτροπής και οριζόντιας ανηγμένης παραμόρφωσης. Ο Burland (1995) τόνισε ότι οι ζημιές που προβλέπεται στο επίπεδο αυτό είναι μικρών πιθανοτήτων και ότι οι πραγματικές είναι μικρότερες των προβλεπόμενων.

Για κατασκευές που η κατηγορία ζημιών είναι μεγαλύτερη της 2 απαιτείται η λεπτομερής ανάλυση.

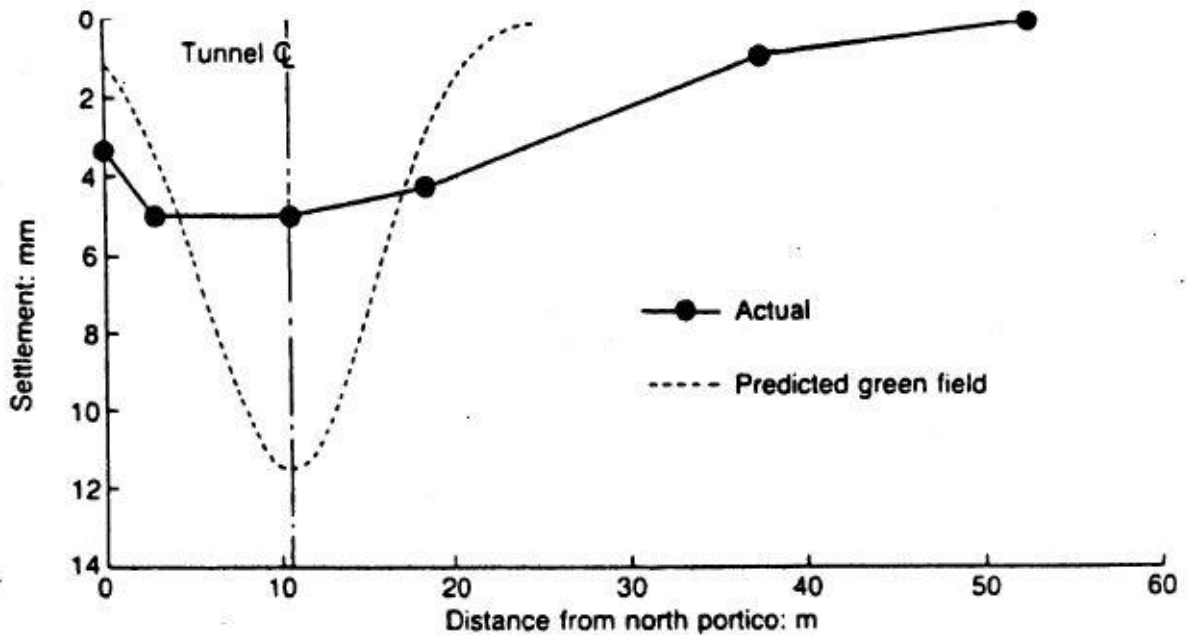
2.4.1.3. Λεπτομερής Ανάλυση

Στο στάδιο αυτό λαμβάνονται υπόψη λεπτομέρειες που αφορούν τις κατασκευές αλλά και την κατασκευή της σήραγγας. Φαινόμενα τρισδιάστατα πρέπει να ληφθούν υπόψη και η κατασκευή πρέπει να οριοθετείται ακριβώς. Η προσομοίωση της κατασκευής πρέπει να είναι όσο τον δυνατόν ακριβής με ιδιαίτερη έμφαση στα θεμέλια και την αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής. Επίσης πρέπει να ληφθεί υπόψη τυχόν προηγούμενες εντατικές καταστάσεις σε έδαφος και κατασκευή.

Το κυριότερο μέλημα στο στάδιο αυτό είναι η αλληλεπίδραση εδάφους και κατασκευής καθώς από ότι φαίνεται η δυσκαμψία της κατασκευής μειώνει τις αναμενόμενες καθιζήσεις. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι το σχήμα 21 όπου για ένα κτίριο στο Λονδίνο συγκρίνεται το προφίλ των καθιζήσεων με ή χωρίς την παρουσία του. Όπως φαίνεται η παρουσία του κτιρίου μειώνει την μέγιστη καθίζηση και την κλίση της καμπύλης. Ανάλογές παρατηρήσεις έχουν γίνει και για την οριζόντια ανηγμένη παραμόρφωση από τον Geddes 1991. Οι Potts & Addenbrooke πρότειναν ότι η

αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής μπορεί να ληφθεί υπόψη και στο στάδιο 2 ώστε να μειωθούν οι λεπτομερείς αναλύσεις.

Ο Burland (1995) τόνισε ότι η λεπτομερής ανάλυση στην πλειονότητα των περιπτώσεων θα μειώσει την κατηγορία βλαβών της κατασκευής. Αν κάτι τέτοιο δεν γίνει το επόμενο βήμα είναι η λήψη προστατευτικών μέτρων.



Σχήμα 21: Mansion House, Λονδίνο.

2.4.2. Κατηγορίες βλαβών

Ο Burland (1997) συνόψισε κάποιες προσεγγίσεις για την ποσοτική εκτίμηση των ζημιών στην κατασκευή. Με βάση τριών κριτηρίων έγινε η κατάταξη των βλαβών.

1. Εξωτερική αισθητική
2. Λειτουργικότητα
3. Ευστάθεια

Ο Burland συμπέρανε ότι η εξωτερική αισθητική μπορεί να επηρεαστεί αν ένα στοιχείο της κατασκευής εκδηλώσει τοπική απόκλιση στην κλίση της τάξεως του 1/250 οριζοντίως ή καθέτως. Αποκλίσεις της τάξεως του 1/100 και/ή δείκτης εκτροπής της τάξεως του 1/250 εμφανίζουν αισθητικές παραμορφώσεις πεντακάθαρα. Ωστόσο, τόνισε ότι οι οπτικές ζημιές είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθούν καθώς είναι ένα κριτήριο υποκειμενικό. Προτάθηκε λοιπόν ένα σύστημα κατηγοριοποίησης των βλαβών βάση της ευκολίας αποκατάστασης. Το σύστημα αυτό παρουσιάζεται στο πίνακα 1. Θα πρέπει να επισημανθεί ότι το εύρος της ρωγμής στο παρακάτω πίνακα

είναι ένας εκ των πολλών παραγόντων για την εκτίμηση των βλαβών και δεν πρέπει να είναι ο μοναδικός.

Κατηγορία βλαβών	Βαθμός κινδύνου	Περιγραφή τυπικής βλάβης / Ευκολία επισκευής
0	Αμελητέος	Τριχοειδείς ρωγμές μικρότερες των 0.1mm.
1	Πολύ μικρός	Λεπτές ρωγμές οι οποίες ευκόλως αντιμετωπίζονται με βάψιμο. Η βλάβη περιορίζεται γενικώς στα τελειώματα της εσωτερικής τοιχοποιίας. Επιθεώρηση από κοντινή απόσταση είναι δυνατόν αν αποκαλύψει μερικές ρωγμές σε εξωτερικά τούβλα ή εξωτερική τοιχοποιία. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 1 mm.
2	Μικρός	Ρωγμές ευκόλως πληρούμενες. Συνήθως απαιτείται βάψιμο. Επαναδιανοιχθείσες ρωγμές είναι δυνατόν να καλυφθούν με κατάλληλα υλικά. Οι ρωγμές είναι ορατές εξωτερικά και μπορεί να απαιτηθεί καθαρισμός και πλήρωση για λόγους υδατοστεγανότητας. Πόρτες και παράθυρα μπορεί να παρουσιάσουν μικρή δυσκολία στο άνοιγμα/κλείσιμο. Τυπικά εύρη ρωγμών έως 5mm.
3	Μέτριος	Οι ρωγμές απαιτούν μερική αποκάλυψη (άνοιγμα) και μπορεί να επιδιορθωθούν από εξειδικευμένος τεχνίτες. Καθαρισμός των εξωτερικών τούβλων και πιθανώς αντικατάσταση τους. Φραγμένα κουφώματα. Σπασμένοι αγωγοί. Η υδατοστεγανότητα είναι ανεπαρκής. Τυπικά εύρη ρωγμών από 5 έως 15mm χωρίς να αποκλείεται η παρουσία των παραπάνω ζημιών και για ρωγμές έως 3mm.
4	Σοβαρός	Εκτεταμένες εργασίες ανακατασκευής, ειδικά αντικατάσταση τμημάτων τοιχοποιίας πάνω από κουφώματα. Τα πλαίσια των κουφωμάτων είναι αποσυνδεδεμένα από την τοιχοποιία και το δάπεδο παρουσιάζει τοπικές ανωμαλίες*. Η τοιχοποιία παρεκκλίνει από τον κατακόρυφο και παρουσιάζει διόγκωση, όπως μερική διόγκωση παρουσιάζουν και οι δοκοί. Αγωγοί πλήρως κατεστραμμένοι. Τυπικά εύρη ρωγμών από 15 έως 25mm αλλά πρέπει να ληφθεί υπόψη και ο αριθμός των ρωγμών.
5	Πολύ σοβαρός	Απαιτούνται σημαντικές εργασίες ανακατασκευής μερικώς ή πλήρως. Οι δοκοί χάνουν την στήριξη τους και οι τοίχοι παρουσιάζουν έντονη κλίση με αποτέλεσμα να χρειάζονται υποστήριξη. Τα παράθυρα είναι σπασμένα λόγω παραμορφώσεων. Κίνδυνος αστάθειας. Τυπικά εύρη ρωγμών μεγαλύτερα των 25mm αλλά πρέπει να ληφθεί υπόψη και ο αριθμός των ρωγμών.

Πίνακας 1: Κατηγορίες ορατών βλαβών σε τοιχοποιία με συγκεκριμένες αναφορές στην ευκολία αντιμετώπισης τους (Burland 1995).

* Τοπικές αποκλίσεις της κλίσης ως προς τον οριζόντιο ή κάθετο επίπεδο μεγαλύτερες της τάξεως του 1/100 είναι εμφανείς οπτικά. Αποκλίσεις άνω των 1/150 είναι μη αποδεκτές.

Στην λίστα αυτή το εύρος της ρωγμής δίνεται ως επιπλέον στοιχείο εκτίμησης βλαβών παρά ως το άμεσο μέτρο έμφασης ή διόρθωσης της ζημιάς. Επίσης πρέπει να τονιστεί ότι η κατάταξη βασίστηκε σε παρατηρήσεις από πλινθοδομή ή πέτρινη τοιχοποιία.

Ο βαθμός επικινδυνότητας αφορά για συμβατικές κατοικίες ή γραφεία. Για ευαίσθητες κατασκευές ο βαθμός επικινδυνότητας ίσως να μην είναι ο κατάλληλος. Ο Burland μάλιστα πρότεινε πιο αυστηρά κριτήρια σε περίπτωση προ υπαρχουσών ρωγμών που μπορεί να οδηγήσουν την κατασκευή σε διάβρωση, διείσδυση βλαβερών υγρών κτλ.

Οι 6 αυτές κατηγορίες μπορούν να συσχετιστούν με την οριακή ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση βάση του πίνακα 2.

Κατηγορία βλαβών	Βαθμός επικινδυνότητας	Οριακή εφελκυστική ανηγμένη παραμόρφωση (%)
0	Αμελητέος	0 – 0.05
1	Πολύ μικρός	0.05 – 0.075
2	Μικρός	0.075 – 0.15
3	Μέτριος	0.15 – 0.3
4 έως 5	Σοβαρός έως πολύ σοβαρός	>0.3

Πίνακας 2: Συσχέτιση κατηγοριών βλαβών με την ανηγμένη εφελκυστική παραμόρφωση (Boscardin & Cording 1989 και Burland 1995).

Οι 6 αυτές κατηγορίες μπορούν να ομαδοποιηθούν σε τρεις μεγάλες ομάδες. Στην πρώτη ομάδα ανήκουν οι κατηγορίες 0 έως 2 και αφορούν την αισθητική της κατασκευής. Στην δεύτερη από 3 έως 4 που αφορούν την λειτουργικότητα και στην τρίτη η 5 που αφορά την ευστάθεια του κτιρίου. Ο διαχωρισμός της κατηγορίας 2 και 3 είναι πολύ λεπτό ζήτημα καθώς γίνεται μετάβαση από την αισθητική του κτιρίου στην λειτουργική του φάση. Ο Burland (1995) τόνισε επίσης ότι οι ζημιές από 0 έως 2 μπορεί να είναι αποτέλεσμα θερμοκρασιακών μεταβολών. Αντίθετα ζημιές από 3 και άνω οφείλονται σε εδαφικές κινήσεις.

2.4.3. Μέθοδος Burland και Worth

Η καθιέρωση των επιτρεπόμενων τιμών παραμορφώσεων (μετακινήσεων) για διαφορετικούς τύπους κτιρίων, ειδικώς λόγω της διανοίξεως αβαθών σηράγγων, βασίσθηκε σε παρατηρήσεις, οι οποίες συνδύαζαν τα μεγέθη των εκδηλωθεισών οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων με το βαθμό της σοβαρότητας των προκληθεισών βλαβών στα εν λόγω κτίρια.

Η πλέον διαδεδομένη μεθοδολογία η οποία ακολουθείται για την μελέτη της επιδράσεως των μετακινήσεων λόγω εκσκαφής σε ένα κτίριο είναι αυτή των Burland και Wroth (1974) κατά την οποία το κτίριο (ή ένας φέρον τοίχος του κτιρίου) θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ως μία ισοδύναμη αβαρής «υψίκορμος δοκός» επί του εδάφους με πλάτος L, ύψος H και μοναδιαίο πάχος. Μολονότι τα συνήθη κτίρια έχουν πολύ πιο πολύπλοκες μορφές, θεωρείται ότι η ανωτέρω απλοποιητική απεικόνιση διευκολύνει κατά πολύ την κατανόηση των διαφόρων παραγόντων, οι οποίοι υπεισέρχονται στο πρόβλημα της ρηγματώσεως τους, λόγω των προκαλούμενων (από τις εργασίες υπόγειας εκσκαφής) μετακινήσεων

στην περιοχή θεμελίωσης τους, με την προϋπόθεση ότι τα γεωμετρικά μεγέθη L και H των ιδεατών «δοκών» έχουν ορισθεί καταλλήλως με βάση τις διαστάσεις των κτιρίων που προσομοιάζουν. Πιο συγκεκριμένα, το θεωρούμενο ύψος της «δοκού» H λαμβάνεται ίσο με το ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης έως το κατώτερο μέρος της στέγης του κτιρίου (σχήμα 22), ενώ το πλάτος της L ταυτίζεται με το άνοιγμα του κτιρίου, το οποίο επηρεάζεται από τις εργασίες διάνοιξης της σήραγγας και ένα τμήμα του είναι δυνατόν να βρίσκεται σε συνθήκες κάμψης (L_s), ενώ το υπόλοιπο να βρίσκεται σε συνθήκες κύρτωσης (L_h). Τα εν λόγω τμήματα του κτιρίου περιορίζονται από το σημείο καμπής και από την έκταση της καμπύλης των καθιζήσεων επιφανείας αντιστοίχως (σχήμα 23).

Είναι αυτονόητο ότι με την ανωτέρω μεθοδολογία ουσιαστικά επιτρέπεται σε κάθε κτίριο να εξετάζεται ξεχωριστά το τμήμα του, το οποίο βρίσκεται δεξιά ή αριστερά από το σημείο καμπής της καμπύλης των καθιζήσεων. Σημειώνεται επίσης ότι εάν μέρος του ανοίγματος του κτιρίου εκτείνεται και πέραν της συνολικής έκτασης που καταλαμβάνει η καμπύλη των καθιζήσεων, τότε αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη στην υλοποίηση του αντιστοίχου απλοποιητικού προσομοιώματος της ιδεατής «δοκού».

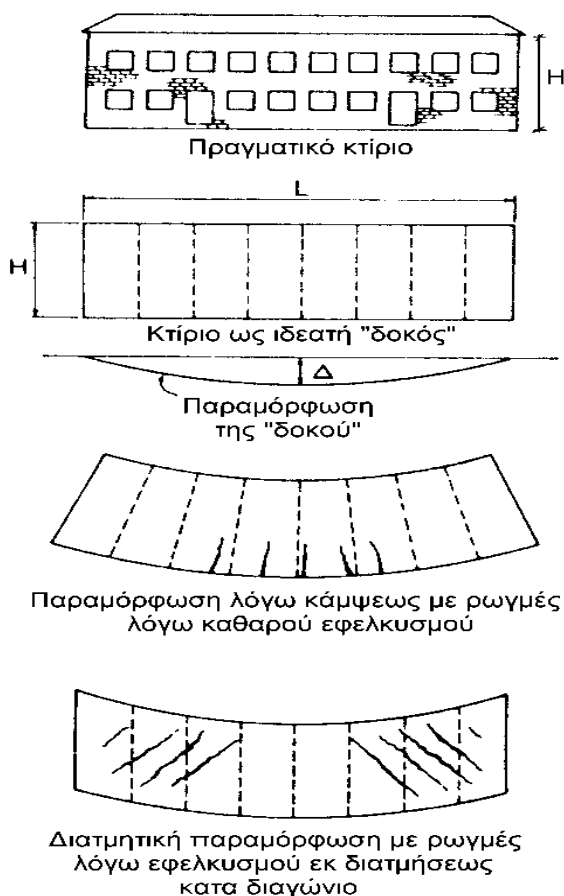
Η «δοκός» θεωρείται ότι είναι ισότροπη με γραμμικά ελαστική συμπεριφορά και ότι η διεύθυνση του άξονα της είναι κάθετη προς τον άξονα της σήραγγας. Κατά τους Burland και Wroth (1974) και Polishin και Tokar (1975) η έναρξη του μηχανισμού ρηγματώσεως της «δοκού» (δηλαδή του κτιρίου) οφείλεται στην εκδήλωση εφελκυστικών παραμορφώσεων. Ωστόσο, είναι η υπέρβαση της κρισίμου εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_{crit} , ή της οριακής εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_{lim} (όπως τελικώς έχει καθιερωθεί ο όρος από τους Burland et al (1977)) η οποία έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων στη «δοκό» (δηλ. στο κτίριο). Κατά συνέπεια είναι αναγκαίο να υπολογισθούν αρχικά οι τιμές των αναπτυσσόμενων εφελκυστικών παραμορφώσεων του προσομοιώματος της δοκού και στη συνέχεια να καθορισθούν εκείνες οι οριακές τιμές τους η υπέρβαση των οποίων συνδυάζεται με την παρουσία εμφανών ρηγματώσεων της.

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

- Οι μέσες τιμές οριακών εφελκυστικών παραμορφώσεων, ϵ_{lim} για τις οποίες παρατηρήθηκαν εμφανείς ρηγματώσεις σε κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία ήταν της τάξεως 0.05% έως 0.1%.
- Σε δοκούς από οπλισμένο σκυρόδεμα η έναρξη δημιουργίας ορατών ρωγμών συνέβαινε για τιμές των εφελκυστικών παραμορφώσεων μικρότερες από 0.03% έως 0.05%.
- Η δημιουργία εμφανών ρηγματώσεων δεν αντιπροσωπεύει απαραίτητως ένα αυστηρό όριο λειτουργικότητας των κτιρίων με βάση την αποδοχή της

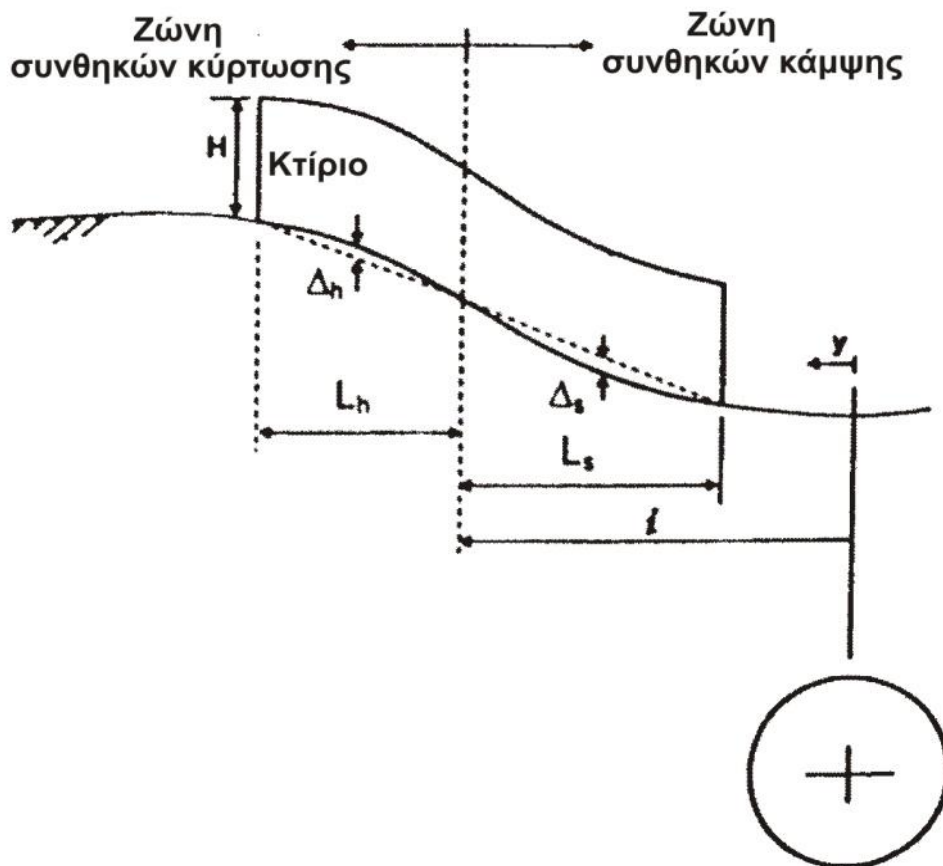
αισθητικής των. Κατά συνέπεια είναι δυνατόν να γίνει αποδεκτή η ανάπτυξη εφελκυστικών παραμορφώσεων σε ένα κτίριο, μεγαλύτερων από εκείνες που καθορίζουν την εμφάνιση ορατών ρωγμών, εφόσον οι εν λόγω ρηγματώσεις ελέγχονται ως προς την εξέλιξη του μεγέθους των.

Για τον καθορισμό του μεγέθους της οριακής εφελκυστικής παραμορφώσεως ϵ_{lim} και άρα του κριτηρίου έναρξης των εμφανών ρηγματώσεων θα πρέπει να προσδιορίσουμε τον τρόπο παραμορφώσεως της «δοκού». Δύο είναι οι οριακοί μηχανισμοί παραμόρφωσης μιας δοκού, οι οποίοι προκαλούν σε αυτήν την ανάπτυξη εφελκυσμού: α) εξαιτίας καθαρής κάμψης, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση εμφανίζεται στην κατώτερη εξωτερική «ίνα» της δοκού και β) εξαιτίας καθαρής διατμήσεως, όπου η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση συμβαίνει κατά τη διαγώνιο της δοκού. Στην πράξη, συνήθως, και οι δύο μηχανισμοί παραμορφώσεως της δοκού λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα. Για τη διευκόλυνση όμως των σχετικών υπολογισμών οι δύο ανωτέρω αιτίες πρόκλησης του μηχανισμού δημιουργίας των εφελκυστικών παραμορφώσεων, θεωρούνται χωριστά (σχήμα 22).



Σχήμα 22. Ρηγμάτωση «δοκού» λόγω κάμψεως και εκ διατμήσεως.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι ιδιαίτερη σημασία για τους υπολογισμούς έχει η θεώρηση της θέσεως του ουδέτερου άξονα της «δοκού» (δηλ. του απλουστευτικού προσομοιώματος του κτιρίου) κατά την παραμόρφωσή της (π.χ. λόγω καθιζήσεων κατά τις εργασίες δημιουργίας υπογείας εκσκαφής). Οι Burland και Wroth (1974) δέχονται ότι κατά την παραμόρφωση ενός κτιρίου, εφ' όσον η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι συμπίπτει με το κατώτερο μέρος της. Η εν λόγω παραδοχή αιτιολογείται από το γεγονός ότι τα στοιχεία της θεμελιώσεως παρουσιάζουν ικανή ακαμψία κατά την παραμόρφωση της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις στα άκρα της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από αυτές που αντιστοιχούν περί το μέσον του. Αντίθετα εάν η ιδεατή καμπύλη των καθιζήσεων που συνδέει τα στοιχεία της θεμελιώσεως έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης), ο ουδέτερος άξονας του προσομοιώματος της «δοκού» θεωρείται ότι βρίσκεται στο μέσον του ύψους της. Στην περίπτωση αυτή οι καθιζήσεις περί το μέσον της «δοκού» (κτιρίου) είναι μεγαλύτερες από εκείνες που αντιστοιχούν στα άκρα του.



Σχήμα 23. Παραμόρφωση κτιρίου λόγω εκσκαφής σήραγγας (Mair et al, 1996).

Οι Burland, Broms και De Mello (1977) χρησιμοποιώντας αρχές της Τεχνικής Μηχανικής έδωσαν τις ακόλουθες μαθηματικές σχέσεις (4.1 και 4.2) για τον προσδιορισμό του λόγου της σχετικής μετατόπισης Δ/L ενός κτιρίου (το οποίο όπως έχει ήδη αναφερθεί εξομοιώνεται με μια ιδεατή «δοκό», με τις ίδιες διαστάσεις), συναρτήσεως της γεωμετρίας του κτιρίου (L , H) των ελαστικών ιδιοτήτων του υλικού κατασκευής του κτιρίου (E , G) και των αναπτυσσόμενων μέγιστων εφελκυστικών παραμορφώσεων για μηχανισμούς καθαρής κάμψης ($\varepsilon_{b\max}$) και καθαρής διάτμησης ($\varepsilon_{d\max}$).

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \varepsilon_{b\max} \quad (39)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \varepsilon_{d\max} \quad (40)$$

όπου:

H: το ύψος του κτιρίου (σχήμα 22).

L: άνοιγμα του κτιρίου (σχήμα 23).

E και G: είναι αντιστοίχως το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης του υλικού κατασκευής κτιρίου (το οποίο προσομοιώνεται ως «δοκός»). Για κτίρια φέρουσας τοιχοποιίας είναι δυνατόν να ληφθεί $E/G=2.6$, (με την σιωπηρή αποδοχή ότι το υλικό τους θεωρείται ισότροπο, οπότε ο λόγος Poisson $\nu = 0.3$), ενώ για κτίρια με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα επί μεμονωμένων πεδίων λαμβάνεται $E/G = 12.5$ (με τη θεώρηση ισοδύναμης ακαμψίας των κτιρίων, λαμβανομένου υπόψη και των «ανοιγμάτων» τους).

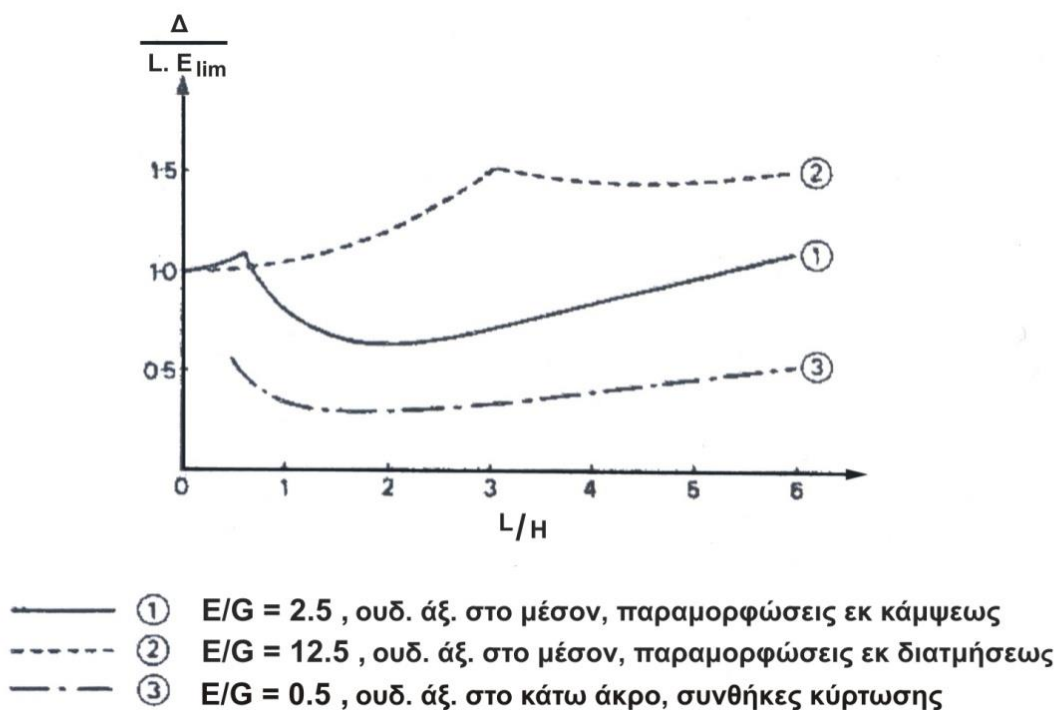
I: η ροπή αδρανείας της ισοδύναμου «δοκού» μοναδιαίου πάχους, η οποία λαμβάνεται ως $H^3/12$ στην περίπτωση που η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και $H^3/3$ στην περίπτωση όπου έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).

t: η μέγιστη απόσταση από τον ουδέτερο άξονα στο άκρο της δοκού, η οποία λαμβάνεται ως $H/2$ στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και H στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης).

Με βάση τα αποτελέσματα σχετικών αναλύσεων αποδεικνύεται ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις επηρεάζονται σημαντικά από την τιμή του λόγου Δ/L και σχεδόν καθόλου από το είδος της φόρτισης επί της «δοκού». Από επιτόπου παρατηρήσεις έχει προκύψει ότι οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ κάμψεως, $\varepsilon_{b\max}$, και εκ διατμήσεως (κατά τη διαγώνιο) $\varepsilon_{d\max}$, λαμβάνουν συνήθως χώρα στο κέντρο και στο τέταρτο του μήκους της «δοκού» αντιστοίχως (σχήμα 22), καθώς και ότι σε συνθήκες κύρτωσης προκαλούνται σημαντικότερες βλάβες από ότι σε συνθήκες κάμψης.

Αντικαθιστώντας στις σχέσεις (39) και (40) τις τιμές ε_{bmax} , ε_{dmax} με την οριακή τιμή της εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_{lim} είναι δυνατόν να εκτιμηθεί η οριακή τιμή του λόγου της σχετικής μετατοπίσεως $(\Delta/L)_{lim}$ του κτιρίου, ως η μικρότερη υπολογισθείσα τιμή εκ των προαναφερθεισών σχέσεων.

Η καμπύλη 1 του σχήματος 24 απεικονίζει τη μεταβολή του μεγέθους $\Delta/L_{\varepsilon_{lim}}$ συναρτήσει των τιμών L/H ενός προσομοιώματος «δοκού» υπό συνθήκες κάμψης με $E/G=2.5$, ενώ οι καμπύλες 2 και 3 συνιστούν επίσης τις γραφικές παραστάσεις της σχέσης $\Delta/L_{\varepsilon_{lim}}=F(L/H)$ μίας «δοκού» με $E/G=12.5$, 0.5 υπό συνθήκες κάμψης και κύρτωσης αντιστοίχως. Το προκύπτον συμπέρασμα από την αξιολόγηση των καμπυλών 1, 2 και 3 είναι ότι ακόμη και με ένα απλό κριτήριο ενάρξεως εμφάνισης των ρηγματώσεων, όπως αυτό του απλουστευτικού προσομοιώματος της «δοκού», το οποίο συνδέει το λόγο Δ/L με την εμφάνιση ρηγματώσεων, ο κρίσιμος λόγος Δ/L μπορεί να μεταβάλλεται σημαντικά, εξαρτώμενος από παράγοντες όπως η μορφή της παραμόρφωσης, η ακαμψία E/G καθώς επίσης και οι διαστάσεις L/H της «δοκού».



Σχήμα 24. Επίδραση παραγόντων στη ρηγμάτωση προσομοιώματος «δοκού».

2.4.4. Η επαλληλία των οριζοντίων παραμορφώσεων

Όπως αναφέρθηκε πριν οι επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις που προκαλούνται από τις εργασίες διάνοιξης μίας αβαθούς σήραγγας δεν είναι μόνον κατακόρυφες, αλλά και οριζόντιες, με συνέπεια τη δημιουργία οριζοντίων παραμορφώσεων ε_h . Οι Boscardin και Cording (1989) συμπεριέλαβαν στις αναλύσεις τους και την ύπαρξη των εν λόγω οριζοντίων παραμορφώσεων ε_h επαλληλίζοντας τις με τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις εκ καθαρής κάμψης (ε_{bmax}) και εκ καθαρής διατμήσεως (ε_{dmax}), προσδιορίζοντας έτσι τις συνολικές (συνιστάμενες) εφελκυστικές παραμορφώσεις των παρακάτω σχέσεων (4.3) και (4.4). Κατά συνέπεια:

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση εκ καθαρής κάμψεως είναι:

$$\varepsilon_{br} = \varepsilon_{bmax} + \varepsilon_h \quad (41)$$

- Η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση (κατά τη διαγώνιο) εκ καθαρής διατμήσεως είναι:

$$\varepsilon_{dr} = \varepsilon_h \left(\frac{1-\nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left(\frac{1+\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_{dmax}^2} \quad (42)$$

όπου ν ο λόγος Poisson του υλικού κατασκευής της «δοκού». Επισημαίνεται ότι οι συνολικές παραμορφώσεις των σχέσεων (41) και (42) αποκτούν τις μέγιστες (άρα και τις πλέον κρίσιμες) τιμές τους για την περίπτωση εφελκυστικής οριζόντιας παραμόρφωσης ε_h . Συνεπώς, για μία «δοκό» μήκους L και ύψους H , με τη βοήθεια των σχέσεων (39), (40), (41) και (42) είναι δυνατόν να εκτιμηθεί η μέγιστη τιμή της συνολικής εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_{max} για δεδομένη τιμή των Δ/L και ε_h συναρτήσει των t , E , G και ν .

Εφαρμόζοντας τις σχέσεις (39), (40), (41) και (42) για ένα προσομοίωμα «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με $E/G=2.60$, $\nu=0.30$ και θέτοντας $\varepsilon_{br}=\varepsilon_{lim}$, $\varepsilon_{dr}=\varepsilon_{lim}$ καθορίζονται οι παρακάτω εξισώσεις (43) και (44), μέσω των οποίων διερευνάται η επίδραση της εφελκυστικής παραμόρφωσης ε_h στον οριακό σχετικό λόγο μετατόπισης Δ/L της εν λόγω «δοκού» για μηχανισμούς παραμόρφωσης καθαρής κάμψης και καθαρής διάτμησης αντιστοίχως.

- Καθαρή Κάμψη:

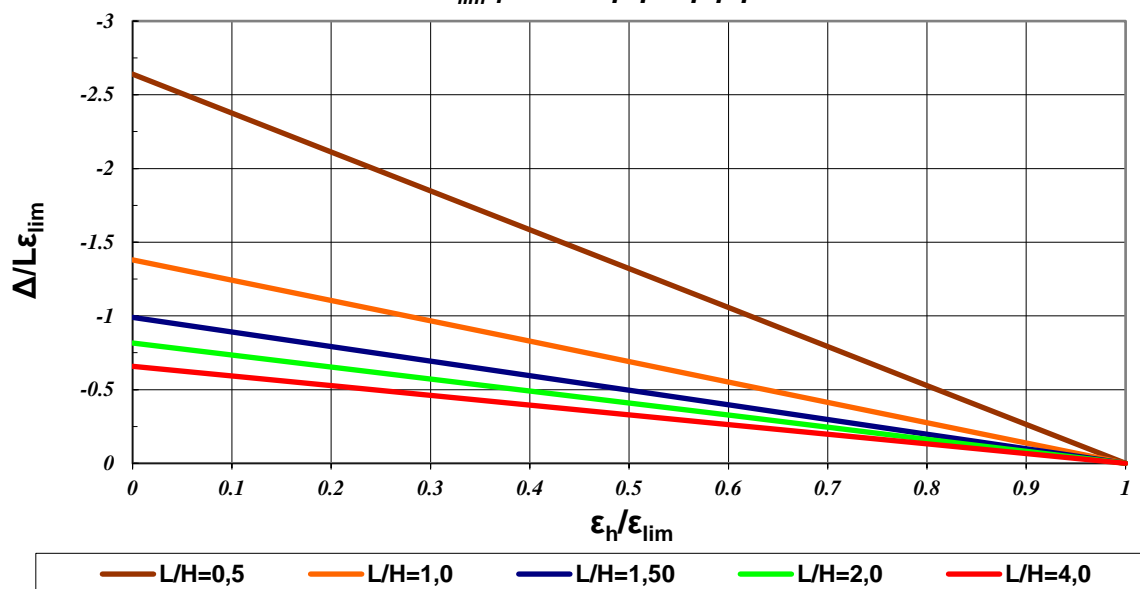
$$\frac{\Delta}{L \varepsilon_{lim}} = \left(1 - \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} \right) \left(\frac{L}{12H} + \frac{1.30H}{L} \right) \quad (43)$$

- Καθαρή Διάτμηση:

$$\frac{\Delta}{L\varepsilon_{lim}} = \sqrt{1 - 0.70 \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} - 0.30 \left(\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_{lim}} \right)^2 \left(1 + 0.064 \left(\frac{L}{H} \right)^2 \right)} \quad (44)$$

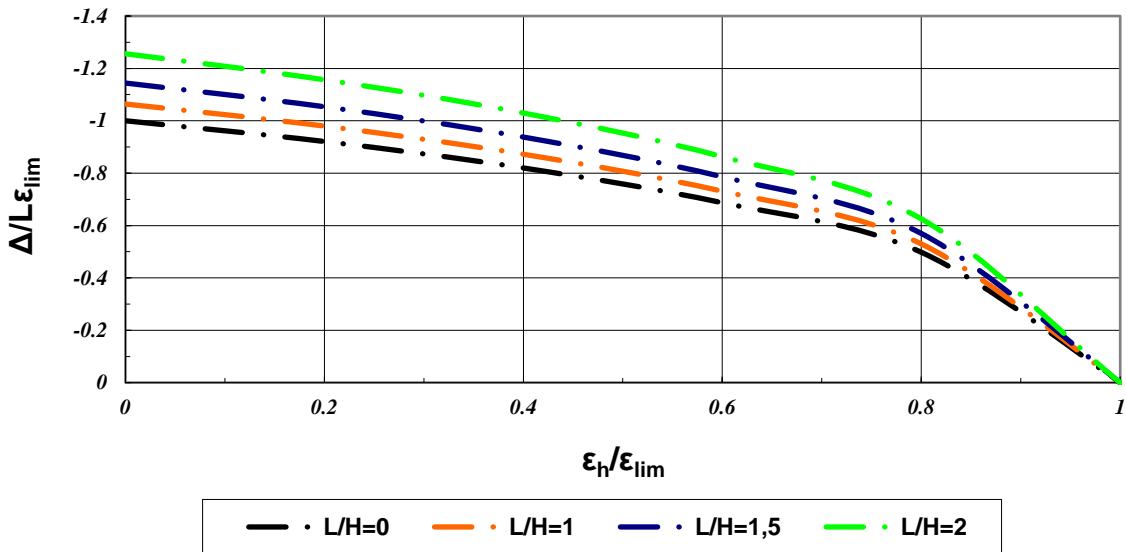
Τα σχήματα 25, 26 και 27 απεικονίζουν γραφικά τις σχέσεις (43) και (44) για διαφορετικές τιμές του λόγου L/H. Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής κάμψης εκ του σχήματος 25 προκύπτει ότι η αύξηση της ε_h προς την οριακή τιμή παραμόρφωσης ε_{lim} έχει ως αποτέλεσμα την γραμμική μείωση της οριακής τιμής του Δ/L για κάθε τιμή του λόγου L/H (έως και της μηδενικής τιμής για $\varepsilon_h = \varepsilon_{lim}$). Για μηχανισμό παραμόρφωσης καθαρής διάτμησης εκ του σχήματος 26 προκύπτει ότι η αύξηση της ε_h έχει ως αποτέλεσμα τη μη γραμμική μείωση της οριακής τιμής του Δ/L με αυξανόμενο ρυθμό προς τη μηδενική τιμή. Επιπλέον παρατηρείται η μικρή ευαισθησία των οριακών τιμών του Δ/L για τις εξετασθείσες τιμές του λόγου L/H=0, 1, 1.5 και 2. Εκ του σχήματος 27 προκύπτει ότι για τιμές L/H>1.5 ο μηχανισμός της καθαρής κάμψης είναι ο καθοριστικός για την εμφάνιση ρηγματώσεων, ενώ για μικρότερες τιμές του L/H προκύπτει ότι η προοδευτική αύξηση της ε_h μεταβάλλει τον καθοριστικό μηχανισμό για την εμφάνιση ρηγματώσεων από καθαρή διάτμηση σε καθαρή κάμψη. Επισημαίνεται ότι τα προαναφερθέντα ισχύουν για ένα προσομοίωμα ισότροπης «δοκού» σε συνθήκες κύρτωσης με E/G=2.60 και, $\nu=0.30$. Για διαφορετικές συνθήκες και για διαφορετικά χαρακτηριστικά «δοκού» θα πρέπει να εκτιμηθούν εκ νέου οι εξισώσεις (43) και (44).

Προσομοίωμα "δοκού" με E/G=2.60, $\nu=0.30$ σε συνθήκες κύρτωσης - Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στον λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για καθαρή κάμψη



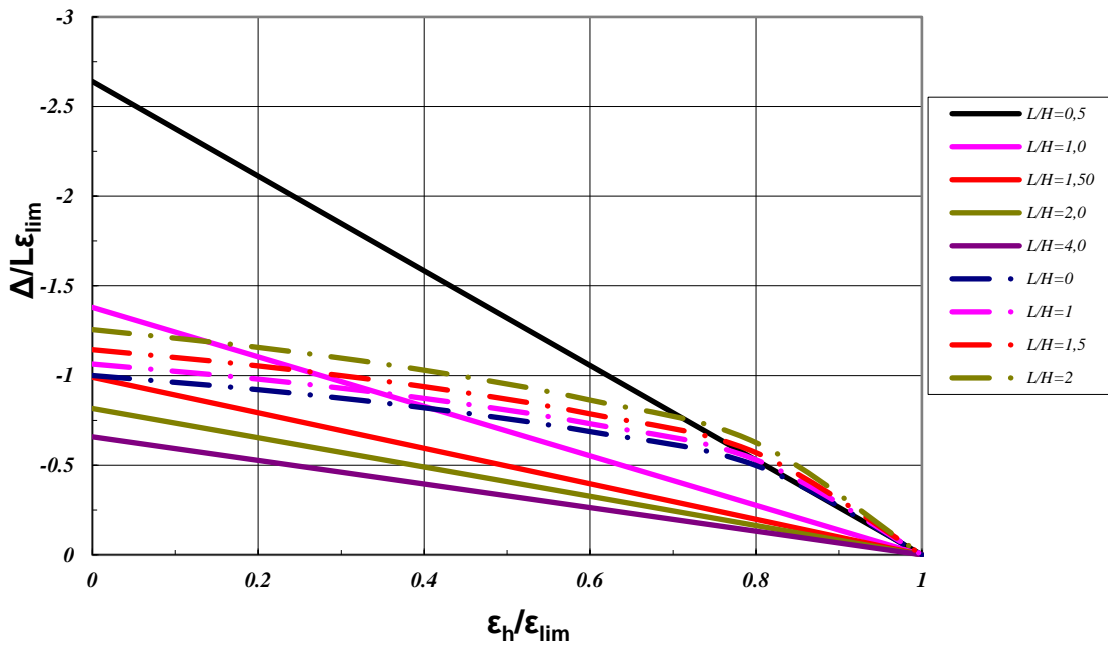
Σχήμα 25. Επιρροή της ε_h στο λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για καθαρή κάμψη.

Προσομοίωμα "δοκού" με $E/G=2.60$, $\nu=0.30$ σε συνθήκες κύρτωσης - Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στον λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για καθαρή διάτμηση



Σχήμα 26. Επιρροή της ε_h στο λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για καθαρή διάτμηση.

Προσομοίωμα "δοκού" με $E/G=2.60$, $\nu=0.30$ σε συνθήκες κύρτωσης - Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στον λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για συνδυασμένη κάμψη και διάτμηση



Σχήμα 27. Επιρροή της ε_h στο λόγο $\Delta/L\varepsilon_{lim}$ για συνδυασμό κάμψης και διάτμησης.

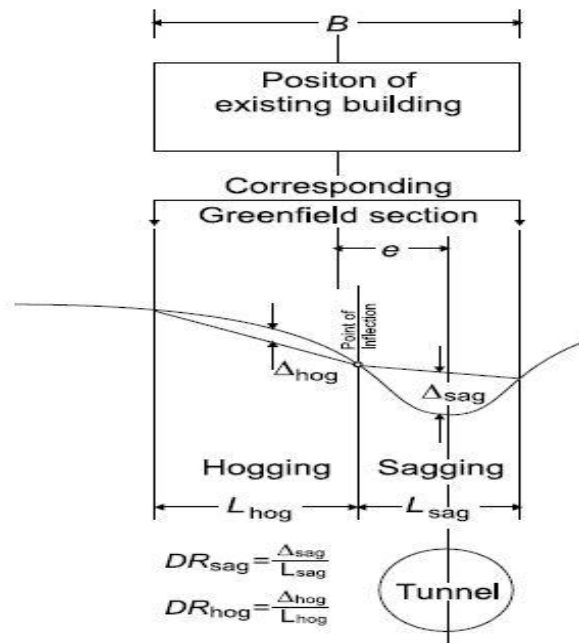
2.4.5. Μέθοδος Potts & Addenbrooke

Το 1997 οι Potts & Addenbrooke παρουσιάζουν μια μέθοδο προσέγγισης η οποία λαμβάνει υπόψη την δυσκαμψία του κτιρίου όταν αυτό παραμορφώνεται από καθιζήσεις λόγω σήραγγας. Η μελέτη τους βασίστηκε σε πάνω από 100 δισδιάστατες αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης στις οποίες το κτίριο προσομοιώθηκε με ελαστική δοκό μέτρου ελαστικότητας E , ροπή αδρανείας I και διατομή A . Ο όρος EI είναι δείχνει την καμπτική δυσκαμψία της κατασκευής ενώ το EA την αξονική. Η σήραγγα βρίσκεται σε βάθος z_0 και παρουσιάζει εκκεντρότητα σε σχέση με τον άξονα της σήραγγας e όπως φαίνεται στο σχήμα 7. Η μελέτη τους επίσης περιλάμβανε πληθώρα των περιπτώσεων όσον αφορά τις τιμές EI και EA . Η δυσκαμψία της κατασκευής σχετίστηκε με το έδαφος μέσω των σχέσεων (45) και (46).

$$\rho^* = \frac{EI}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)^4}; \quad (45)$$

$$\alpha^* = \frac{EA}{E_s \left(\frac{B}{2}\right)} \quad (46)$$

Όπου E_s είναι το διατέμνων μέτρο ελαστικότητας του εδάφους στην παραμόρφωση 0.01% στην δοκιμή τριαξονικής θλίψης ενός δοκιμίου που λήφθηκε από βάθος $z_0/2$. Στις αναλύσεις τους πήρα βάθη 20m και 34m με αντίστοιχα E_s 103MPa και 163MPa.

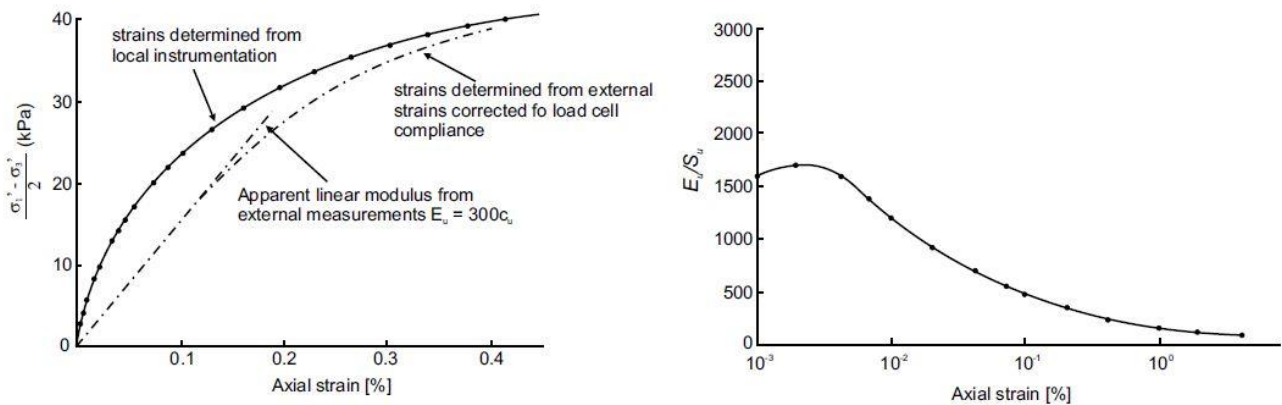


Σχήμα 28. Γεωμετρία μοντέλου Potts & Addenbrooke (1997).

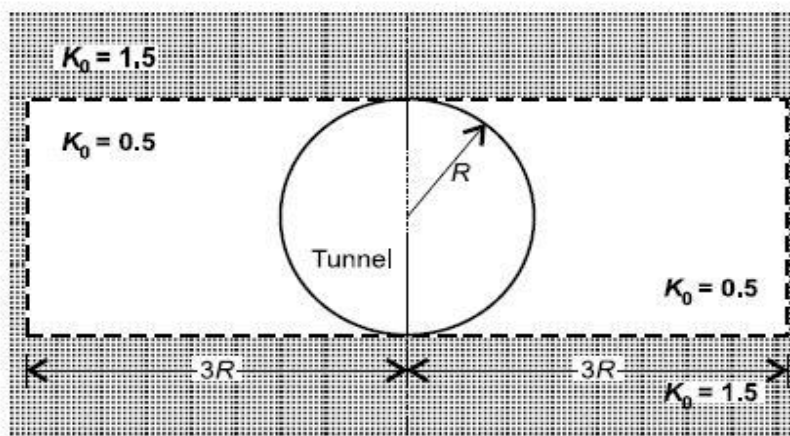
Η ροπή αδρανείας εκφράζεται σε ανά μήκος μονάδα και για αυτό η σχετική καμπτική δυσκαμψία ρ^* είναι σε μονάδες 1/μήκος ενώ η σχετική αξονική δυσκαμψία είναι αδιάστατη.

Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτή είναι ότι η παραμόρφωση της κατασκευής εκφράζεται μόνο μέσα από δυο παραμέτρους.

Το μοντέλο του εδάφους που χρησιμοποιήθηκε περιλάμβανε την άργιλο του Λονδίνου όπως παρουσιάστηκε από τον Jardine (1986). Το υλικό είναι μη γραμμικά ελαστικό πριν την διαρροή (σχήμα 29) με κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και πιθανή πλαστική συμπεριφορά στην επιφάνεια του εδάφους. Το υλικό είναι υπό αστράγγιστες συνθήκες καθώς εξετάζεται μόνο η βραχυχρόνια συμπεριφορά μόνο. Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στα 2m από την επιφάνεια. Ο ουδέτερος συντελεστής γαιών K_0 είναι 1.5 που απομειώνεται σε μια ζώνη ως 0.5 για την καλύτερη πρόβλεψη την επιφανειακών καθιζήσεων (σχήμα 30).



Σχήμα 29. Μοντέλο εδάφους.



Σχήμα 30. Τιμή του K_0 .

Τα κριτήρια που θέσανε στην έρευνα τους ήταν ο συντελεστής εκτροπής DR και η οριζόντια παραμόρφωση ϵ_h . Η παραμόρφωση της κατασκευής σχετίστηκε με αυτή του ελευθέρου πεδίου (greenfield) με τους παρακάτω δείκτες ως:

$$M^{DR_{sag}} = \frac{DR_{sag}}{DR_{sag}^{GF}} \quad (47)$$

$$M^{DR_{hog}} = \frac{DR_{hog}}{DR_{hog}^{GF}} \quad (48)$$

$$M^{\epsilon_{hc}} = \frac{\epsilon_{hc}}{\epsilon_{hc}^{GF}} \quad (49)$$

$$M^{\epsilon_{ht}} = \frac{\epsilon_{ht}}{\epsilon_{ht}^{GF}} \quad (50)$$

Όπου οι δείκτες Sagg και Hog σε κοίλη και κυρτή ζώνη παραμόρφωσης βάση του σχήματος 28. Οι τιμές ϵ_{hc} και ϵ_{ht} αναφέρονται στα μέγιστα που αναπτύσσονται στην περιοχή ενδιαφέροντος δηλαδή κτίριο και όχι στο σύνολο των καθιζήσεων.

Αν το σημείο αλλαγής καμπής βρίσκεται εντός της διατομής όπως αυτή φαίνεται στο σχήμα 28 τότε αναπτύσσονται και οι δυο ζώνες κοίλων και κύρτωσης αντίθετα μόνο μια από αυτές.

Οι Potts & Addenbrooke (1997) εκτέλεσαν μια πολυπαραμετρική ανάλυση όπου οι τιμές ρ^* και α^* είχαν μεγάλο εύρος. Κάποιες από τις αναλύσεις αυτές κατέληξαν σε μη ρεαλιστικά αποτελέσματα κάτι τι οποίο τους βοήθησε να οριοθετήσουν την εφαρμογή της μεθόδου αυτή. Εκτός από τις τιμές ρ^* και α^* οι αναλύσεις τους είχαν και πολυώροφα πλαισιωτά κτίρια με ενδιάμεση απόσταση ορόφων 3.4m. Κάθε όρος χαρακτηρίζεται ως προς την δυσκαμψία του με τους δείκτες $E_{cl_{slab}}$ και $E_{cA_{slab}}$ ενώ η συνολική δυσκαμψία του κτιρίου με τους $E_{cl_{struct}}$ και $E_{cA_{struct}}$. Ο υπολογισμός των δεικτών αυτών έχει ως εξής:

Για n ορόφους η συνολική αξονική δυσκαμψία είναι το άθροισμα των επιμέρων δυσκαμψιών των οροφών.

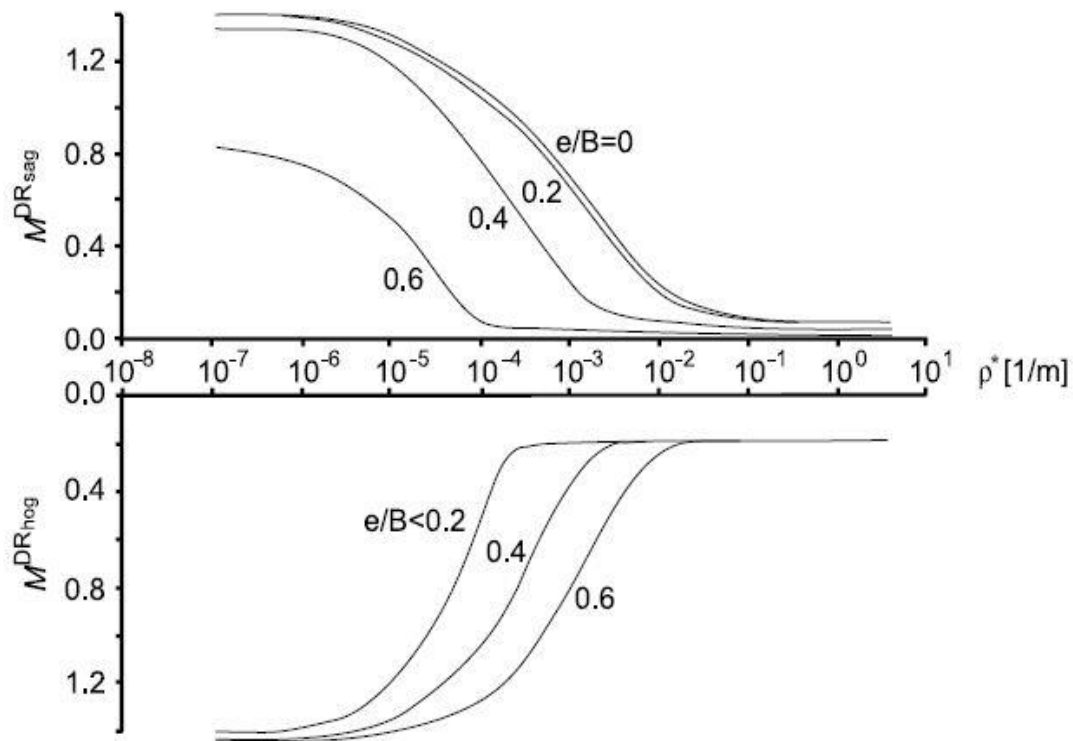
$$(E_c A)_{\text{struct}} = (m + 1) (E_c A)_{\text{slab}} \quad (51)$$

Η συνολική καμπτική δυσκαμψία υπολογίζεται με το θεώρημα παράλληλων αξόνων του Timoshenko (1955).

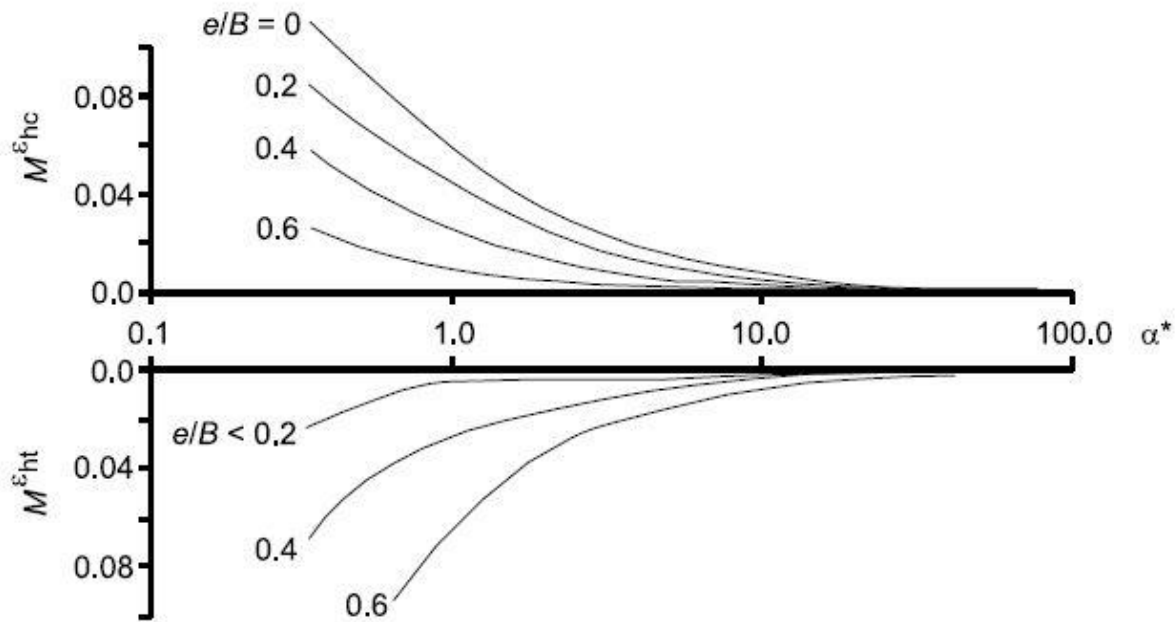
$$(E_c I)_{\text{struct}} = E_c \sum_1^{m+1} (I_{\text{slab}} + A_{\text{slab}} h_m^2) \quad (52)$$

Όπου h_m είναι η απόσταση μεταξύ του άξονα του ορόφου και της συνολικής κατασκευής που βρίσκεται σε $H/2$.

Το παραπάνω τέχνασμα μας οδηγεί σε άκαμπτες πλαισιωτές κατασκευές και συνεπώς υπερεκτιμά την δυσκαμψία την πραγματικής κατασκευής. Δεν υπήρχαν κατακόρυφα φορτία στην μελέτη αυτή και η διεπιφάνεια μεταξύ κατασκευής και εδάφους ήταν τραχύς. Η τιμή της σχετικής απώλειας ήταν 1.5%. Τα αποτελέσματα της έρευνας παρουσιάζονται σε μορφή νομογραφημάτων στα σχήματα 31 και 32.



Σχήμα 31. Τιμές του δείκτη MDR_{sag} και MDR_{hog} (Potts & Addenbrooke, 1997).



Σχήμα 32. Τιμές του δείκτη $M_{\epsilon ht}$ και $M_{\epsilon hc}$ (Potts & Addenbrooke, 1997).

Βασικά συμπεράσματα από την έρευνα των Potts & Addenbrooke (1997).

Από την παραμετρική ανάλυση του δείκτη εκτροπής βρήκαν ότι:

- Για μικρές τιμές του α^* η καθίζηση είναι ίση με αυτή του ελευθέρου πεδίου ανεξαρτήτως του ρ^* .
- Για μικρές τιμές του ρ^* και μεγάλες του α^* ο τροποποιημένος δείκτης εκτροπής M^{DR} είτε αφορά την ζώνη κοίλων είτε κύρτωσης είναι μεγαλύτερος της μονάδας.
- Όσο το ρ^* αυξάνεται από μικρές τιμές οι δείκτες M^{DRsag} και M^{DRhog} παραμένει κοντά στην μονάδα για μικρές τιμές του α^* αλλά μειώνεται για μεγάλες τιμές του α^* με μεγαλύτερη μείωση όσο μεγαλώνει το α^* .
- Όσο το α^* αυξάνεται από χαμηλή τιμή οι δείκτες M^{DRsag} και M^{DRhog} αυξάνονται για εξαιρετικά χαμηλές τιμές του ρ^* αλλά μειώνονται σημαντικά σε μεγάλες τιμές του ρ^* .
- Η αύξηση των δεικτών M^{DRsag} και M^{DRhog} σε μικρές τιμές του ρ^* μπορεί να οδηγήσει σε τιμές μεγαλύτερες της μονάδας. Η συμπεριφορά αυτή εξηγείται από το γεγονός ότι οι συνθήκες κοντά στην επιφάνεια αλλάζουν και από το ότι η επιρροή των ρ^* και α^* στον δείκτη εκτροπής και στην οριζόντια παραμόρφωση είναι μη συζυγές.

Για την αξονική παραμόρφωση συμπεράναν:

- Για μικρές τιμές του α^* η καθίζηση είναι ίση με αυτή του ελευθέρου πεδίου ανεξαρτήτως του ρ^* .

- Όσο το α^* αυξάνεται από χαμηλές τιμές ο τροποποιημένος δείκτης για θλίψη και εφελκυσμό μειώνεται. Οι τιμές των δεικτών είναι ανεξάρτητες του ρ^* και όλα τα αποτελέσματα (για μία δεδομένη γεωμετρία) βρίσκονται σε μια καμπύλη.

3. Αριθμητικές Αναλύσεις (2D)

Οι αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν είναι επίπεδης παραμόρφωσης. Η κατάσταση της επίπεδης παραμόρφωσης είναι αρκετά συνήθης στην Εδαφομηχανική και αναφέρεται σε περιπτώσεις, κατά τις οποίες οι συνιστώσες των τάσεων δεν μεταβάλλονται κατά τη διεύθυνση ενός άξονα (π.χ. εδώ του y), όπως φράγματα, επιχώματα και άλλες επιμήκεις κατασκευές. Η επίλυση των σηράγγων γίνεται κατά κύριο λόγο διδιάστατα και τα αποτελέσματα θεωρούνται αρκετά αξιόπιστα. Θα πρέπει όμως να τονίσουμε ότι σε περιπτώσεις που υπάρχουν στοιχεία στην τρίτη διάσταση που σχετίζονται άμεσα ή έμμεσα με την σήραγγα θα πρέπει να δοθεί η ανάλογη προσοχή. Τέτοια π.χ. είναι τα δοκοί προπορείας, αγκύρια κτλ. Άρα καταμήκος της σήραγγας η διατομή και το προυπάρχων εντατικό πεδίο είναι σταθερά. Προφανώς οι διατμητικές παραμορφώσεις και η διαμήκης παραμόρφωση είναι μηδενικές οπότε όλες οι μεταβολές τάσεων και παραμορφώσεων λαμβάνουν στο επίπεδο της διατομής.

3.1. Λογισμικό Πεπερασμένων Στοιχείων Abaqus

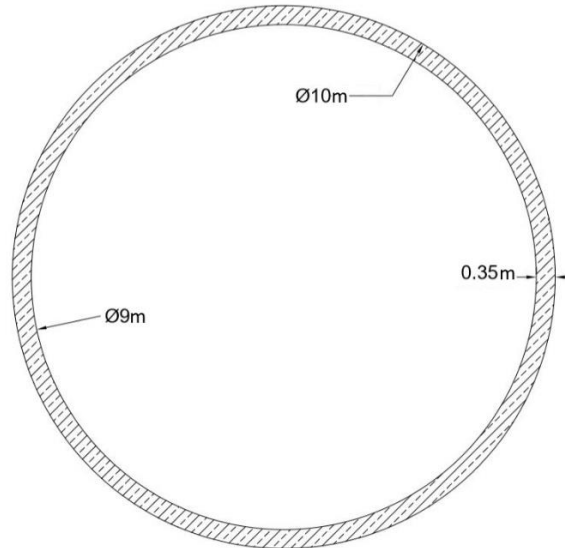
Το Abaqus είναι ένα γενικό πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Τα μοντέλα προσομοίωσης κατασκευάστηκαν με τη βοήθεια του λογισμικού αυτού, μέσω του οποίου καθορίστηκε η διακριτοποίησή τους σε πεπερασμένα στοιχεία καθώς και ο κατάλληλος τύπος πεπερασμένων στοιχείων. Συγκεκριμένα στα διδιάστατα μοντέλα, το έδαφος προσομοιώθηκε με τετραπλευρικά - τετρακομβικά στοιχεία, τύπου CPE4, ενώ η επένδυση της σήραγγας με στοιχεία δοκού, τύπου B21.

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. Σήραγγα

Η σήραγγα είναι κυκλικής διατομής διαμέτρου $D=10\text{m}$ (εξωτερική) και το κέντρο της βρίσκεται στο $x=0$ και $z=0$. Αποτελείται από άοπλη τελική επένδυση πάχους $t=0.35\text{m}$ ποιότητας σκυροδέματος C40/50. Η τελική διάμετρος της είναι $D'=9.3\text{m}$ (εσωτερική/ωφέλιμη). Το ειδικό βάρος του σκυροδέματος θα είναι η συνήθης τιμή $\gamma_{\text{concrete}}=24 \text{ kN/m}^3$.



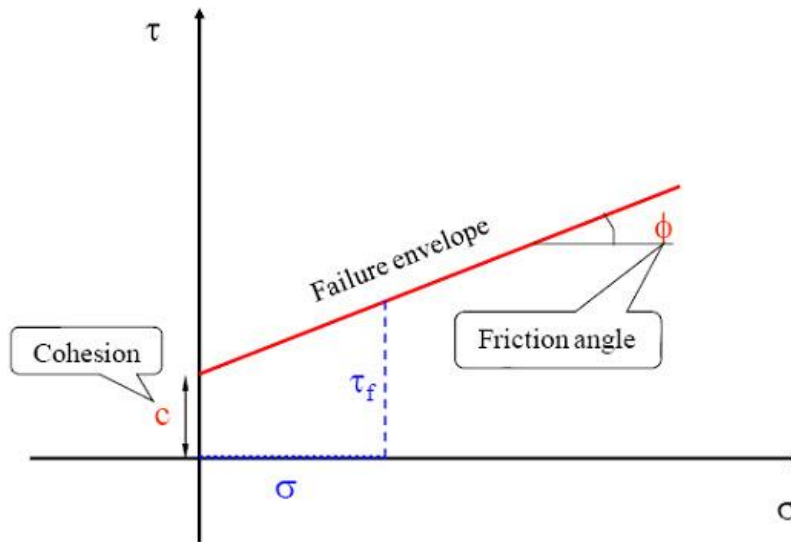
Σχήμα 33. Γεωμετρία σήραγγας.

Υλικό Επένδυσης	
Είδος	Άοπλο σκυρόδεμα C40/50
Συμπεριφορά	Γραμμικά ελαστική ισότροπη
Μέτρο ελαστικότητας	$E=35.22 \text{ GPa}$
Λόγος Poisson	$\nu=0.2$

Πίνακας 3. Υλικό Επένδυσης.

3.3. Έδαφος

Τα 5 είδη εδαφών που θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις παρουσιάζονται στον πίνακα 3. Το ειδικό βάρος λαμβάνεται ίδιο για όλα και κατατάσσονται ως προς την μηχανική συμπεριφορά τους από το χειρότερο ως προς το καλύτερο. Η συμπεριφορά τους είναι ισότροπη γραμμική ελαστική-απολύτως πλαστική με κριτήριο αστοχίας αυτού του Mohr-Coulomb. Επίσης ο ουδέτερος συντελεστής ώθησης γαιών λαμβάνεται ενιαία $K_0=0.5$. Η γωνία διασταλτικότητας εδάφους δ του εδάφους λαμβάνεται ως το $\frac{1}{4}$ της γωνίας ϕ και ο λόγος Poisson $\nu=0.33$. Η εφελκυστική αντοχή τους θεωρείται μηδέν.



Σχήμα 34. Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

Είδη Εδαφών					
Ονομασία	$\gamma(kN/m^3)$	$c(kPa)$	$\phi(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$E(kPa)$
S0	20	10	20	5	40000
S1	20	15	20	5	50000
S2	20	20	20	5	70000
S3	20	20	25	6.75	100000
S4	20	30	25	6.75	150000

Πίνακας 4. Είδη εδαφών.

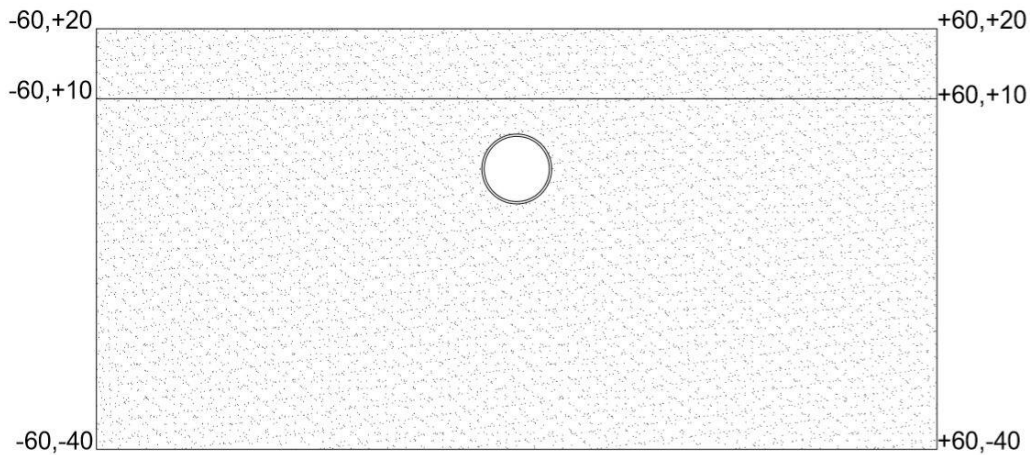
3.4. Υπερκείμενα

Τα υπερκείμενα των αναλύσεων είναι δυο και βρίσκονται στις στάθμες +10m και +20m από το κέντρο της σήραγγας. Η επιρροή των υπερκείμενων είναι ένα κεφάλαιο που έχει μελετηθεί στην διεθνή βιβλιογραφία αρκετές φορές. Γνωρίζουμε ότι η συμπεριφορά των ρηχών και βαθιών σήραγγων είναι διαφορετική. Οι δύο περιπτώσεις που θα εξεταστούν εδώ θεωρούνται αβαθείς σήραγγες ωστόσο η μεταξύ τους διαφορά είναι αρκετά συγκρίσιμη. Έτσι για όλες τις περιπτώσεις υπάρχει σύγκριση αποτελεσμάτων με λόγους $H/D=1$ και $H/D=2$. Το προφίλ των καθιζήσεων αλλά και η συμπεριφορά της ανωδομής είναι τα κύρια σημεία μελέτης λόγω αλλαγής του H/D .

3.5. Γεωμετρία Πεπερασμένων Στοιχείων

Ο κάνναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι ορθγωνικός και απέχει αριστερά και δεξιά $6D$ ενώ κάτω $4D$. Στις αριστερές και δεξιές πλευρές του τοποθετούνται κυλίσεις κατά τον άξονα x ενώ στην κάτω παρειά υπάρχουν αρθρώσεις δεσμεύοντας κινήσεις και x και y . Η διακριτοποίηση των στοιχείων είναι ενιαία από την στάθμη +20m (ή +10m) έως την

στάθμη -20m και αραιώνεται στο διπλάσιο έως την -40m καθώς το κάτω τμήμα του εδάφους δεν χρήζει μεγάλη προσοχή. Γίνεται χρήση τετρακομβικών στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης.



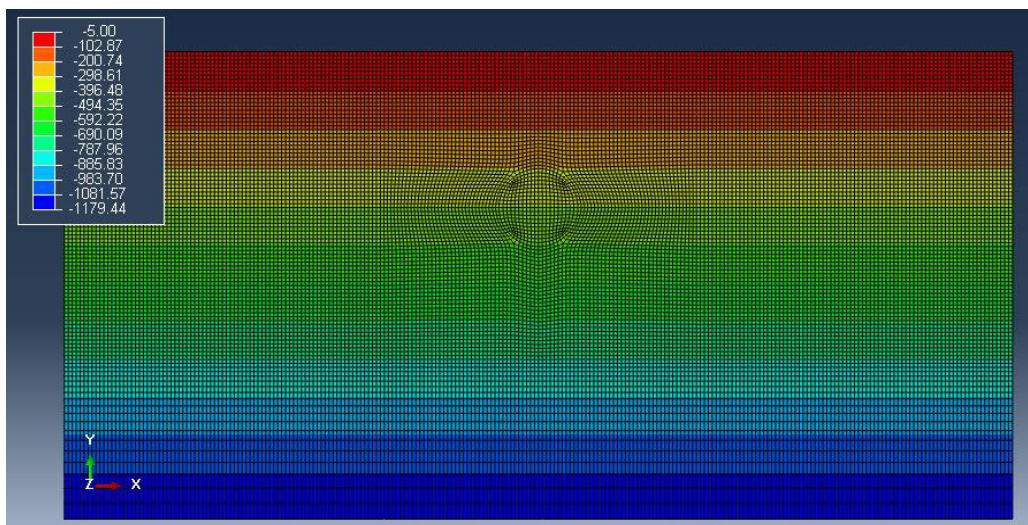
Σχήμα 35. Γεωμετρία ανάλυσης.

3.6. Στάδια Επίλυσης

Από τις αναλύσεις που θα πραγματοποιηθούν, το ζητούμενο είναι το προφίλ των καθιζήσεων σε συνθήκες greenfield, δηλαδή χωρίς παρουσία ανωδομής. Εδώ θα γίνει η αναγκαία παρουσίαση των σταδίων επιλύσεων αυτών.

Στάδιο 1^ο: Γεωστατικές συνθήκες.

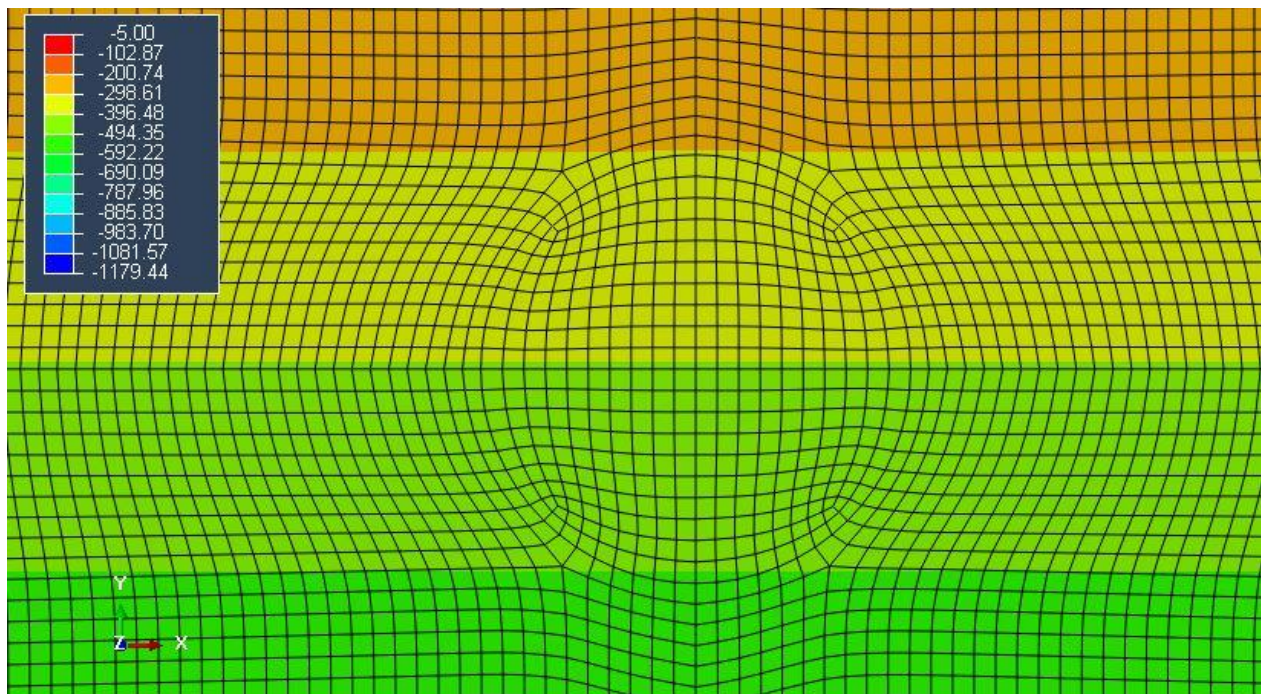
Το έδαφος βρίσκεται στην αδιατάραχτη κατάσταση του. Οι κατακόρυφες τάσεις του αυξάνονται γραμμικώς με τον νόμο $\sigma_v = \gamma \cdot H$. Οι δε οριζόντιες τάσεις είναι $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$. Όλα τα παραμορφωσιακά μεγέθη είναι μηδέν.



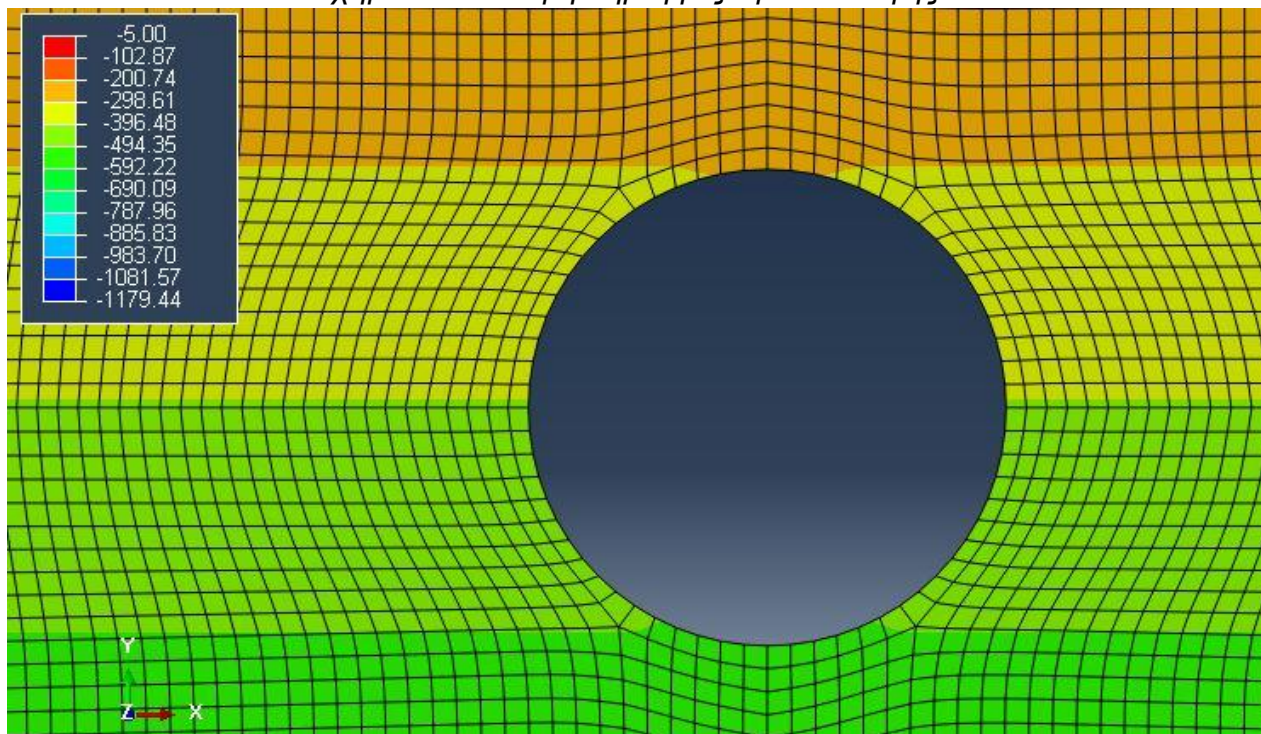
Σχήμα 36. Κατανομή ενεργών κατακόρυφων τάσεων.

Στάδιο 2°: Εκσκαφή σήραγγας.

Αφαιρούνται όλα τα στοιχεία εδάφους σε διάμετρο $D=10\text{m}$ από το κέντρο της σήραγγας.



Σχήμα 37. Διατομή σήραγγας προ εκσκαφής.



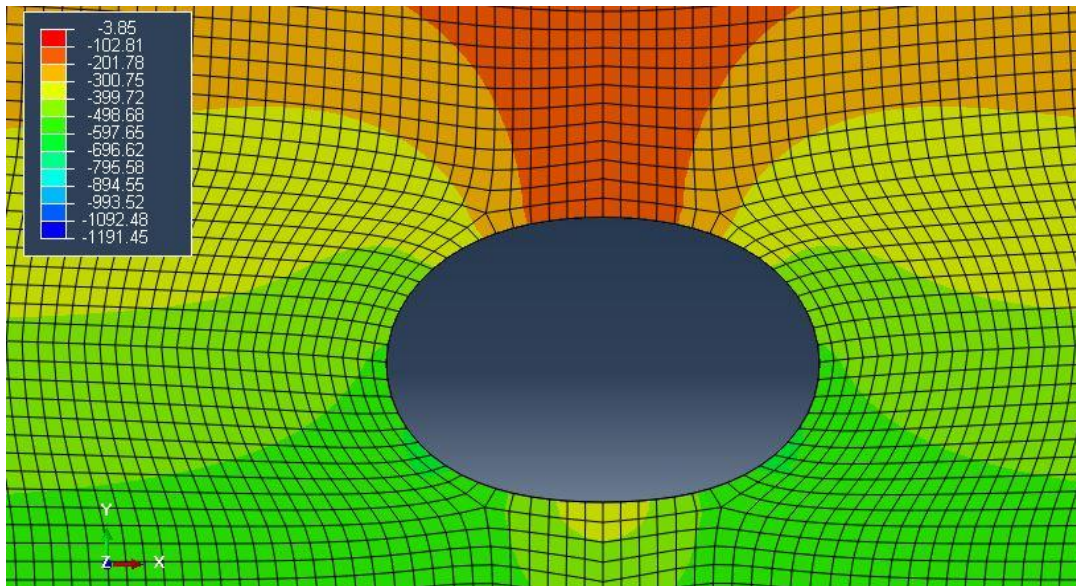
Σχήμα 38. Διατομή σήραγγας μετά εκσκαφής.

Στάδιο 3^ο: Επιβολή αποτόνωσης.

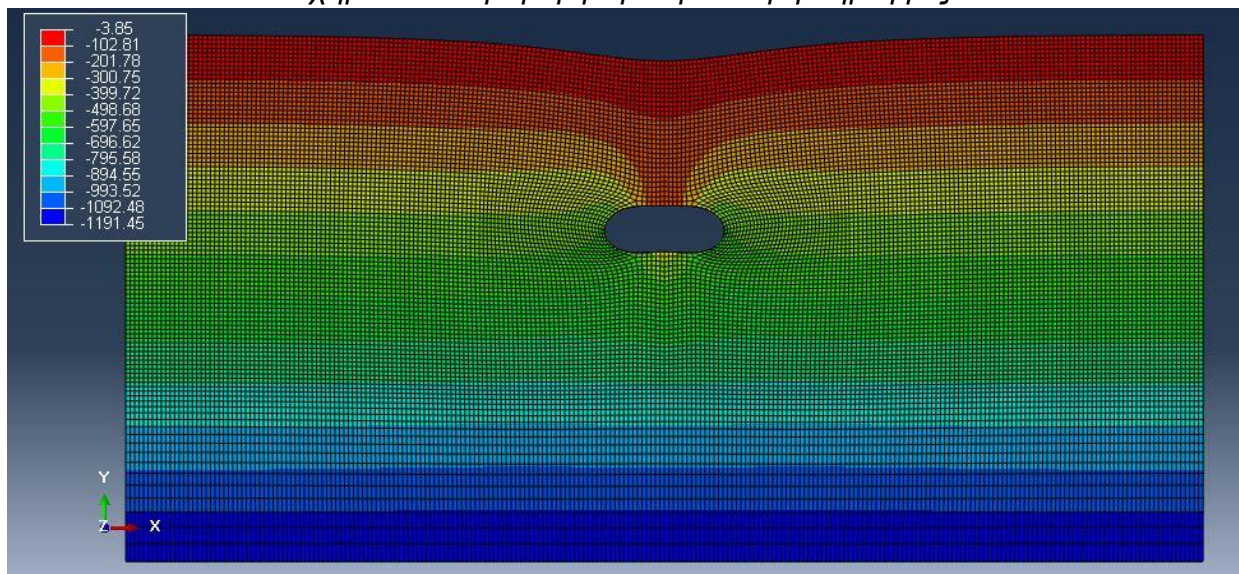
Αναλύεται λεπτομερές παρακάτω.

Στάδιο 4^ο: Τελική επένδυση.

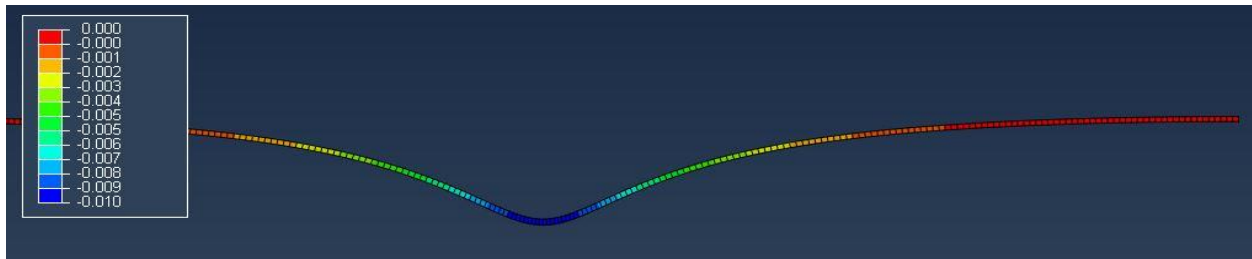
Στο τέλος επιβάλλεται η καθορισμένη τελική επένδυση. Τα στοιχεία της τελικής επένδυσης καθορίζονται με τέτοιο τρόπο ώστε να μηδενιστούν οι όποιες τάσεις υπήρχαν στα σημεία αυτά από την αφαίρεση του υλικού. Πρακτικώς αυτό γίνεται για αποτόνωση 100% δηλαδή $\lambda=1$.



Σχήμα 39. Παραμορφωμένη διατομή σήραγγας.



Σχήμα 40. Παραμόρφωση γαιών.

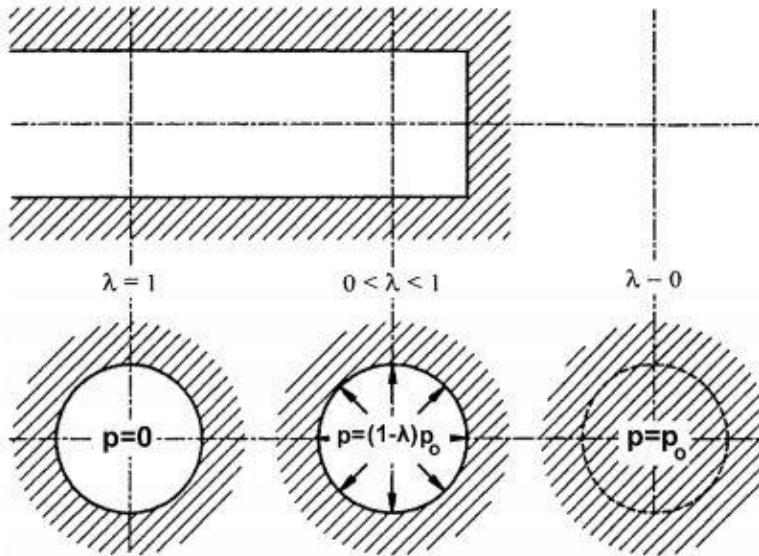


Σχήμα 41. Καμπύλη καθιζήσεων.

3.7. Αποτόνωση

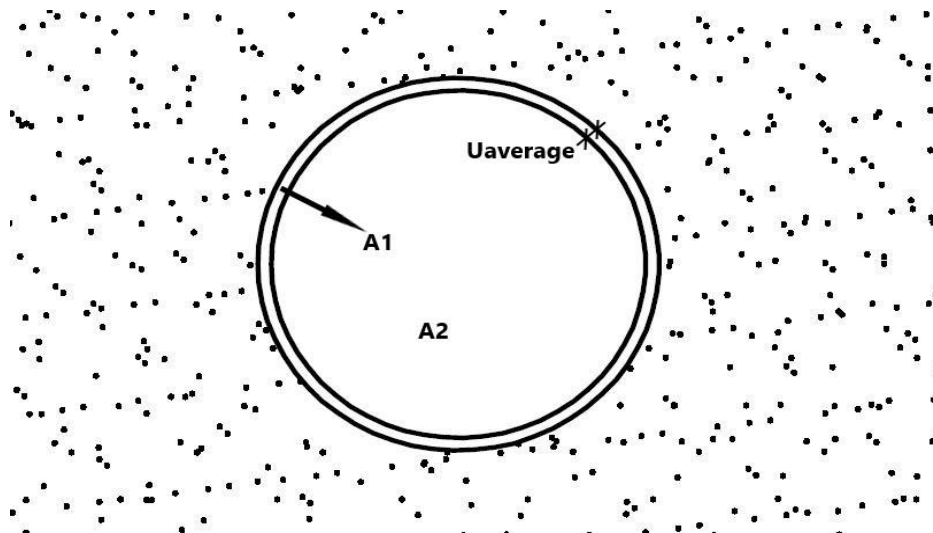
Ένας σημαντικός παράγοντας που έχει τονιστεί ιδιαίτερα είναι αυτό του υπολογισμού του δείκτη σχετικής εδαφικής απώλειας VL. Όπως γνωρίζουμε καθώς αφαιρείται το υλικό από την σήραγγα αρχίζει η σύγκλιση των τοιχωμάτων της. Το TBM μέσω του μηχανολογικού εξοπλισμού (ασπίδα προστασίας) του επιβάλλει μια προσωρινή υποστήριξη πριν την τελική επένδυση. Ο χρόνος αυτός σε σχέση με τις αναμενόμενες απώλειες όπως εξηγήθηκαν πιο πάνω είναι ικανός για να έχουμε τις παραμορφώσεις του εδάφους. Η προσομοίωση της παραπάνω φάσης είναι αρκετά σημαντική και για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται μια μέθοδος προσδιορισμού της επιβαλλόμενης αποτόνωσης και του αναμενόμενου VL στο τέλος.

Η μέθοδος σύγκλισης – αποτόνωσης (the convergence – confinement method), ονομάζεται και λ-μέθοδος, προτάθηκε από τους Panet & Guenot (1982). Καθορίζεται η παράμετρος λ που προσδιορίζει το ποσοστό της μείωσης των τάσεων πριν την τελική επένδυση. Στην αρχική κατάσταση το έδαφος βρίσκεται υπό σταθερές γεωστατικές τάσεις p_0 . Καθώς αρχίζει η διάνοιξη της σήραγγας ακτίνας R και αφαιρείται βραχόμαζα οι εσωτερικές τάσεις μεταβάλλονται με αποτέλεσμα να έχουμε ακτινική μετακίνηση u που ονομάζεται σύγκλιση. Για να παραμείνει το σύστημα σε ισορροπία επιβάλλεται νοητά μια εσωτερική πίεση p ίση με την πίεση που χάθηκε. Έτσι ορίζουμε τον συντελεστή αποτόνωσης $\lambda=(1-p/p_0)$. Η σύγκλιση καταμήκος της σήραγγας είναι αναλόγως της αποτόνωσης. Για μεγάλο μήκος μπροστά από το μέτωπο (+∞) η κατάσταση είναι η αρχική δηλαδή $p=p_0$ άρα $u=0$, $\lambda=0$ ενώ για μεγάλο μήκος πίσω από την σήραγγα (-∞) έχει επέλθει πλήρης σύγκλιση δηλαδή $p=0$ άρα $\lambda=1$ και $u=u_{\infty}$. Αυτό παρουσιάζεται σχηματικά παρακάτω.



Σχήμα 42. Παράμετρος λ .

Τα διάφορα σημεία της διατομής υπόκεινται σε διαφορετικές ακτινικές μετακινήσεις. Για τον λόγο αυτό υπολογίζουμε σε όλα τα σημεία της διατομής τις μετακινήσεις αυτές και λαμβάνουμε το μέσο όρο αυτών καθορίζοντας έτσι μια μέση ενιαία μείωση της διαμέτρου κατά $u_{average}$. Το αρχικό εμβαδόν της σήραγγας A ισούται με τον όγκο της ανά τρέχον μέτρο, $A=V$. Μετά την αποτόνωση και την αντίστοιχη μείωση της διαμέτρου κατά $u_{average}$ υπολογίζουμε τον τελικό εμβαδόν A' που ισούται με την απώλεια του εδάφους V' . Άρα τελικά ορίζεται $V_L=V'/V=A'/A$. Σχηματικά αυτό παρουσιάζεται στο σχήμα 5. Ισχύει: $V=A=A_1+A_2$, $V'=A'=A_2$.

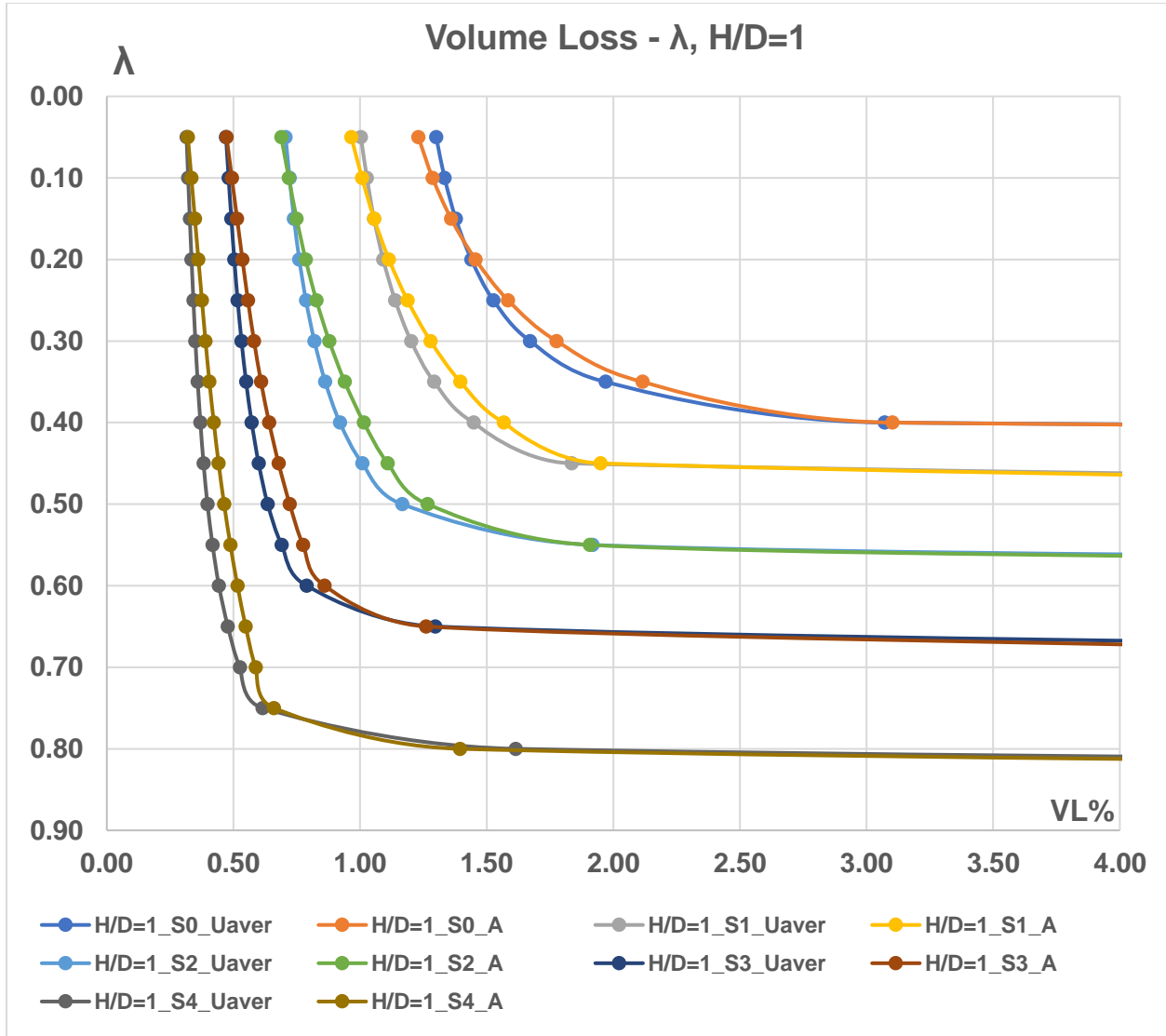


Σχήμα 43. Μέση διαμετρική μείωση σε αποτόνωση λ .

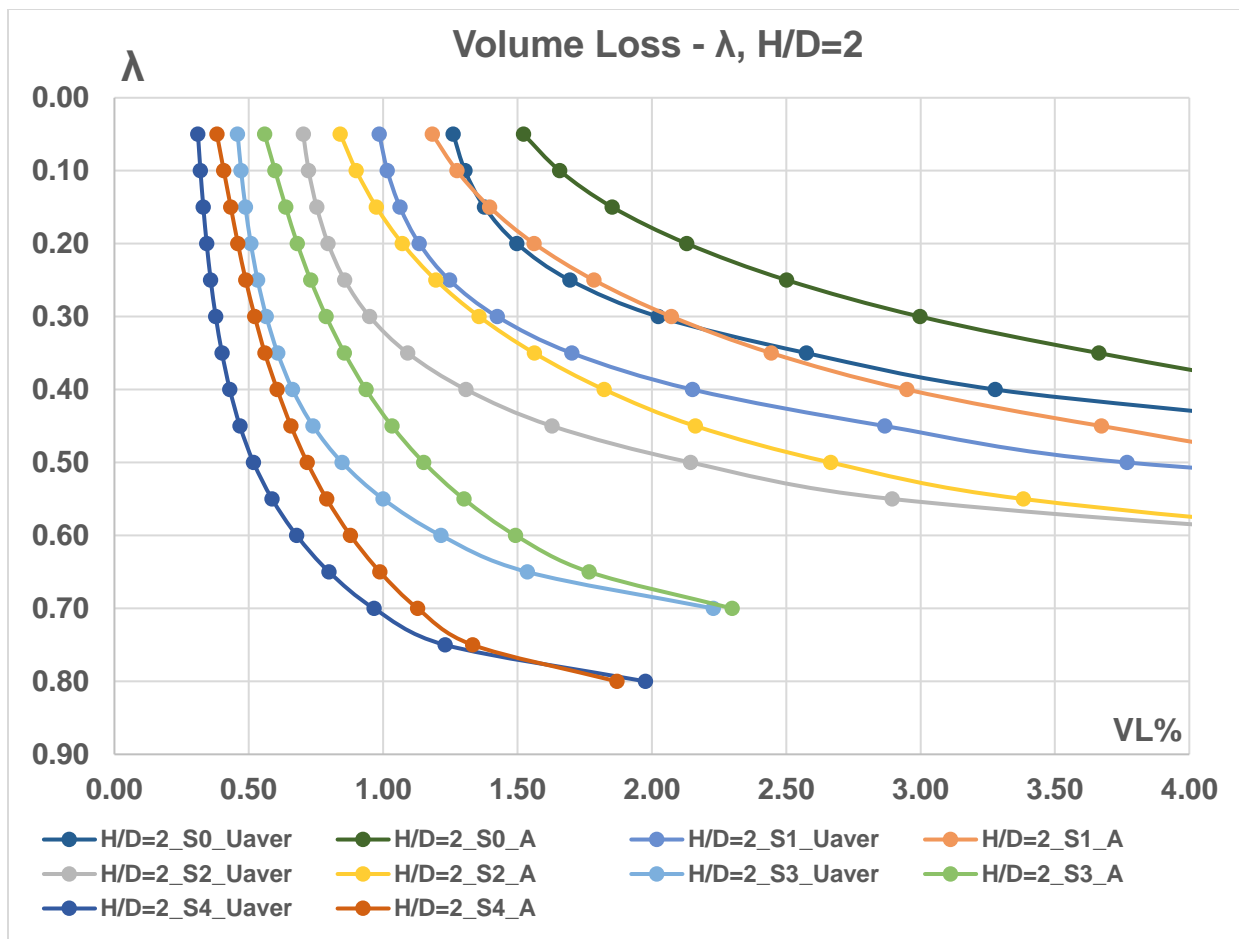
3.8. Αποτελέσματα Αναλύσεων

3.8.1. Αποτόνωση (λ) – Σχετική Εδαφική Απώλεια (VL)

Όπως εξηγήθηκε στο σχετικό κεφάλαιο, ο υπολογισμός της απώλειας VL θα γίνει άμεσα σε συνάρτηση με την επιβαλλόμενη αποτόνωση λ . Παρακάτω παρουσιάζονται τα σχετικά διαγράμματα. Εκτός από την τιμή VL($U_{average}$) που υπολογίζεται όπως αναφέραμε με την χρήση της μέσης μείωσης διαμέτρου κατά $U_{average}$ θα υπολογιστεί και το εμβαδόν A κάτω από την καμπύλη καθιζήσεων, που είναι και η σχετική απώλεια λαμβάνοντας υπόψη μόνο τον εμβαδόν VL(A), για να δούμε τις τυχόν διαφορές.



Διάγραμμα 1. Διάγραμμα αποτόνωσης-εδαφικής απώλειας για $H/D=1$.



Διάγραμμα 2. Διάγραμμα αποτόνωσης-εδαφικής απώλειας για $H/D=2$.

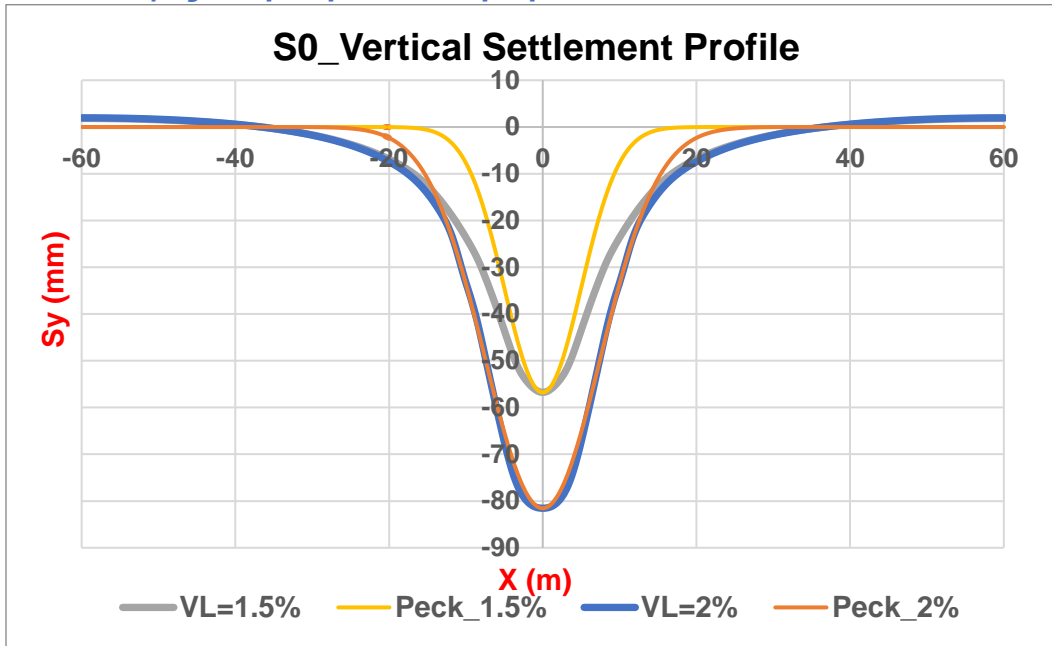
Συμπεράσματα:

- Σε καλύτερα εδάφη (S3,S4) απαιτείται και μεγαλύτερη αποτόνωση για τιμές $VL > 0.5\%$ κάτι το οποίο ήταν αναμενόμενο.
- Υπάρχει σε κάθε περίπτωση ένα κατώτατο και ένα ανώτατο όριο εφικτής εδαφικής απώλειας. Αυτό διότι στην μεν πρώτη περίπτωση τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους είναι αρκετά πτωχά ώστε και η μικρή διαταραχή να επιφέρει σημαντική εδαφική απώλεια ενώ στην άλλη περίπτωση δεν υπάρχει αριθμητική σύγκλιση του προβλήματος ή και αν υπάρχει δεν είναι ρεαλιστική.
- Τα από άποψη μηχανικών αντοχών φτωχά εδάφη (S0,S1,S2) ακόμα και σε μικρές αποτονώσεις παρουσιάζουν μια εδαφική απώλεια $> 0.5\%$.
- Οι δύο τιμές VL ($U_{average}$) και VL (A) είναι αρκετά κοντά στην περίπτωση $H/D=1$ σε σχέση με το $H/D=2$ όπου υπάρχουν και σημαντικές διαφορές. Αυτό εξηγείται με το γεγονός ότι η μεταφορά της αλλαγής των τάσεων από την σήραγγα προς την επιφάνεια στην πρώτη περίπτωση γίνεται πιο άμεσα σε σχέση με την δεύτερη αφού μεσολαβεί περισσότερο εδαφικό στοιχείο που επηρεάζει και τις τάσεις αυτές αλλά και τις μετακινήσεις.

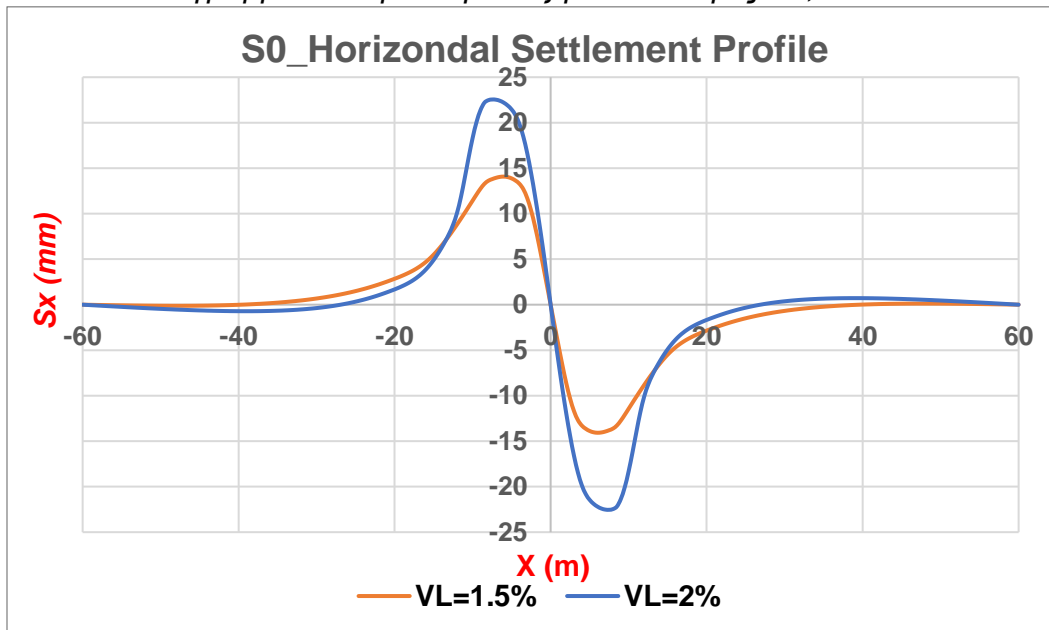
3.8.2. Αναλύσεις Greenfield – Καμπύλες Καθιζήσεων

Στα παρακάτω διαγράμματα παρουσιάζονται οι καμπύλες καθιζήσεων και οριζόντιας μετακίνησης για όλα τα εδάφη και τα προς εξέταση ποσοστά σχετικών εδαφικών απωλειών VL=0.5%, 0.75%, 1%, 1.5% και 2%.

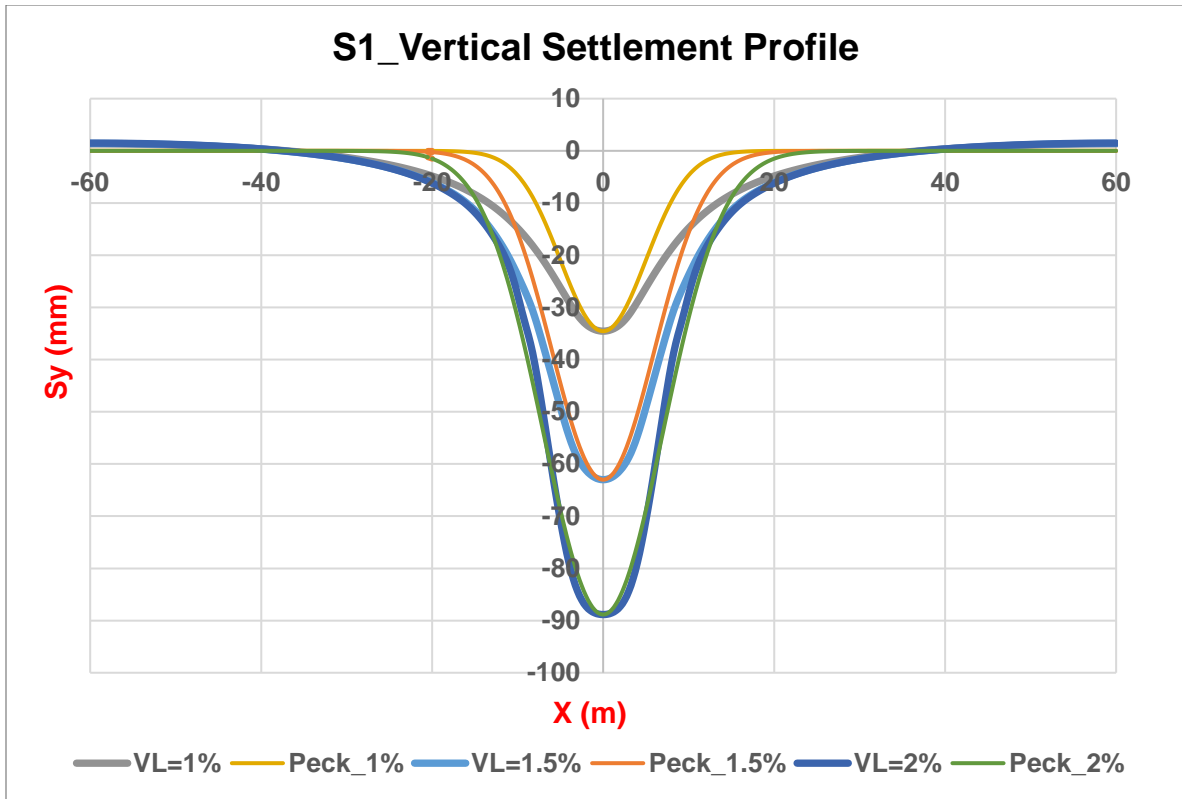
3.8.2.1. Λόγος υπερκειμένων διαμέτρου H/D=1



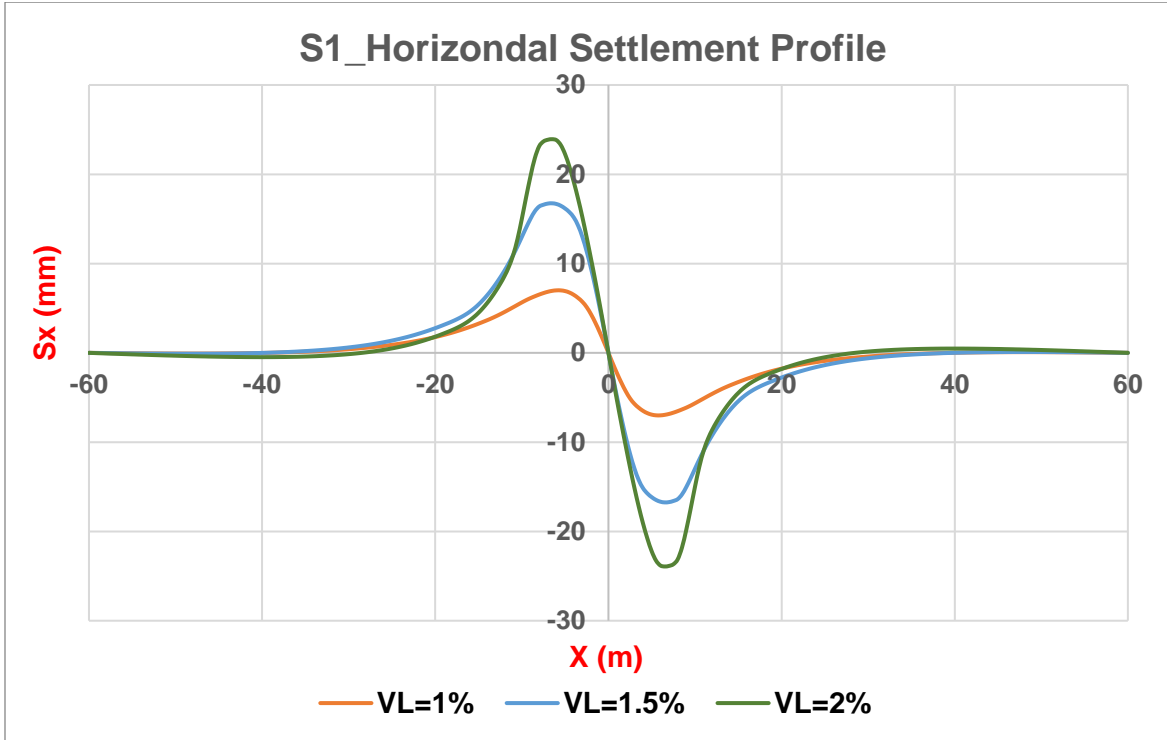
Διάγραμμα 3. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S0, H/D=1.



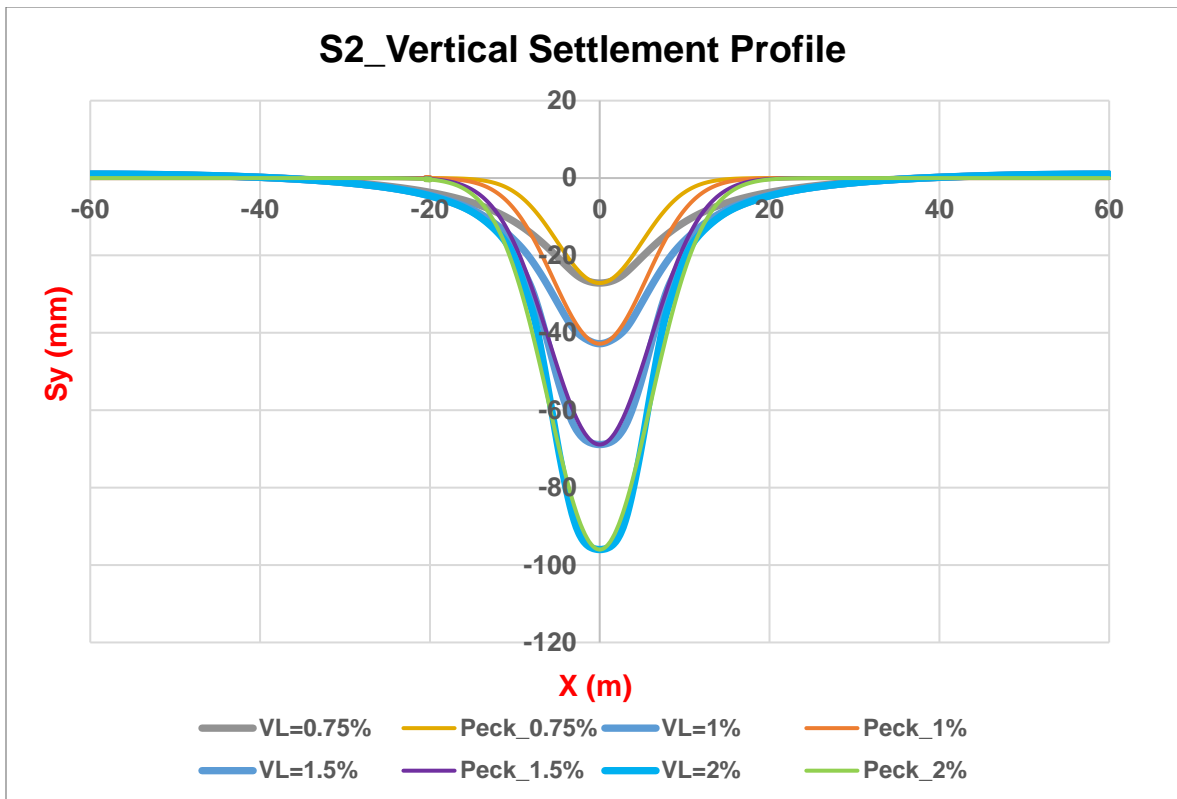
Διάγραμμα 4. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S0, H/D=1.



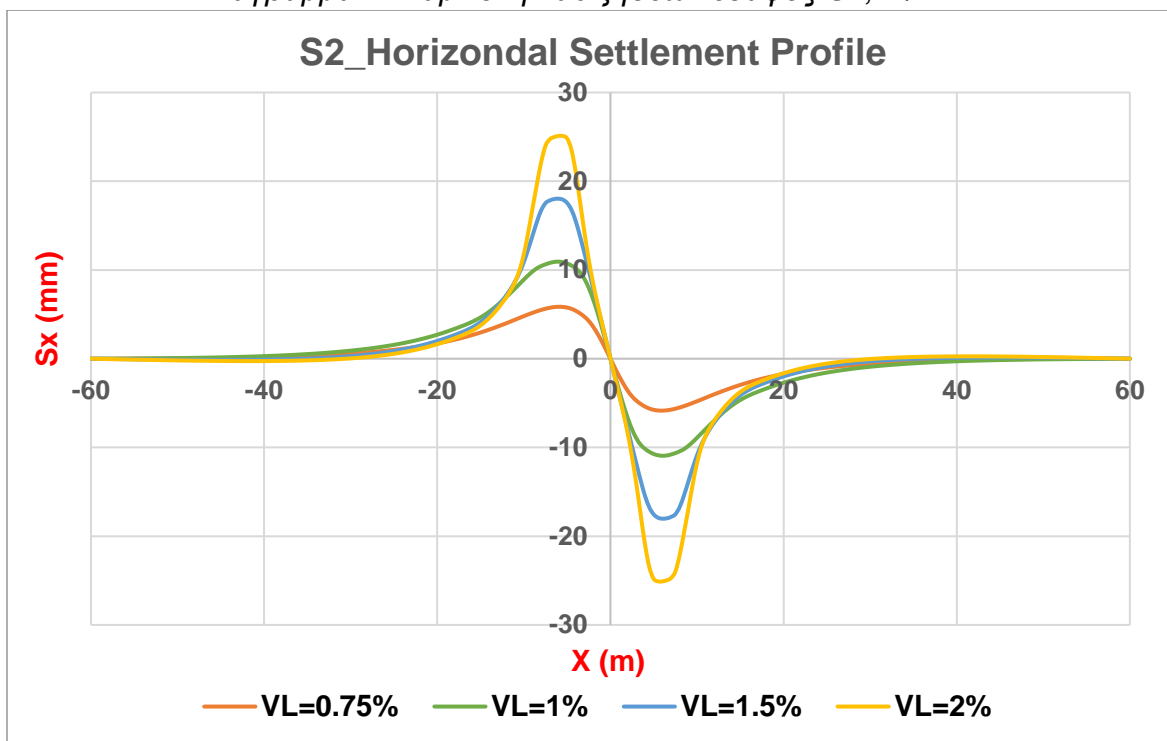
Διάγραμμα 5. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S1, H/D=1.



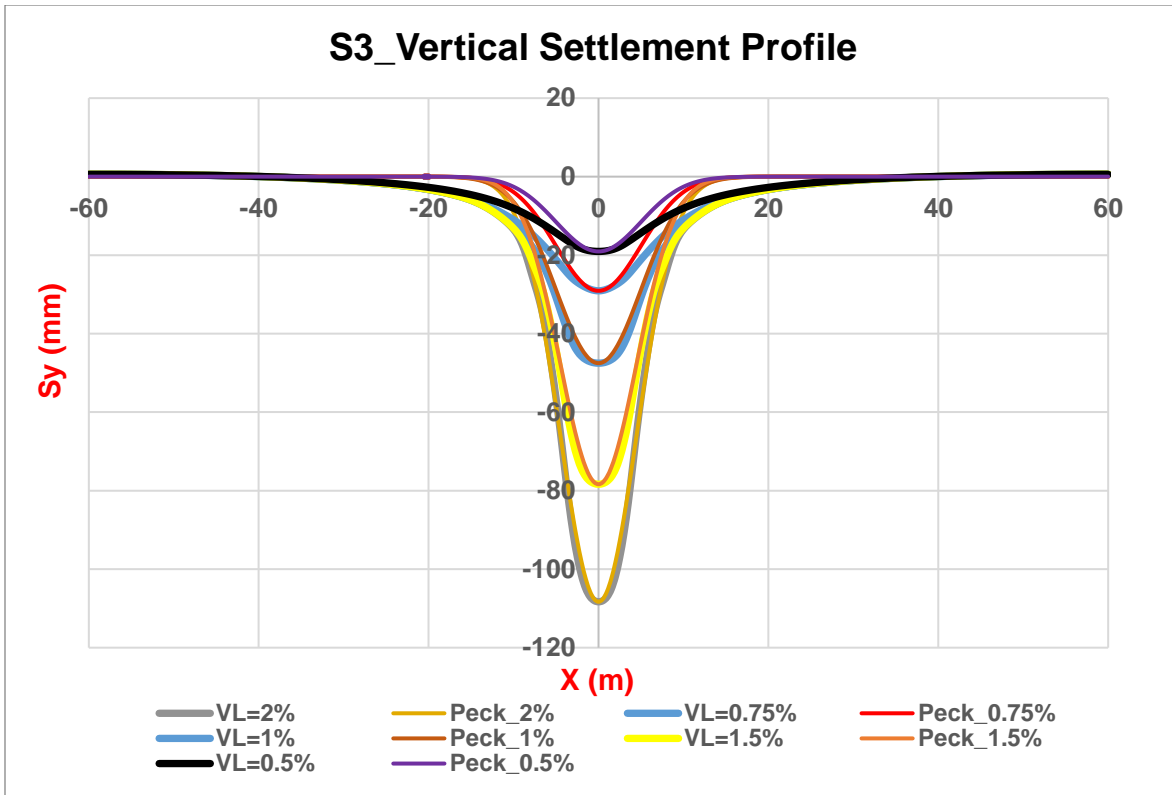
Διάγραμμα 6. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S1, H/D=1.



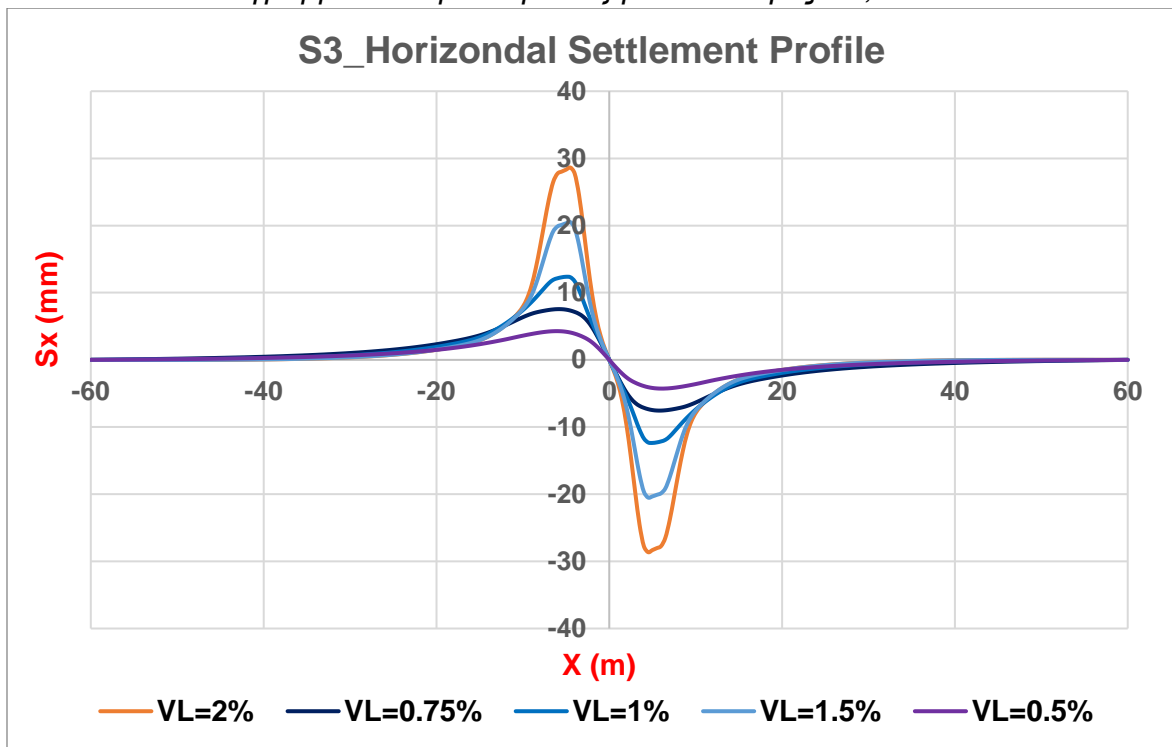
Διάγραμμα 7. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S2, H/D=1.



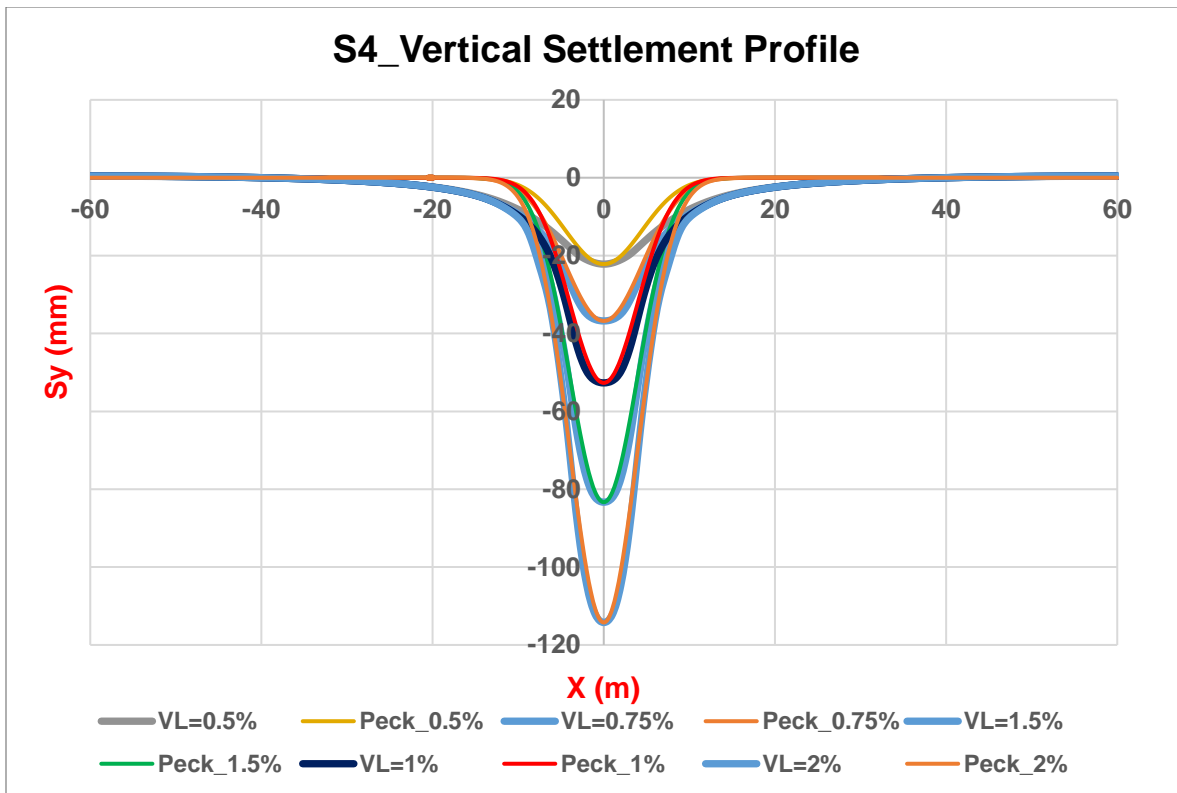
Διάγραμμα 8. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S2, H/D=1.



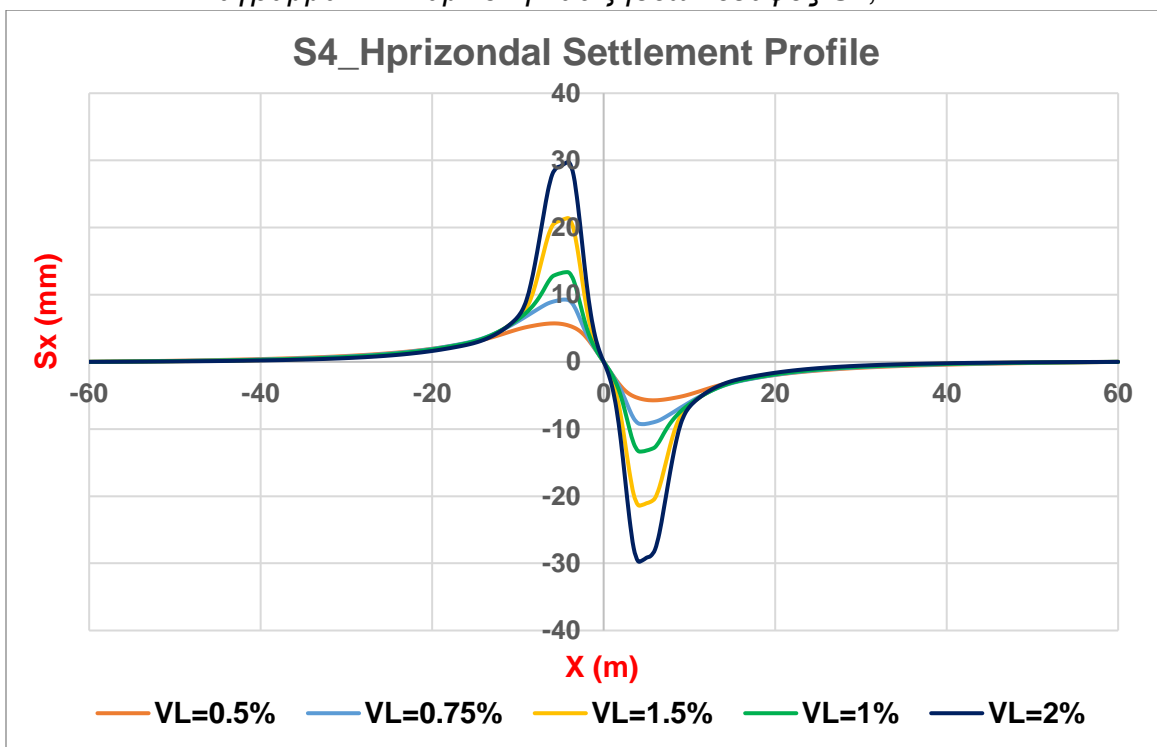
Διάγραμμα 9. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S3, H/D=1.



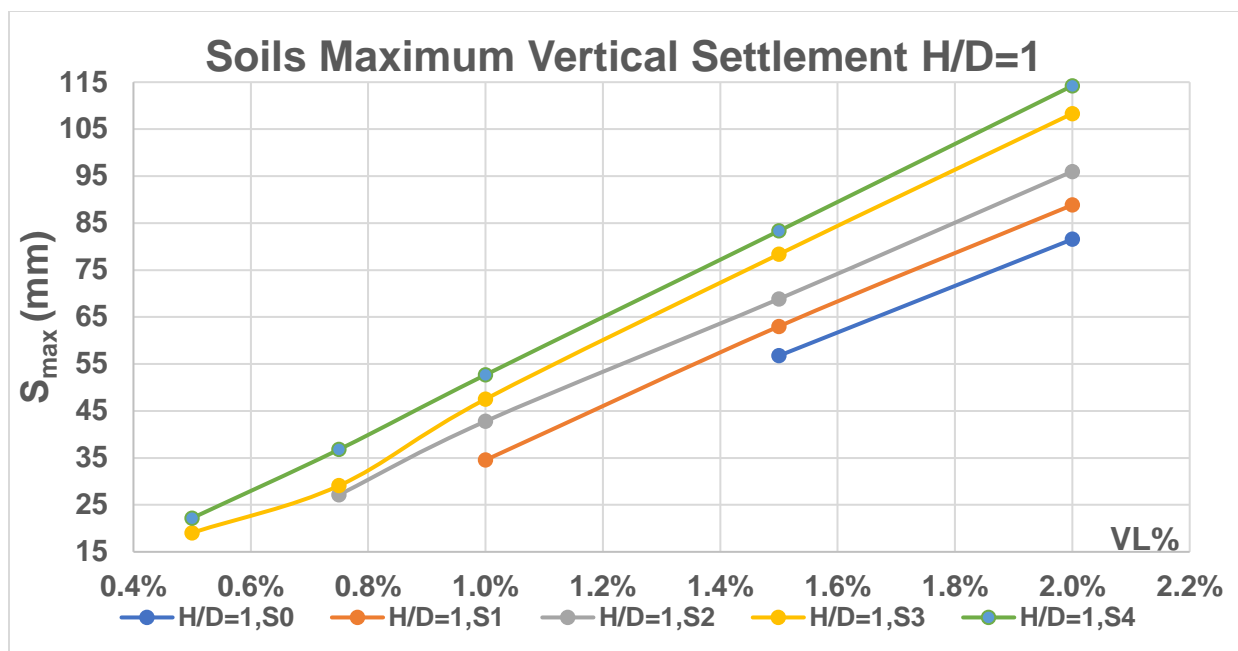
Διάγραμμα 10. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S3, H/D=1.



Διάγραμμα 11. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S4, H/D=1.



Διάγραμμα 12. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S4, H/D=1.

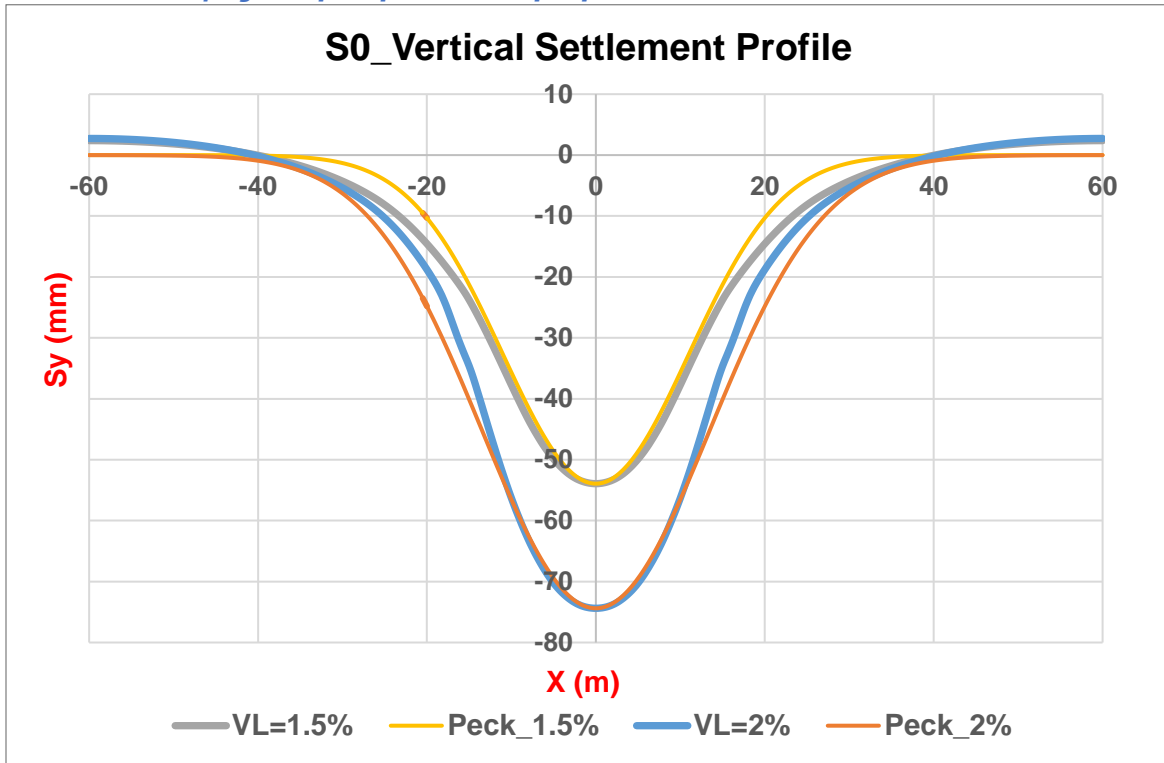


Διάγραμμα 13. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – VL, H/D=1.

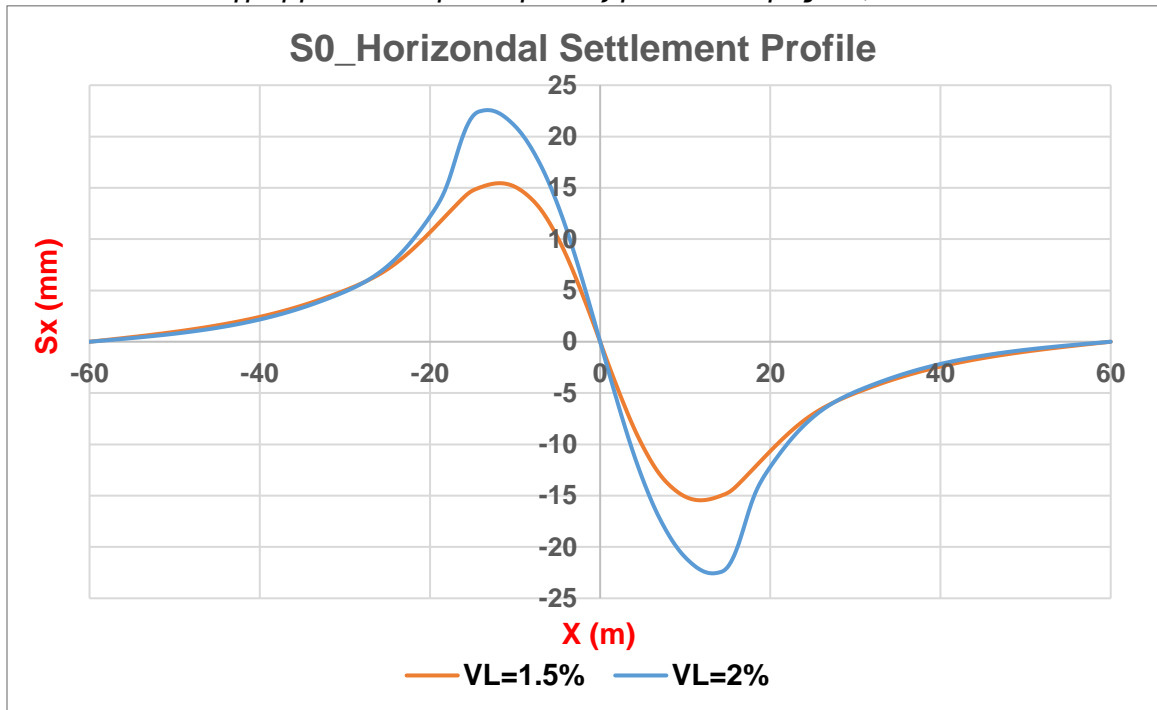
H/D=1							
VL=0.5%				VL=0.75%			
	S_{v,max} (mm)	S_{h,max} (mm)	i (m)		S_{v,max} (mm)	S_{h,max} (mm)	i (m)
S0	-	-	-	S0	-	-	-
S1	-	-	-	S1	-	-	-
S2	-	-	-	S2	27.13	5.85	5.00
S3	19.05	4.28	5.00	S3	29.08	7.55	5.00
S4	22.19	5.72	4.50	S4	36.78	9.27	4.50
VL=1.0%				VL=1.5%			
	S_{v,max} (mm)	S_{h,max} (mm)	i (m)		S_{v,max} (mm)	S_{h,max} (mm)	i (m)
S0	-	-	-	S0	56.75	14.07	5.00
S1	34.55	7.00	5.00	S1	63.00	16.75	6.00
S2	42.80	10.94	5.50	S2	68.85	18.03	6.00
S3	47.52	12.37	5.00	S3	78.36	20.51	4.50
S4	52.69	13.34	4.00	S4	83.33	21.30	4.00
VL=2.0%							
	S_{v,max} (mm)	S_{h,max} (mm)	i (m)				
S0	81.54	22.55	7.50				
S1	88.84	23.93	7.00				
S2	95.98	25.10	6.00				
S3	108.31	28.63	4.50				
S4	114.23	29.66	4.00				

Πίνακας 5. Μέγιστη καθίζηση, οριζόντια μετακίνηση και τυπική απόκλιση i , H/D=1.

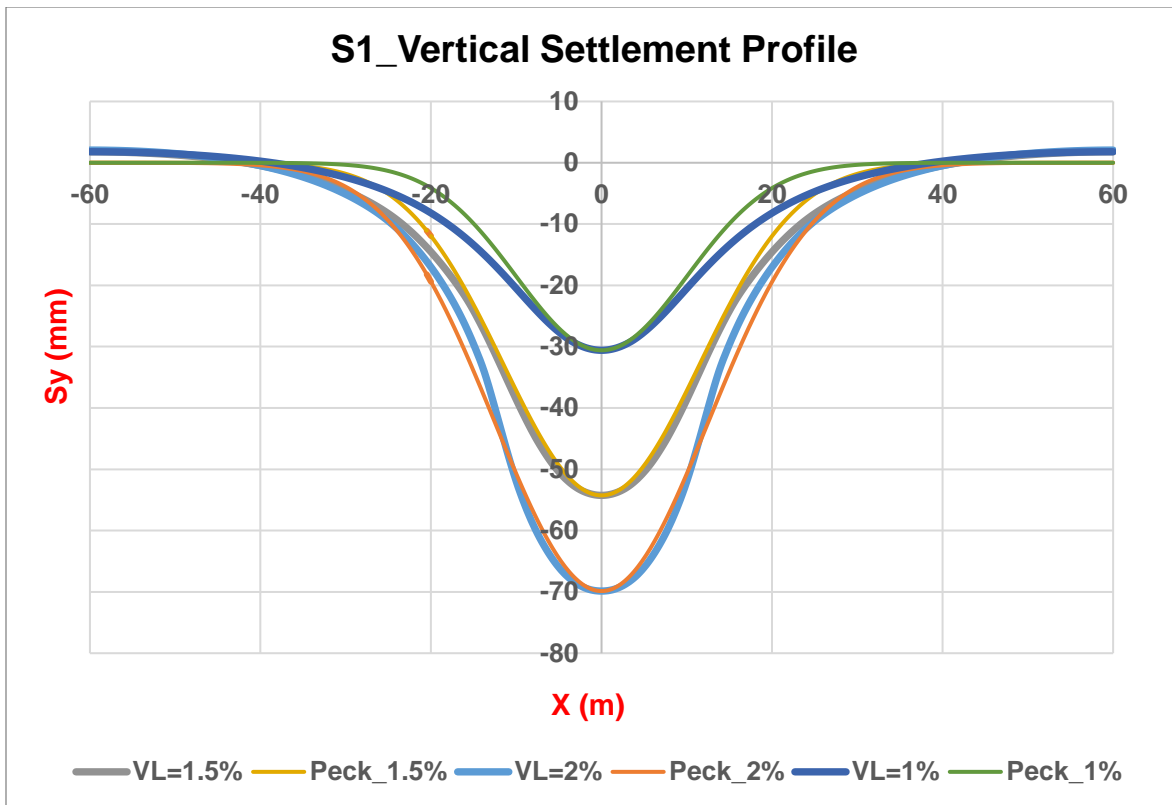
3.8.2.2. Λόγος υπερκειμένων διαμέτρου $H/D=2$



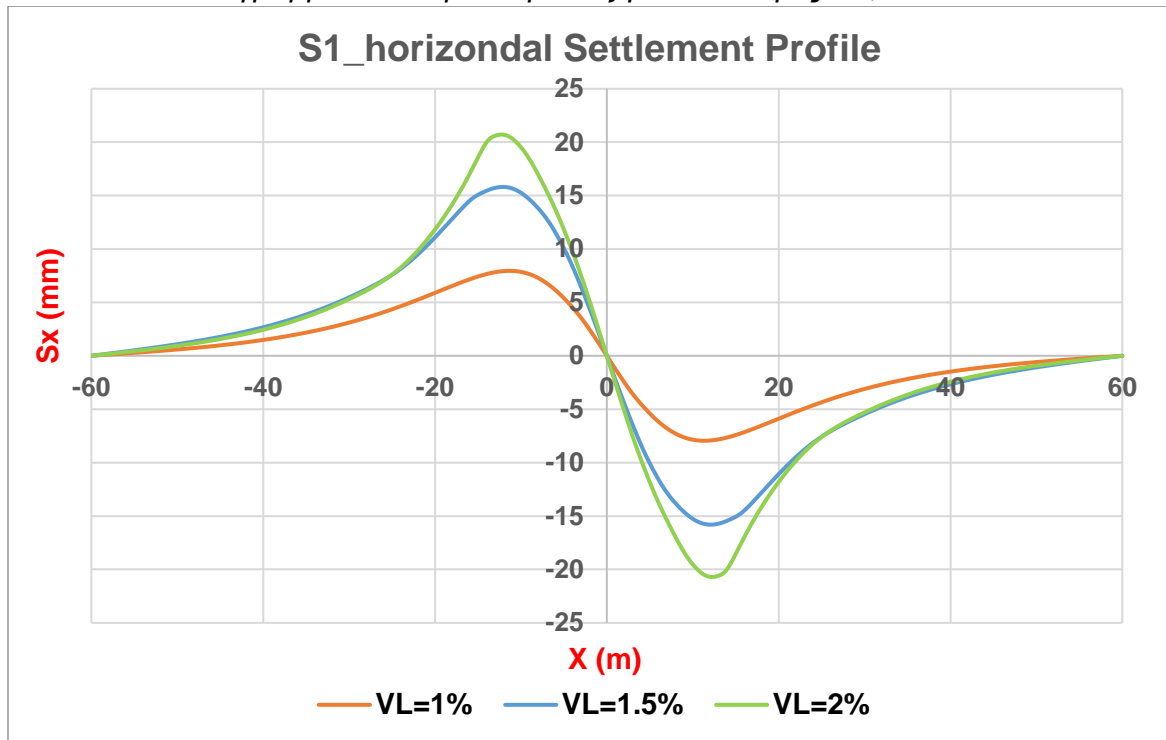
Διάγραμμα 14. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S_0 , $H/D=2$.



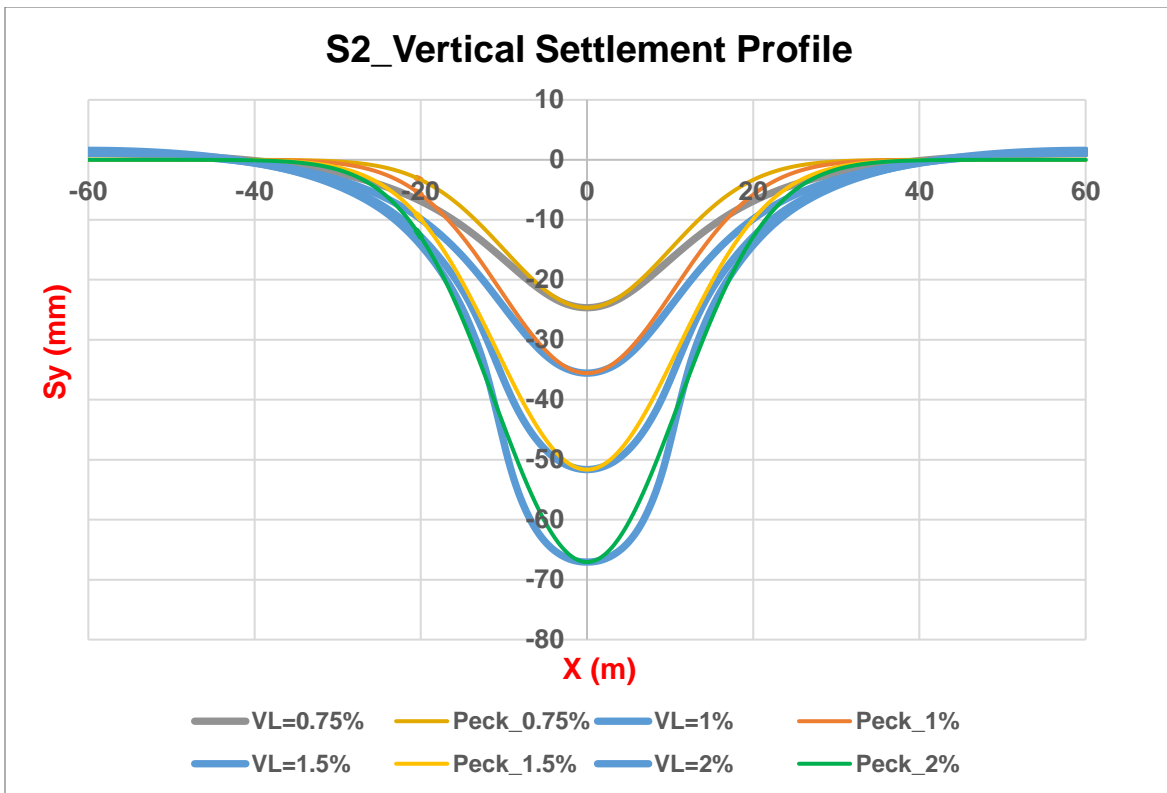
Διάγραμμα 15. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S_0 , $H/D=2$.



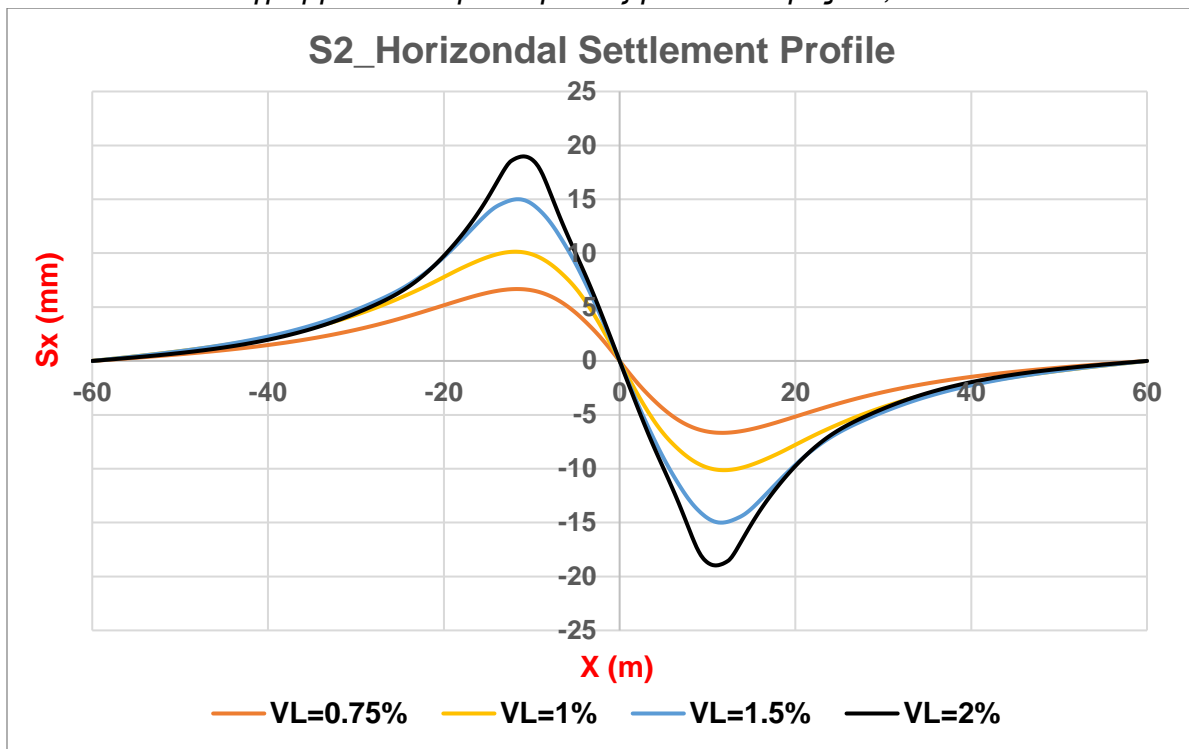
Διάγραμμα 16. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S1, H/D=2.



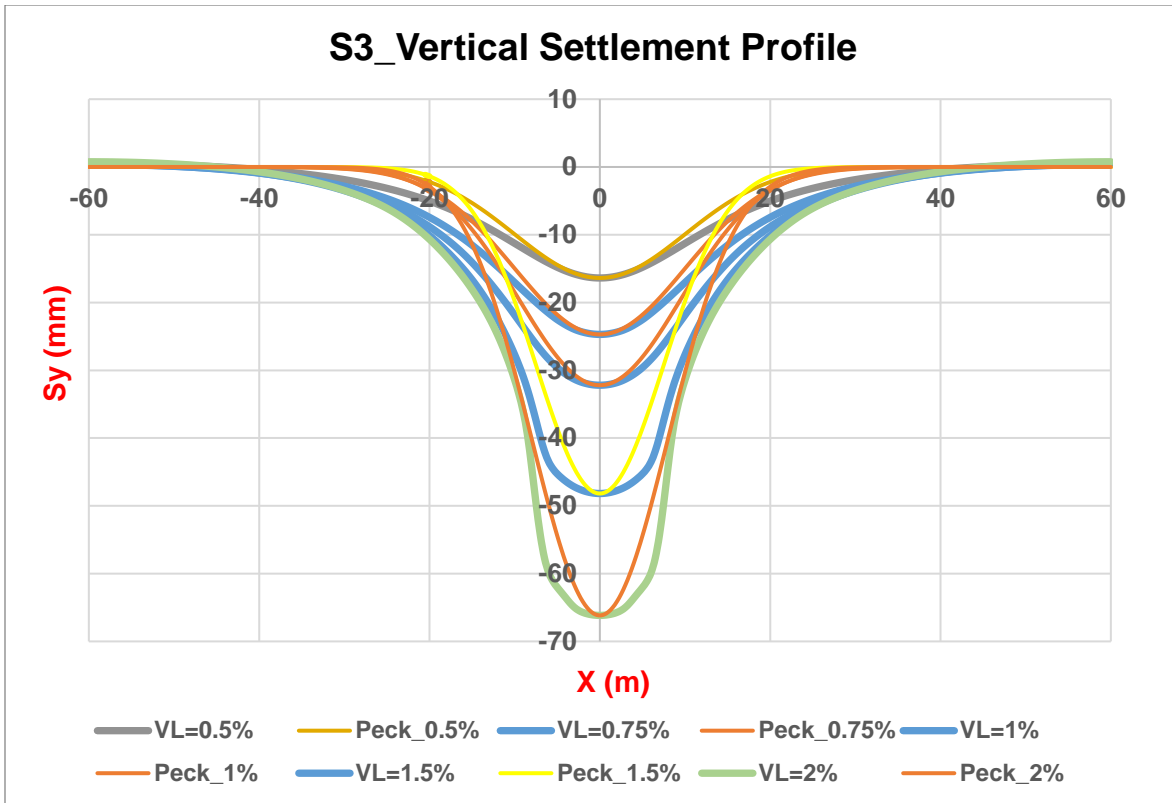
Διάγραμμα 17. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S1, H/D=2.



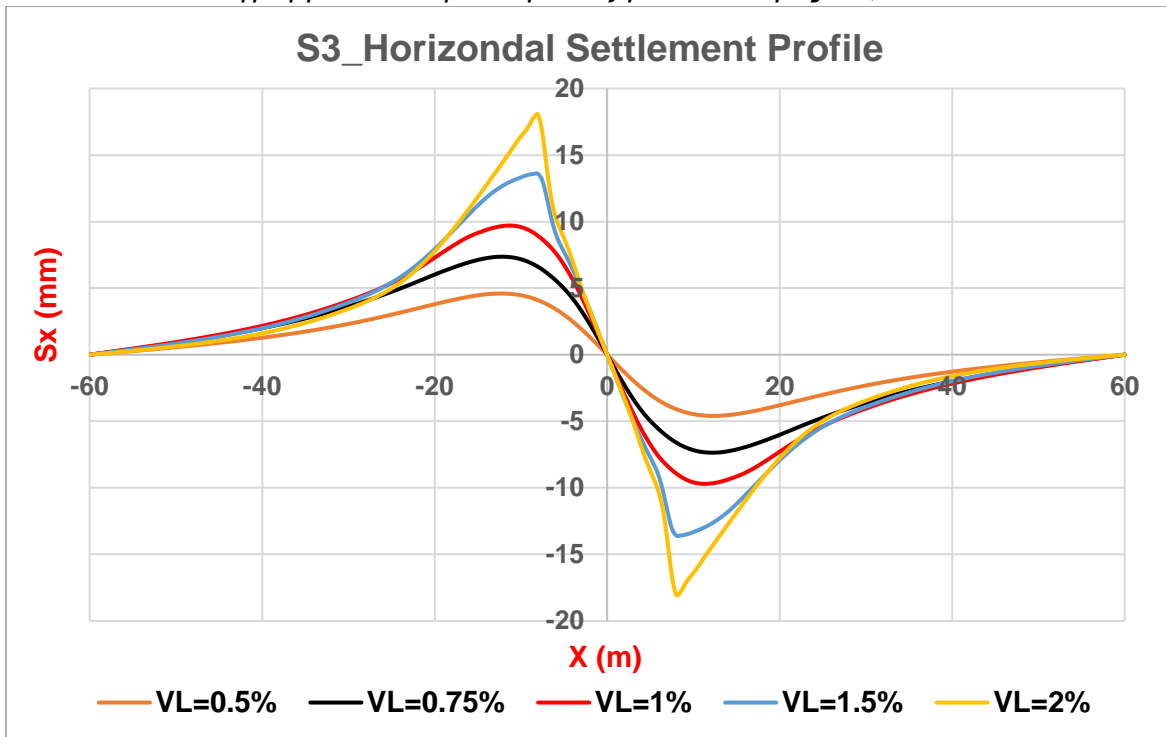
Διάγραμμα 18. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S2, $H/D=2$.



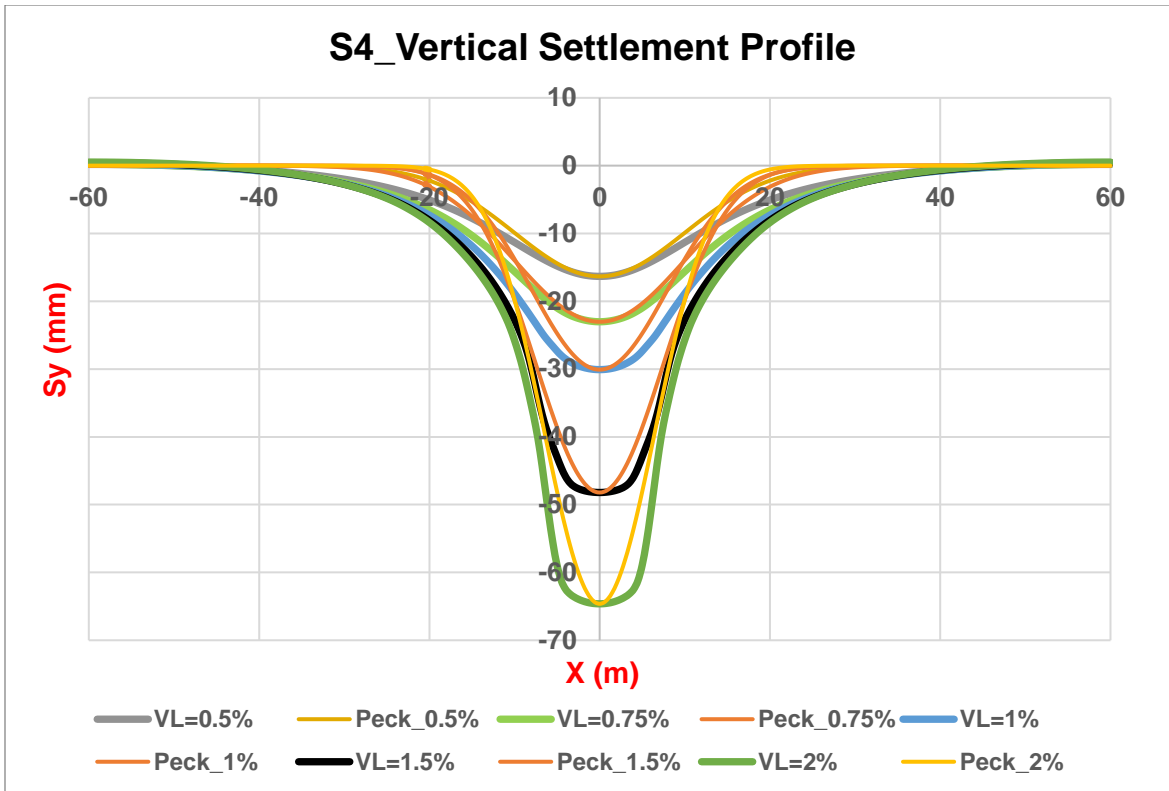
Διάγραμμα 19. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S2, $H/D=2$.



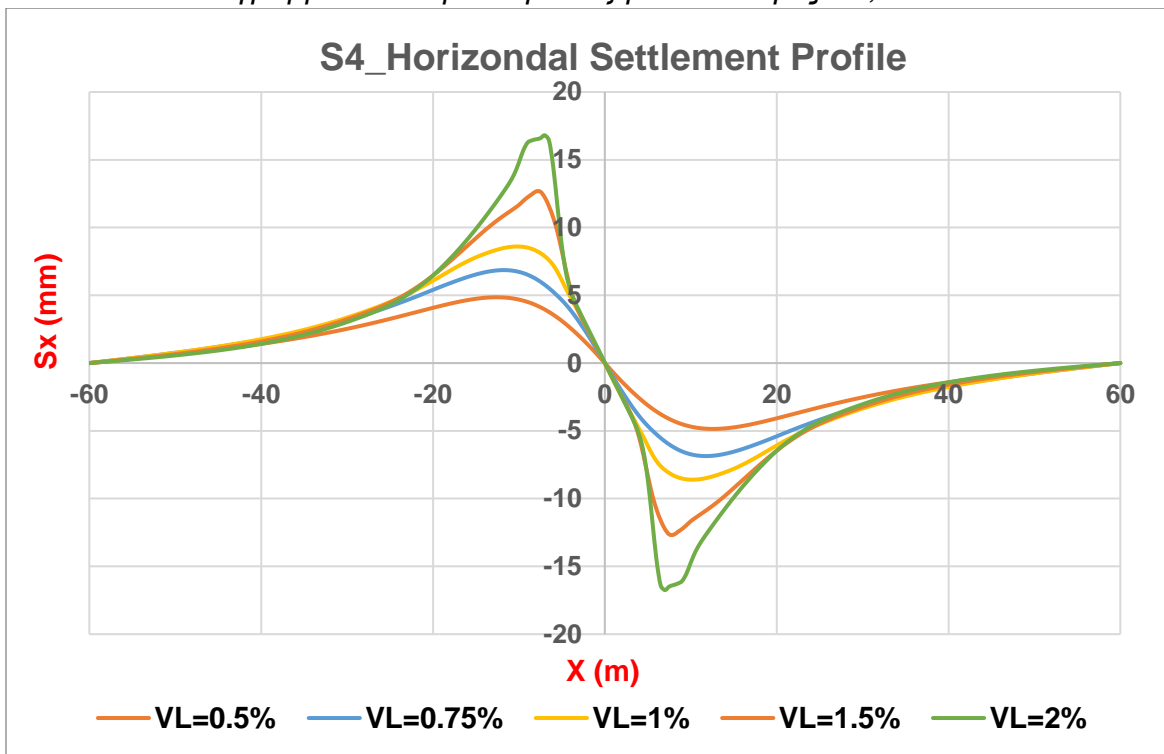
Διάγραμμα 20. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S3, H/D=2.



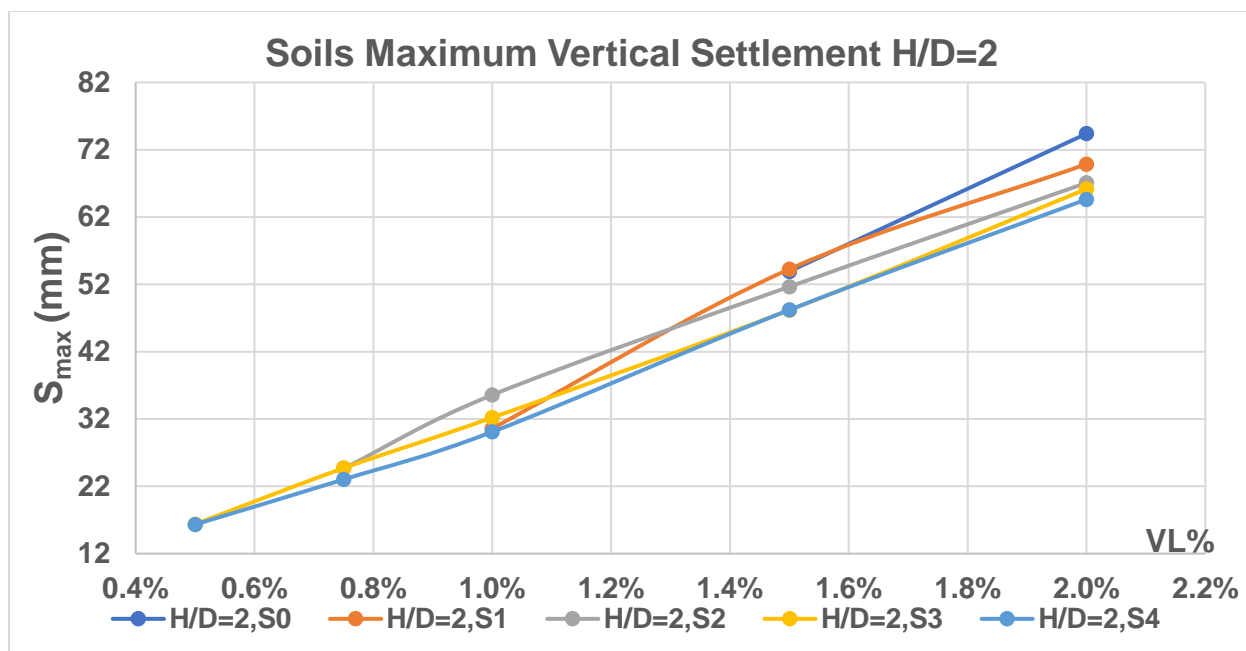
Διάγραμμα 21. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S3, H/D=2.



Διάγραμμα 22. Καμπύλη καθιζήσεων έδαφος S4, H/D=2.



Διάγραμμα 23. Καμπύλη οριζόντιας μετακίνησης έδαφος S4, H/D=2.

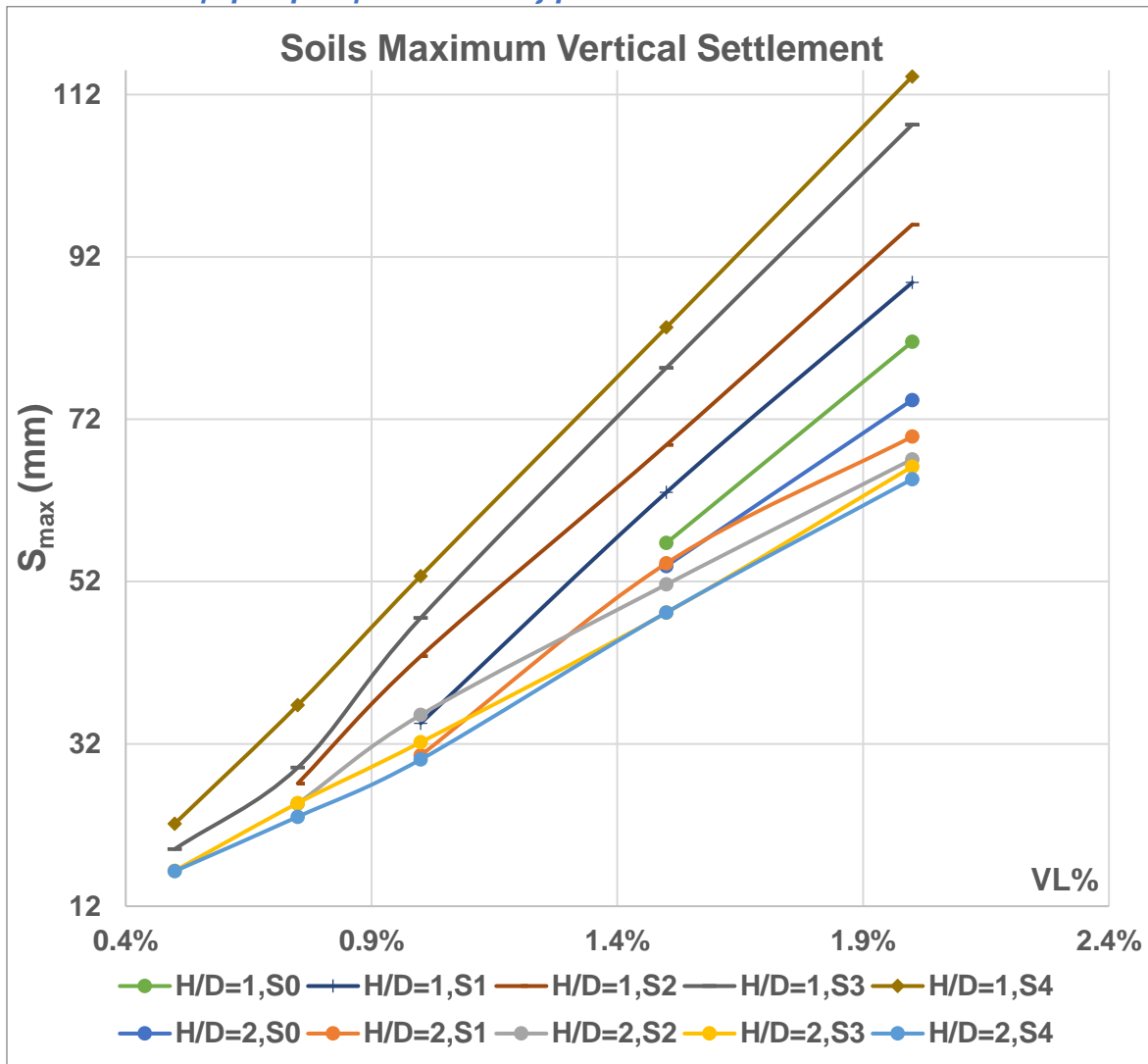


Διάγραμμα 24. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – VL, H/D=2.

H/D=2							
VL=0.5%				VL=0.75%			
	S _{v,max} (mm)	S _{h,max} (mm)	i (m)		S _{v,max} (mm)	S _{h,max} (mm)	i (m)
S0	-	-	-	S0	-	-	-
S1	-	-	-	S1	-	-	-
S2	-	-	-	S2	24.66	6.67	10.00
S3	16.38	4.60	10.00	S3	24.71	7.36	10.00
S4	16.33	4.86	10.00	S4	23.02	6.86	10.00
VL=1.0%				VL=1.5%			
	S _{v,max} (mm)	S _{h,max} (mm)	i (m)		S _{v,max} (mm)	S _{h,max} (mm)	i (m)
S0	-	-	-	S0	53.92	15.45	11.00
S1	30.59	7.95	10.00	S1	54.25	15.81	11.50
S2	35.57	10.13	10.50	S2	51.65	15.00	11.00
S3	32.20	9.70	9.50	S3	48.18	13.59	7.50
S4	30.08	8.60	8.00	S4	48.20	12.67	7.50
VL=2.0%							
	S _{v,max} (mm)	S _{h,max} (mm)	i (m)				
S0	74.38	22.56	13.50				
S1	69.86	20.70	12.50				
S2	67.07	18.97	11.00				
S3	66.17	18.03	8.00				
S4	64.62	16.80	6.50				

Πίνακας 6. Μέγιστη καθίζηση, οριζόντια μετακίνηση και τυπική απόκλιση i, H/D=2.

3.8.2.3. Σύγκριση Μέγιστων Καθιζήσεων



Διάγραμμα 25. Διακύμανση μέγιστης καθίζησης – VL, H/D=1,2.

Συμπεράσματα:

- Η θεωρητική καμπύλη καθιζήσεων του Peck πλησιάζει σε αρκετά ικανοποιητικό βαθμό αυτή της ανάλυσης.
- Η επιρροή του βάθους είναι εμφανής. Στην περίπτωση του H/D=2 οι καθιζήσεις είναι ηπιότερες από ότι του H/D=1.
- Η τυπική απόκλιση i στο H/D=2 κυμαίνεται στα 10m ενώ αντίστοιχα στο H/D=1 είναι το μισό δηλαδή 5m.
- Από τα δύο προηγούμενα συμπεραίνουμε ότι εκτός του ότι στα βαθιά έχουμε μικρότερες καθιζήσεις, η ανάπτυξη του προφίλ τους είναι εκτενέστερη.

- Το διάγραμμα 13 μας δείχνει ότι η επιρροή του VL είναι ποιο έντονη σε σχέση με την ποιότητα του εδάφους αφού η βελτίωση τους δεν επιφέρει σημαντική επίπτωση σε σχέση με την τιμή του VL.
- Η οριζόντιες μετακινήσεις για $H/D=1$ μηδενίζουν κοντά στην τιμή $x=20m$ ενώ για $H/D=2$ αντίστοιχα στο διπλάσιο δηλαδή $x=40m$.
- Ο ρυθμός αύξησης της μέγιστης καθίζησης (κλίση των ευθύγραμμων τμημάτων στο διάγραμμα 13) είναι σταθερός ανεξαρτήτου εδάφους και υπερκειμένου.
- Υπάρχει απόλυτη συμμετρία κατά τον κατακόρυφο άξονα.

4. Επιρροή σε Κτήρια

Στο κεφάλαιο αυτό θα εξεταστεί η επιρροή που έχουν τα κτήρια στην διάνοιξη της σήραγγας. Τα κτήρια που πρόκειται να ληφθούν υπόψη είναι πλαισιωτά πολυώροφα κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πιο συγκεκριμένα είναι σε αριθμό ορόφων 1, 2, 3, 6 και 9 με κοινό άνοιγμα $L=15\text{m}$. Είναι θεμελιωμένα επί μεμονωμένων πεδίων ύψους 2m. Η απόσταση μεταξύ των ορόφων λαμβάνεται 3m. Η μεθοδολογία που θα βασιστεί η ανάλυση είναι αυτή που πρότειναν οι Burland και Wroth (1974) και έχει εξηγηθεί αναλυτικά στο κεφάλαιο 1. Ακολουθείται εν συντομία η εξής διαδικασία:

1. Για ποσοστό εδαφικής απώλειας $V_L=0.5\%$, 0.75% , 1% , 1.5% και 2% , εδάφη S_0 , S_1 , S_2 , S_3 , S_4 και υπερκείμενα $H/D=1,2$ λαμβάνεται η αντίστοιχη καμπύλη καθιζήσεων greenfield.
2. Υπολογίζονται όλοι οι παράμετροι της «ισοδύναμης δοκού» και όπως είπαμε αυτή ακολουθεί τις καμπύλες καθιζήσεων σε συνθήκες τα.
3. Υπολογίζονται οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις για μηχανισμούς καθαρής κάμψης ($\epsilon_{b\max}$) και καθαρής διάτμησης ($\epsilon_{d\max}$) από τους παρακάτω τύπους.

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ \frac{L}{12t} + \frac{3EI}{2tLHG} \right\} \epsilon_{b\max} \quad (53)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left\{ 1 + \frac{HL^2G}{18EI} \right\} \epsilon_{d\max} \quad (54)$$

Όπου:

μήκος δοκού: $L=15\text{m}$,

ύψος δοκού: $H=(2+n*3)\text{m}$ όπου n είναι ο αριθμός των ορόφων,

E και G : είναι αντιστοίχως το μέτρο ελαστικότητας και το μέτρο διάτμησης του υλικού κατασκευής κτιρίου (το οποίο προσομοιώνεται ως «δοκός»). Για κτίρια με σκελετό από οπλισμένο σκυρόδεμα επί μεμονωμένων πεδίων λαμβάνεται $E/G = 12.5$ (με τη θεώρηση ισοδύναμης ακαμψίας των κτιρίων, λαμβανομένου υπόψη και των «ανοιγμάτων» τους),

I : η ροπή αδρανείας της ισοδύναμου «δοκού» μοναδιαίου πάχους, η οποία λαμβάνεται ως $H^3/12$ στην περίπτωση που η καμπύλη των καθιζήσεων έχει τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και $H^3/3$ στην περίπτωση όπου έχει τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης),

t : η μέγιστη απόσταση από τον ουδέτερο άξονα στο άκρο της δοκού, η οποία λαμβάνεται ως $H/2$ στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα άνω (συνθήκες κάμψης) και H στην περίπτωση καμπύλης καθιζήσεων με τα κοίλα προς τα κάτω (συνθήκες κύρτωσης),

Δ: λαμβάνεται από την καμπύλη καθιζήσεων σύμφωνα με το σχήμα 23.

4. Στις παραπάνω τιμές προστίθεται και η συνεισφορά της οριζόντιας εφελκυστικής παραμόρφωσης ϵ_h , η οποία υπολογίζεται ως η εγκάρσια μετακίνηση δυο σημείων ως προς το αρχικό μήκος τους.
5. Η μέγιστη τιμή από τα παραπάνω θα καθορίσει και την κατηγορία βλαβών του κτηρίου βάση του πίνακα 2 αλλά και τον κρίσιμο μηχανισμό (εφελκυσμός/διάτμηση).

Βάση όσων ειπώθηκαν παραπάνω στα επόμενα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών.

4.1. Έδαφος S0

H=10m, S0, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%															
1.50%	0.456	4,5	Shear	0.457	4,5	Shear	0.457	4,5	Shear	0.458	4,5	Shear	0.458	4,5	Shear
2%	0.140	2	Bending	0.109	2	Bending	0.086	2	Bending	0.050	1	Bending	0.035	0	Bending

H=10m, S0, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%															
1.50%	0.457	4,5	Shear	0.458	4,5	Shear	0.459	4,5	Shear	0.459	4,5	Shear	0.459	4,5	Shear
2%	0.441	4,5	Bending	0.410	4,5	Bending	0.387	4,5	Bending	0.351	4,5	Bending	0.336	4,5	Bending

H=20m, S0, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%															
1.50%	0.040	0	Bending	0.031	0	Bending	0.024	0	Bending	0.014	0	Bending	0.010	0	Bending
2%	0.043	0	Bending	0.033	0	Bending	0.026	0	Bending	0.015	0	Bending	0.011	0	Bending

H=20m, S0, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%															
1.50%	0.219	3	Bending	0.210	3	Bending	0.203	3	Bending	0.193	3	Bending	0.189	3	Bending
2%	0.283	3	Bending	0.273	3	Bending	0.266	3	Bending	0.255	3	Bending	0.251	3	Bending

Πίνακας 7. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους S0.

4.2. Έδαφος S1

H=10m, S1, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%	0.255	3	Shear	0.255	3	Shear	0.255	3	Shear	0.255	3	Shear	0.256	3	Shear
1.50%	0.582	4,5	Shear	0.583	4,5	Shear	0.583	4,5	Shear	0.583	4,5	Shear	0.583	4,5	Shear
2%	1.016	4,5	Shear	1.016	4,5	Shear	1.016	4,5	Shear	1.016	4,5	Shear	1.016	4,5	Shear

H=10m, S1, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%	0.258	3	Shear	0.259	3	Shear	0.259	3	Shear	0.259	3	Shear	0.259	3	Shear
1.50%	0.584	4,5	Shear	0.585	4,5	Shear	0.585	4,5	Shear	0.585	4,5	Shear	0.585	4,5	Shear
2%	1.031	4,5	Shear	1.031	4,5	Shear	1.031	4,5	Shear	1.031	4,5	Shear	1.031	4,5	Shear

H=20m, S1, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%	0.027	0	Bending	0.021	0	Bending	0.017	0	Bending	0.01	0	Bending	0.007	0	Bending
1.50%	0.038	0	Bending	0.030	0	Bending	0.023	0	Bending	0.014	0	Bending	0.010	0	Bending
2%	0.040	0	Bending	0.031	0	Bending	0.025	0	Bending	0.015	0	Bending	0.010	0	Bending

H=20m, S1, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%															
1%	0.121	2	Bending	0.115	2	Bending	0.111	2	Bending	0.104	2	Bending	0.101	2	Bending
1.50%	0.216	3	Bending	0.208	3	Bending	0.201	3	Bending	0.192	3	Bending	0.188	3	Bending
2%	0.257	3	Bending	0.248	3	Bending	0.241	3	Bending	0.231	3	Bending	0.226	3	Bending

Πίνακας 8. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους S1.

4.3. Έδαφος S2

H=10m, S2, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%	0.202	3	Shear	0.202	3	Shear	0.202	3	Shear	0.202	3	Shear	0.202	3	Shear
1%	0.362	4,5	Shear	0.362	4,5	Shear	0.363	4,5	Shear	0.363	4,5	Shear	0.363	4,5	Shear
1.50%	0.778	4,5	Shear	0.779	4,5	Shear	0.779	4,5	Shear	0.779	4,5	Shear	0.779	4,5	Shear
2%	1.170	4,5	Shear	1.171	4,5	Shear	1.171	4,5	Shear	1.172	4,5	Shear	1.172	4,5	Shear

H=10m, S2, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%	0.204	3	Shear	0.204	3	Shear	0.204	3	Shear	0.204	3	Shear	0.204	3	Shear
1%	0.367	4,5	Shear	0.367	4,5	Shear	0.367	4,5	Shear	0.367	4,5	Shear	0.368	4,5	Shear
1.50%	0.791	4,5	Shear	0.792	4,5	Shear	0.792	4,5	Shear	0.792	4,5	Shear	0.792	4,5	Shear
2%	1.199	4,5	Shear	1.200	4,5	Shear	1.200	4,5	Shear	1.200	4,5	Shear	1.200	4,5	Shear

H=20m, S2, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%	0.022	0	Bending	0.017	0	Bending	0.013	0	Bending	0.008	0	Bending	0.005	0	Bending
1%	0.029	0	Bending	0.022	0	Bending	0.018	0	Bending	0.01	0	Bending	0.007	0	Bending
1.50%	0.034	0	Bending	0.027	0	Bending	0.021	0	Bending	0.012	0	Bending	0.009	0	Bending
2%	0.039	0	Bending	0.030	0	Bending	0.024	0	Bending	0.014	0	Bending	0.010	0	Bending

H=20m, S2, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%															
0.75%	0.1	2	Bending	0.095	2	Bending	0.091	2	Bending	0.086	2	Bending	0.084	2	Bending
1%	0.145	2	Bending	0.139	2	Bending	0.134	2	Bending	0.127	2	Bending	0.124	2	Bending
1.50%	0.200	3	Bending	0.192	3	Bending	0.186	3	Bending	0.178	3	Bending	0.174	3	Bending
2%	0.236	3	Bending	0.227	3	Bending	0.221	3	Bending	0.211	3	Bending	0.207	3	Bending

Πίνακας 9. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους S2.

4.4. Έδαφος S3

H=10m, S3, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.125	2	Shear	0.134	2	Shear	0.137	2	Shear	0.139	2	Shear	0.14	2	Shear
0.75%	0.232	3	Shear	0.233	3	Shear	0.233	3	Shear	0.233	3	Shear	0.233	3	Shear
1%	0.48	4,5	Shear	0.481	4,5	Shear	0.481	4,5	Shear	0.481	4,5	Shear	0.481	4,5	Shear
1.50%	0.893	4,5	Shear	0.896	4,5	Shear	0.897	4,5	Shear	0.897	4,5	Shear	0.897	4,5	Shear
2%	1.242	4,5	Shear	1.245	4,5	Shear	1.246	4,5	Shear	1.247	4,5	Shear	1.247	4,5	Shear

H=10m, S3, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.126	2	Shear	0.134	2	Shear	0.137	2	Shear	0.14	2	Shear	0.14	2	Shear
0.75%	0.235	3	Shear	0.235	3	Shear	0.235	3	Shear	0.235	3	Shear	0.235	3	Shear
1%	0.506	4,5	Shear	0.507	4,5	Shear	0.508	4,5	Shear	0.508	4,5	Shear	0.508	4,5	Shear
1.50%	0.964	4,5	Shear	0.967	4,5	Shear	0.967	4,5	Shear	0.968	4,5	Shear	0.968	4,5	Shear
2%	1.356	4,5	Shear	1.360	4,5	Shear	1.361	4,5	Shear	1.362	4,5	Shear	1.362	4,5	Shear

H=20m, S3, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.014	0	Bending	0.011	0	Bending	0.009	0	Bending	0.005	0	Bending	0.004	0	Bending
0.75%	0.02	0	Bending	0.016	0	Bending	0.013	0	Bending	0.007	0	Bending	0.005	0	Bending
1%	0.026	0	Bending	0.02	0	Bending	0.016	0	Bending	0.009	0	Bending	0.007	0	Bending
1.50%	0.047	0	Bending	0.036	0	Bending	0.029	0	Bending	0.017	0	Bending	0.012	0	Bending
2%	0.072	1	Bending	0.056	1	Bending	0.044	0	Bending	0.026	0	Bending	0.018	0	Bending

H=20m, S3, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.067	1	Bending	0.064	1	Bending	0.061	1	Bending	0.058	1	Bending	0.056	1	Bending
0.75%	0.106	2	Bending	0.101	2	Bending	0.098	2	Bending	0.093	2	Bending	0.09	2	Bending
1%	0.142	2	Bending	0.136	2	Bending	0.131	2	Bending	0.125	2	Bending	0.122	2	Bending
1.50%	0.221	3	Bending	0.210	3	Bending	0.203	3	Bending	0.191	3	Bending	0.186	3	Bending
2%	0.293	3	Bending	0.277	3	Bending	0.265	3	Bending	0.247	3	Bending	0.239	3	Bending

Πίνακας 10. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους S3.

4.5. Έδαφος S4

H=10m, S4, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.18	3	Shear	0.181	3	Shear	0.181	3	Shear	0.181	3	Shear	0.181	3	Shear
0.75%	0.35	4,5	Shear	0.351	4,5	Shear	0.352	4,5	Shear	0.352	4,5	Shear	0.352	4,5	Shear
1%	0.591	4,5	Shear	0.593	4,5	Shear	0.594	4,5	Shear	0.594	4,5	Shear	0.594	4,5	Shear
1.50%	0.976	4,5	Shear	0.980	4,5	Shear	0.982	4,5	Shear	0.982	4,5	Shear	0.983	4,5	Shear
2%	1.349	4,5	Shear	1.355	4,5	Shear	1.356	4,5	Shear	1.358	4,5	Shear	1.358	4,5	Shear

H=10m, S4, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.181	3	Shear	0.181	3	Shear	0.181	3	Shear	0.182	3	Shear	0.182	3	Shear
0.75%	0.367	4,5	Shear	0.368	4,5	Shear	0.369	4,5	Shear	0.369	4,5	Shear	0.369	4,5	Shear
1%	0.633	4,5	Shear	0.635	4,5	Shear	0.636	4,5	Shear	0.636	4,5	Shear	0.636	4,5	Shear
1.50%	1.067	4,5	Shear	1.071	4,5	Shear	1.072	4,5	Shear	1.073	4,5	Shear	1.073	4,5	Shear
2%	1.487	4,5	Shear	1.493	4,5	Shear	1.494	4,5	Shear	1.495	4,5	Shear	1.496	4,5	Shear

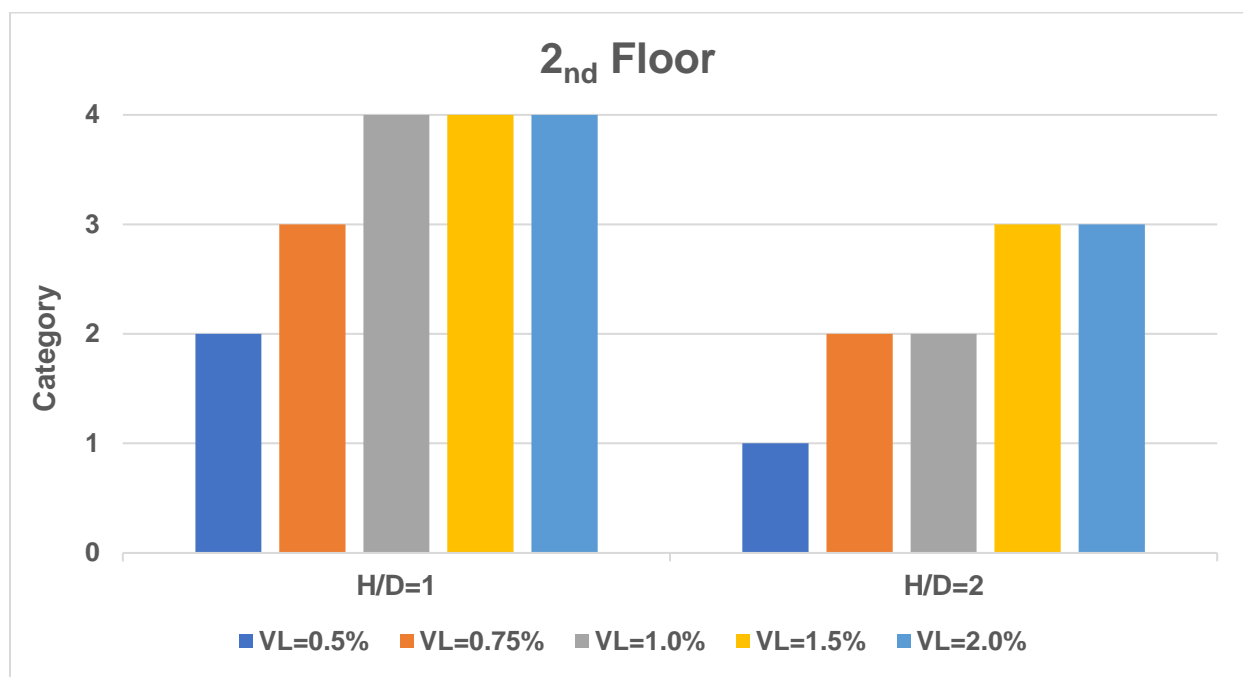
H=20m, S4, $\epsilon(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type	$\epsilon(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.014	0	Bending	0.011	0	Bending	0.008	0	Bending	0.005	0	Bending	0.003	0	Bending
0.75%	0.02	0	Bending	0.015	0	Bending	0.012	0	Bending	0.007	0	Bending	0.005	0	Bending
1%	0.029	0	Bending	0.023	0	Bending	0.018	0	Bending	0.011	0	Bending	0.007	0	Bending
1.50%	0.067	1	Bending	0.052	1	Bending	0.041	0	Bending	0.024	0	Bending	0.831	0	Bending
2%	0.830	4,5	Shear	0.831	4,5	Shear	0.831	4,5	Shear	0.831	4,5	Shear	0.831	4,5	Shear

H=20m, S4, $\epsilon_{tot}(\%)$															
Floor	1			2			3			6			9		
	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type	$\epsilon_{tot}(\%)$	Failure	Type
VI															
0.50%	0.069	1	Bending	0.066	1	Bending	0.063	1	Bending	0.06	1	Bending	0.058	1	Bending
0.75%	0.1	2	Bending	0.095	2	Bending	0.092	2	Bending	0.087	2	Bending	0.085	2	Bending
1%	0.137	2	Bending	0.131	2	Bending	0.126	2	Bending	0.119	2	Bending	0.116	2	Bending
1.50%	0.236	3	Bending	0.221	3	Bending	0.210	3	Bending	0.193	3	Bending	0.185	3	Bending
2%	0.837	4,5	Shear	0.837	4,5	Shear	0.837	4,5	Shear	0.837	4,5	Shear	0.837	4,5	Shear

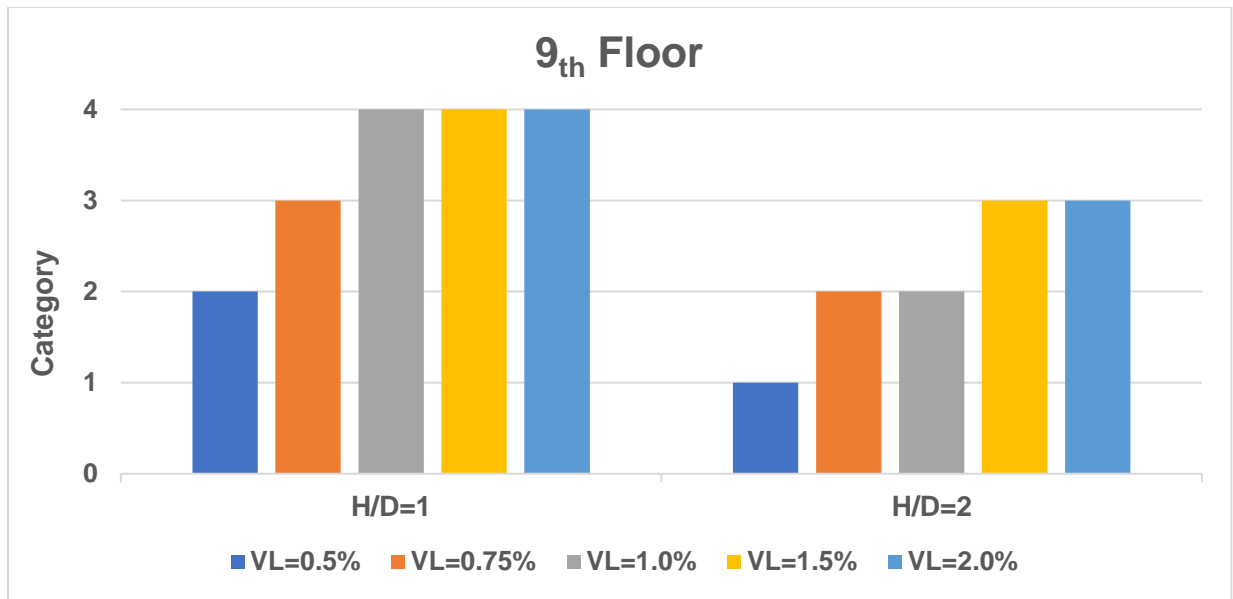
Πίνακας 11. Εφελκυστικές παραμορφώσεις εδάφους S4.

4.6. Επιρροή του βάθους εκσκαφής στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου

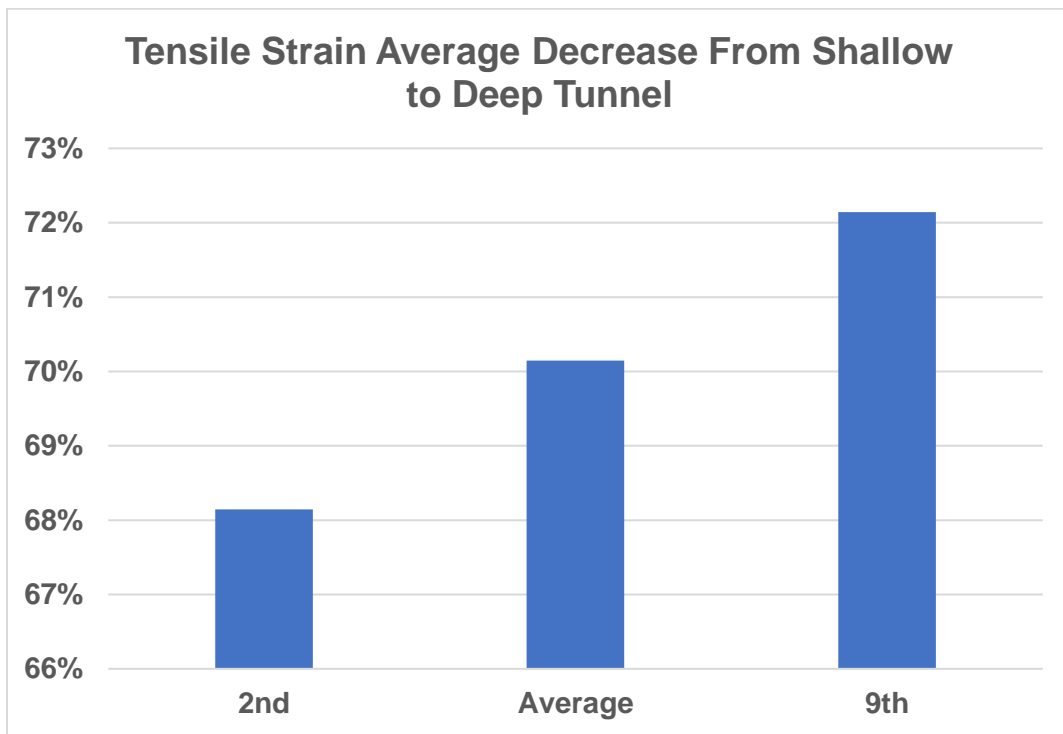
Επιλέγεται για το έδαφος καλής ποιότητας S3 και για την περίπτωση χαμηλού ύψους κτηρίου ($n=2$, $H=8m$) και υψηλού ύψους κτηρίου ($n=9$, $H=29m$) και για όλες τις τιμές του VL να εξετάσουμε την επιρροή αυτή. Παρατίθενται τα σχετικά συγκριτικά ιστογράμματα.



Διάγραμμα 26. Κατηγορία βλαβών για δώροφο κτήριο, $H/D=1,2$, $VL=0.5,0.75,1,1.5,2\%$, έδαφος S3.



Διάγραμμα 27. Κατηγορία βλαβών για εννιαώροφο κτήριο, $H/D=1,2$, $VL=0.5,0.75,1,1.5,2\%$, έδαφος S3.



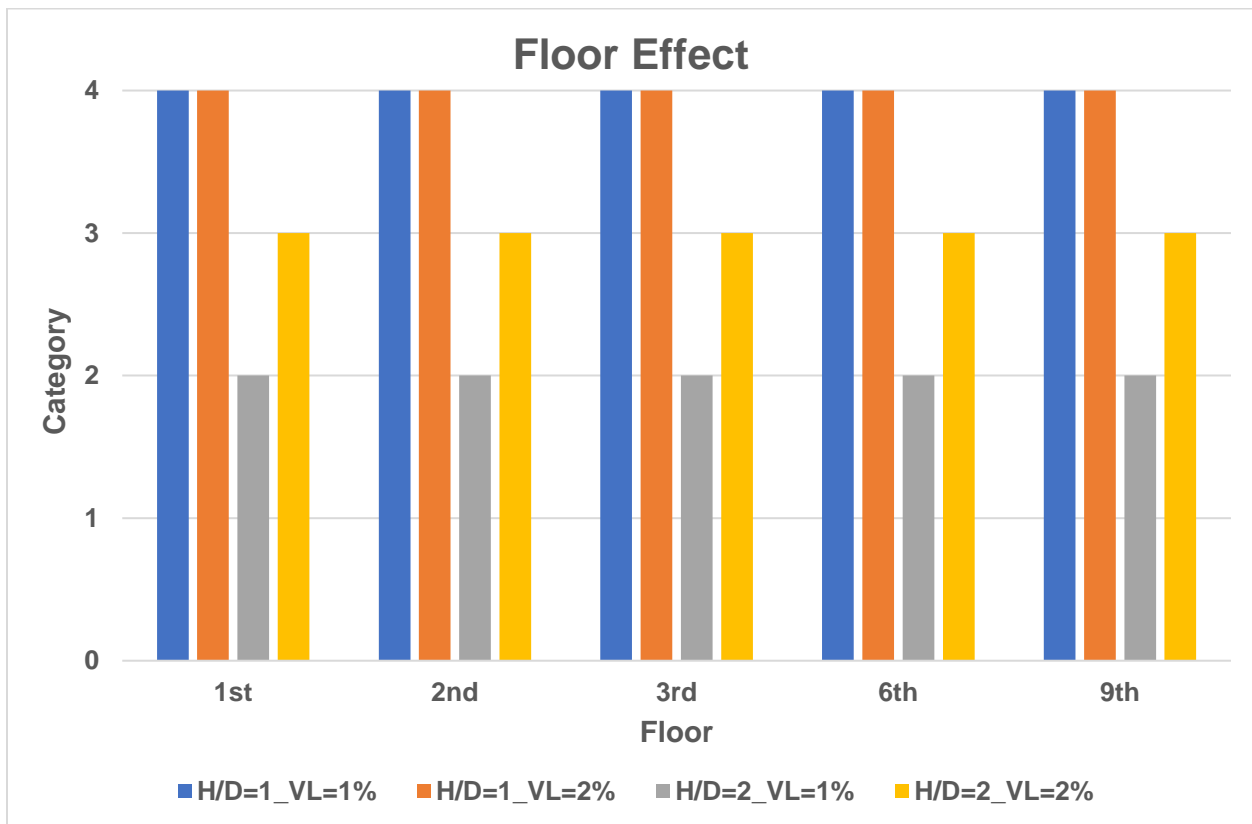
Διάγραμμα 28. Μέση αύξηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης διώροφου και εννιαώροφου από ρηχή σε βαθιά σήραγγα για έδαφος S3.

Συμπεράσματα:

- Ανεξαρτήτως του δείκτη σχετικής εδαφικής απώλειας VL και ύψους κτηρίου, το μεγαλύτερο βάθος εκσκαφής επηρέασε θετικά στην ανωδομή με μάλιστα πτώση της κατηγορίας βλαβών. Στην συγκεκριμένη περίπτωση για VL=1% η κατηγορία έπεσε δύο τάξεις ενώ στις λοιπές κατά μονάδα.
- Ποσοτικά αρκετά αισθητή είναι η μείωση της εφελκυστικής παραμόρφωσης κατά 68% στο χαμηλό κτίριο ενώ 72% στο υψηλό. Άρα κατά μέσο όρο περίπου 70% ανεξαρτήτου ύψους.

4.7. Επιρροή του ύψους του κτιρίου στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου

Εδώ επιλέγεται το έδαφος S2 και για δείκτες απώλειας εδάφους VL=1%, 2% και για όλες τις περιπτώσεις μεταβολής ορόφων κατασκευάζεται το παρακάτω συγκριτικό και συγκεντρωτικό ιστόγραμμα.



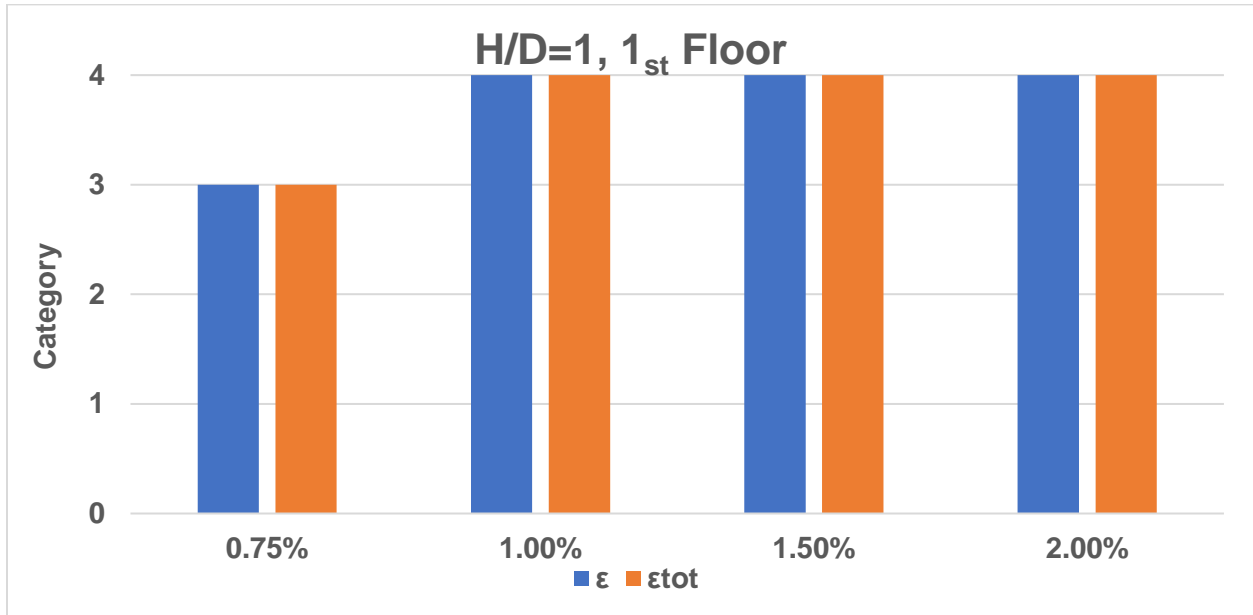
Διάγραμμα 29. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1,2,3,6,9$, $H/D=1,2$, $VL=1,2\%$, έδαφος S2.

Συμπεράσματα:

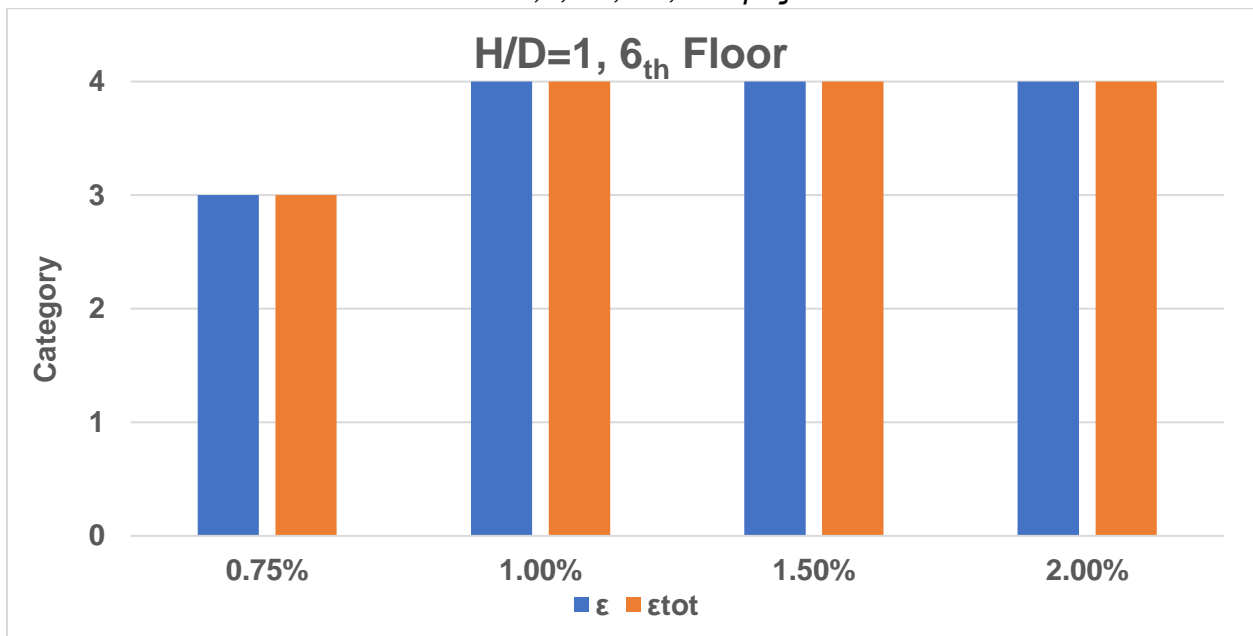
- Η αλλαγή μόνο του ύψους του κτιρίου είτε πρόκειται για ρηχή σήραγγα είτε για βαθιά ανεξαρτήτου της τιμής VL δεν μεταβάλλει την υπάρχουσα κατηγορία ζημιών.

4.8. Επιρροή της οριζόντιας παραμόρφωσης στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου

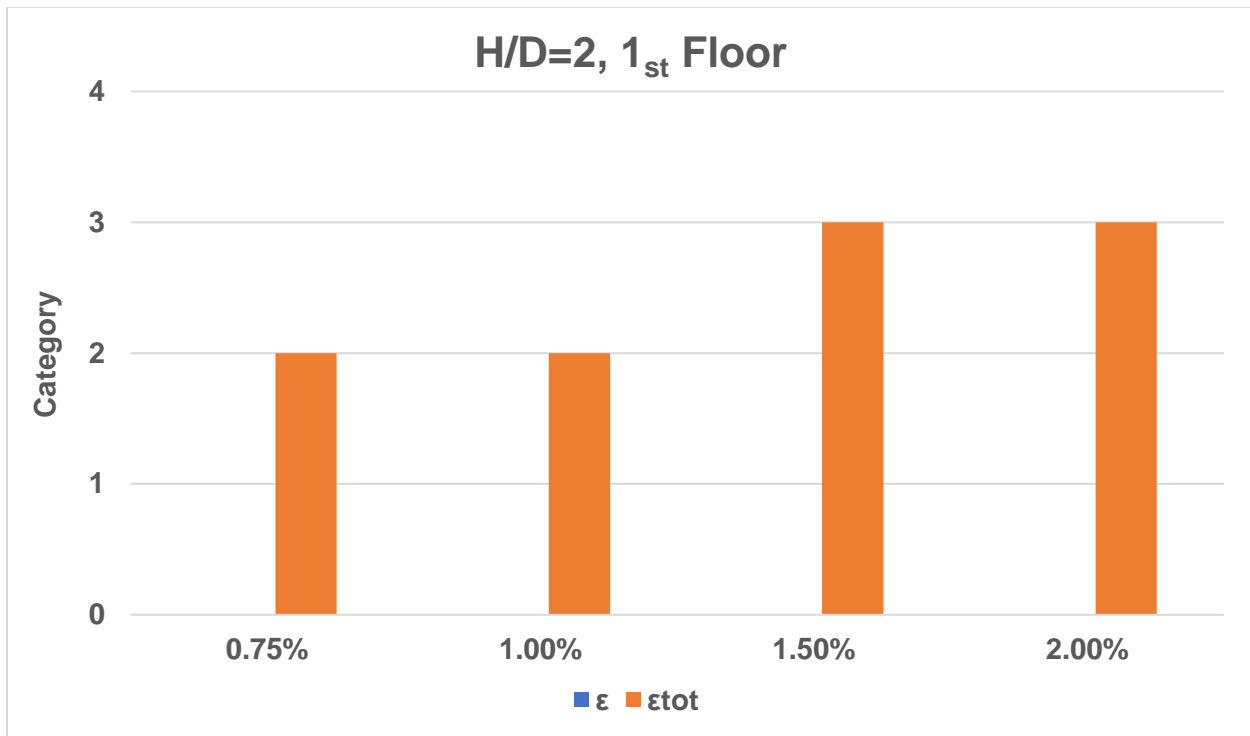
Εξετάζουμε πάλι το έδαφος S2 μεταβάλλοντας τον αριθμό των ορόφων μεταξύ του 1 και 6 καθώς και το ύψος των υπερκειμένων.



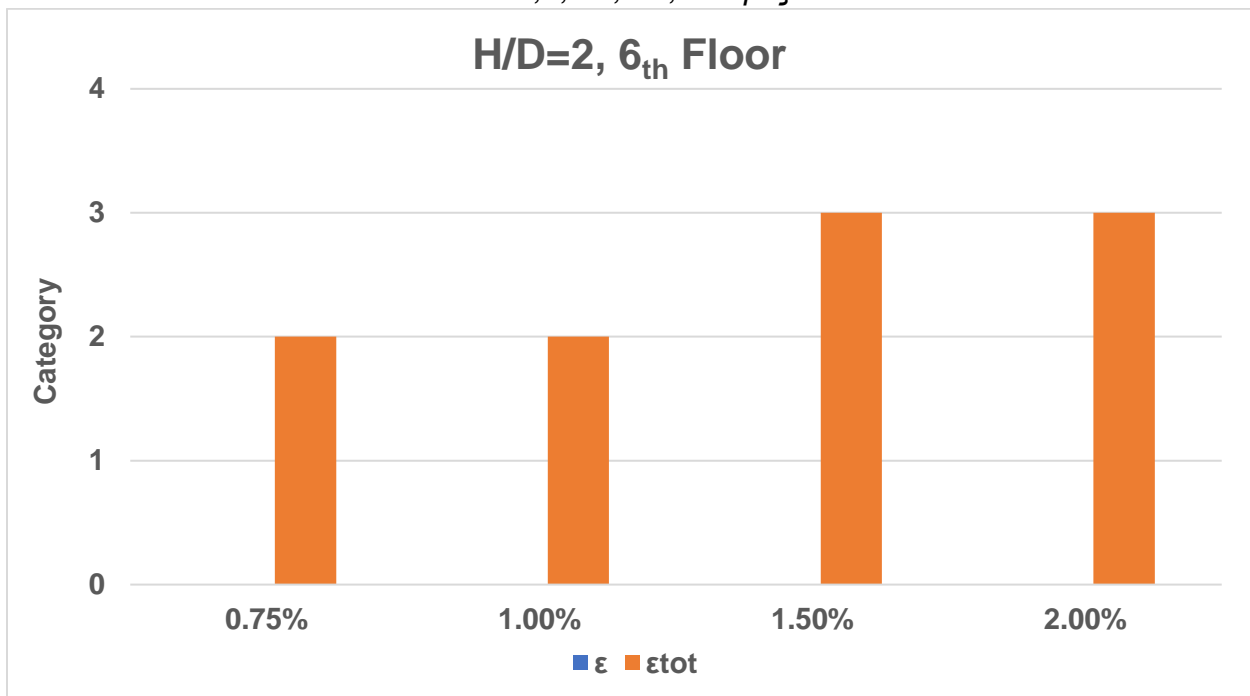
Διάγραμμα 30. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1$, $H/D=1$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.



Διάγραμμα 31. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=6$, $H/D=1$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.

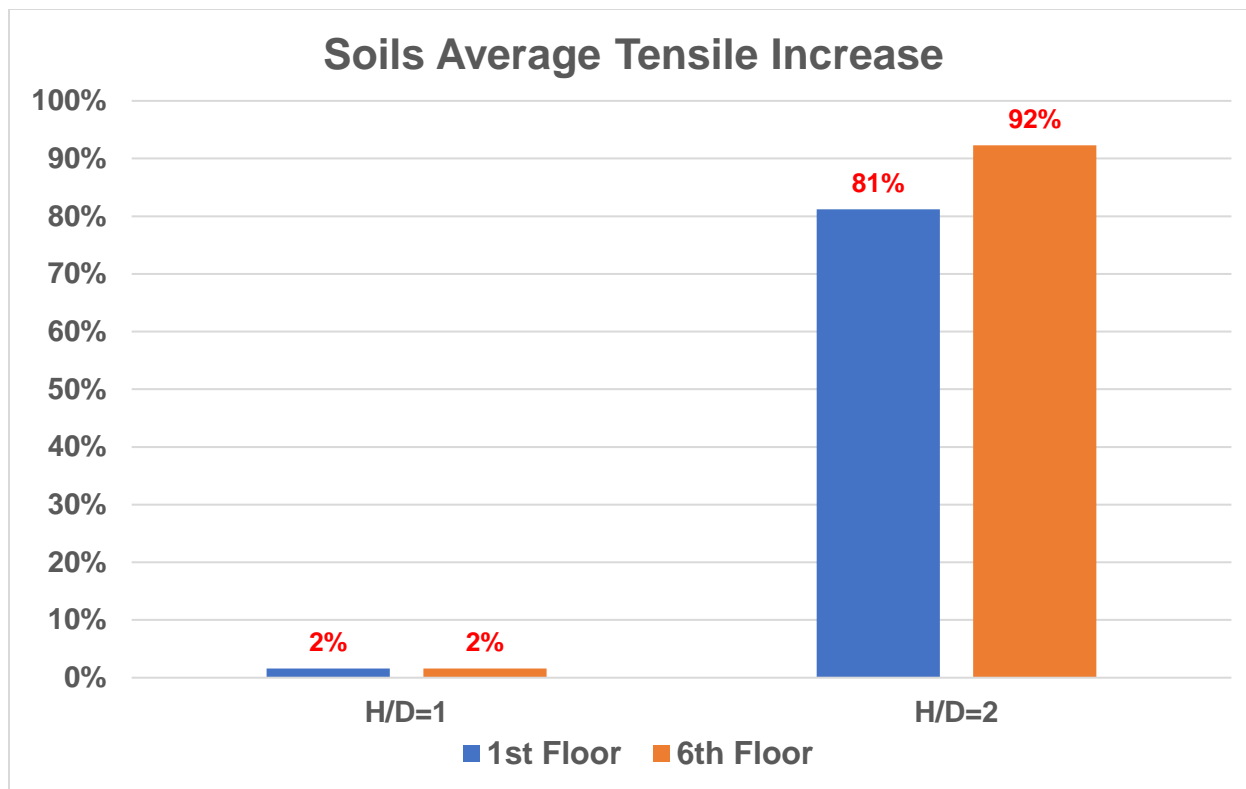


Διάγραμμα 32. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=1$, $H/D=2$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.



Διάγραμμα 33. Κατηγορία βλαβών κτηρίου με αριθμό ορόφων $n=6$, $H/D=2$, $VL=0.75, 1, 1.5, 2\%$, έδαφος S2.

Σημείωση: οι τιμές της ϵ είναι μηδενικές και δεν φαίνονται στα παραπάνω σχήματα.



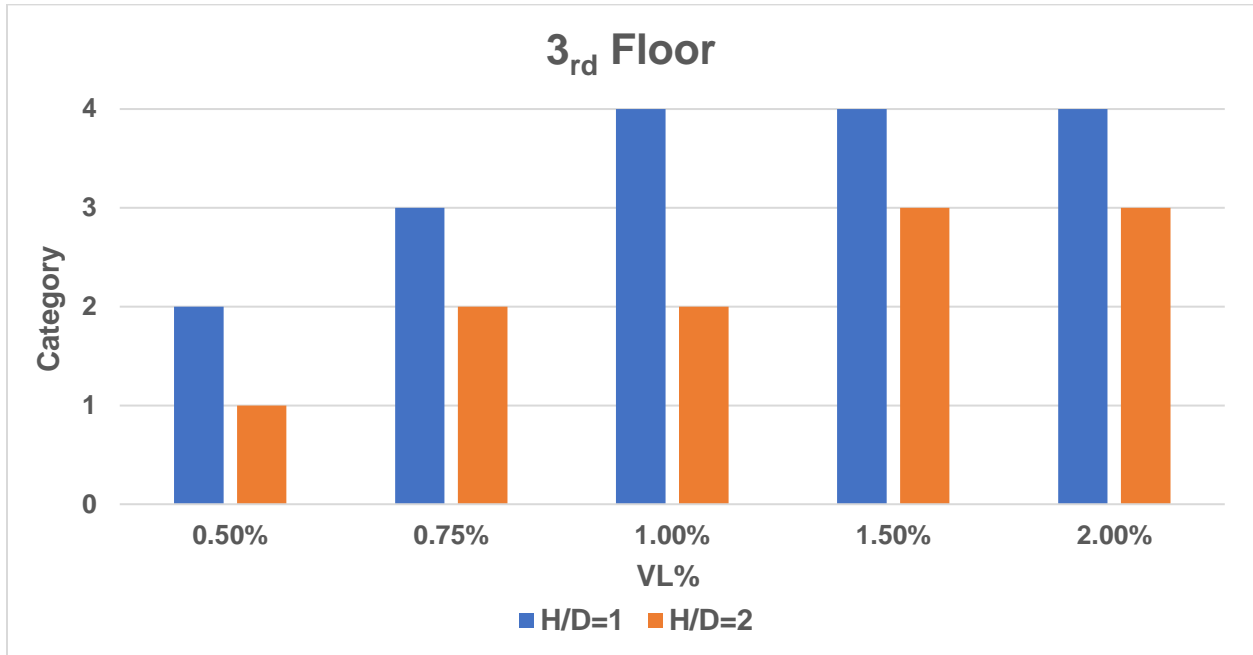
Διάγραμμα 34. Μέση αύξηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης για αριθμό ορόφων $n=1,6$, $H/D=1,2$, έδαφος S2.

Συμπεράσματα:

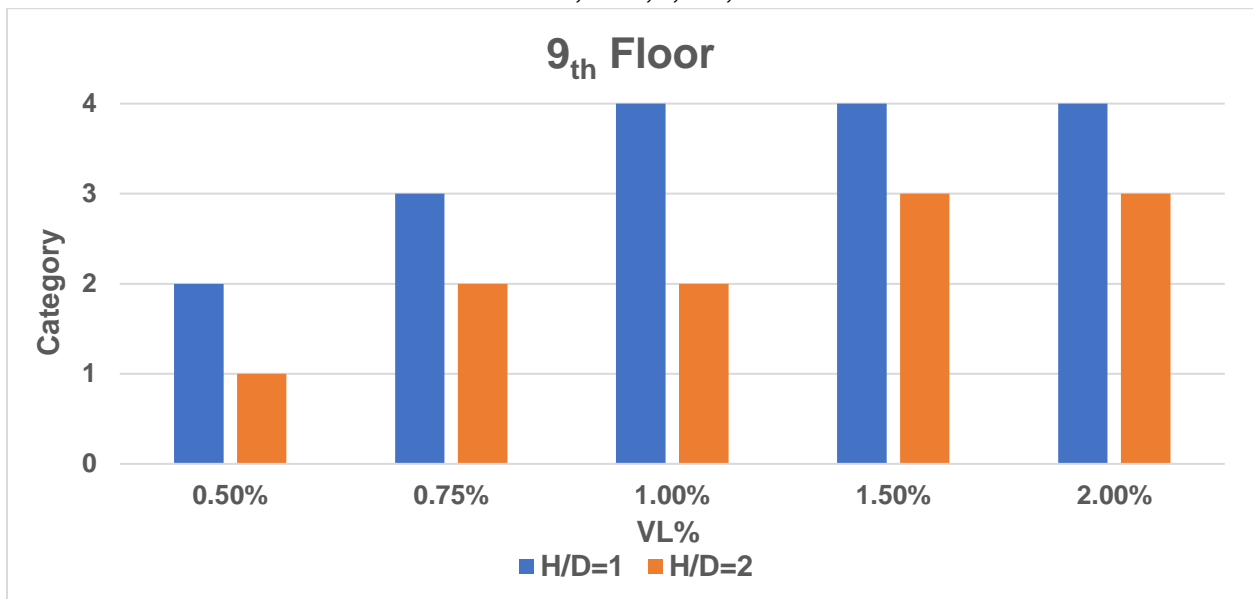
- Η οριζόντια παραμόρφωση δρα σημαντικά μόνο στην περίπτωση $H/D=2$ ανεξαρτήτου αριθμού ορόφων. Μάλιστα σε τιμές $V_L=0.75\%$ και 1% η κατηγορία ανέβηκε από το μηδέν στην 2 ενώ αντίστοιχα για 1.5% και 2% κατά 3 ολόκληρες μονάδες.
- Η μέση αύξηση της εφελκυστικής παραμόρφωσης λαμβάνοντας υπόψη την οριζόντια για $H/D=2$ είναι 81% στον μονώροφο και 92% στον εξάροφο.

4.9. Επιρροή του ποσοστού εδαφικής απώλειας στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου

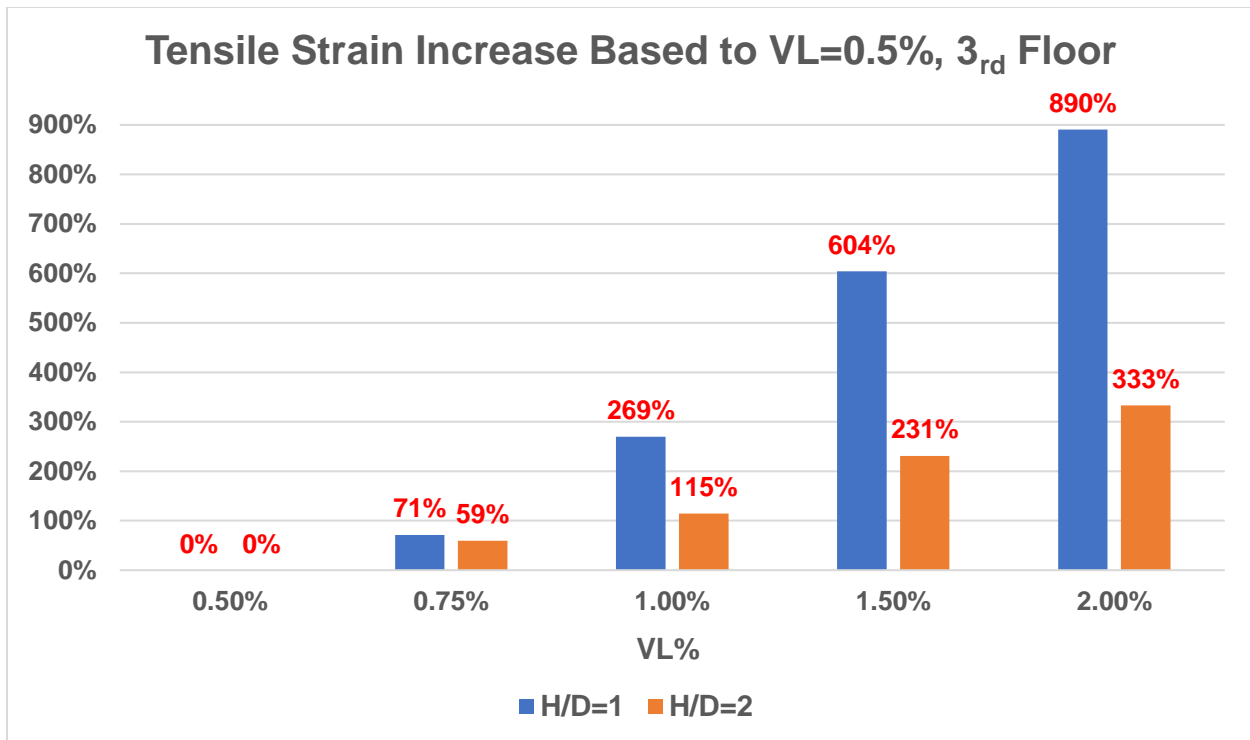
Επιλέγεται έδαφος S3 καλής ποιότητας με κτίριο τριών και εννιά ορόφων και για τις δυο περιπτώσεις του υπερκειμένου για να εξεταστεί η επίδραση αυτή.



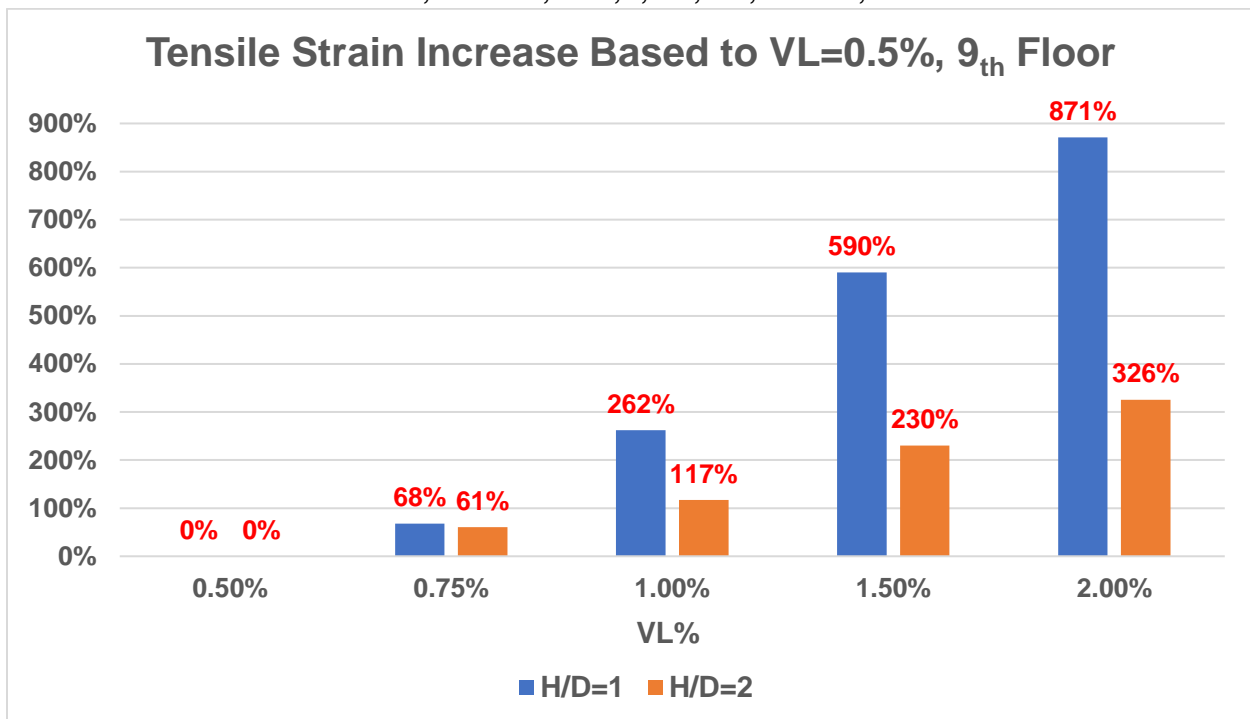
Διάγραμμα 35. Κατηγορίες βλαβών για αριθμό ορόφων $n=3$, $H/D=1,2$, έδαφος S3, $VL=0.5,0.75,1,1.5,2\%$.



Διάγραμμα 36. Κατηγορίες βλαβών για αριθμό ορόφων $n=9$, $H/D=1,2$, έδαφος S3, $VL=0.5,0.75,1,1.5,2\%$.



Διάγραμμα 37. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς VL=0.5% για n=3, VL=0.5,0.75,1,1.5,2%, H/D=1,2.



Διάγραμμα 38. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς VL=0.5% για n=9, VL=0.5,0.75,1,1.5,2%, H/D=1,2.

Συμπεράσματα:

- Σε κάθε περίπτωση όπως ήταν αναμενόμενο η κατηγορία των ζημιών αυξήθηκε.
- Ανεξάρτητα του αριθμού των ορόφων η αύξηση της ετοτ σε σχέση με αυτήν του αντιστοιχεί στην τιμή $V_L=0.5\%$ είναι 60%, 116%, 230% και 330% για βαθιά εκσκαφή ενώ 70%, 266%, 597% και 881% για ρηχή σήραγγα.

4.10. Επιρροή της ποιότητας του εδάφους στην κατηγορία ζημιών του κτηρίου

Τα ποιοτικά χαρακτηριστικά των εδαφών είναι ένας σημαντικός παράγοντας υπό εξέταση. Για την ποιοτική κατάταξη των 5 είδη εδαφών θα καθοριστεί ο συντελεστής υπερφόρτωσης $N_s=2\rho_0/\sigma_{cm}$ βάση του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb. Το $1/N_s$ καθώς αυξάνεται πηγαίνουμε σε καλύτερα εδάφη. Ο υπολογισμός του N_s ακολουθεί την εξής πορεία:

Κατακόρυφη γεωστατική τάση στο βάθος H : $\sigma_v=\gamma*H$,

Οριζόντια γεωστατική τάση στο βάθος H : $\sigma_h=K_0*\sigma_v$ ($K_0=0.5$),

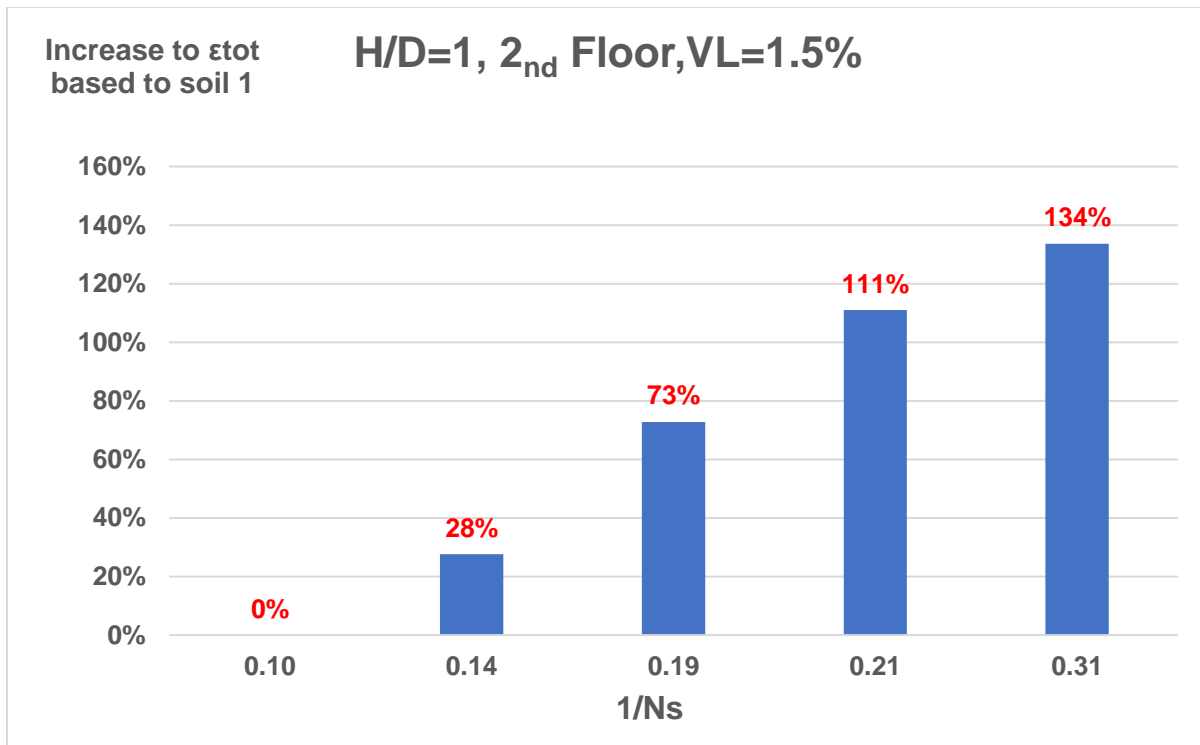
Μέση γεωστατική τάση στο βάθος H : $\rho_0=(\sigma_v+\sigma_h)/2$,

Συντελεστής κ : $\kappa=\tan^2(45+\phi_0/2)$,

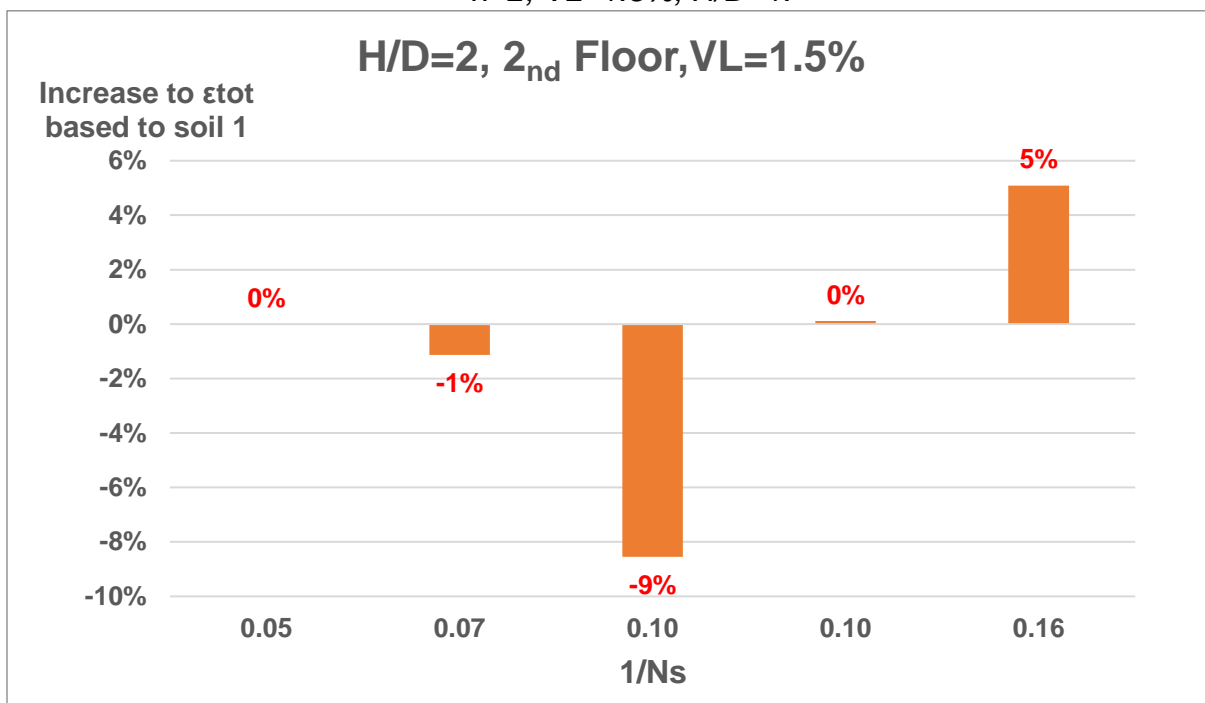
Αντοχή βραχόμαζας: $\sigma_{cm}=2*c*\sqrt{\kappa}$,

Συντελεστής υπερφόρτωσης: $N_s=2\rho_0/\sigma_{cm}$

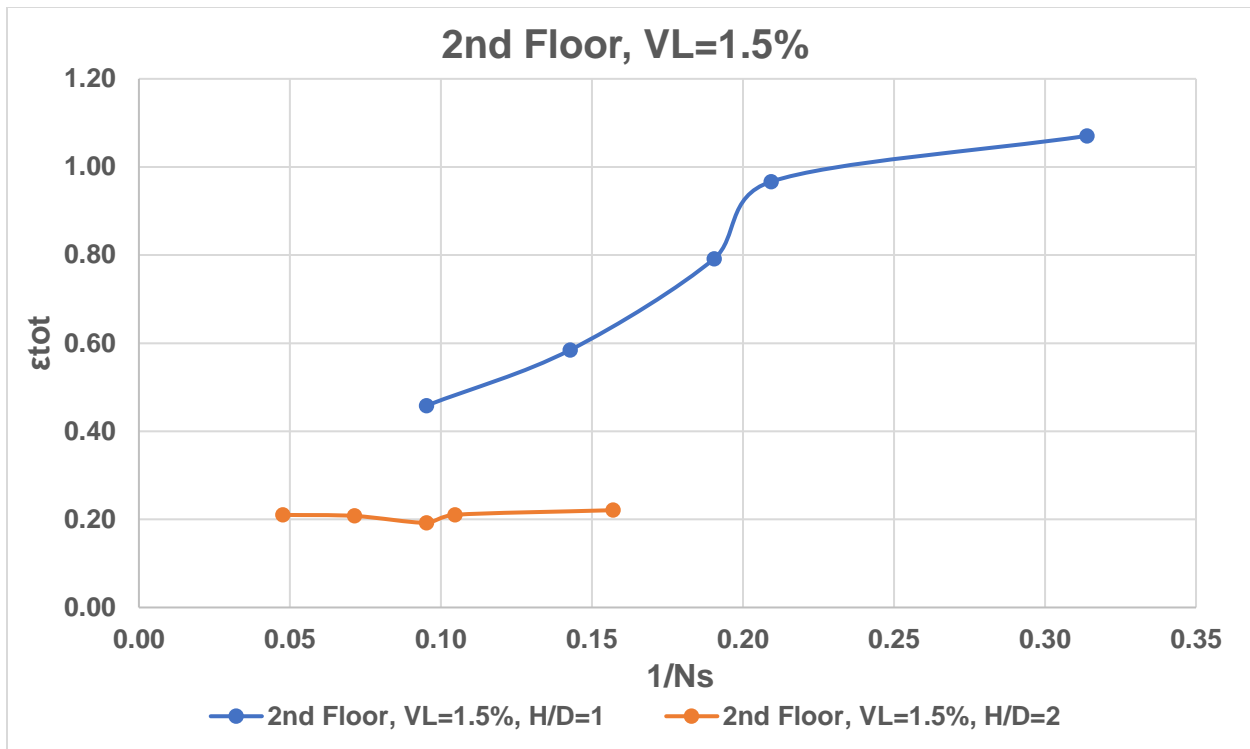
Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για τα δυο υπερκείμενα, για τιμές $V_L=1.5\%, 2\%$ καθώς και για διώροφο κτήριο.



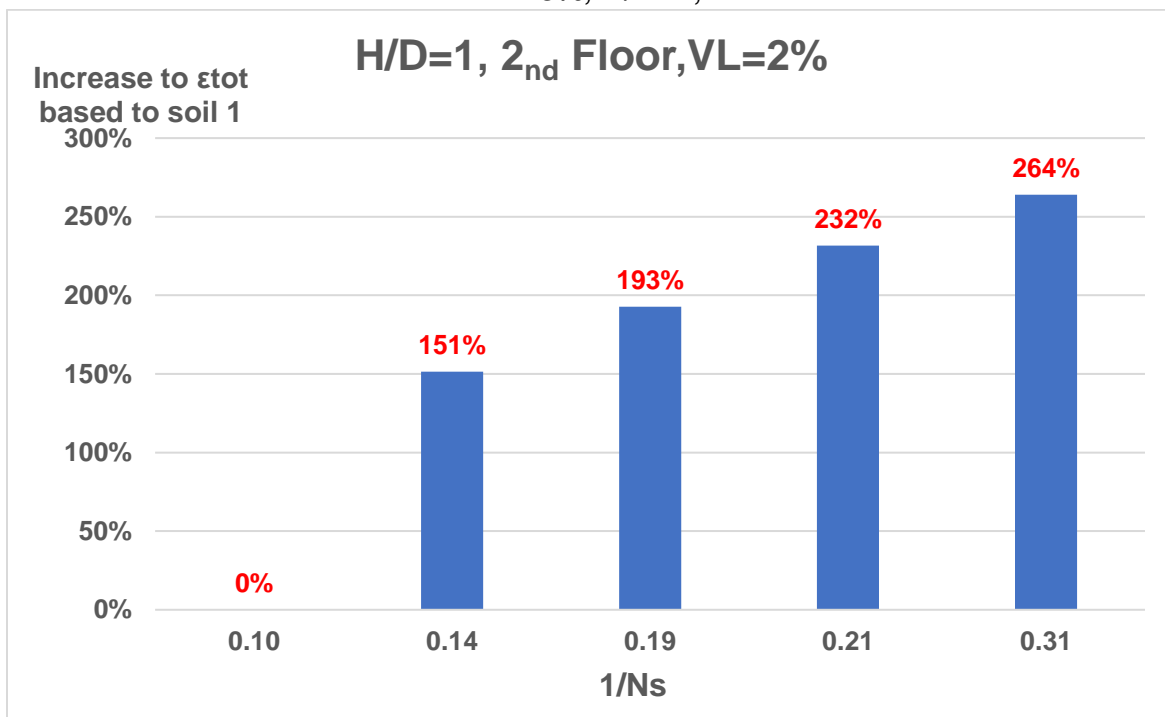
Διάγραμμα 39. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=1$.



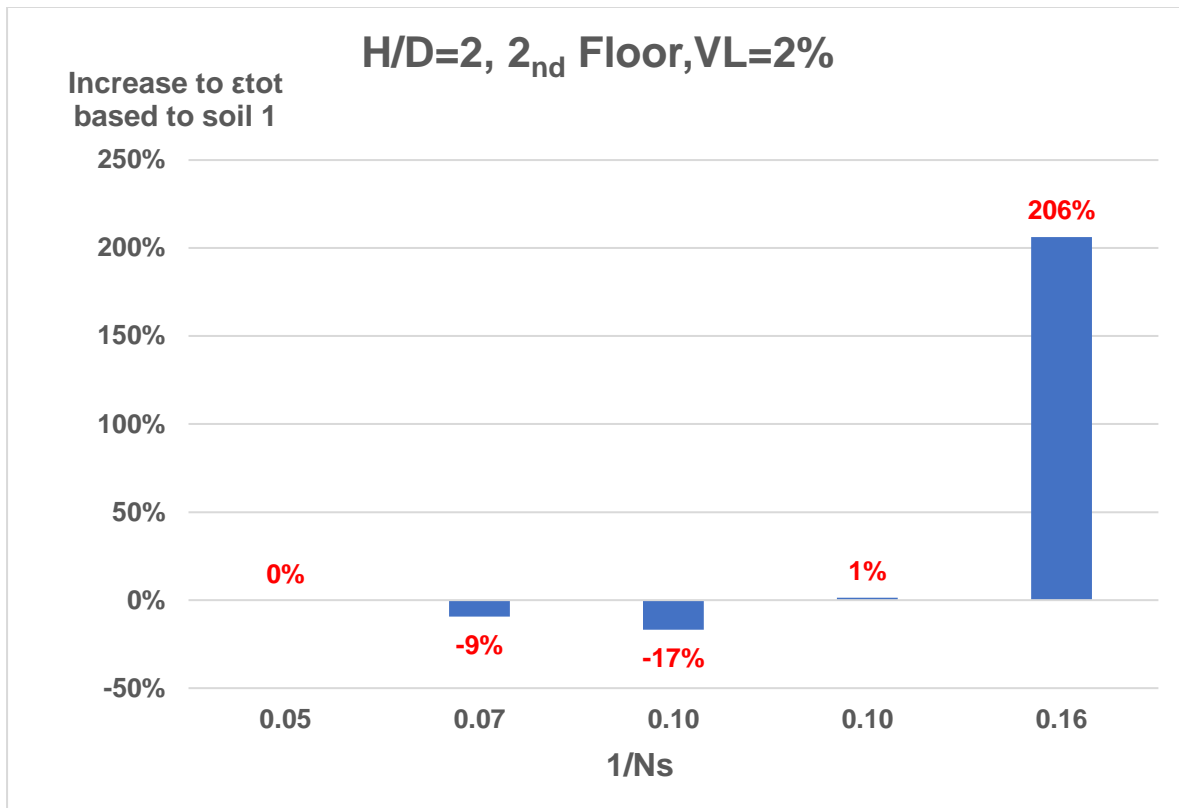
Διάγραμμα 40. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=2$.



Διάγραμμα 41. Διακύμανση εφελκυστικής παραμόρφωσης εδάφους S0 για $n=2$, $VL=1.5\%$, $H/D=1,2$.



Διάγραμμα 42. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=2\%$, $H/D=1$.



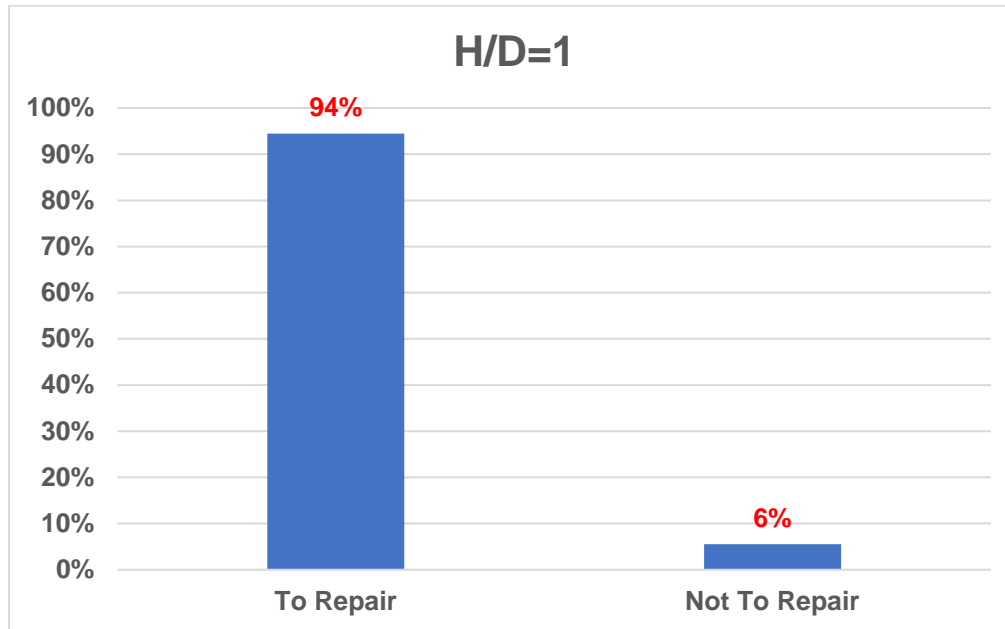
Διάγραμμα 43. Σχετική αύξηση εφελκυστικής παραμόρφωσης ως προς το έδαφος S0 για $n=2$, $VL=2\%$, $H/D=2$.

Συμπεράσματα:

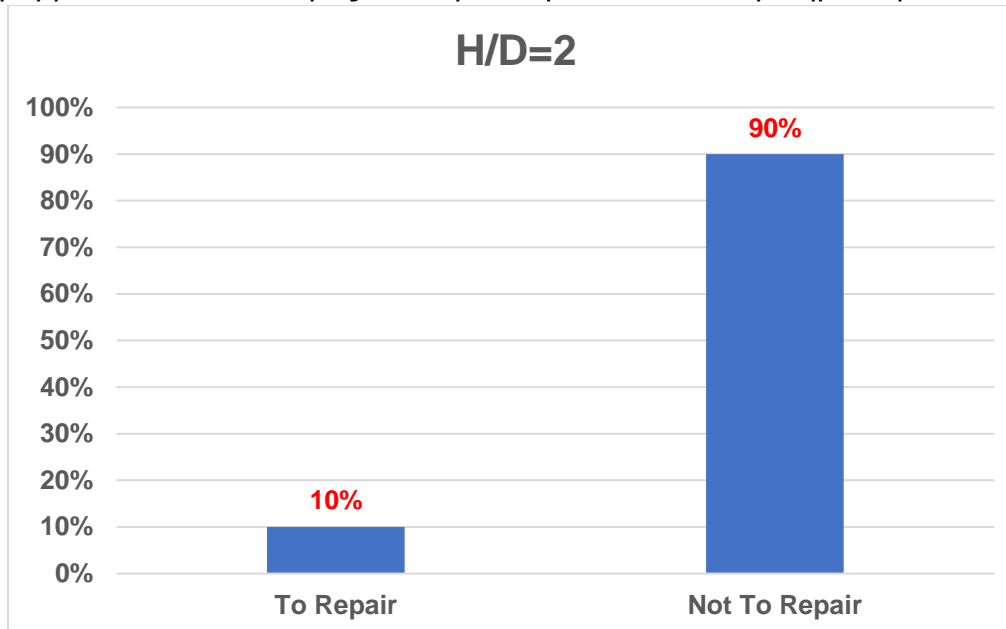
- Για τιμές $VL < 1.5\%$ και $H/D=1$, η συνολική εφελκυστική παραμόρφωση καθώς πάμε σε καλύτερα εδάφη αυξάνεται με αύξηση έως και 134% για S4. Αντίθετα για τα ίδια χαρακτηριστικά αλλά σε βαθιά σήραγγα ($H/D=2$) η επιρροή είναι αμελητέα. Αξιοσημείωτο είναι ότι δεν μεταβλήθηκε και ο τρόπος αστοχίας.
- Για την περίπτωση και μόνο της τιμής $VL=2\%$ και $H/D=1$, ενώ η αύξηση στην περίπτωση ακόμα και για έδαφος S1 είναι πολύ έντονη αλλάζει και ο τρόπος αστοχίας από κάμψη σε διάτμηση. Το ίδιο γίνεται και για το $H/D=2$ αλλά σε κατηγορία εδάφους S4.
- Άρα σε μικρές τιμές της σχετικής εδαφικής απώλειας $VL < 1.5\%$ τα φαινόμενα είναι έντονα σε ρηχές σήραγγες και αμελητέα σε βαθιές ενώ αντίθετα υπάρχει κάποιο «κρίσιμο» έδαφος με την αντίστοιχη ποιότητα που αλλάζει τον τρόπο αστοχίας της ισοδύναμης δοκού.

4.11. Απολογισμός Βλαβών Κτηρίων

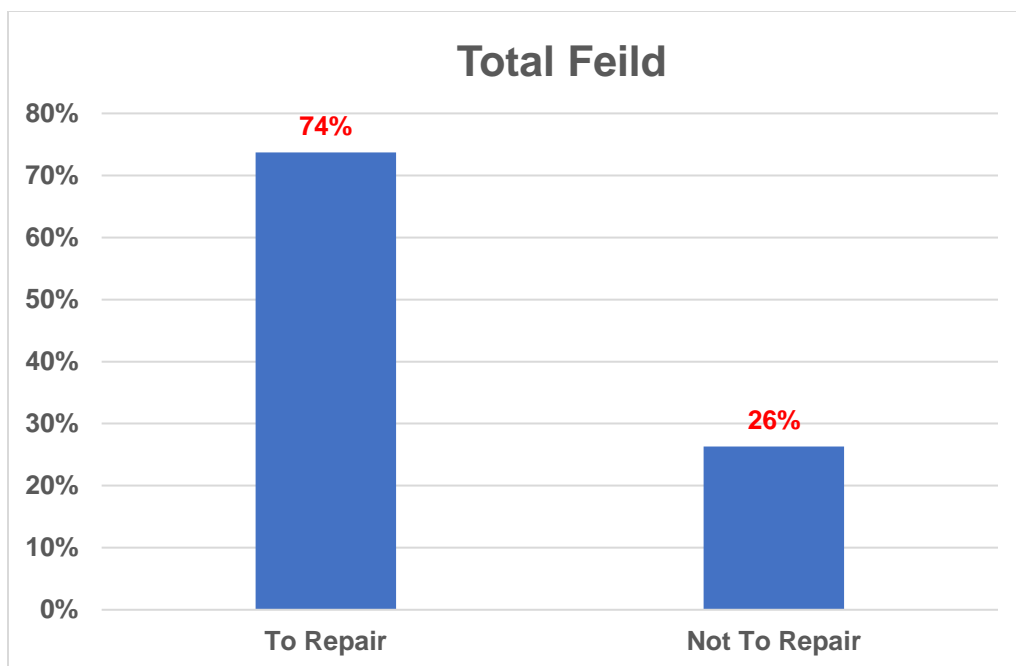
Στο τέλος θα γίνει ο συνολικός απολογισμός των βλαβών των κτηρίων στο σύνολο τους. Για τις κατηγορίες 0 έως 2 δεν απαιτείται κάποια ιδιαίτερη εργασία διόρθωση/ανακατασκευής ενώ για 3 και πάνω προτείνεται η ανάλογη επέμβαση. Τα ποσοστά έχουν αναχθεί στο σύνολο που ανέρχεται στα 190 και τα μισά δηλαδή 95 κτήρια αφορά την περίπτωση $H/D=1$ και τα άλλα την $H/D=2$.



Διάγραμμα 44. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων για $H/D=1$.



Διάγραμμα 45. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων για $H/D=2$.



Διάγραμμα 46. Ποσοστό προς επιδιόρθωση/ανακατασκευή κτηρίων στο σύνολο.

5. Συμπεράσματα

Από την παραμετρική εξέταση του προβλήματος, προκύπτουν αναμενόμενα και μη συμπεράσματα για την συμπεριφορά της ανωδομής που παραμορφώνεται λόγω καθιζήσεων αβαθούς σήραγγας. Τον πιο σημαντικό ρόλο τον αναλαμβάνει το βάθος εκσκαφής. Η βαθιά σήραγγα επέφερε λιγότερη καταπόνηση στις κατασκευές μας. Επίσης η μορφή αστοχίας της κινήθηκε ως προς την καμπτική δηλαδή μια μορφή που επιθυμείται αρκετές φορές γιατί ο σχεδιασμός ικανοτήτων των μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα σε τέτοια αστοχία είναι και ο συνηθέστερος με πολλαπλές αντοχές σε σχέση με άλλες. Η ποιότητα του εδάφους (για άνοιγμα κτηρίου 15m) ίσως χρήζει περαιτέρω αναζήτηση. Για μικρά υπερκείμενα αύξησε τις παραμορφώσεις ενώ αντίθετα για βαθιά δεν επέφερε καμιά αλλαγή. Αυτά όμως ισχύουν σε μικρές τιμές του VL. Ο αριθμός των ορόφων ή το ύψος του κτηρίου δεν επηρέασε τα αποτελέσματα μας. Ουσιαστικά υπήρξε μια κατώτατη τιμή της εφελκυστικής τιμής που δεν μεταβλήθηκε με την αύξηση του ύψους. Η επιρροή της οριζόντιας μετακίνησης ήταν εμφανής και για τον λόγο αυτό δεν πρέπει να αγνοηθεί. Τέλος το ποσοστό εδαφικής απώλειας VL δεν έμεινε αμέτοχος στις αναλύσεις μας. Εκτός τις αναμενόμενες επιβλαβείς επιπτώσεις του για μεγάλες τιμές στις κατασκευές μας, πολλές φορές και ο αριθμητικός υπολογισμός των καμπυλών καθιζήσεων ήταν αρκετά δύσκολος. Η σύγκλιση των πεπερασμένων στοιχείων απαιτούσε αρκετό χρόνο και κάποιες φορές ίσως να μην είναι και ρεαλιστικός.

6. Βιβλιογραφία

Παπαδόπουλος Β. (2017), «Σημειώσεις του μαθήματος: αβαθείς σήραγγες, αντιστηρίξεις, καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους», Ε.Μ.Π.

Καββαδάς Μιχαήλ, «Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων», Έκδοση Ε.Μ. Πολυτεχνείου, Μάρτιος 2005.

Jan Niklas Franzius, «Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence», Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, SW7 2BU, October 2003, Pg. 26-79.

Nagen Loganathan, «An Innovative Method for Assessing Tunnelling-Induced Risks to Adjacent Structures», January 2011, Pg. 7-35.

Standing Jamie and Burland John, “Impact of Underground Works on Existing Infrastructure”, Post-Mining 2008, February 6-8, Nancy, France.

Potts D.M., Addenbrooke T.I. (1997), “A structure’s influence on tunneling – induced ground movements”, Proc. Instn. Civ. Engrs., Vol. 125, Issue 2, Pg. 109-125.

Burland, J. B., Wroth, C. P. (1974), “Allowable and differential settlement of structures, including damage and soil – structure interaction”, Proceedings, Conference on Settlement of Structures, Cambridge University, Cambridge, England, 1974, pp. 611-654.