

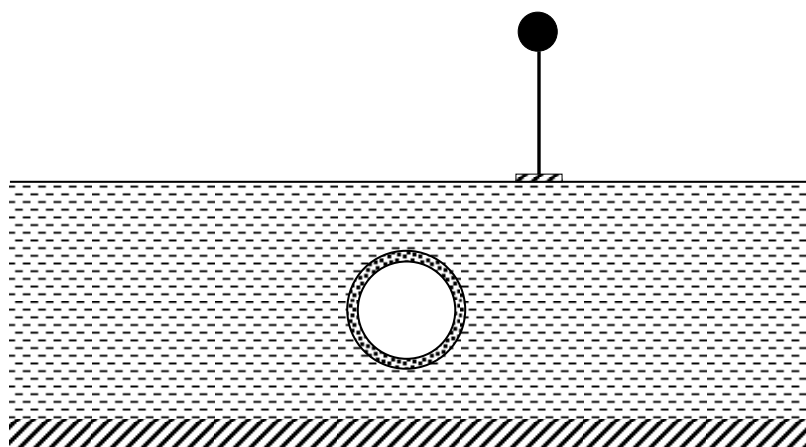


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΩΝ ΣΕ ΥΠΟΓΕΙΑ ΕΡΓΑ»

ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΠΑΖΑΦΕΙΡΟΠΟΥΛΟΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΣΠΥΡΑΚΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.
ΠΡΟΔΡΟΜΟΣ ΨΑΡΡΟΠΟΥΛΟΣ, ΑΝ. ΚΑΘ. (Π.Δ. 407) Σ.Μ.Α.

ΑΘΗΝΑ, ΜΑΡΤΙΟΣ 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Ευχαριστώ θερμά τον επιβλέποντα Καθηγητή μου κ. Κωνσταντίνο Σπυράκο για την πολύτιμη βοήθειά του.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω ιδιαίτερω τον Δρ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, Αναπληρωτή καθηγητή της Σχολής Ικάρων.

Τέλος ευχαριστώ την οικογένειά μου για την αμέριστη υποστήριξη και συμπαράσταση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΣΥΝΟΨΗ

SYNOPSIS

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

2.1. ΓΕΝΙΚΑ

2.2. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

2.3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

2.4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

2.4.1. Αρχή της μεθόδου της σχετικής δυσκαμψίας

2.4.2. Ποσοτική περιγραφή της αλληλεπίδρασης εδάφους – επένδυσης με τους λόγους συμπίεσότητας και ευκαμψίας

2.4.3. Η αρχική μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας (Burns και Richard, 1964, Peck et al., 1972)

2.4.4. Μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες αποφόρτισης εκσκαφής (Einstein & Schwartz, 1979)

2.4.4.1. Υπολογισμός του αρχικού πεδίου μετατοπίσεων στην εδαφική μάζα λόγω του αρχικού τασικού πεδίου πριν τη διάνοιξη της σήραγγας

2.4.4.2. Υπολογισμός του ολικού τασικού πεδίου και του αυξητικού πεδίου μετατοπίσεων στο έδαφος μετά την εκσκαφή και των τάσεων επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

2.4.4.3. Υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων που καταπονούν την επένδυση και προέρχονται από τις τάσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

2.4.5. Μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες εξωτερικής φόρτισης (Bobet, 2003)

2.4.5.1. Υπολογισμός του ολικού πεδίου τάσεων και μετατοπίσεων στο έδαφος μετά την εκσκαφή και των τάσεων επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

2.4.5.2. Υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων που καταπονούν την επένδυση και προέρχονται από τις τάσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

2.5. ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΓΕΝΙΚΕΥΜΕΝΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΣΗΡΑΓΓΑΣ

(Penzien & Wu, 1998)

2.5.1. Γενικευμένες δυσκαμψίες του εδάφους περιμετρικά υπογείου ανοίγματος

2.5.2. Γενικευμένες δυσκαμψίες της επένδυσης της σήραγγας

- 2.5.3. Αλληλεπίδραση εδάφους-σήραγγας
- 2.5.4. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών στην επένδυση
- 2.6. ΜΗΤΡΩΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (Park et al., 2009)
 - 2.6.1. Κυλινδρική κοιλότητα εντός του εδάφους υπό εξωτερική φόρτιση
 - 2.6.2. Υπολογισμός μητρώων ευκαμψίας επένδυσης και εδάφους
 - 2.6.2.1. Κυλινδρική επένδυση
 - 2.6.2.2. Κυλινδρικό άνοιγμα εντός εδαφικού μέσου
 - 2.6.3. Αλληλεπίδραση μεταξύ επένδυσης και εδάφους
- 2.7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΗ ΜΗΤΡΩΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ
 - 2.7.1. Σύγκριση με την αρχική μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας (Burns και Richard 1964, Peck et al. 1972, Wang 1993)
 - 2.7.2. Σύγκριση με την αρχική μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες εξωτερικής φόρτισης (Bobet, 2003)
 - 2.7.3. Σύγκριση με τη μέθοδο των γενικευμένων δυσκαμψιών εδάφους και σήραγγας (Penzien & Wu, 1998)
- 2.8. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ

- 3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ
- 3.2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ
- 3.3. ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ
- 3.4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΚΟΙΛΟΤΗΤΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ
- 3.5. ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ
 - 3.5.1. Προσομοίωση της επένδυσης με τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία
 - 3.5.1.1. Εγκόλλητη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης
 - 3.5.1.1.1. Επιρροή του είδους των στοιχείων
 - 3.5.1.1.2. Επιρροή της πυκνότητας του υλικού της επένδυσης
 - 3.5.1.1.3. Επιρροή της ακτίνας της επένδυσης
 - 3.5.1.1.4. Επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων του εδάφους
 - 3.5.1.1.5. Επιρροή του πάχους της επένδυσης
 - 3.5.1.2. Λεία διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης
 - 3.5.1.2.1. Επιρροή της ακτίνας της επένδυσης
 - 3.5.2. Προσομοίωση της επένδυσης με στοιχεία δοκού
 - 3.5.3. Συγκεντρωτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των εντατικών μεγεθών

3.6. ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΤΑΞΥ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ – ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

4.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

4.2.1. Βιβλιογραφική επισκόπηση

4.2.2. Εξεταζόμενο προσομοίωμα και αποτελέσματα

4.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.3.1. Βιβλιογραφική επισκόπηση

4.3.2. Εξεταζόμενο προσομοίωμα

4.3.3. Περίπτωση $f_{0,soil} < f_{0,str} < f_c$

4.3.3.1. Επίδραση του βάθους της σήραγγας για $F^* > F_0^*$.

4.3.3.2. Επίδραση του βάθους της σήραγγας για $F^* < F_0^*$.

4.3.3.3. Επίδραση της θέσης της κατασκευής σε σχέση με τη σήραγγα για $F^* < F_0^*$.

4.3.4. Περίπτωση $f_{0,soil} < f_c < f_{0,str}$

4.3.4.1. Επίδραση της αλληλεπίδρασης σήραγγας – εδάφους

4.3.4.2. Επίδραση της θέσης της κατασκευής σε σχέση με τη σήραγγα

4.3.5. Σύνοψη αποτελεσμάτων

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΤΟ ΣΤΑΘΜΟ ΜΕΤΡΟ «ΣΕΠΟΛΙΑ» ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ (7-9-1999)

5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

5.2. ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ ΤΗΣ 7/9/1999

5.3. ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕΤΡΟ ΑΤΤΙΚΗΣ «ΣΕΠΟΛΙΑ»

5.3.1. Γενικά

5.3.2. Χαρακτηριστικά σταθμού

5.3.3. Αριθμητική προσομοίωση σταθμού «Σεπόλια» και αποτελέσματα

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΣΥΝΟΨΗ

Η κατασκευή υπόγειων έργων παρουσιάζει έντονο θεωρητικό και πρακτικό ενδιαφέρον. Ιδιαίτερος δε, η διάνοιξη ενός υπόγειου έργου κοντά σε δομημένο περιβάλλον αποτελεί αντικείμενο άξιο μελέτης, όχι μόνο λόγω της δυσκολίας πραγματοποίησής του, αλλά κυρίως εξαιτίας της επίδρασης που έχει στις γειτονικές υπέργειες κατασκευές.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία επιχειρείται να γίνει μία προσέγγιση στο θέμα της αλληλεπίδρασης των υπογείων έργων με τις υπερκείμενες κατασκευές. Για τη μελέτη αυτού του προβλήματος, πέραν της θεωρητικής προσέγγισης μέσω μίας εκτεταμένης βιβλιογραφικής επισκόπησης, διεξάγονται παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία ώστε να διαπιστωθεί η σημαντικότητα των εμπλεκόμενων στο υπό-εξέταση πρόβλημα παραμέτρων.

Μολονότι το πρόβλημα είναι ιδιαίτερος σύνθετο και πολυπαραμετρικό, οι αναλύσεις που πραγματοποιούνται είναι ενδεικτικές της δυναμικής αλληλεπίδρασης υπόγειου έργου – εδάφους – ανωδομής. Για την καλύτερη κατανόηση του προβλήματος κρίνεται απαραίτητη η περαιτέρω διερεύνηση των εμπλεκόμενων παραμέτρων.

SYNOPSIS

The design and construction of underground works is of great theoretical and practical interest. Especially, the construction of an underground space, when it is close to an urban area, is worth studying, not only because of the difficulty of its realisation, but mostly because of the potential effect it may have to the adjacent super terrestrial constructions.

In the present thesis, a simple approach to the subject of the interaction between underground works and existing overlying superstructures is attempted. For a detailed study of this problem, except for the theoretical approach through an extended bibliographic research, several parametric numerical analyses have been conducted in order to determine the effects of the parameters involved.

Although the problem is especially complex and multi-parametrical, the accomplished analyses are indicative of the dynamic interaction between the underground work, the ground and the structure. For better comprehension of the problem, it is highly recommended to further explore the potential effects of the various parameters.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΡΩΤΟ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται τόσο στην Ελλάδα όσο και στο εξωτερικό σημαντική πρόοδος στην κατασκευή υπόγειων έργων. Πολλά από τα σημαντικότερα υπόγεια έργα μέχρι τώρα πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της κατασκευής της Εγνατίας Οδού και της Αττικής Οδού, της ανάπτυξης και βελτίωσης του υπόλοιπου οδικού δικτύου της χώρας, της κατασκευής υπόγειων αγωγών υδάτων και καυσίμων, καθώς και των έργων στρατιωτικής σημασίας.

Η ανάπτυξη και δυναμική που εμφανίζουν τα τελευταία χρόνια τα υπόγεια έργα, τροφοδοτείται από το γενικότερο πνεύμα της αειφόρου ανάπτυξης. Η απότομη αύξηση του πληθυσμού, σε συνδυασμό με την έλλειψη ανάλογου χωροταξικού σχεδιασμού, οδηγεί συχνά σε υποβάθμιση της ποιότητας ζωής, ιδιαίτερα στις αστικές περιοχές. Έτσι, τα τελευταία χρόνια παρατηρείται μια μεγάλη αύξηση στο πλήθος και στο μέγεθος των υπόγειων κατασκευών. Τα παραπάνω περικλείονται στον όρο «υπόγεια ανάπτυξη» (Underground Development). Γενικά, υπόγεια ανάπτυξη είναι η τάση που υποστηρίζει την εκμετάλλευση του υπόγειου χώρου με σκοπό την ικανοποίηση των σύγχρονων αναγκών. Προφανώς, η υπόγεια ανάπτυξη δεν είναι κάτι νέο, παραδείγματα υπόγειας ανάπτυξης μπορούν να αντληθούν από διάφορες περιόδους της ιστορίας. Σήμερα όμως η τάση αυτή εμφανίζεται πιο έντονη, σε ορισμένες μάλιστα κοινωνίες είναι συστηματική, ως αποτέλεσμα πολλών παραγόντων.

Οι κυριότεροι παράγοντες που επιβάλλουν την κατασκευή υπογείων έργων είναι οι παρακάτω:

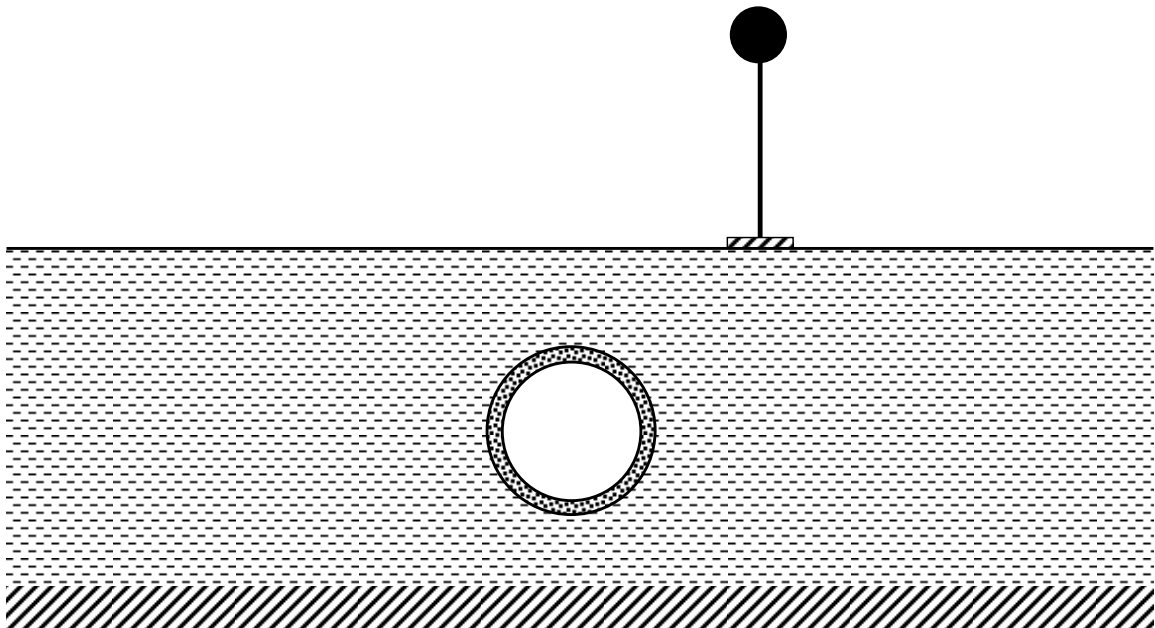
- Η έλλειψη χώρου στην επιφάνεια, ως αποτέλεσμα της αστικοποίησης των τελευταίων δεκαετιών. Το γεγονός αυτό σε συνδυασμό με την αύξηση των απαιτήσεων, όσον αφορά στην ποιότητα ζωής, έχει οδηγήσει στην ανεπάρκεια των ελεύθερων επιφανειακών εκτάσεων με αποτέλεσμα την άνοδο του κόστους γης και την ώθηση προς εκμετάλλευση του βάρους.
- Περιβαλλοντικοί λόγοι, όπως η απομάκρυνση των ανεπιθύμητων και ρυπογόνων δραστηριοτήτων και εγκαταστάσεων από την επιφάνεια (π.χ. χώροι διάθεσης επικίνδυνων αποβλήτων). Σε πολλές περιπτώσεις έχει αποδειχθεί ότι οι υπόγειες κατασκευές έναντι των αντίστοιχων επιφανειακών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν πολύ αποτελεσματικά, προσφέροντας λύσεις υψηλής περιβαλλοντικής προστασίας, σε αποδεκτά οικονομικά όρια.
- Λόγοι ασφάλειας. Σε αντίθεση με την ευρέως διαδεδομένη αίσθηση περί επικινδυνότητας των υπόγειων χώρων, αυτοί προσφέρουν μεγαλύτερη ασφάλεια από πολλές απόψεις, ειδικά όσον αφορά σε θέματα αντιμετώπισης του σεισμικού κινδύνου, καλύτερου ελέγχου των εγκαταστάσεων αλλά και πυρασφάλειας.
- Οικονομικοί λόγοι. Τα υπόγεια έργα, εκεί που ευρύτατα εφαρμόζονται, έχουν επικρατήσει, πρώτα από όλα, στο επίπεδο της ανταγωνιστικότητας (μέχρι και 50% μικρότερα ενοίκια, μέχρι και 70% μείωση στα λειτουργικά έξοδα, εξαιτίας των σταθερών θερμοκρασιακών συνθηκών, μη ανάγκη ύπαρξης φέροντος οργανισμού, δυνατότητα αξιοποίησης των προϊόντων της εξόρυξης κλπ.). Αν στα παραπάνω προστεθούν η δυνατότητα ταχύτερης μεταφοράς συγκοινωνιακών

μέσων, καυσίμων και άλλων ουσιών, τότε είναι φανερό ότι οι υπόγειες εγκαταστάσεις πλεονεκτούν έναντι των αντίστοιχων υπέργειων κατασκευών.

Η παρούσα διπλωματική εργασία προσπαθεί να κάνει μια πρώτη προσέγγιση στο θέμα της δυναμικής συμπεριφοράς των υπογείων έργων καθώς και την επίδραση που έχουν αυτά στις υπερκείμενες κατασκευές. Στο Σχήμα 1.1 παρουσιάζεται το πρόβλημα υπό εξέταση. Είναι ένα εδαφικό στρώμα μέσα στο οποίο είναι εγκαθιστημένο ένα κυλινδρικό υπόγειο έργο που μπορεί να είναι σήραγγα, αγωγός καθώς και οποιοδήποτε άλλο έργο κυλινδρικού σχήματος. Στη βάση του εδαφικού στρώματος επιβάλλεται σεισμική φόρτιση. Πάνω στην ελεύθερη επιφάνεια του εδαφικού στρώματος είναι θεμελιωμένη μια κατασκευή, η οποία βρίσκεται σχετικά κοντά στο έργο. Διερευνάται η αλληλεπίδραση υπόγειου έργου – εδάφους – κατασκευής. Η βαρύτητα δίνεται στην επιρροή του υπογείου έργου στην απόκριση της κατασκευής.

Για τη μελέτη αυτού του προβλήματος, πέραν μιας εκτεταμένης βιβλιογραφικής επισκόπησης, διεξάγονται παραμετρικές αριθμητικές αναλύσεις με πεπερασμένα στοιχεία ώστε να διαπιστωθεί η σημαντικότητα των εμπλεκόμενων στο υπό-εξέταση πρόβλημα παραμέτρων.

Συγκεκριμένα, στο Κεφάλαιο 2 γίνεται μια εκτεταμένη αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο που αφορά μόνο την απόκριση και καταπόνηση του υπογείου έργου. Παρουσιάζονται οι κυριότερες αναλυτικές λύσεις στο πρόβλημα και καθορίζονται τα όρια της αλληλεπίδρασης του υπογείου έργου με το περιβάλλον έδαφος.



Σχήμα 1.1: Σκαρίφημα του υπό εξέταση προβλήματος: επιφανειακή κατασκευή η οποία καταπονείται δυναμικά από σεισμό, ενώ βρίσκεται εντός της ζώνης επιρροής υπογείου έργου.

Το Κεφάλαιο 3 αφορά στην επαλήθευση των αναλυτικών λύσεων του 2ου κεφαλαίου μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Το κεφάλαιο αυτό δεν περιλαμβάνει υπερκείμενη κατασκευή, αλλά στο εδαφικό στρώμα υπάρχει μόνο το υπόγειο έργο. Εξετάζονται διάφορα είδη προσομοίωσης του υπόγειου έργου και διάφοροι συνδυασμοί παραμέτρων. Οι συγκρίσεις είναι γενικά ικανοποιητικές, αλλά αναφέρονται όλες στην οιονεί – στατική περιοχή συχνοτήτων.

Το Κεφάλαιο 4 αφορά στην διερεύνηση του προβλήματος που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.1. Το πρόβλημα εξετάζεται στο πεδίο των συχνοτήτων. Αποδεικνύεται γενικά ότι στο υψίσυχο φάσμα συχνοτήτων η ύπαρξη υπογείου έργου πλησίον μιας κατασκευής είναι ευεργετική για την τελευταία.

Το Κεφάλαιο 5 αφορά στην περιγραφή του σεισμού της Αθήνας στις 7-9-1999 και επιπλέον αναλύεται η σεισμική απόκριση του υπόγειου σταθμού του μετρό αττικής στα Σεπόλια. Γίνεται τρισδιάστατη προσομοίωση του σταθμού και αναλύεται η καταπόνησή του για επιβολή της σεισμικής καταγραφής που σημειώθηκε από επιταχυνσιογράφο που βρισκόταν μέσα στο σταθμό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ, ΘΕΩΡΙΑ, ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΔΕΥΤΕΡΟ

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

2.1. ΓΕΝΙΚΑ

Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια ανασκόπηση της βιβλιογραφίας που είναι σχετική με τον αντισεισμικό σχεδιασμό υπογείων κυλινδρικών έργων. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις αναλυτικές λύσεις. Οι αναλυτικές λύσεις κλειστού τύπου χρησιμοποιούνται συνήθως για σχεδιασμό υπογείων σηράγγων υπό στατική φόρτιση. Βασίζονται γενικά στις ακόλουθες υποθέσεις:

- Το έδαφος αποτελείται από ένα άπειρο (μη περιορισμένο), γραμμικά ελαστικό, ομοιογενές και ισοτροπικό μέσο.
- Η κυκλική επένδυση είναι γενικά ένας γραμμικά ελαστικός, λεπτότοιχος σωλήνας υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης

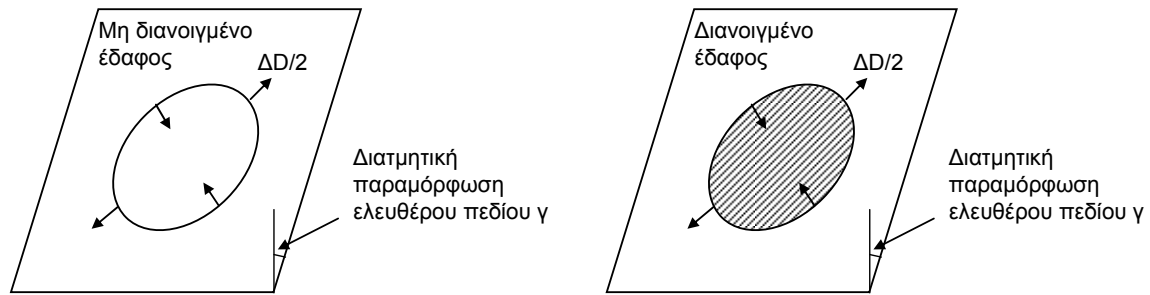
2.2. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΕΛΕΥΘΕΡΟΥ ΠΕΔΙΟΥ

Ο όρος «παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου» περιγράφει ένα παραμορφωσιακό πεδίο στο έδαφος που προκύπτει στην περίπτωση που δεν υπάρχουν κατασκευές ή εκσκαφές σε αυτό. Υπό αυτές τις συνθήκες η υπόγεια κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να αναλάβει τις παραμορφώσεις του εδάφους που υπολογίζονται με την παραδοχή μη ύπαρξης της κατασκευής. Η προσέγγιση αυτή αμελεί την αλληλεπίδραση μεταξύ της υπόγειας κατασκευής και του περιβάλλοντος εδάφους η οποία μπορεί να καταλήξει είτε σε υπερεκτίμηση είτε σε υποεκτίμηση της απόκρισης της κατασκευής, πράγμα που εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία της τελευταίας ως προς το έδαφος. Η προσέγγιση ελευθέρου πεδίου οδηγεί σε ικανοποιητικά αποτελέσματα όταν προβλέπονται χαμηλά επίπεδα σεισμικής δραστηριότητας ή όταν η υπόγεια εγκατάσταση βρίσκεται σε δύσκαμπτο έδαφος όπως βράχο. Οι μέθοδοι παραμορφώσεων ελευθέρου πεδίου παρέχουν ένα άνω όριο των παραμορφώσεων που θα επιβληθούν σε υπόγειες κατασκευές. Το μεγαλύτερο πλεονέκτημά τους σε σύγκριση με τις άλλες μεθόδους είναι το γεγονός ότι χρειάζονται τον ελάχιστο αριθμό δεδομένων εισόδου για να γίνει η ανάλυση (Wang, 1993).

Η διαμετρική παραμόρφωση σε ομοιογενές μέσο που προκαλείται από ένα επιβαλλόμενο πεδίο διατμητικών παραμορφώσεων μπορεί να υπολογιστεί με θεώρηση του εδάφους με άνοιγμα ή χωρίς άνοιγμα (Σχήμα 2.1). Υποθέτοντας έδαφος χωρίς άνοιγμα, η διαμετρική παραμόρφωση είναι μόνο συνάρτηση της μέγιστης παραμόρφωσης ελευθέρου πεδίου:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{\gamma_{\max}}{2} \quad (2.1)$$

Θεωρώντας την παρουσία κυκλικής κοιλότητας η διαμετρική παραμόρφωση μπορεί να υπολογιστεί με βάση δυο υποθέσεις. Εάν υποθεθεί μια πλάκα με κυκλικό άνοιγμα στο οποίο οι τάσεις ασκούνται μετά τη διάνοιξή του, η διαμετρική παραμόρφωση μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:



Σχήμα 2.1. Είδη διατμητικής παραμόρφωσης ελευθέρου πεδίου.

$$\frac{\Delta D}{D} = 2\gamma_{\max} (1 - \nu_s) \quad (2.2)$$

Απεναντίας, εάν θεωρηθεί κυκλικό άνοιγμα που διανοίγεται σε προφορτισμένο μέσο (Pender, 1980), η διαμετρική παραμόρφωση μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{1}{2} \gamma_{\max} (3 - 4\nu_s) \quad (2.3)$$

όπου ν_s είναι ο λόγος Poisson του εδαφικού υλικού. Και οι δυο τελευταίες εξισώσεις υποθέτουν απουσία της επένδυσης, και έτσι αγνοούν την αλληλεπίδραση εδάφους – σήραγγας.

Η λύση που αναφέρεται στο μη διανοιγμένο έδαφος παρέχει μια λογική τιμή παραμόρφωσης όταν η δυσκαμψία της επένδυσης είναι ίση με αυτή του εδάφους, ενώ η λύση για διανοιγμένο έδαφος είναι κατάλληλη για επένδυση με μικρή δυσκαμψία σχετικά με το περιβάλλον έδαφος (Wang, 1993).

Για μια βαθιά σήραγγα σε ομοιογενές έδαφος μια πρώτη εκτίμηση της διατμητικής παραμόρφωσης μπορεί να δοθεί με την προσέγγιση του Newmark (1968) για δυναμικά φαινόμενα:

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_{a,s}}, \quad \phi = 0^\circ \quad (2.4)$$

όπου $C_{a,s}$ είναι η ενεργός ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων και V_s είναι η ταχύτητα διατμητικής ταλάντωσης των σωματιδίων. Η ενεργός ταχύτητα διάδοσης C_s δεν είναι απαραίτητα ίση με την πραγματική ταχύτητα διάδοσης διαμέσου του εδάφους. Για τον υπολογισμό της $C_{a,s}$, το εύρος των τιμών που αναφέρονται στη βιβλιογραφία (O' Rourke & Liu, 1999 και Power et al., 1996) κυμαίνεται από 2 έως 5 km/s με μια μέση τιμή 3.4 km/s, ενώ ένας πρόσφατος υπολογισμός βασισμένος σε πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα (Paolucci & Pitilakis, 2007) προτείνει μια μέση τιμή που κυμαίνεται ανάμεσα σε 1.0 και 1.2 km/s. Όταν δεν υπάρχει ακριβής αιτιολόγηση, συνιστάται ως C_s να λαμβάνεται η ελάχιστη τιμή μεταξύ 1 km/s και της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στο έδαφος. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι ενεργές ταχύτητες διατμητικών κυμάτων μπορεί να πλησιάζουν περισσότερο τις πραγματικές στις περιπτώσεις βράχων σε μεγάλο βάθος παρά σε έδαφος κοντά στην επιφάνεια ή βράχο στον οποίο υπάρχει σήραγγα, με βάση στοιχεία του Abrahamson (1985, 1992, 1995).

2.3. ΠΡΟΣΕΓΓΙΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ – ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το γεγονός ότι οι παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου του εδάφους προκαλούμενες από ένα σεισμικό γεγονός μπορεί να μην παραλαμβάνονται πλήρως από τις υπόγειες κατασκευές έχει θεμελιωθεί στη βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα οι παραμορφώσεις μιας σήραγγας εξαρτώνται από τη σχετική δυσκαμψία μεταξύ επένδυσης και εδάφους (Hendron & Fernandez 1983, Merritt et al. 1985, Penzien & Wu 1998, Penzien 2000,

Hashash et al. 2001). Τα προσομοιώματα που έχουν κατά καιρούς χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της καταπόνησης και της παραμόρφωσης μια υπόγειας κατασκευής με βάση την προσέγγιση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής διαφέρουν στα εξής σημεία:

- Κατα μήκος της διεπιφάνειας μεταξύ επένδυσης και εδάφους μπορεί να υπάρχει σχετική ολίσθηση, οπότε οι διατμητικές τάσεις είναι μηδενικές, ή μπορεί να μην υπάρχει σχετική ολίσθηση, άρα και ανάπτυξη διατμητικών τάσεων
- Τα φορτία που καταπονούν το σύστημα εδάφους - επένδυσης προσομοιώνονται ως εξωτερική φόρτιση ή ως αποφόρτιση εκσκαφής

Οι επιρροές των δυο παραπάνω παραγόντων έχουν αναφερθεί από τους Mohraz et al. (1975) και Einstein & Schwartz (1979). Οι περισσότερες από τις σύγχρονες λύσεις των σχετικών προσομοιωμάτων προσομοιώνουν τη φόρτιση ως αποφόρτιση εκσκαφής, επειδή αυτή αντιπροσωπεύει μια πιο ρεαλιστική θεώρηση της πραγματικής εκσκαφής του εδάφους (Duddeck and Erdmann, 1982). Ωστόσο, για να αποτιμηθεί η επίδραση της σεισμικής φόρτισης θα πρέπει να χρησιμοποιούνται οι λύσεις που προσομοιώνουν τη φόρτιση ως εξωτερική.

Στις αναλύσεις που θα ακολουθήσουν, υποτίθεται ότι η σήραγγα είναι κατασκευασμένη σε επαρκές βάθος από την επιφάνεια του εδάφους, έτσι ώστε να ισχύει η παραδοχή της ομοιόμορφης κατανομής των πλευρικών τάσεων του εδάφους στο βάθος που είναι θεμελιωμένη η σήραγγα. Επίσης, επειδή οι οριζόντιες και κατακόρυφες τάσεις μπορούν να πάρουν διάφορους συνδυασμούς (έτσι ώστε να προσομοιώνουν στατικά ή δυναμικά φαινόμενα), δεν προσδιορίζονται περαιτέρω, παρά μόνον συμβολίζονται με σ_v και σ_h αντίστοιχα. Σε επόμενη παράγραφο οι σ_v και σ_h θα πάρουν συγκεκριμένες τιμές για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης. Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι οι λύσεις για τις δυνάμεις και ροπές που καταπονούν τις υπόγειες κατασκευές που μελετώνται θα προκύψουν ως συναρτήσεις των σ_v και σ_h .

2.4. ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΗΣ ΣΧΕΤΙΚΗΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑΣ

2.4.1. Αρχή της μεθόδου της σχετικής δυσκαμψίας

Η συμπεριφορά μιας σήραγγας μέσα στο έδαφος είναι ένα τυπικό πρόβλημα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Κάτω από την επίδραση των επί τόπου εδαφικών τάσεων η επένδυση από σκυρόδεμα θα συσταλεί και θα παραμορφωθεί. Αυτές οι αλλαγές στο σχήμα και στο μέγεθος θα επηρεάσουν με τη σειρά τους τη συμπεριφορά του εδάφους, συγκεκριμένα θα μειώσουν τις ασκούμενες τάσεις από το έδαφος στη σήραγγα. Η ομοιόμορφη συστολή και η αλλαγή σχήματος της επένδυσης της σήραγγας εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τις σχετικές δυσκαμψίες της επένδυσης και του περιβάλλοντος εδάφους. Η επίδραση της διαφορετικής δυσκαμψίας εδάφους και κατασκευής στη συμπεριφορά της επένδυσης συνοψίζεται στα παρακάτω: (α) όσο πιο δύσκαμπτη είναι η σήραγγα τόσο περισσότερο φορτίο αναλαμβάνει και (β) μια ιδανικά εύκαμπτη επένδυση η οποία περιβάλλεται από ένα ανομοιόμορφο πεδίο τάσεων θα παραμορφωθεί έως ότου οι τάσεις που ασκούνται πάνω της γίνουν ομοιόμορφες (περίπτωση στην οποία δεν αναπτύσσεται καμπτική ροπή στην επένδυση της σήραγγας), ενώ μια ιδανικά άκαμπτη επένδυση δεν θα αλλάξει σχήμα και θα πρέπει να υποστηρίξει τα αρχικά ανομοιόμορφα τασικά πεδία (περίπτωση όπου μπορούν να αναπτυχθούν μεγάλες καμπτικές ροπές).

Επιπρόσθετα με τις επιδράσεις της σχετικής δυσκαμψίας, η συμπεριφορά του συστήματος έδαφος-υπόγεια σήραγγα επηρεάζεται σημαντικά και από τη μετάδοση διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια εδάφους-κατασκευής. Οι δυο ακραίες καταστάσεις

στη διεπιφάνεια είναι πλήρης ολίσθηση (μηδενικές διατμητικές τάσεις) και μη ολίσθηση (μηδενικές σχετικές διατμητικές μετατοπίσεις). Για υπόγειες σήραγγες κατασκευασμένες σε μαλακό έδαφος η πιο ρεαλιστική παραδοχή είναι η ύπαρξη σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια. Στις περισσότερες περιπτώσεις εντούτοις, έχει αποδειχθεί ότι αναπτύσσονται υψηλές διατμητικές τάσεις μεταξύ επένδυσης και περιβάλλοντος εδάφους.

2.4.2. Ποσοτική περιγραφή της αλληλεπίδρασης εδάφους – επένδυσης με τους λόγους συμπίεστικότητας και ευκαμψίας

Η σχετική δυσκαμψία της εδαφικής μάζας ως προς την επένδυση της σήραγγας είναι ενσωματωμένη στα αποτελέσματα μέσω δύο αδιάστατων παραμέτρων, που είναι οι λόγοι συμπίεστικότητας και ευκαμψίας.

Ο λόγος συμπίεστικότητας είναι ένα μέτρο της σχετικής ακτινικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-σήραγγας κάτω από ομοιόμορφη ή *συμμετρική* φόρτιση (στο ελεύθερο πεδίο οι οριζόντιες εδαφικές τάσεις είναι ίσες με τις κατακόρυφες, βλέπε Σχήμα 2.2(α)), δηλαδή αντανακλά την περιφερειακή δυσκαμψία του συστήματος. Η ακτινική δυσκαμψία του εδάφους εκφράζεται ως:

$$P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_s = \frac{E_s}{2(1-\nu_s^2)} \quad (2.5)$$

και για την επένδυση της σήραγγας:

$$P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_l = \frac{E_l A_l}{(1-\nu_l^2)R} \quad (2.6)$$

Ο λόγος συμπίεστικότητας, C^* , ορίζεται έτσι ως:

$$C^* = \frac{P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_s}{P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_l} = \frac{E_s (1-\nu_l^2)R}{E_l A_l (1-\nu_s^2)} \quad (2.7)$$

όπου E_l , ν_l και E_s , ν_s είναι οι σταθερές ελαστικότητας για την επένδυση (lining) και το έδαφος (soil) αντίστοιχα. A_l είναι η μέση επιφάνεια διατομής της επένδυσης ανά μονάδα μήκους της σήραγγας ($A_l = t$) όπου t είναι το πάχος της σήραγγας και R είναι η ακτίνα της σήραγγας. Κατά την εξαγωγή της (2.7) ο παράγοντας 2 στον παρονομαστή της (2.5) παραλείφθηκε για λόγους ευκολίας αφού το C^* χρησιμοποιείται ως αδιάστατος δείκτης.

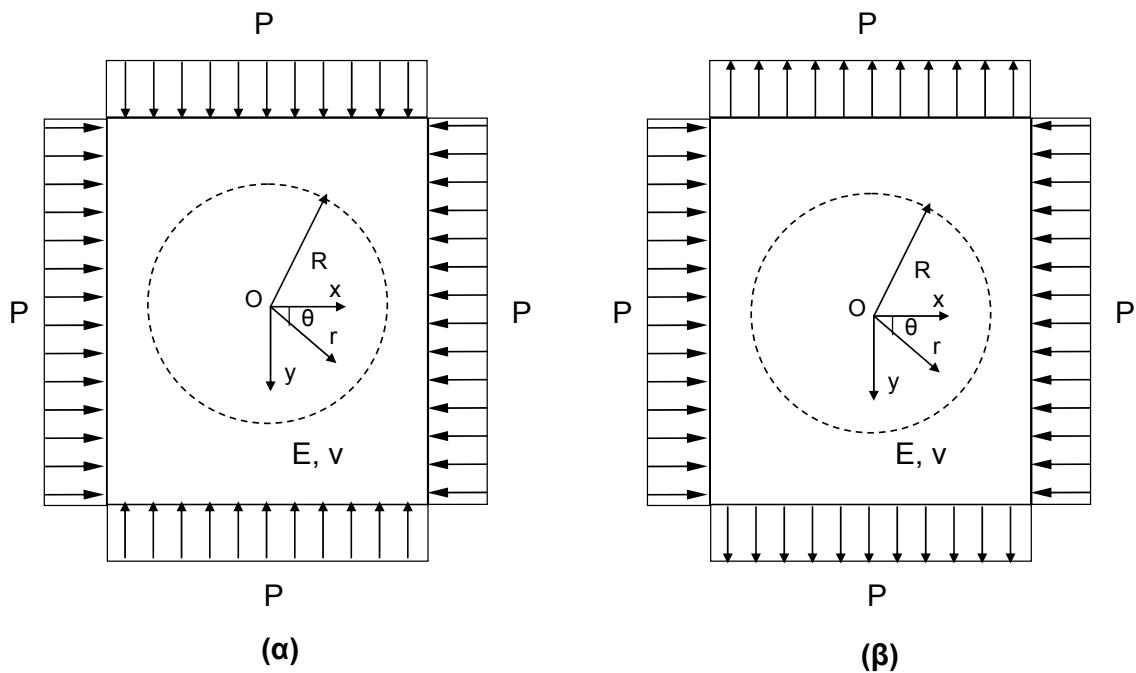
Ο λόγος ευκαμψίας είναι ένα μέτρο της σχετικής ακτινικής δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους-κατασκευής κάτω από *αντισυμμετρική* φόρτιση (στο ελεύθερο πεδίο οι οριζόντιες εδαφικές τάσεις είναι ίσες με τις κατακόρυφες αλλά με αντίθετο πρόσημο, βλέπε Σχήμα 2.2(β)), δηλαδή αντανακλά την καμπτική δυσκαμψία του συστήματος. Η ακτινική δυσκαμψία του εδάφους για αυτή την περίπτωση φόρτισης είναι:

$$P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_s = \frac{E_s}{4(1-\nu_s^2)} \quad (2.8)$$

και για την επένδυση:

$$P/\frac{\Delta D}{D}\Big|_l = \frac{6E_l I_l}{(1-\nu_l^2)R^3} \quad (2.9)$$

Ο λόγος ευκαμψίας, F^* , ορίζεται τότε ως:



Σχήμα 2.2. Οιονεί – στατική συμμετρική (α) και αντισυμμετρική (β) φόρτιση υπογείου κυλινδρικού έργου.

$$F^* = \frac{P/\frac{\Delta D}{D} \Big|_s}{P/\frac{\Delta D}{D} \Big|_{||}} = \frac{E_s R^3 (1 - \nu_l^2)}{E_l I_l (1 - \nu_s^2)} \quad (2.10)$$

όπου I_l είναι η ροπή αδρανείας της επένδυσης της σήραγγας ανά μονάδα μήκους της τελευταίας ($I_l = t^3/12$) και οι παράγοντες 4 και 6 στις σχέσεις (2.8) και (2.9) αντίστοιχα παραλείπονται για λόγους υπολογιστικής ευκολίας.

Οι Einstein & Schwartz όρισαν πρώτοι με το σωστό τρόπο τους λόγους συμπίεστότητας και ευκαμψίας, ακριβώς όπως ορίστηκαν παραπάνω. Προγενέστερος ορισμός των ίδιων συντελεστών από τους Burns & Richard (1964), Hoeg (1968) και Peck et al. (1972) αποδείχθηκε λανθασμένος επειδή κατά την εξαγωγή των λύσεων αυτών ο υπολογισμός της δυσκαμψίας του εδάφους βασιζόταν στις ιδιότητες της εδαφικής μάζας πριν τη διάνοιξη της σήραγγας. Έτσι η ακτινική δυσκαμψία του εδάφους κάτω από ομοιόμορφη τάση για την περίπτωση που αυτό δεν έχει διανοιχθεί είναι:

$$P/\frac{\Delta D}{D} \Big|_s = \frac{E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad (2.11)$$

Η ακτινική δυσκαμψία της επένδυσης παραμένει ίδια με αυτή της εξ. (2.6) οπότε η εξ. (2.7) γίνεται:

$$C = \frac{P/\frac{\Delta D}{D} \Big|_s}{P/\frac{\Delta D}{D} \Big|_{||}} = \frac{E_s (1 - \nu_l^2) R}{E_l A_l (1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad (2.12)$$

Η διαφορά ανάμεσα στα C^* της (2.7) και C της (2.12) είναι οι όροι των παρονομαστών που περιλαμβάνουν το λόγο Poisson ν για την εδαφική μάζα. Όταν το ν πλησιάζει το 0.5 (που μπορεί να συμβεί για μια σήραγγα μέσα σε κορεσμένη μαλακή άργιλο), ο λόγος συμπίεστότητας C , που είναι βασισμένος σε έδαφος μη διανοιγμένο, τείνει στο άπειρο.

Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί σε έδαφος που είναι πολύ πιο δύσκαμπτο από την επένδυση με συνέπεια η τελευταία να παραλαμβάνει μηδενικό ποσοστό του φορτίου από το περιβάλλον έδαφος. Αλλά στην πραγματικότητα η δύναμη στην επένδυση για $\nu = 0.5$ δεν τείνει στο μηδέν, γεγονός που συμφωνεί μόνο με το «διορθωμένο» λόγο συμπιεστότητας της (2.7). Άρα η εξ. (2.12) δεν δίνει τη σωστή τιμή του λόγου συμπιεστότητας. Οι σχέσεις που συνδέουν τους λόγους κατά Burns & Richard (C, F) και τους λόγους κατά Einstein & Schwartz (C^* , F^*) είναι οι ακόλουθες:

$$C = C^* \frac{1 - \nu_s}{1 - 2\nu_s} \quad (2.13)$$

$$F = F^* \frac{1 - \nu_s}{6} \quad (2.14)$$

Από εδώ και στο εξής στην παρούσα εργασία οι λόγοι συμπιεστότητας και ευκαμψίας που θα χρησιμοποιούνται θα είναι οι C^* και F^* που δίνονται από τις σχέσεις (2.7) και (2.10) αντίστοιχα.

2.4.3. Η αρχική μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας (Burns και Richard, 1964, Peck et al., 1972)

Η αρχική μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας αναπτύχθηκε αρχικά από τους Burns και Richard (1964) για υπόγειους οχετούς. Η λύση των Burns και Richard (1964) είναι εφαρμόσιμη για κυλινδρικά ανοίγματα με γραμμικά ελαστική επένδυση εντός γραμμικά ελαστικού εδάφους υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και καταλήγει σε εκφράσεις που αναφέρονται στην περίπτωση μονοδιάστατης εκρηκτικής φόρτισης διαδιδόμενης μέσω αέρος. Κατά την εξαγωγή της λύσης λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας. Εντούτοις, γίνεται η υπόθεση ότι οι ουδέτερες πλευρικές εδαφικές ωθήσεις εξαρτώνται μόνο από τις κατακόρυφες τάσεις και το λόγο Poisson και έχουν την τιμή:

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v \quad (2.15)$$

Αργότερα ο Hoeg (1968) έκανε άρση αυτού του περιορισμού στις πλευρικές ωθήσεις. Η πιο περιοριστική υπόθεση στην μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας είναι αυτή της επίπεδης παραμόρφωσης, η οποία ισχύει σε μεγάλες αποστάσεις από το μέτωπο της σήραγγας. Η λύση των Burns & Richard (1964) τροποποιήθηκε από τους Peck et al. (1972) για να δώσει τη δύναμη, ροπή και μετακίνηση μιας υπόγειας σήραγγας υπό στατική φόρτιση και σε ημιάπειρο εδαφικό στρώμα. Ακολούθως, ο Wang (1993) τροποποίησε τη λύση των Peck et al. ώστε να δίνει τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην επένδυση σε σεισμική φόρτιση. Λαμβάνοντας υπόψη τις λύσεις των Peck et al. (τροποποιημένη ώστε να περιλαμβάνει τις κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις σ_v και σ_h) και του Wang, τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την επένδυση δίνονται από τις σχέσεις:

α) Όταν υπάρχει σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης η αξονική, ροπή και μεταβολή διαμέτρου είναι αντίστοιχα:

$$T = -\frac{1}{3} K_2 R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.16)$$

$$M = -\frac{1}{3} K_2 R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.17)$$

$$\frac{\Delta D}{D} = \frac{2}{3} K_2 F \frac{1 + \nu_s}{E_s} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.18)$$

στις οποίες ο συντελεστής K_2 δίνεται από τη σχέση:

$$K_2 = \frac{36(1-v_s)}{F^*(1-v_s) + 15 - 18v_s} \quad (2.19)$$

β) Όταν δεν υπάρχει σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης:

$$T = -K_1 R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.20)$$

όπου το K_1 δίνεται από τη σχέση:

$$K_1 = \frac{4(1-v_s)(F^* + 3C^*) + 48}{F^*(3-2v_s) + 3C^*(5-6v_s) + C^*F^*(1-v_s) + 12 \frac{3-4v_s}{1-v_s}} \quad (2.21)$$

Εξίσωση για την καμπτική ροπή δεν υπάρχει στην περίπτωση μη σχετικής ολίσθησης. Συντηρητικά λαμβάνεται η ροπή για την περίπτωση ύπαρξης σχετικής ολίσθησης ως η πιο δυσμενέστερη. Ο συντελεστής K_1 της εξ. (2.21) προέκυψε από τον συντελεστή που δημοσίευσε ο Wang (1993) με μια μικρή διόρθωση, πιθανόν λόγω τυπογραφικού λάθους, η οποία αναφέρεται από τους Park et al. (2009).

Επιπλέον, επειδή οι εξισώσεις του Wang (1993) περιέχουν τους συντελεστές C και F κατά Burns & Richard, έγινε μετατροπή τους στους ισοδύναμους συντελεστές C^* και F^* των Einstein & Schwartz, βάσει των σχέσεων (2.13) και (2.14), οπότε και προέκυψαν οι παραπάνω σχέσεις (2.20) έως (2.19).

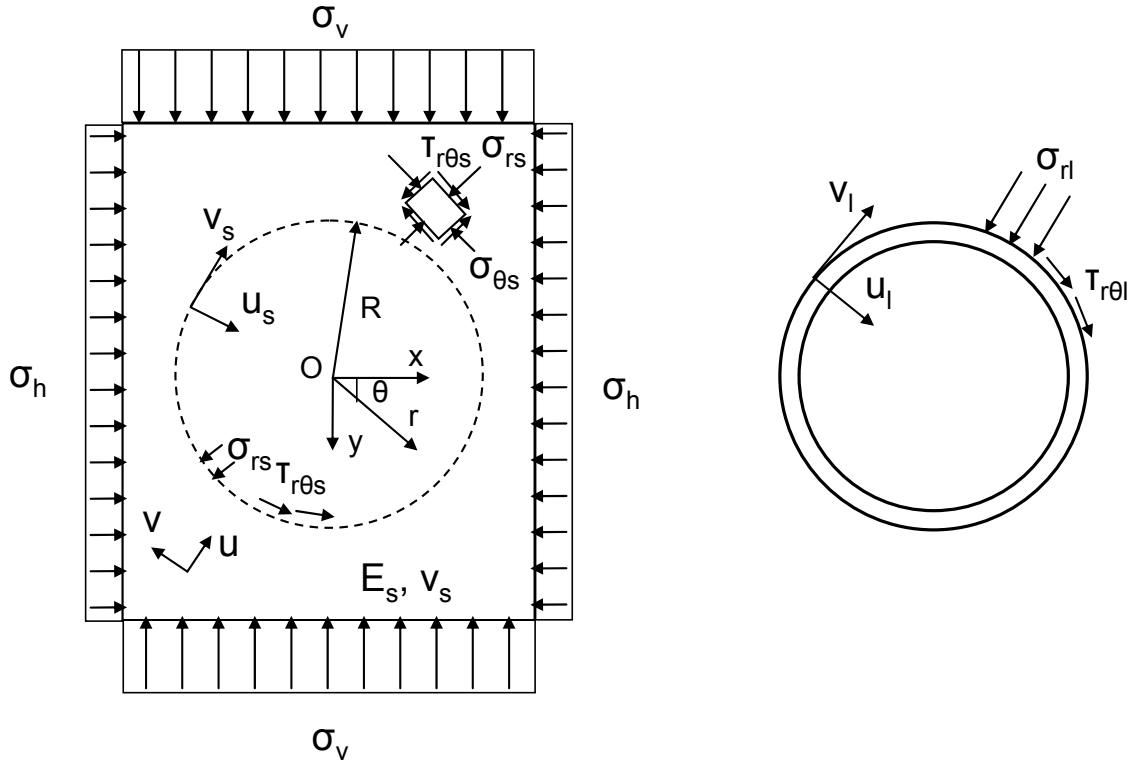
Ένα μειονέκτημα της αρχικής μεθόδου σχετικής δυσκαμψίας όπως διατυπώθηκε από τους Burns και Richard είναι ότι όταν εφαρμόζεται σε προβλήματα διάνοιξης σηράγγων υποθέτει ότι η φόρτιση του συστήματος έδαφος-σήραγγα προέρχεται από επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους. Αυτή η «εξωτερική φόρτιση» υπονοεί ότι η σήραγγα έχει εκσκαφεί και ενισχυθεί πριν εφαρμοστεί το φορτίο που αντιστοιχεί στις τάσεις ελευθέρου πεδίου. Ενώ αυτό είναι σωστό στις περιπτώσεις επανεπιχωμένων οχετών και υπογείων σηράγγων που υποβάλλονται σε φορτία εκρήξεων, στην περίπτωση της διάνοιξης σηράγγων η επιβαλλόμενη εξωτερική φόρτιση δεν αντιπροσωπεύει επαρκώς την πραγματική κατάσταση αποφόρτισης του εδάφους λόγω εκσκαφής. Στην τελευταία περίπτωση η σήραγγα διανοίγεται και ενισχύεται μετά την εφαρμογή του φορτίου που προέρχεται από τις τάσεις ελευθέρου πεδίου. Η υπόθεση της εξωτερικής φόρτισης αντί για την πιο ρεαλιστική αποφόρτιση εκσκαφής μπορεί να οδηγήσει σε δυνάμεις υποστήριξης που είναι 50%-100% πιο συντηρητικές (Mohraz et al., 1975), πράγμα που οδηγεί σε απαράδεκτο σχεδιασμό.

2.4.4. Μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες αποφόρτισης εκσκαφής (Einstein & Schwartz, 1979)

Η εξαγωγή της λύσης ακολουθεί τη λογική των Burns & Richard. Η εδαφική μάζα υποτίθεται ότι είναι ένα άπειρο ελαστικό ομοιογενές και ισοτροπικό μέσο με μια αρχική κατακόρυφη τάση, σ_v , ίση με την κατακόρυφη εδαφική τάση στην οριζόντια γραμμή που διέρχεται από το κέντρο της σήραγγας και μια αρχική πλευρική οριζόντια τάση σ_h . Οι Einstein & Schwartz (1979) θεωρούν ότι οι δυο τελευταίες τάσεις συνδέονται με τη σχέση:

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (2.22)$$

Στην παρούσα εργασία όμως δεν λαμβάνεται υπόψη η (2.22) εφόσον θεωρείται ότι οι σ_v και σ_h (οι οποίες λαμβάνονται υπόψη μάλλον ως δυναμικές παρά ως γεωστατικές) είναι ανεξάρτητες μεταξύ τους. Η επένδυση της σήραγγας θεωρείται ως ελαστικό λεπτότοιχο κέλυφος το οποίο παίρνει καμπτικές και περιφερειακές παραμορφώσεις. Το πρόβλημα φαίνεται στο Σχήμα 2.3. Η εξαγωγή της λύσης των Einstein & Schwartz (1979) ακολουθεί τρία κύρια βήματα:



Σχήμα 2.3. Σύμβαση φορών για τις τάσεις και τις μετατοπίσεις σε έδαφος και επένδυση στη μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας (Einstein & Schwartz, 1979).

2.4.4.1. Υπολογισμός του αρχικού πεδίου μετατοπίσεων στην εδαφική μάζα λόγω του αρχικού τασικού πεδίου πριν τη διάνοιξη της σήραγγας

Οι τάσεις που υπάρχουν στο έδαφος πριν τη διάνοιξη της σήραγγας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.23\alpha)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.23\beta)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.23\gamma)$$

και οι σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων-μετατοπίσεων σε πολικές συντεταγμένες είναι:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1}{E_s} \left[(1 - \nu_s^2) \sigma_r - \nu_s (1 + \nu_s) \sigma_\theta \right] \quad (2.24\alpha)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{r \partial \theta} = \frac{1}{E_s} \left[(1 - \nu_s^2) \sigma_\theta - \nu_s (1 + \nu_s) \sigma_r \right] \quad (2.24\beta)$$

Αντικατάσταση των σ_r και σ_θ των εξ. (2.23α) και (2.23β) αντίστοιχα στις (2.24) δίνει την ακτινική και εφαπτομενική παραμόρφωση του εδάφους:

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.25\alpha)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{u}{r} + \frac{\partial v}{r \partial \theta} = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.25\beta)$$

Ολοκλήρωση της (2.25α) ως προς r δίνει την αρχική ακτινική εδαφική μετατόπιση $u_{\text{αρχ}}$:

$$u_s^{\text{init}} = \frac{r(1 + \nu_s)}{E_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.26\alpha)$$

ενώ αντικαθιστώντας τη (2.26α) στη (2.24β), λαμβάνουμε:

$$\frac{\partial v}{\partial \theta} = \frac{r(1 + \nu_s)}{E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.27)$$

η οποία ολοκληρώνεται ως προς θ δίνοντας τελικά την αρχική εφαπτομενική εδαφική μετατόπιση $v_{\text{αρχ}}$:

$$v_s^{\text{init}} = \frac{r(1 + \nu_s)}{E_s} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.26\beta)$$

2.4.4.2. Υπολογισμός του ολικού τασικού πεδίου και του αυξητικού πεδίου μετατοπίσεων στο έδαφος μετά την εκσκαφή και των τάσεων επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

Το αυξητικό πεδίο μετατοπίσεων είναι το πεδίο μετατοπίσεων που δημιουργείται στο έδαφος όταν υπάρχει κυκλικό άνοιγμα και η φόρτιση είναι εξωτερική, μείον τις μετατοπίσεις που δημιουργούνται λόγω των επιτόπιων τάσεων. Οι συνοριακές συνθήκες της πλήρους ή μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας λαμβάνονται υπόψη στο βήμα αυτό και οδηγούν σε δυο διαφορετικές λύσεις. Οι τάσεις στην εδαφική μάζα μπορούν να εκφραστούν συναρτήσει μιας τασικής συνάρτησης ϕ ως:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} \quad (2.28\alpha)$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \quad (2.28\beta)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) \quad (2.28\gamma)$$

στις οποίες ϕ είναι η γενικευμένη τασική συνάρτηση του Michell που δίνεται στην εξ. (2.30). Αυτή η γενικευμένη τασική συνάρτηση μπορεί να απλοποιηθεί με την επιβολή των συνθηκών περιοδικότητας και συμμετρίας του τασικού πεδίου και τις συνοριακές συνθήκες των τάσεων στο άπειρο (οι σ_r , σ_{θ} και $\tau_{r\theta}$ πρέπει να τείνουν στις αρχικές τάσεις των σχέσεων (2.23) καθώς $r \rightarrow \infty$). Μετά την ικανοποίηση των ανωτέρω περιορισμών:

$$\begin{aligned} \phi = & \alpha_0 \ln r + \frac{r^2 (\sigma_v + \sigma_h)}{4} + \alpha'_0 \theta + \frac{r^2 (\sigma_v - \sigma_h)}{4} \cos 2\theta \\ & + \sum_{n=2,4}^{\infty} (\alpha'_n r^{-n} + b'_n r^{-n+2}) \cos(n\theta) \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$\begin{aligned}
\phi &= \alpha_0 \ln r + b_0 r^2 + c_0 r^2 \ln r + d_0 r^2 \theta + \alpha'_0 \theta \\
&+ \frac{\alpha_1}{2} r \theta \sin \theta + (b_1 r^3 + \alpha'_1 r^{-1} + b'_1 r \ln r) \cos \theta \\
&- \frac{c_1}{2} r \theta \cos \theta + (d_1 r^3 + c'_1 r^{-1} + d'_1 r \ln r) \sin \theta \\
&+ \sum_{n=2}^{\infty} (\alpha_n r^n + b_n r^{n+2} + \alpha'_n r^{-n} + b'_n r^{-n+2}) \cos(n\theta) \\
&+ \sum_{n=2}^{\infty} (c_n r^n + d_n r^{n+2} + c'_n r^{-n} + d'_n r^{-n+2}) \sin(n\theta)
\end{aligned} \tag{2.30}$$

Αντικαθιστώντας την (2.29) στις (2.28) οι τάσεις στο έδαφος μπορούν να εκφραστούν ως:

$$\begin{aligned}
\sigma_{rs} &= \alpha_0 r^{-2} + \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \\
&+ \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[(-n^2 - n) \alpha'_n r^{-n-2} + (-n^2 - n + 2) b'_n r^{-n} \right] \cos(n\theta)
\end{aligned} \tag{2.31α}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_{\theta s} &= -\alpha_0 r^{-2} + \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \\
&+ \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[(n^2 + n) \alpha'_n r^{-n-2} + (n^2 - 3n + 2) b'_n r^{-n} \right] \cos(n\theta)
\end{aligned} \tag{2.31β}$$

$$\begin{aligned}
\tau_{r\theta s} &= \alpha'_0 r^{-2} + \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \\
&+ \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[-n(n+1) \alpha'_n r^{-n-2} + n(-n+1) b'_n r^{-n} \right] \sin(n\theta)
\end{aligned} \tag{2.31γ}$$

ενώ οι μετατοπίσεις προκύπτουν από τη λύση του ζεύγους των διαφορικών εξισώσεων (2.24) μετά την αντικατάσταση των σ_r και σ_θ από τις (2.31):

$$\begin{aligned}
u_s^{\text{tot}} &= \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ -\alpha_0 r^{-1} + r(1 - 2\nu_s) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - r \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right. \\
&+ \left. \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[n \alpha'_n r^{-n-1} + (n + 2 - 4\nu_s) b'_n r^{-n+1} \right] \cos(n\theta) \right\}
\end{aligned} \tag{2.32α}$$

$$\begin{aligned}
v_s^{\text{tot}} &= \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ r \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \right. \\
&+ \left. \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[n \alpha'_n r^{-n-1} + (n - 4 + 4\nu_s) b'_n r^{-n+1} \right] \sin(n\theta) \right\}
\end{aligned} \tag{2.32β}$$

Οι μετατοπίσεις που δίνονται από τις (2.32) αντιστοιχούν στις συνολικές εδαφικές μετακινήσεις λόγω των αρχικών τάσεων των σχέσεων (2.23) και της ανακατανομής των τάσεων που προκαλείται από την εκσκαφή του κυκλικού ανοίγματος. Ωστόσο, οι μετακινήσεις λόγω των αρχικών εδαφικών τάσεων συμβαίνουν πριν την εκσκαφή της σήραγγας και δεν επηρεάζουν άμεσα την αλληλεπίδρασή της με το έδαφος. Αυτές οι αρχικές μετακινήσεις που δίνονται από τις (2.26) πρέπει να αφαιρεθούν από αυτές των

(2.32) για να υπολογιστεί το πεδίο αυξητικών μετακινήσεων που αντιστοιχεί στην κατάσταση αποφόρτισης λόγω εκσκαφής του ανοίγματος της σήραγγας. Αυτές οι αυξητικές μετακινήσεις είναι:

$$u_s^{inc} = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ -\alpha_0 r^{-1} + \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[n\alpha_n' r^{-n-1} + (n+2-4\nu_s)b_n' r^{-n+1} \right] \cos(n\theta) \right\} \quad (2.33\alpha)$$

$$v_s^{inc} = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ \sum_{n=2,4,6}^{\infty} \left[n\alpha_n' r^{-n-1} + (n-4+4\nu_s)b_n' r^{-n+1} \right] \sin(n\theta) \right\} \quad (2.33\beta)$$

Με την προϋπόθεση ότι $t \ll R$ (το πάχος της επένδυσης είναι πολύ μικρότερο της ακτίνας της σήραγγας) οι σχέσεις τάσεων – μετατοπίσεων για την επένδυση είναι οι ακόλουθες (Flügge, 1966):

$$\frac{d^2 v_l}{d\theta^2} + \frac{du_l}{d\theta} = -\frac{R^2}{D_C} \tau_{R\theta} \quad (2.34\alpha)$$

$$\frac{dv_l}{d\theta} + u_l + \frac{D_F}{D_C R^2} \left(\frac{d^4 u_l}{d\theta^4} + 2 \frac{d^2 u_l}{d\theta^2} + u_l \right) = \frac{R^2}{D_C} \sigma_R \quad (2.34\beta)$$

όπου:

$$D_C = \frac{E_l A_l}{1 - \nu_l^2} \quad (2.34\gamma)$$

$$D_F = \frac{E_l I_l}{1 - \nu_l^2} \quad (2.34\delta)$$

Στο σημείο αυτό εισάγονται οι συνοριακές συνθήκες στη διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης. Για $r = R$ διακρίνονται δυο περιπτώσεις:

α) Πλήρης ολίσθηση μεταξύ εδάφους – επένδυσης:

$$\sigma_{Rs} = \sigma_R, \tau_{r\theta s} = 0, \tau_{R\theta} = 0, u_s^{inc} = u_l \quad (2.35)$$

β) Μη ολίσθηση μεταξύ εδάφους – επένδυσης:

$$\sigma_{rs} = \sigma_R, \tau_{r\theta s} = \tau_{R\theta}, u_s^{inc} = u_l, v_s^{inc} = v_l \quad (2.36)$$

Για την περίπτωση πλήρους ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους και επένδυσης, δεν μεταφέρονται διατμητικές τάσεις από το έδαφος στην επένδυση και αντιστρόφως. Αντικαθιστώντας τη δεύτερη από τις (2.35) στη (2.31γ), θέτοντας $r = R$ και αμελώντας τους όρους του αθροίσματος για $n \geq 4$ λαμβάνεται:

$$0 = \alpha_0' + \left[\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} R^2 - 6\alpha_2' R^{-2} - 2b_2' \right] \sin 2\theta \quad (2.37)$$

Οπότε επειδή η (2.37) θα πρέπει να ισχύει για κάθε θ , θα ισχύουν:

$$\alpha_0' = 0$$

$$b_2' = \frac{(\sigma_v - \sigma_h) R^2}{4} - \frac{3\alpha_2'}{R^2} \quad (2.38)$$

Αντικαθιστώντας την τρίτη από τις (2.35) στην (2.34α) και ακολούθως ολοκληρώνοντας ως προς θ προκύπτει:

$$\frac{dv_l}{d\theta} + u_l = C \quad (2.39)$$

Εφαρμόζοντας την (2.31α) για $r = R$ και αμελώντας τους όρους του αθροίσματος για $n \geq 4$ προκύπτει:

$$\sigma_{Rs} = \alpha_0 R^{-2} + \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \left[\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} + 6\alpha_2' R^{-4} + 4b_2' R^{-2} \right] \cos 2\theta \quad (2.40)$$

Αντικαθιστώντας το b_2' από την (2.38) στην τελευταία:

$$\sigma_{Rs} = \frac{\alpha_0}{R^2} + \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \left[\frac{3(\sigma_v - \sigma_h)}{2} - \frac{6\alpha_2'}{R^4} \right] \cos 2\theta \quad (2.41)$$

Εφαρμόζοντας την (2.33α) για $r = R$ και αμελώντας τους όρους του αθροίσματος για $n \geq 4$ παίρνουμε:

$$u_s^{inc} = -\frac{1+\nu_s}{E_s} \alpha_0 R^{-1} + \frac{1+\nu_s}{E_s} \left[2\alpha_2' R^{-3} + 4(1-\nu_s)b_2' R^{-1} \right] \cos 2\theta \quad (2.42)$$

Αντικαθιστώντας το b_2' από την (2.38) στην τελευταία:

$$u_s^{inc} = -\frac{1+\nu_s}{E_s} \frac{\alpha_0}{R} + \frac{2(1+\nu_s)}{E_s} \left[(1-\nu_s) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} R - \frac{(5-6\nu_s)\alpha_2'}{R^3} \right] \cos 2\theta \quad (2.43)$$

Λαμβάνεται η δεύτερη και η τέταρτη παράγωγος της (2.43) ως προς θ οπότε είναι:

$$\frac{d^2 u_s^{inc}}{d\theta^2} = \frac{2(1+\nu_s)}{E_s} \left[-4(1-\nu_s) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} R + \frac{4(5-6\nu_s)\alpha_2'}{R^3} \right] \cos 2\theta \quad (2.44)$$

$$\frac{d^4 u_s^{inc}}{d\theta^4} = \frac{2(1+\nu_s)}{E_s} \left[16(1-\nu_s) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} R - \frac{16(5-6\nu_s)\alpha_2'}{R^3} \right] \cos 2\theta \quad (2.45)$$

Η σταθερά C της σχέσης (2.39) προσδιορίζεται με αντικατάσταση της (2.42) στην (2.39) και θέτοντας $\theta = \pi/4$. Η παράγωγος της εφαπτομενικής μετακίνησης v_i ως προς θ θα είναι γινόμενο μεταξύ κάποιας συνάρτησης και του $\cos(2\theta)$, και για $\theta = \pi/4$ θα ισούται με μηδέν. Προκύπτει τελικά:

$$C = -\frac{\alpha_0(1+\nu_s)}{RE_s} \quad (2.46)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.34β) την πρώτη και τέταρτη σχέση των (2.35), καθώς και τις σχέσεις (2.39), (2.46), (2.41), (2.43), (2.44) και (2.45) προκύπτει μετά από πράξεις για τον όρο α_0 :

$$\alpha_0 = -\frac{E_s R^5}{D_C R^2 (1+\nu_s) + D_F (1+\nu_s) + E_s R^3} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad (2.47)$$

ενώ για τον όρο α_2' μετά από πράξεις προκύπτει:

$$\alpha_2' = \frac{6D_F (1-\nu_s^2) R^4 + E_s R^7}{2E_s R^3 + 6D_F (1+\nu_s)(5-6\nu_s)} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.48)$$

Η (2.41) λόγω της (2.48) γίνεται:

$$\sigma_R = \left[1 - \frac{E_s R^3}{D_C R^2 (1+\nu_s) + D_F (1+\nu_s) + E_s R^3} \right] \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \left\{ \left[3 - 6 \frac{6D_F (1-\nu_s^2) + E_s R^3}{2E_s R^3 + 6D_F (1+\nu_s)(5-6\nu_s)} \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \right\} \cos 2\theta \quad (2.49)$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις (2.34γ), (2.34δ), (2.7) και (2.10), έχουμε τα εξής:

$$\frac{E_s R^3}{D_C R^2 (1 + \nu_s) + D_F (1 + \nu_s) + E_s R^3} = a_0^* = \frac{C^* F^* (1 - \nu_s)}{F^* + C^* + C^* F^* (1 - \nu_s)} \quad (2.50)$$

$$\frac{6D_F (1 - \nu_s^2) + E_s R^3}{2E_s R^3 + 6D_F (1 + \nu_s) (5 - 6\nu_s)} = a_2^* = \frac{(F^* + 6)(1 - \nu_s)}{2F^* (1 - \nu_s) + 6(5 - 6\nu_s)} \quad (2.51)$$

οπότε η (2.49) γράφεται πιο απλά:

$$\sigma_R = (1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - (3 - 6a_2^*) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.52)$$

Η (2.43) λόγω των (2.47) και (2.48) γίνεται:

$$u_s^{inc} = R \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ \frac{E_s R^3}{D_C R^2 (1 + \nu_s) + D_F (1 + \nu_s) + E_s R^3} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \left[\left[(1 - \nu_s) - (5 - 6\nu_s) \frac{6D_F (1 - \nu_s^2) + E_s R^3}{2E_s R^3 + 6D_F (1 + \nu_s) (5 - 6\nu_s)} \right] (\sigma_v - \sigma_h) \right] \cos 2\theta \right\} \quad (2.53)$$

ή σε πιο απλή μορφή:

$$u_s^{inc} = R \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ a_0^* \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \left[\left[(1 - \nu_s) - (5 - 6\nu_s) a_2^* \right] (\sigma_v - \sigma_h) \right] \cos 2\theta \right\} \quad (2.54)$$

Η εφαπτομενική μετατόπιση της επένδυσης βρίσκεται με τη βοήθεια των σχέσεων (2.39) και (2.46), οι οποίες με απαλοιφή του C δίνουν τη σχέση:

$$\frac{dv_l}{d\theta} = -\frac{\alpha_0 (1 + \nu_s)}{RE_s} - u_l \quad (2.55)$$

Η οποία λόγω της τέταρτης των (2.35), και των (2.47), (2.50), και (2.54) γίνεται:

$$\frac{dv_l}{d\theta} = -R \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ \left[(1 - \nu_s) - (5 - 6\nu_s) a_2^* \right] (\sigma_v - \sigma_h) \right\} \cos 2\theta \quad (2.56)$$

Η τελευταία ολοκληρώνεται και δίνει την εφαπτομενική μετατόπιση της επένδυσης:

$$v_l = R \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left\{ \left[(5 - 6\nu_s) a_2^* - (1 - \nu_s) \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \right\} \sin 2\theta + A \quad (2.57)$$

όπου η σταθερά ολοκλήρωσης A που προκύπτει εκφράζει τη δυνατότητα περιστροφής της επένδυσης ως προς το κέντρο της ως στερεό σώμα και δεν μπορεί να προσδιοριστεί μονοσήμαντα. Η εφαπτομενική μετατόπιση του εδάφους προσδιορίζεται από τη σχέση (2.33β), η οποία για $r = R$ και αν αμεληθούν οι όροι του αθροίσματος για $n \geq 4$ γράφεται:

$$v_s^{inc} = \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left[2\alpha_2' R^{-3} - 2(1 - 2\nu_s) b_2' R^{-1} \right] \sin 2\theta \quad (2.58)$$

Η (2.58) λόγω της δεύτερης των (2.38) και της (2.48) γράφεται:

$$v_s^{inc} = R \frac{1 + \nu_s}{E_s} \left[4(2 - 3\nu_s) a_2^* - (1 - 2\nu_s) \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.59)$$

Όπως ήταν αναμενόμενο, ισχύει $v_s^{inc} \neq v_l$, αφού στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης υπάρχει σχετική ολίσθηση μεταξύ εδάφους και επένδυσης.

Για την περίπτωση μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, υπάρχει μεταφορά διατμητικών τάσεων από το έδαφος στην επένδυση και αντιστρόφως. Εφαρμόζεται η εξ. (2.31γ) για $r = R$ και αμελώντας τους όρους των αθροισμάτων για $n \geq 4$, οπότε λαμβάνεται η εξής:

$$\tau_{R\theta s} = \frac{\alpha_0'}{R^2} + \left[\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} - \frac{6\alpha_2'}{R^4} - \frac{2b_2'}{R^2} \right] \sin 2\theta \quad (2.60)$$

Χρησιμοποιώντας την δεύτερη, τρίτη και τέταρτη από τις σχέσεις (2.36) και αντικαθιστώντας τα u_s^{inc} , v_s^{inc} , και $\tau_{R\theta s}$ των εξ. (2.42), (2.58) και (2.60) αντίστοιχα στη σχέση (2.34α) προκύπτει μετά από πράξεις (η σχέση που προκύπτει με την παραπάνω αντικατάσταση πρέπει να ισχύει για κάθε θ , άρα ο συντελεστής του $\sin 2\theta$ και ο σταθερός όρος πρέπει να είναι μηδενικοί):

$$\alpha_0' = 0$$

$$\frac{1}{D_C} \frac{6\alpha_2'}{R^2} + \frac{2b_2'}{D_C} + 12 \frac{1+v_s}{E_s} \frac{\alpha_2'}{R^3} + 8 \frac{1+v_s}{E_s} v_s \frac{b_2'}{R} = \frac{R^2}{D_C} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.61)$$

Από τις σχέσεις (2.7) και (2.34γ) απαλείφοντας το E_I προκύπτει:

$$D_C = \frac{E_s R}{C^* (1 - v_s^2)} \quad (2.62)$$

Από τις σχέσεις (2.10) και (2.34δ) απαλείφοντας το E_I προκύπτει:

$$D_F = \frac{E_s R^3}{F^* (1 - v_s^2)} \quad (2.63)$$

Λόγω της (2.62) η δεύτερη από τις σχέσεις (2.61) γίνεται:

$$\left[6C^* (1 - v_s) + 12 \right] \alpha_2' + \left[2C^* (1 - v_s) + 8v_s \right] b_2' R^2 = C^* (1 - v_s) R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.64)$$

Η εξ. (2.34β) λόγω των (2.36), (2.40), (2.42) και (2.58) μετά από πράξεις καταλήγει στις σχέσεις:

$$6 \frac{1+v_s}{E_s} \frac{\alpha_2'}{R^3} + 4v_s \frac{1+v_s}{E_s} \frac{b_2'}{R} + 18 \frac{1+v_s}{E_s} \frac{D_F}{D_C R^2} \frac{\alpha_2'}{R^3} \quad (2.65\alpha)$$

$$+ 36(1 - v_s) \frac{1+v_s}{E_s} \frac{D_F}{D_C R^2} \frac{b_2'}{R} + \frac{R^2}{D_C} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} + 6 \frac{R^2}{D_C} \frac{\alpha_2'}{R^4} + 4 \frac{R^2}{D_C} \frac{b_2'}{R^2} = 0$$

$$\frac{1}{D_C} \alpha_0' + \frac{D_F}{D_C R^2} \frac{1+v_s}{R E_s} \alpha_0' + \frac{1+v_s}{R E_s} \alpha_0' + \frac{R^2}{D_C} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} = 0 \quad (2.65\beta)$$

Οι οποίες λόγω των (2.62) και (2.63) γίνονται:

$$\left[6F^* + 18C^* + 6F^* C^* (1 - v_s) \right] \alpha_2'$$

$$+ \left[4F^* v_s + 36C^* (1 - v_s) + 4F^* C^* (1 - v_s) \right] R^2 b_2' \quad (2.66\alpha)$$

$$+ F^* C^* (1 - v_s) R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = 0$$

$$\alpha_0' = -a_0^* R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad (2.66\beta)$$

όπου το a_0^* δίνεται από την (2.50). Πολλαπλασιάζοντας κατά μέλη τη (2.64) επί F^* και προσθέτοντας κατά μέλη την (2.66α) προκύπτει:

$$\left[2F^* C^* (1 - v_s) + 3F^* + 3C^* \right] \alpha_2'$$

$$+ \left[F^* C^* (1 - v_s) + 2F^* v_s + 6C^* (1 - v_s) \right] b_2' R^2 = 0 \quad (2.67)$$

Από την οποία εξάγεται η παρακάτω σχέση μεταξύ των α_2' και b_2' :

$$\frac{\alpha_2'}{b_2'R^2} = -\frac{(F^*+6)C^*(1-\nu_s)+2F^*\nu_s}{3F^*+3C^*+2F^*C^*(1-\nu_s)} = -\beta \quad (2.68)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.64) όπου $\alpha_2' = -\beta b_2'R^2$ (όπου το β δίνεται από την (2.68)), προκύπτει:

$$b_2' = \frac{C^*(1-\nu_s)}{2[C^*(1-\nu_s)+4\nu_s-3\beta C^*(1-\nu_s)-6\beta]} R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.69)$$

$$= b_2^* R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις (2.61), (2.66β), (2.68) και (2.69), οι (2.40), (2.42), (2.58) και (2.60) γράφονται ως εξής:

$$\sigma_R = (1-a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - [1-6a_2^*+4b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.70)$$

$$\tau_{R\theta} = [1+6a_2^*-2b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.71)$$

$$u^{inc} = \frac{1+\nu_s}{E_s} R \left\{ a_0^* \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + [4(1-\nu_s)b_2^* - 2a_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right\} \quad (2.72)$$

$$v^{inc} = -\frac{1+\nu_s}{E_s} R [2a_2^* + 2(1-2\nu_s)b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.73)$$

όπου το b_2^* υπολογίζεται από την (2.69) και ισχύει:

$$a_2^* = \beta b_2^* \quad (2.74)$$

2.4.4.3. Υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων που καταπονούν την επένδυση και προέρχονται από τις τάσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

Οι διαφορικές εξισώσεις για την αξονική δύναμη T και ροπή M στην επένδυση της σήραγγας κάτω από συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης είναι:

$$R \frac{dT}{d\theta} - \frac{dM}{d\theta} = -R^2 \tau_{R\theta} \quad (2.75\alpha)$$

$$RT + \frac{d^2M}{d\theta^2} = R^2 \sigma_R \quad (2.75\beta)$$

Για την περίπτωση σχετικής ολίσθησης μεταξύ επένδυσης και εδάφους, αντικαθιστώντας στις τελευταίες τη συνθήκη $\tau_{R\theta} = 0$ και τη (2.52) προκύπτουν:

$$R \frac{dT}{d\theta} - \frac{dM}{d\theta} = 0 \quad (2.76\alpha)$$

$$RT + \frac{d^2M}{d\theta^2} = R^2 \left[(1-a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - (3-6a_2^*) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right] \quad (2.76\beta)$$

Η (2.76α) παραγωγίζεται ως προς θ και η $d^2M/d\theta^2$ αντικαθίσταται στην (2.76β), οπότε προκύπτει η συνήθης διαφορική εξίσωση:

$$T + \frac{d^2T}{d\theta^2} = (1-a_0^*) R \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - (3-6a_2^*) R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.77)$$

Με λύση της μορφής:

$$T = A + B \sin \theta + C \cos \theta + D \cos 2\theta \quad (2.78)$$

Είναι $B = C = 0$ για λόγους περιοδικότητας της λύσης, και επίσης αντικαθιστώντας την (2.78) στην (2.77) προκύπτει η αξονική δύναμη:

$$T = (1 - a_0^*)R \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + (1 - 2a_2^*)R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.79)$$

Ολοκληρώνοντας την (2.76α) ως προς θ και αντικαθιστώντας την (2.79) έχουμε:

$$M = (1 - a_0^*)R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + (1 - 2a_2^*)R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta + C \quad (2.80)$$

Η σταθερά C της σχέσης (2.80) μπορεί να προσδιοριστεί με τη χρήση της εξίσωσης που συνδέει την καμπτική ροπή σε τυχόν σημείο της επένδυσης, με τη μετατόπιση της τελευταίας και είναι (Corigliano, 2007):

$$M = \frac{K_f}{R^2} \left(\frac{d^2 u_l}{d\theta^2} + u_l \right) \quad (2.81)$$

όπου K_f είναι η δυσκαμψία που δίνεται από τη σχέση:

$$K_f = \frac{E_l t^3}{12(1 - \nu_l^2)} \quad (2.82)$$

Αντικαθιστώντας τις (2.80), (2.54) και (2.82) στην (2.81) προκύπτει για τη σταθερά C της (2.80) η τιμή:

$$C = \left[\frac{1 + F^*(1 - \nu_s)}{F^*(1 - \nu_s)} a_0^* - 1 \right] R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \quad (2.83)$$

Οπότε η (2.80) γίνεται τελικά:

$$M = \frac{a_0^*}{F^*(1 - \nu_s)} R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + (1 - 2a_2^*)R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.84)$$

Στις (2.79) και (2.84) τα a_0^* και a_2^* δίνονται από τις σχέσεις (2.50) και (2.51) αντίστοιχα.

Για την περίπτωση της μη σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους αντικαθίστανται στις (2.75) τα $\tau_{R\theta}$ και σ_R των σχέσεων (2.71) και (2.70) αντιστοίχως:

$$R \frac{dT}{d\theta} - \frac{dM}{d\theta} = -R^2 \left[1 + 6a_2^* - 2b_2^* \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.83\alpha)$$

$$RT + \frac{d^2 M}{d\theta^2} = R^2 \left\{ (1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \left[1 - 6a_2^* + 4b_2^* \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right\} \quad (2.83\beta)$$

Ακολουθώντας παρόμοια διαδικασία με προηγουμένως, προκύπτει η συνήθης διαφορική εξίσωση:

$$T + \frac{d^2 T}{d\theta^2} = R(1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - 3 \left[1 + 2a_2^* \right] R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.84)$$

Η οποία λύνεται κατά τα γνωστά δίνοντας τελικά:

$$T = (1 - a_0^*)R \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + (1 + 2a_2^*)R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.85)$$

Ολοκληρώνοντας την (2.83α) όπως προηγουμένως και χρησιμοποιώντας την (2.85) και την απαίτηση ότι η ροπή πρέπει να μηδενίζεται σε διαστολική φόρτιση εξάγεται η καμπτική ροπή ως:

$$M = \frac{1}{2} \left[1 - 2a_2^* + 2b_2^* \right] R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.86)$$

στις οποίες τα a_0^* , a_2^* και b_2^* δίνονται από τις (2.50), (2.74) και (2.69) αντίστοιχα.

Οι εφαπτομενικές τάσεις και παραμορφώσεις στην επένδυση δίνονται (με γνωστά τα εντατικά μεγέθη) από τις σχέσεις:

$$\sigma_{\theta}^I = \frac{T}{A_I} \pm \frac{Mt}{2I_I} \quad (2.87)$$

$$\varepsilon_{\theta}^I \approx \frac{1-\nu_I^2}{E_I} \sigma_{\theta}^I \quad (2.88)$$

Η μέθοδος της σχετικής δυσκαμψίας εφαρμόζεται σε εδαφικό μέσο χωρίς νερό (δηλ. ξηρό έδαφος). Αυτό σημαίνει ότι η μέθοδος δεν μπορεί να λάβει υπόψη της τις συνθήκες στράγγισης στη διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης.

2.4.5. Μέθοδος σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες εξωτερικής φόρτισης (Bobet, 2003)

Η μέθοδος ακολουθεί αρχικά τα ίδια βήματα με αυτή των Einstein & Schwartz (1979), με τη μόνη διαφορά ότι στις εξ. (2.34) οι μετατοπίσεις λαμβάνονται ίσες με τις ολικές μετατοπίσεις u_s^{tot} , v_s^{tot} που δίνονται από τις σχέσεις (2.32), και όχι τις απομειωμένες u_s^{inc} , v_s^{inc} των σχέσεων (2.33). Χάριν απλότητας θα συμβολιστούν εδώ με u_s και v_s . Η λύση αναφέρεται μόνο στην περίπτωση όπου στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης δεν υπάρχει σχετική ολίσθηση. Συνεπώς χρησιμοποιούνται οι συνοριακές συνθήκες (2.36). Για την περίπτωση μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, υπάρχει μεταφορά διατμητικών τάσεων από το έδαφος στην επένδυση και αντιστρόφως.

2.4.5.1. Υπολογισμός του ολικού πεδίου τάσεων και μετατοπίσεων στο έδαφος μετά την εκσκαφή και των τάσεων επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

Εφαρμόζονται οι εξ. (2.32) για $r = R$ και αμελώντας τους όρους των αθροισμάτων για $n \geq 4$, οπότε λαμβάνονται οι εξής:

$$u_s = \frac{1+\nu_s}{E_s} \left\{ -\frac{\alpha_0}{R} + R(1-2\nu_s) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \left[2\frac{\alpha_2'}{R^3} + 4(1-\nu_s) \frac{b_2'}{R} - R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \right] \cos 2\theta \right\} \quad (2.89\alpha)$$

$$v_s = \frac{1+\nu_s}{E_s} \left[R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} + 2\frac{\alpha_2'}{R^3} - 2(1-2\nu_s) \frac{b_2'}{R} \right] \sin 2\theta \quad (2.89\beta)$$

Χρησιμοποιώντας την δεύτερη, τρίτη και τέταρτη από τις σχέσεις (2.36) και αντικαθιστώντας τα u_s , v_s , και $T_{R\theta s}$ των εξ. (2.89α), (2.89β) και (2.60) αντίστοιχα στη σχέση (2.34α) προκύπτει μετά από πράξεις:

$$\alpha_0' = 0 \quad (2.90\alpha)$$

$$-12D_C(1+\nu_s)\alpha_2' - 8D_C(1+\nu_s)\nu_s R^2 b_2' - 6E_s R \alpha_2' - 2E_s R^3 b_2' = 2D_C(1+\nu_s)R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} - E_s R^5 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.90\beta)$$

Η τελευταία από τις οποίες λόγω της (2.62) γίνεται:

$$\begin{aligned} & 6\alpha_2' [2 + C^*(1-\nu_s)] + 2b_2' R^2 [4\nu_s + C^*(1-\nu_s)] \\ & = R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} [C^*(1-\nu_s) - 2] \end{aligned} \quad (2.91)$$

Θέτοντας όμως:

$$\alpha_2' = -a_2^* R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.92)$$

$$b_2' = b_2^* R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

έχουμε τελικά:

$$-6a_2^* [2 + C^* (1 - \nu_s)] + 2b_2^* [4\nu_s + C^* (1 - \nu_s)] = C^* (1 - \nu_s) - 2 \quad (2.93)$$

Η εξ. (2.34β) λόγω των (2.36), (2.40), (2.89α) και (2.89β) μετά από πράξεις καταλήγει στις σχέσεις:

$$\alpha_0 = -R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \frac{C^* F^* (1 - \nu_s) - (F^* + C^*) (1 - 2\nu_s)}{C^* F^* (1 - \nu_s) + C^* + F^*} \quad (2.94)$$

$$= -R^2 \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} a_0^*$$

$$6\alpha_2' [F^* + 3C^* + C^* F^* (1 - \nu_s)] + b_2^* R^2 [4F^* \nu_s + 36(1 - \nu_s)C^* + 4C^* F^* (1 - \nu_s)] \quad (2.95)$$

$$= R^4 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} [9C^* - C^* F^* (1 - \nu_s) - F^*]$$

Λόγω των (2.92) η (2.95) γίνεται:

$$\begin{aligned} & -6a_2^* [F^* + 3C^* + C^* F^* (1 - \nu_s)] \\ & + 4b_2^* [F^* \nu_s + 9(1 - \nu_s)C^* + C^* F^* (1 - \nu_s)] \\ & = 9C^* - C^* F^* (1 - \nu_s) - F^* \end{aligned} \quad (2.96)$$

Λύνοντας το σύστημα των (2.93) και (2.96) προκύπτουν τα a_2^* και b_2^* ως εξής:

$$b_2^* = - \frac{1 + (1 - \nu_s)C^* - \left[C^* + \frac{4}{1 - \nu_s} \right] \frac{3}{F^*}}{(1 - \nu_s)C^* + (3 - 2\nu_s) + \left[\frac{4(3 - 4\nu_s)}{1 - \nu_s} + (5 - 6\nu_s)C^* \right] \frac{3}{F^*}} \quad (2.97)$$

$$a_2^* = - \frac{1(1 - \nu_s)C^* - 2 - 2b_2^* [(1 - \nu_s)C^* + 4\nu_s]}{6(1 - \nu_s)C^* + 2} \quad (2.98)$$

Λαμβάνοντας υπόψη τις (2.90α), (2.92) και (2.94), οι (2.89), (2.40) και (2.60) γράφονται ως εξής:

$$u_1 = \frac{1 + \nu_s}{E_s} R \left\{ \left[1 - 2\nu_s + a_0^* \right] \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + \left[4(1 - \nu_s)b_2^* - 2a_2^* - 1 \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right\} \quad (2.99\alpha)$$

$$v_1 = \frac{1 + \nu_s}{E_s} R \left[1 - 2a_2^* - 2(1 - 2\nu_s)b_2^* \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.99\beta)$$

$$\sigma_R = (1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - [1 - 6a_2^* + 4b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.100\alpha)$$

$$\tau_{R\theta} = (1 + 6a_2^* - 2b_2^*) \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.100\beta)$$

2.4.5.2. Υπολογισμός των εσωτερικών δυνάμεων που καταπονούν την επένδυση και προέρχονται από τις τάσεις στη διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας

Οι διαφορικές εξισώσεις για την αξονική δύναμη T και ροπή M στην επένδυση της σήραγγας κάτω από συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης δίνονται από τις (2.75). Για την περίπτωση της μη σχετικής ολίσθησης στη διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους αντικαθίστανται στις (2.75) τα $\tau_{R\theta}$ και σ_R των σχέσεων (2.100β) και (2.100α) αντιστοίχως:

$$R \frac{dT}{d\theta} - \frac{dM}{d\theta} = -R^2 [1 + 6a_2^* - 2b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.101\alpha)$$

$$RT + \frac{d^2M}{d\theta^2} = R^2 \left\{ (1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - [1 - 6a_2^* + 4b_2^*] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right\} \quad (2.101\beta)$$

Ακολουθώντας τη γνωστή διαδικασία, προκύπτει η συνήθης διαφορική εξίσωση:

$$T + \frac{d^2T}{d\theta^2} = R(1 - a_0^*) \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - 3[1 + 2a_2^*] R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.102)$$

η οποία λύνεται κατά τα γνωστά δίνοντας τελικά:

$$T = (1 - a_0^*) R \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} + (1 + 2a_2^*) R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.103)$$

Ολοκληρώνοντας την (2.101α) όπως προηγουμένως και χρησιμοποιώντας την (2.103) και την απαίτηση ότι η ροπή πρέπει να μηδενίζεται σε διαστολική φόρτιση εξάγεται η καμπτική ροπή ως:

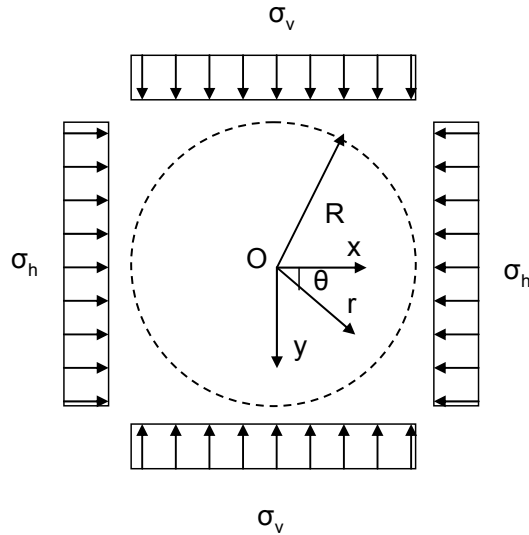
$$M = \frac{1}{2} [1 - 2a_2^* + 2b_2^*] R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.104)$$

στις οποίες τα a_0^* , a_2^* και b_2^* δίνονται από τις (2.94), (2.98) και (2.97) αντίστοιχα.

2.5. ΜΕΘΟΔΟΣ ΤΩΝ ΓΕΝΙΚΕΥΜΕΝΩΝ ΔΥΣΚΑΜΨΙΩΝ ΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΣΗΡΑΓΓΑΣ (Penzien & Wu, 1998)

2.5.1. Γενικευμένες δυσκαμψίες του εδάφους περιμετρικά υπογείου ανοίγματος

Θεωρείται η διάνοιξη σήραγγας διαμέτρου $D = 2R$ μέσα σε μια εδαφική περιοχή στην οποία υπάρχουν οι τάσεις που σημειώνονται στο Σχήμα 2.4 και υποτίθεται ότι μετά την εκσκαφή του ανοίγματος, τα τοιχώματα του εδάφους δεν αντιστηρίζονται από επένδυση. Όπως είναι αναμενόμενο, η επιφάνεια της κυλινδρικής κοιλότητας σε μια ορισμένη διατομή θα μετατοπιστεί προς τα μέσα, αν τα φορτία που ασκούνται από το περιβάλλον έδαφος στη σήραγγα δεν αντιστηριχθούν με κάποιο τρόπο. Εφόσον τα τοιχώματα δεν αντιστηρίζονται, η παράπλευρη επιφάνεια θα μετατοπιστεί προς τα μέσα λόγω της απελευθέρωσης των παραπάνω φορτίων (που φαίνονται στο Σχήμα 2.4) τα οποία δρουν προς αντίθετες κατευθύνσεις πάνω στην επιφάνεια της εκσκαφής. Για να υπολογιστεί η μετατόπιση προς τα μέσα λόγω αυτών των φορτίων, κατάσταση που ισοδυναμεί με την επιβολή των φορτίων του Σχήματος 2.4 στην επιφάνεια της κοιλότητας, τα τελευταία θα διαχωριστούν στη διαστολική και τη διατμητική συνιστώσα



Σχήμα 2.4. Τάσεις που καταπονούν ανεπένδυτη κυλινδρική εδαφική κοιλότητα.

τους. Για περισσότερη ευκολία, τα φορτία αυτά θα εκφραστούν σε κυλινδρικές συντεταγμένες. Εφαρμόζοντας τα παραπάνω στα Σχήματα 2.2α και 2.2β προκύπτει ότι:

$$\sigma_r(R, \theta) = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}, \quad \tau_{r\theta}(R, \theta) = 0 \quad (2.105)$$

για τη διαστολική φόρτιση και

$$\sigma_r(R, \theta) = \frac{-\sigma_v + \sigma_h}{2} \cos 2\theta, \quad \tau_{r\theta}(R, \theta) = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.106)$$

για τη διατμητική φόρτιση (που είναι άθροισμα κάθετης και εφαπτομενικής).

Χρησιμοποιώντας τις φορτίσεις της κοιλότητας των εξισώσεων (2.105) και (2.106) και την ελαστική θεωρία (Timoshenko & Goodier, 1951) μπορούν να εξαχθούν τα πεδία τάσεων για την περιοχή $R \leq r < \infty$ και $0 \leq \theta < 2\pi$. Το τασικό πεδίο που παράγεται από τη φόρτιση των (2.105) είναι:

$$\sigma_r(r, \theta) = \frac{R^2}{2r^2} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}, \quad \sigma_\theta(r, \theta) = -\frac{R^2}{2r^2} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}, \quad \tau_{r\theta}(r, \theta) = 0 \quad (2.107)$$

Για να υπολογιστεί το τασικό πεδίο που παράγεται από τη φόρτιση στο σύνορο της κοιλότητας που περιγράφεται από την (2.106), πρέπει να χρησιμοποιηθεί η εξίσωση συμβιβαστότητας (που ικανοποιεί επίσης και την ισορροπία), δηλαδή:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} \right) = 0 \quad (2.108)$$

Η συνάρτηση ϕ στην παραπάνω εξίσωση (συνάρτηση Airy) είναι της μορφής:

$$\phi(r, \theta) = f(r) \cos 2\theta \quad (2.109)$$

με την οποία διαχωρίζονται οι μεταβλητές r και θ . Αντικαθιστώντας τη συνάρτηση αυτή στην (2.108) δίνει την συνήθη διαφορική εξίσωση:

$$\left(\frac{d^2}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{d}{dr} - \frac{4}{r^2} \right) \left(\frac{d^2 f}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{df}{dr} - \frac{4}{r^2} f \right) = 0 \quad (2.110)$$

η οποία έχει λύση:

$$f(r) = Ar^2 + Br^4 + \frac{C}{r^2} + D \quad (2.111)$$

Έτσι η εξ. (2.109) γίνεται:

$$\phi(r, \theta) = \left(Ar^2 + Br^4 + \frac{C}{r^2} + D \right) \cos 2\theta \quad (2.112)$$

Έχοντας βρεί την τασική συνάρτηση Airy, τα τασικά πεδία στην περιοχή $R \leq r \leq \infty$ και $0 \leq \theta \leq 2\pi$ μπορούν να βρεθούν χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (2.28). Με αντικατάσταση της (2.112) στις (2.28) προκύπτει ότι:

$$\sigma_r(r, \theta) = - \left(2A + \frac{6C}{r^4} + \frac{4D}{r^2} \right) \cos 2\theta \quad (2.113\alpha)$$

$$\sigma_\theta(r, \theta) = \left(2A + 12Br^2 + \frac{6C}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (2.113\beta)$$

$$\tau_{r\theta}(r, \theta) = \left(2A + 6Br^2 - \frac{6C}{r^4} + \frac{2D}{r^2} \right) \sin 2\theta \quad (2.113\gamma)$$

Οι σταθερές A, B, C και D στις εξισώσεις αυτές μπορούν να υπολογιστούν εάν ικανοποιηθούν οι συνοριακές συνθήκες των τάσεων για $r=R$, όπως αυτές εκφράζονται από τις εξ. (2.106) και για $r=\infty$ όπως δίνονται από τις:

$$\sigma_r(\infty, \theta) = 0, \quad \tau_{r\theta}(\infty, \theta) = 0 \quad (2.114)$$

Για διευκόλυνση της ανεύρεσης του είδους της διατμητικής αλληλεπίδρασης μεταξύ της επένδυσης της σήραγγας και του περιβάλλοντος εδαφικού υλικού, η οποία μπορεί να είναι κάθετη (ακτινική) και εφαπτομενική, οι εξισώσεις (2.106) υποδιαιρούνται σε δυο ζεύγη εξισώσεων δυο ξεχωριστών φορτίσεων στο σύνορο της κοιλότητας, που δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_r(R, \theta) = \frac{-\sigma_v + \sigma_h}{2} \cos 2\theta, \quad \tau_{r\theta}(R, \theta) = 0 \quad (2.115)$$

Για την ακτινική διατμητική αλληλεπίδραση και

$$\sigma_r(R, \theta) = 0, \quad \tau_{r\theta}(R, \theta) = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.116)$$

Για την εφαπτομενική διατμητική αλληλεπίδραση. Τα αντίστοιχα τασικά πεδία που δίνονται από τις (2.113) γίνονται για ακτινική διατμητική αλληλεπίδραση:

$$\sigma_r(r, \theta) = -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \left[2 \left(\frac{R}{r} \right)^2 - \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \quad (2.117\alpha)$$

$$\sigma_\theta(r, \theta) = -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \left(\frac{R}{r} \right)^4 \cos 2\theta \quad (2.117\beta)$$

$$\tau_{r\theta}(r, \theta) = -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \left[\left(\frac{R}{r} \right)^2 - \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \sin 2\theta \quad (2.117\gamma)$$

και για εφαπτομενική διατμητική αλληλεπίδραση:

$$\sigma_r(r, \theta) = -(\sigma_v - \sigma_h) \left[\left(\frac{R}{r} \right)^2 - \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \quad (2.118\alpha)$$

$$\sigma_\theta(r, \theta) = -(\sigma_v - \sigma_h) \left(\frac{R}{r} \right)^4 \cos 2\theta \quad (2.118\beta)$$

$$\tau_{r\theta}(r, \theta) = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \left[2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 - \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sin 2\theta \quad (2.118\gamma)$$

αντίστοιχα. Στην ανάπτυξη που θα ακολουθήσει μεγάλο ενδιαφέρον έχει η σχέση που δίνει την ακτινική παραμόρφωση $\varepsilon_r(r, \theta)$ για καθεμία από τις παραπάνω περιπτώσεις φόρτισης, αφού είναι απαραίτητη για τον καθορισμό των αντίστοιχων κατανομών μεταβολής της διαμέτρου συναρτήσει του θ . Αυτή η σχέση θα καθοριστεί προς το παρόν με την υπόθεση ύπαρξης συνθηκών επίπεδης έντασης, όπως δίνεται από το νόμο του Hooke:

$$\varepsilon_r(r, \theta) = \frac{1}{E_s} [\sigma_r(r, \theta) - \nu_s \sigma_\theta(r, \theta)] \quad (2.119)$$

στην οποία ν_s και E_s είναι ο λόγος Poisson και το μέτρο ελαστικότητας αντίστοιχα του εδάφους σε κατάσταση *in situ*. Οι κατανομές μεταβολής διαμέτρου που προκύπτουν μπορούν εύκολα να μετατραπούν στις αντίστοιχες κατανομές επίπεδης παραμόρφωσης ($\varepsilon_z = 0$).

Αντικαθιστώντας ξεχωριστά τις δυο πρώτες εξισώσεις από τις σχέσεις (2.107), (2.117) και (2.118) στη (2.119) προκύπτει:

$$\varepsilon_r^d(r, \theta) = \frac{R^2}{r^2} \frac{1 + \nu_s}{E_s} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.120\alpha)$$

$$\varepsilon_r^{sn}(r, \theta) = -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{E_s} \left[\left(\frac{R}{r} \right)^2 - \frac{1}{2}(1 + \nu_s) \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \quad (2.120\beta)$$

$$\varepsilon_r^{st}(r, \theta) = -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{E_s} \left[\left(\frac{R}{r} \right)^2 - (1 + \nu_s) \left(\frac{R}{r} \right)^4 \right] \cos 2\theta \quad (2.120\gamma)$$

αντίστοιχα. Ο εκθέτης d υποδηλώνει τη διαστολική φόρτιση που δίνεται από τις εξ. (2.105), ενώ οι εκθέτες sn και st υποδηλώνουν την ακτινική και εφαπτομενική συνιστώσα της διαμητικής φόρτισης όπως αυτές εκφράζονται από τις εξ. (2.115) και (2.116) αντίστοιχα.

Από τις συναρτήσεις ακτινικής παραμόρφωσης των εξ. (2.120), οι αντίστοιχες κατανομές μεταβολής διαμέτρου γύρω από το τοίχωμα της κοιλότητας μπορούν να υπολογιστούν με τη χρήση της εξίσωσης:

$$\Delta D(\theta) = -2 \int_R^\infty \varepsilon_r(r, \theta) dr \quad (2.121)$$

Αντικαθιστώντας ξεχωριστά κάθε μία από τις (2.120) στην (2.121) προκύπτουν:

$$\bar{\Delta D}_{ds}(\theta) = -\frac{R(1 + \nu_s)}{E_s} (\sigma_v + \sigma_h) \quad (2.122\alpha)$$

$$\bar{\Delta D}_{ss}^{sn}(\theta) = \frac{R(5 - \nu_s)}{3E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.122\beta)$$

$$\bar{\Delta D}_{ss}^{st}(\theta) = \frac{2R(2 - \nu_s)}{3E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.122\gamma)$$

Προσθέτοντας τις δυο τελευταίες από τις εξισώσεις (2.122) προκύπτει η κατανομή μεταβολής διαμέτρου που οφείλεται στο άθροισμα της ακτινικής και της εφαπτομενικής διαμητικής φόρτισης:

$$\bar{\Delta D}_{ss}(\theta) = \bar{\Delta D}_{ss}^{sn}(\theta) + \bar{\Delta D}_{ss}^{st}(\theta) = \frac{R(3 - \nu_s)}{E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.123)$$

Η παύλα πάνω από το Δ στις εξ. (2.122) και (2.123) υποδηλώνει τις συνθήκες επίπεδης έντασης. Αυτές οι εξισώσεις μπορούν να μετατραπούν για να αντιπροσωπεύουν τις συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης με αντικατάσταση του E_s με $E_s/(1-\nu_s^2)$ και του ν_s με $\nu_s/(1-\nu_s)$ που δίνει:

$$\Delta D_{ds}(\theta) = -\frac{R(1+\nu_s)}{E_s}(\sigma_v + \sigma_h) \quad (2.124\alpha)$$

$$\Delta D_{ss}^{sn}(\theta) = \frac{R(1+\nu_s)(5-6\nu_s)}{3E_s}(\sigma_v - \sigma_h)\cos 2\theta \quad (2.124\beta)$$

$$\Delta D_{ss}^{st}(\theta) = \frac{2R(1+\nu_s)(2-3\nu_s)}{3E_s}(\sigma_v - \sigma_h)\cos 2\theta \quad (2.124\gamma)$$

$$\Delta D_{ss}(\theta) = \frac{R(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{E_s}(\sigma_v - \sigma_h)\cos 2\theta \quad (2.124\delta)$$

Σημειώνεται ότι ισχύει:

$$\Delta D_{ds}(\theta) = \bar{\Delta} D_{ds}(\theta) \quad (2.125)$$

επειδή για την περίπτωση της διαστολικής φόρτισης επίπεδης έντασης που περιγράφεται από την εξ. (2.105) ισχύει:

$$\sigma_r(r, \theta) = -\sigma_\theta(r, \theta) \quad (2.126)$$

Όπως φαίνεται από τις εξ. (2.107). Έτσι $\epsilon_z(r, \theta) = 0$ που αντιστοιχεί εξ' ορισμού στην επίπεδη παραμόρφωση.

Χρησιμοποιώντας τις εξ. (2.124), προκύπτουν τέσσερις διαφορετικοί γενικευμένοι συντελεστές δυσκαμψίας για το έδαφος ως ακολούθως:

(2.1) ένας συντελεστής διαστολικής δυσκαμψίας k_{ds} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή του φορτίου $(\sigma_v + \sigma_h)/2$ που προκαλεί την κατανομή μεταβολής διαμέτρου $\Delta D_{ds} = -1$,

(2.2) ένας συντελεστής ακτινικής διατμητικής δυσκαμψίας k_{ss}^{sn} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή του φορτίου $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ που προκαλεί την κατανομή μεταβολής διαμέτρου $\Delta D_{ss}^{sn}(\theta) = \cos 2\theta$,

(2.5) ένας συντελεστής εφαπτομενικής διατμητικής δυσκαμψίας k_{ss}^{st} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή του φορτίου $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ που προκαλεί την κατανομή μεταβολής διαμέτρου $\Delta D_{ss}^{st}(\theta) = \cos 2\theta$, και

(2.6) ένας συντελεστής διατμητικής δυσκαμψίας k_{ss} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή του φορτίου $(\sigma_v - \sigma_h)/2$ που προκαλεί την κατανομή μεταβολής διαμέτρου $\Delta D_{ss}(\theta) = \cos 2\theta$. Χρησιμοποιώντας τους παραπάνω ορισμούς και ικανοποιώντας τις (2.124), προκύπτουν τα ακόλουθα:

$$k_{ds} = \frac{E_s}{2R(1+\nu_s)} \quad (2.127\alpha)$$

$$k_{ss}^{sn} = \frac{3E_s}{2R(1+\nu_s)(5-6\nu_s)} \quad (2.127\beta)$$

$$k_{ss}^{st} = \frac{3E_s}{4R(1+\nu_s)(2-3\nu_s)} \quad (2.127\gamma)$$

$$k_{ss} = \frac{E_s}{2R(1+\nu_s)(3-4\nu_s)} \quad (2.127\delta)$$

Μπορεί να δειχθεί ότι:

$$k_{ss} = \frac{k_{ss}^{sn} k_{ss}^{st}}{k_{ss}^{sn} + k_{ss}^{st}} \quad (2.128)$$

Από την οποία φαίνεται ότι οι δυο δυσκαμψίες k_{ss}^{sn} και k_{ss}^{st} ενεργούν σε σειρά.

2.5.2. Γενικευμένες δυσκαμψίες της επένδυσης της σήραγγας

Η γενικευμένη διαστολική δυσκαμψία της επένδυσης ορίζεται ως εκείνη η ομοιόμορφη τάση που απαιτείται στην εξωτερική επιφάνειά της ώστε να δημιουργηθεί μοναδιαία ομοιόμορφη κατανομή μεταβολής διαμέτρου προς τα μέσα υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ($\varepsilon_z = 0$). Μεταξύ καμπτικής ροπής M_r και αξονικής δύναμης P_r ισχύουν οι σχέσεις (Flügge, 1966):

$$R \frac{dP_i}{d\theta} - \frac{dM_i}{d\theta} = -R^2 p_t \quad (2.129\alpha)$$

$$RP_i + \frac{d^2 M_i}{d\theta^2} = R^2 p_n \quad (2.129\beta)$$

για $i = r$ (radial). Επειδή η φόρτιση είναι ακτινική και συμμετρική ως προς το κέντρο της επένδυσης, όλες οι παράγωγοι ως προς θ μηδενίζονται και επίσης οι διατμητικές τάσεις p_t μηδενίζονται επίσης. Έτσι η (2.129β) γίνεται:

$$P_r = R p_r \quad (2.130)$$

Θεωρώντας κατά προσέγγιση ότι οι σ_r στην επένδυση είναι μηδέν, η εφαπτομενική παραμόρφωση θα δίνεται από:

$$\varepsilon_\theta = \frac{R p_r}{E_l A_l} \quad (2.131)$$

Εξάλλου ισχύει ότι:

$$\varepsilon_\theta = \frac{u_r}{R} + \frac{1}{R} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} \quad (2.132)$$

στην οποία η παράγωγος ως προς θ παραλείπεται λόγω συμμετρικής φόρτισης. Εξισώνοντας τις (2.131) και (2.132) προκύπτει:

$$u_r = \frac{R^2 p_r}{E_l A_l} \quad (2.133)$$

Για μοναδιαία μεταβολή της διαμέτρου προς τα μέσα, η μεταβολή της ακτίνας θα είναι $1/2$, άρα $u_r = 1/2$. Επίσης, για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης το E_l αντικαθίσταται με το $E_l / (-2 - \nu_l^2)$. Αν εφαρμοστούν αυτά στην (2.133) η p_r που θα προκύψει θα είναι η γενικευμένη διαστολική δυσκαμψία της επένδυσης εξ' ορισμού. Οπότε τελικά προκύπτει:

$$k_{dl} = \frac{E_l A_l}{2R^2 (1 - \nu_l^2)} \quad (2.134)$$

Το ίδιο αποτέλεσμα προκύπτει αν εφαρμοστούν οι ανωτέρω συλλογισμοί ($\partial/\partial\theta = 0$, $u_l = 1/2$, $l_l = 0$, $\sigma_R = k_{dl}$) στην εξ. (2.33β) (Flügge, 1966).

Για τον υπολογισμό της γενικευμένης δυσκαμψίας της επένδυσης λόγω διατμητικής φόρτισης που αντιστοιχεί για $\sigma_h = -\sigma_v = p$ στο Σχήμα 2.2(β) η τελευταία αναλύεται στην ακτινική και εφαπτομενική συνιστώσα της που ασκούνται εξωτερικά στην επένδυση, και οι οποίες εκφράζονται ως:

$$p_n(R, \theta) = p \cos 2\theta \quad (2.135\alpha)$$

$$p_t(R, \theta) = p \sin 2\theta \quad (2.135\beta)$$

πράγμα που επιτρέπει την ξεχωριστή εξέταση της ακτινικής και εφαπτομενικής διατμητικής αλληλεπίδρασης μεταξύ της επένδυσης της σήραγγας και του περιβάλλοντος εδαφικού μέσου.

Αντικαθιστώντας στις (2.129) το p_n από την (2.135α) και $p_t = 0$, προκύπτουν (για $i = n$):

$$R \frac{dP_n}{d\theta} - \frac{dM_n}{d\theta} = 0 \quad (2.136\alpha)$$

$$RP_n + \frac{d^2M_n}{d\theta^2} = R^2 p \cos 2\theta \quad (2.136\beta)$$

Η (2.136α) ολοκληρώνεται ως προς θ και δίνει:

$$M_n = c + RP_n \quad (2.137)$$

η οποία αντικαθίσταται στην (2.136β) και έτσι γίνεται:

$$P_n + \frac{d^2P_n}{d\theta^2} = Rp \cos 2\theta \quad (2.138)$$

με λύση της μορφής:

$$P_n = ARp \cos 2\theta + B \sin \theta + C \cos \theta \quad (2.139)$$

Επειδή όμως πρέπει να είναι περιοδική συνάρτηση με περίοδο π , είναι αναγκαστικά $B = C = 0$ και αντικαθιστώντας στην (2.138) προκύπτει $A = -1/3$, οπότε:

$$P_n = -\frac{1}{3} pR \cos 2\theta \quad (2.140)$$

Επειδή η φόρτιση p_n εμφανίζει μέγιστα και ελάχιστα ίσα μεταξύ τους κατά απόλυτη τιμή, το ίδιο πρέπει να συμβαίνει και με τη ροπή M_n στην (2.137), άρα $c = 0$. Οπότε:

$$M_n = -\frac{1}{3} pR^2 \cos 2\theta \quad (2.141)$$

Η τέμνουσα προκύπτει από τη σχέση:

$$V_i = -\frac{1}{R} \frac{\partial M_i}{\partial \theta} \quad (2.142)$$

Η οποία λόγω της (2.141) γίνεται:

$$V_n = -\frac{2}{3} pR \sin 2\theta \quad (2.143)$$

Αντικαθιστώντας στις (2.129) το p_t από την (2.135β) και $p_n = 0$, προκύπτουν (για $i = t$):

$$R \frac{dP_t}{d\theta} - \frac{dM_t}{d\theta} = R^2 p \sin 2\theta \quad (2.144\alpha)$$

$$RP_t + \frac{d^2M_t}{d\theta^2} = 0 \quad (2.144\beta)$$

Η (2.144α) λύνεται ως προς $dM_t/d\theta$, παραγωγίζεται και το $d^2M_t/d\theta^2$ αντικαθίσταται στην (2.144β), η οποία γίνεται:

$$P_t + \frac{d^2P_t}{d\theta^2} = 2Rp \cos 2\theta \quad (2.145)$$

με λύση της μορφής:

$$P_t = ARp \cos 2\theta + B \sin \theta + C \cos \theta \quad (2.146)$$

αντικαθιστώντας την οποία στην (2.145) προκύπτει $A = -2/3$:

$$P_t = -\frac{2}{3} pR \cos 2\theta \quad (2.147)$$

Ολοκληρώνοντας την (2.144α) ως προς θ προκύπτει:

$$M_t = \frac{1}{2}R^2\rho\cos 2\theta + RP_t = -\frac{1}{6}\rho R^2\cos 2\theta \quad (2.148)$$

Και η τέμνουσα λόγω της (2.142) θα είναι:

$$V_t = -\frac{1}{3}\rho R\sin 2\theta \quad (2.149)$$

Όταν επενεργούν ταυτόχρονα και οι δυο φορτίσεις $\rho_n(R,\theta)$ και $\rho_t(R,\theta)$, οι δράσεις ισούνται με τα αντίστοιχα αθροίσματα:

$$P(\theta) = -\rho R\cos 2\theta, \quad V(\theta) = -\rho R\sin 2\theta, \quad M(\theta) = -\frac{1}{2}\rho R^2\cos 2\theta \quad (2.150)$$

Στη συνέχεια θα υπολογιστούν οι μεταβολές της διαμέτρου στα σημεία $\theta = 0$ και $\theta = \pi/2$ για τη φόρτιση $\rho_n(R,\theta)$ και $\rho_t(R,\theta)$ ξεχωριστά. Εφαρμόζονται οι εξισώσεις (2.33). Αντικαθιστώντας στην (2.33α) $T_{R\theta} = 0$ και ολοκληρώνοντας ως προς θ προκύπτει:

$$\frac{dv_l}{d\theta} + u_l = 0 \quad (2.151)$$

όπου η σταθερά ολοκλήρωσης είναι μηδενική λόγω της απαίτησης της περιοδικότητας των μετατοπίσεων με περίοδο π . Αντικαθιστώντας στην (2.33β) τις (2.135α) και (2.151) έπεται ότι:

$$\frac{d^4u_l}{d\theta^4} + 2\frac{d^2u_l}{d\theta^2} + u_l = \frac{R^4}{D_F}\rho\cos 2\theta \quad (2.152)$$

με λύση της μορφής:

$$u_l = A\frac{R^4\rho}{D_F}\cos 2\theta + B\sin\theta + C\cos\theta \quad (2.153)$$

αντικαθιστώντας την οποία στην (2.152) προκύπτει $A = 1/9$. Θα πρέπει $B = C = 0$ λόγω περιοδικότητας. Τελικά:

$$u_l = \frac{R^4\rho}{9D_F}\cos 2\theta = \frac{\rho R^4}{9E_l I_l}(1 - \nu_l^2)\cos 2\theta \quad (2.154)$$

Η μεταβολή της διαμέτρου θα είναι το διπλάσιο της ακτινικής μετατόπισης u_l . Στις θέσεις $\theta = 0$ και $\theta = \pi/2$ η μεταβολή της διαμέτρου θα είναι ως εξής:

$$\Delta D_{sl}^{sn}(R,0) = 2u_l(R,0) = \frac{2\rho R^4}{9E_l I_l}(1 - \nu_l^2) \quad (2.155)$$

$$\Delta D_{sl}^{sn}\left(R,\frac{\pi}{2}\right) = 2u_l\left(R,\frac{\pi}{2}\right) = -\frac{2\rho R^4}{9E_l I_l}(1 - \nu_l^2)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.33α) το ρ_t από την (2.135β) και ολοκληρώνοντας ως προς θ προκύπτει:

$$\frac{dv_l}{d\theta} + u_l = -\frac{R^2}{2D_C}\rho\cos 2\theta \quad (2.156)$$

όπου η σταθερά ολοκλήρωσης είναι μηδενική λόγω της απαίτησης της περιοδικότητας των μετατοπίσεων με περίοδο π . Αντικαθιστώντας στην (2.33β) όπου $\sigma_R = 0$ και την (2.156) έπεται ότι:

$$\frac{d^4u_l}{d\theta^4} + 2\frac{d^2u_l}{d\theta^2} + u_l = \frac{R^4}{2D_F}\rho\cos 2\theta \quad (2.157)$$

με λύση της μορφής:

$$u_l = A \frac{R^4 p}{D_F} \cos 2\theta + B \sin \theta + C \cos \theta \quad (2.158)$$

αντικαθιστώντας την οποία στην (2.157) προκύπτει $A = 1/18$. Θα πρέπει $B = C = 0$ λόγω περιοδικότητας. Τελικά:

$$u_l = \frac{R^4 p}{18D_F} \cos 2\theta = \frac{pR^4}{18E_l I_l} (1 - \nu_l^2) \cos 2\theta \quad (2.159)$$

Η μεταβολή της διαμέτρου θα είναι το διπλάσιο της ακτινικής μετατόπισης u_l . Στις θέσεις $\theta = 0$ και $\theta = \pi/2$ η μεταβολή της διαμέτρου θα είναι ως εξής:

$$\Delta D_{sl}^{sn}(R, 0) = 2u_l(R, 0) = \frac{pR^4}{9E_l I_l} (1 - \nu_l^2) \quad (2.160)$$

$$\Delta D_{sl}^{sn}\left(R, \frac{\pi}{2}\right) = 2u_l\left(R, \frac{\pi}{2}\right) = -\frac{pR^4}{9E_l I_l} (1 - \nu_l^2)$$

Η συνεισφορά των αξονικών και διατμητικών τάσεων της επένδυσης σε αυτές τις μεταβολές διαμέτρου διατμητικού τύπου έχουν αγνοηθεί ως αμελητέες. Προσθέτοντας τις εξ. (2.155) και (2.160) βρίσκονται οι μεταβολές της διαμέτρου λόγω της ταυτόχρονης δράσης των φορτίσεων p_n και p_t των εξ. (2.135):

$$\Delta D_{sl}(R, 0) = -\Delta D_{sl}\left(R, \frac{\pi}{2}\right) = \frac{pR^4}{3E_l I_l} (1 - \nu_l^2) \quad (2.161)$$

Οι γενικευμένες δυσκαμψίες για τις διατμητικές ιδιομορφές της επένδυσης σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ορίζονται ως εξής:

(2.1) ένας συντελεστής διατμητικής φόρτισης k_{sl}^{sn} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή της p η οποία προκαλεί μεταβολή της διαμέτρου $\Delta D_{sl}^{sn}(R, 0)$ ίση με τη μονάδα

(2.2) ένας συντελεστής διατμητικής φόρτισης k_{sl}^{st} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή της p η οποία προκαλεί μοναδιαία μεταβολή διαμέτρου $\Delta D_{sl}^{st}(R, 0)$

(2.5) ένας συντελεστής k_{sl} που ορίζεται ως εκείνη η τιμή της p η οποία προκαλεί μοναδιαία μεταβολή της διαμέτρου $\Delta D_{sl}(R, 0)$ όταν οι $p_n(R, \theta)$ και $p_t(R, \theta)$ συνυπάρχουν.

Χρησιμοποιώντας τους παραπάνω ορισμούς και ικανοποιώντας τις εξισώσεις (2.155), (2.160) και (2.161) υπολογίζονται οι συντελεστές:

$$k_{sl}^{sn} = \frac{9E_l I_l}{2R^4 (1 - \nu_l^2)}, \quad k_{sl}^{st} = \frac{9E_l I_l}{R^4 (1 - \nu_l^2)}, \quad k_{sl} = \frac{3E_l I_l}{R^4 (1 - \nu_l^2)}, \quad (2.162)$$

που ικανοποιούν τη σχέση:

$$k_{sl} = \frac{k_{sl}^{sn} k_{sl}^{st}}{k_{sl}^{sn} + k_{sl}^{st}} \quad (2.163)$$

Όλες οι ανωτέρω γενικευμένες δυσκαμψίες της επένδυσης θα χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις αλληλεπίδρασης εδάφους-σήραγγας που έπονται.

2.5.3. Αλληλεπίδραση εδάφους-σήραγγας

Για τη φόρτιση που εικονίζεται στο Σχήμα 2.4 έχουν υπολογιστεί οι διαστολικές και διατμητικές κατανομές μεταβολής διαμέτρου του ανοίγματος του εδάφους (χωρίς την επένδυση της σήραγγας) για ιδιομορφές γενικευμένων εδαφικών μετατοπίσεων και έχουν οριστεί γενικευμένες δυσκαμψίες για τις αντίστοιχες γενικευμένες μετατοπίσεις του εδάφους και της επένδυσης. Οι πληροφορίες αυτές είναι αρκετές για να καθοριστούν οι μεταβολές της διαμέτρου της επένδυσης οι οποίες λαμβάνουν χώρα εξαιτίας της αλληλεπίδρασης μεταξύ επένδυσης και εδάφους.

Μετά την ανακούφιση των τάσεων, η ανεπένδυτη κυλινδρική κοιλότητα θα έχει διάμετρο ίση με $D + \Delta D_{ds}$. Έτσι, στην περίπτωση όπου γίνει εγκατάσταση επένδυσης (η οποία αρχικά δεν παραλαμβάνει φορτίο) διαμέτρου D , λόγω της αλληλεπίδρασης εδάφους-επένδυσης μετά την κατασκευή της τελευταίας θα επιβληθεί μια ομοιόμορφη τάση κάθετη στη διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης λόγω της οποίας η επένδυση θα παραμορφωθεί με διαστολικό τρόπο προς τα μέσα με μεταβολή διαμέτρου Δ_{dl} και η επιφάνεια της εδαφικής κοιλότητας θα παραμορφωθεί με διαστολικό τρόπο προς τα έξω με μεταβολή διαμέτρου Δ_{ds} . Αμελώντας την επιρροή του νερού των πόρων, μπορεί να ειπωθεί ότι η μεταβολή διαμέτρου Δ_{dl} θα οφείλεται αποκλειστικά στην αλληλεπίδραση μεταξύ επένδυσης και εδάφους.

Επιβάλλεται η συνθήκη της συμβατότητας των μεταβολών διαμέτρου επένδυσης και εδάφους οπότε θα πρέπει να ισχύει:

$$\Delta_{dl} + \Delta_{ds} = -\Delta D_{ds} \quad (2.164)$$

όπου το ΔD_{ds} δίνεται από την (2.124α). Για να εξασφαλιστεί και η ισορροπία στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης, πρέπει να ισχύει:

$$k_{ds}\Delta_{ds} = k_{dl}\Delta_{dl} \quad (2.165)$$

Λύνοντας το σύστημα των (2.164) και (2.165) ως προς Δ_{dl} προκύπτει:

$$\Delta_{dl} = -\frac{k_{ds}}{k_{ds} + k_{dl}} \Delta D_{ds} \quad (2.166\alpha)$$

Αντικαθιστώντας τις (2.124α), (2.127α) και (2.134) στην τελευταία εξάγεται η σχέση:

$$\Delta_{dl} = \frac{R(1 + \nu_s)(\sigma_v + \sigma_h)}{E_s(1 + a_d)} \quad (2.167\alpha)$$

όπου a_d είναι μια αδιάστατη παράμετρος που ορίζεται από τη σχέση:

$$a_d = \frac{E_l A_l (1 + \nu_s)}{E_s R (1 - \nu_l^2)} \quad (2.168)$$

Η εξ. (2.168) είναι μια βελτιωμένη εκδοχή του αντιστρόφου του λόγου συμπιεστότητας C^* όπως περιγράφεται στην εξ. (2.7). Εκφράζει τη σχετική δυσκαμψία σε διαστολική φόρτιση μεταξύ του εδάφους και της επένδυσης.

Η εξ. (2.166) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό μεταβολών διαμέτρου της σήραγγας και για διατμητική αλληλεπίδραση της τελευταίας με το περιβάλλον έδαφος. Όταν η αλληλεπίδραση αυτή λαμβάνει χώρα με πλήρη συνέχεια των μετατοπίσεων μεταξύ εδάφους και επένδυσης στη διεπιφάνεια, τότε η (2.166) γράφεται ως εξής:

$$\Delta_{sl} = -\frac{k_{ss}}{k_{ss} + k_{sl}} \Delta D_{ss} \quad (2.166\beta)$$

Αντικαθιστώντας στην τελευταία τις (2.124δ), (2.127δ) και την τρίτη από τις (2.162) προκύπτει:

$$\Delta_{sl} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)R(1 + \nu_s)(3 - 4\nu_s)}{E_s(1 + a_s)} \cos 2\theta \quad (2.167\beta)$$

όπου a_s είναι αδιάστατη παράμετρος που ορίζεται από τη σχέση:

$$a_s = \frac{6E_l I_l (1 + \nu_s)(3 - 4\nu_s)}{E_s R^3 (1 - \nu_l^2)} \quad (2.169)$$

Όταν η διατμητική αλληλεπίδραση λαμβάνει χώρα με πλήρη ολίσθηση στη διεπιφάνεια, χωρίς αποκόλληση, γεγονός που έχει ως αποτέλεσμα μηδενικές επαπτομενικές διατμητικές δυνάμεις, η (2.166α) γράφεται ως εξής:

$$\Delta_{sl}^{sn} = -\frac{k_{ss}^{sn}}{k_{ss}^{sn} + k_{sl}^{sn}} \Delta D_{ss} \quad (2.166\gamma)$$

Αντικαθιστώντας στην τελευταία τις (2.124δ), (2.127β) και την πρώτη από τις (2.162) προκύπτει:

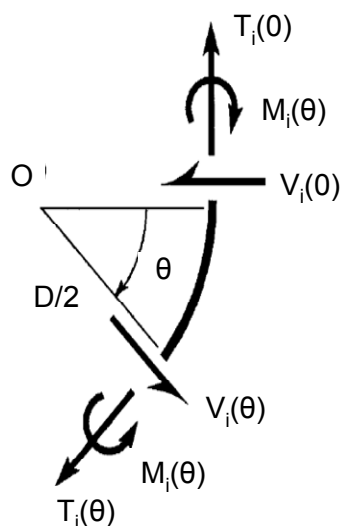
$$\Delta_{sl}^{sn} = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)R(1 + \nu_s)(3 - 4\nu_s)}{E_s(1 + a_s^{sn})} \cos 2\theta \quad (2.167\gamma)$$

όπου a_s^{sn} είναι αδιάστατη παράμετρος που ορίζεται από τη σχέση:

$$a_s^{sn} = \frac{3E_l(1 + \nu_s)(5 - 6\nu_s)}{R^3E_s(1 - \nu_l^2)} \quad (2.170)$$

Οι εξ. (2.169) και (2.170) είναι βελτιωμένες εκδοχές του αντιστρόφου του λόγου ευκαμψίας F^* όπως περιγράφεται στην εξ. (2.10). Εκφράζουν τη σχετική δυσκαμψία σε διατμητική φόρτιση μεταξύ του εδάφους και της επένδυσης, για τις δυο ακραίες συνοριακές συνθήκες στη διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης που αναφέρθηκαν.

2.5.4. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών στην επένδυση



Σχήμα 2.5. Σύμβαση προσήμων για τα εντατικά μεγέθη κυλινδρικής επένδυσης.

Υιοθετώντας τη σύμβαση προσήμων του Σχήματος 2.5 για τα εντατικά μεγέθη $T(\theta)$, $M(\theta)$, και $V(\theta)$ ισχύει για τη διαστολική ιδιομορφή:

$$T_d(\theta) = -Rp_d = -Rk_{dl}\Delta_{dl} = -\frac{E_l A_l \Delta_{dl}}{2R(1 - \nu_l^2)}, \quad V_d(\theta) = 0, \quad M_d(\theta) = 0 \quad (2.171)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.171α) την τιμή του Δ_{dl} από την (2.167α) δίνει την τιμή της T_d για φόρτιση περιμετρικά της σήραγγας με κατακόρυφες τάσεις σ_v και οριζόντιες σ_h :

$$T_d(\theta) = -\frac{E_l A_l (1 + \nu_s)}{2E_s (1 - \nu_l^2)(1 + a_d)} (\sigma_v + \sigma_h), \quad V_d(\theta) = 0, \quad M_d(\theta) = 0 \quad (2.172)$$

Για τις μετατοπίσεις των διατμητικών ιδιομορφών στην περίπτωση σχετικής ολίσθησης μεταξύ επένδυσης και εδάφους στη διεπιφάνεια, χρησιμοποιούνται οι εξ. (2.140), (2.143), (2.141), (2.154) και (2.155):

$$\begin{aligned} T_n(\theta) &= -\frac{3E_I \Delta D_{sl}^{sn}}{2R^3(1-\nu_I^2)} \\ V_n(\theta) &= -\frac{3E_I \Delta D_{sl}^{sn}}{R^3(1-\nu_I^2)} \tan 2\theta \\ M_n(\theta) &= -\frac{3E_I \Delta D_{sl}^{sn}}{2R^2(1-\nu_I^2)} \end{aligned} \quad (2.173)$$

στις οποίες αντικαθιστώντας όπου ΔD_{sl}^{sn} την τιμή του Δ_{sl}^{sn} από την εξ. (2.167γ) προκύπτουν:

$$\begin{aligned} T_{sn}(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{2E_s R^2(1-\nu_I^2)(1+a_s^{sn})} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \\ V_{sn}(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{E_s R^2(1-\nu_I^2)(1+a_s^{sn})} (\sigma_v - \sigma_h) \sin 2\theta \\ M_{sn}(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{2E_s R(1-\nu_I^2)(1+a_s^{sn})} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \end{aligned} \quad (2.174)$$

ενώ για τις μετατοπίσεις των διατμητικών ιδιομορφών στην περίπτωση μη ολίσθησης μεταξύ επένδυσης και εδάφους στη διεπιφάνεια, χρησιμοποιούνται οι εξ. (2.150), (2.159) και (2.161):

$$T(\theta) = -\frac{3E_I \Delta D_{sl}}{R^3(1-\nu_I^2)}, \quad V(\theta) = -\frac{3E_I \Delta D_{sl}}{R^3(1-\nu_I^2)} \tan 2\theta, \quad M(\theta) = -\frac{3E_I \Delta D_{sl}}{2R^2(1-\nu_I^2)} \quad (2.175)$$

στις οποίες αντικαθιστώντας όπου ΔD_{sl} την τιμή του Δ_{sl} από την εξ. (2.167β) προκύπτουν:

$$\begin{aligned} T(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{E_s R^2(1-\nu_I^2)(1+a_s)} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \\ V(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{E_s R^2(1-\nu_I^2)(1+a_s)} (\sigma_v - \sigma_h) \sin 2\theta \\ M(\theta) &= -\frac{3E_I(1+\nu_s)(3-4\nu_s)}{2E_s R(1-\nu_I^2)(1+a_s)} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \end{aligned} \quad (2.176)$$

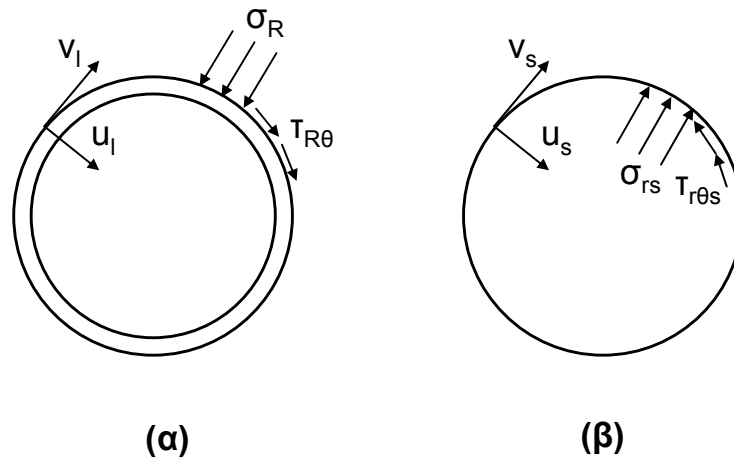
2.6. ΜΗΤΡΩΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (Park et al., 2009)

Οι Park et al. (2009) ανέπτυξαν αναλυτική λύση χρησιμοποιώντας μητρώα δυσκαμψίας για το έδαφος και την επένδυση. Τα μητρώα αυτά συνδέουν τις αναπτυσσόμενες τάσεις και τις μετατοπίσεις στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης. Η επιρροή της ολίσθησης στην τελευταία ενσωματώθηκε στα αποτελέσματα με τη χρήση ενός συντελεστή ενδοτικότητας D που συμπεριφέρεται ως ελατήριο. Η συνθήκη της μη

ολίσθησης είναι μια ακραία περίπτωση στην οποία $D = 0$, ενώ η συνθήκη της πλήρους ολίσθησης είναι η άλλη ακραία περίπτωση όπου $D \rightarrow \infty$. Απέδειξαν ότι οι αναλυτικές λύσεις των Wang (1993) και Bobet (2003) προκύπτουν ως ειδικές περιπτώσεις της γενικότερης μητρωϊκής μεθόδου.

Η λύση των Park et al. αναφέρεται μόνο σε σεισμική φόρτιση, η οποία είναι όπως θα δειχθεί παρακάτω μια ειδική περίπτωση κατά την οποία οι κατακόρυφες και οριζόντιες τάσεις σ_v και σ_h είναι αντίθετες και υπό γωνία 45° ως προς τον οριζόντιο άξονα. Ωστόσο, στην παρούσα εργασία δεν θα παρατεθεί αυτούσια η λύση των Park et al., αλλά ελαφρώς τροποποιημένη (όσον αφορά τη διατύπωση και όχι τα αποτελέσματα) για να συμπεριλάβει τυχούσα γωνία των τάσεων ως προς τον οριζόντιο άξονα. Συνεπώς, η λύση των Park et al. που παρατίθεται εδώ είναι εφαρμόσιμη μόνο για φόρτιση διατμητικής μορφής. Επίσης, ενώ οι Park et al. εξέτασαν μόνο την περίπτωση μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης στην ενότητα αυτή θα εξεταστούν και οι δυο ακραίες περιπτώσεις του συντελεστή D . Η λύση των Park et al. ακολουθεί τρία βήματα που περιγράφονται λεπτομερώς παρακάτω.

Για ευκολία στην επίλυση, το πρόβλημα που περιγράφεται στο Σχήμα 2.3 θα αναλυθεί σε τρεις επιμέρους περιπτώσεις: μια κυκλική κυλινδρική κοιλότητα υποκειμένη σε εξωτερική φόρτιση (Σχήμα 2.4), μια κυκλική κυλινδρική επένδυση υποκειμένη στις τάσεις επαφής στη διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους (Σχήμα 2.6(α)) και μια κυκλική κυλινδρική εδαφική κοιλότητα υποκειμένη στις τάσεις επαφής στη διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους (Σχήμα 2.6(β)).



Σχήμα 2.6. Μητρωϊκή μέθοδος υπολογισμού: (α) επένδυση υποβαλλόμενη σε εξωτερικές τάσεις και (β) εδαφική κοιλότητα υποβαλλόμενη σε τάσεις προερχόμενες από την επένδυση.

2.6.1. Κυλινδρική κοιλότητα εντός του εδάφους υπό εξωτερική φόρτιση

Έστω κυλινδρική κοιλότητα μέσα σε εδαφικό μέσο άπειρης (πρακτικά) έκτασης (Σχήμα 2.4). Για την εξωτερική φόρτιση λόγω των τάσεων σ_v και σ_h , ισχύουν οι σχέσεις (2.40) και (2.60) που δίνουν αντίστοιχα τις ορθές και διατμητικές τάσεις στην εσωτερική επιφάνεια της κοιλότητας. Εφόσον δεν υπάρχει επένδυση, αυτές θα πρέπει να είναι μηδενικές:

$$\sigma_{Rs} = \alpha_0 R^{-2} + \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - \left[\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} + 6\alpha_2' R^{-4} + 4b_2' R^{-2} \right] \cos 2\theta = 0 \quad (2.177)$$

$$\tau_{R\theta s} = \frac{\alpha_0'}{R^2} + \left[\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} - \frac{6\alpha_2'}{R^4} - \frac{2b_2'}{R^2} \right] \sin 2\theta = 0 \quad (2.178)$$

Οι τελευταίες μετά από πράξεις καταλήγουν στις:

$$\alpha_0 = -\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} R^2 \quad (2.179\alpha)$$

$$3\alpha_2' + 2b_2'R^2 = -\frac{R^4}{2} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.179\beta)$$

$$\alpha_0' = 0 \quad (2.179\gamma)$$

$$3\alpha_2' + R^2 b_2' = \frac{R^4}{2} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.179\delta)$$

Το σύστημα των (2.179β) και (2.179δ) λύνεται και δίνει:

$$\alpha_2' = \frac{R^4}{2} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \quad (2.180)$$

$$b_2' = -R^2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$$

οπότε τελικά οι (2.89α) και (2.89β) γίνονται:

$$u_s = 2R \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \left(\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - 2 \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \right) \quad (2.181\alpha)$$

$$v_s = 4R \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.181\beta)$$

Επειδή η φόρτιση έχει υποτεθεί διατμητική ($\sigma_v + \sigma_h = 0$), θέτουμε $\sigma_v = -\sigma_h = p$ και οι (2.181) γράφονται πιο απλά:

$$u_s = u_d \cos 2\theta$$

$$u_d = -4R \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} p \quad (2.182\alpha)$$

$$v_s = v_d \sin 2\theta$$

$$v_d = 4R \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} p \quad (2.182\beta)$$

Εάν θεωρηθεί ότι η εδαφική κοιλότητα υποστηρίζεται από επένδυση, τότε αναπτύσσονται ακτινικές ορθές και διατμητικές τάσεις κατά μήκος της διεπιφάνειας. Η επένδυση καταπονείται από τάσεις σ_R και $\tau_{R\theta}$, οι οποίες προκαλούν ακτινικές και εφαπτομενικές μετατοπίσεις u_l και v_l αντίστοιχα (Σχήμα 2.6(α)) ενώ το έδαφος υπόκειται σε τάσεις σ_s και $\tau_{r\theta s}$ που προκαλούν μετατοπίσεις u_s και v_s (Σχήμα 2.6(β)).

2.6.2. Υπολογισμός μητρώων ευκαμψίας επένδυσης και εδάφους

2.6.2.1. Κυλινδρική επένδυση

Οι σχέσεις τάσεων – μετατοπίσεων στην επένδυση είναι οι (2.34). Χρησιμοποιούνται οι ακόλουθες εξισώσεις:

$$u_l = u_l^0 \cos 2\theta \quad (2.183\alpha)$$

$$v_l = v_l^0 \sin 2\theta \quad (2.183\beta)$$

$$\sigma_R = \sigma_R^0 \cos 2\theta \quad (2.183\gamma)$$

$$\tau_{R\theta} = \tau_{R\theta}^0 \sin 2\theta \quad (2.183\delta)$$

οι οποίες αντικαθίστονται στις (2.34α) και (2.34β) και έτσι προκύπτουν οι σχέσεις:

$$4v_1^0 + 2u_1^0 = \frac{R^2}{D_C} \tau_{R\theta}^0 \quad (2.184\alpha)$$

$$4v_1^0 + \left(2 + 18 \frac{D_F}{D_C R^2}\right) u_1^0 = 2 \frac{R^2}{D_C} \sigma_R^0 \quad (2.184\beta)$$

Αφαιρώντας την (2.184α) από την (2.184β) έχουμε:

$$u_1^0 = \frac{R^4}{9D_F} \sigma_R^0 - \frac{R^4}{18D_F} \tau_{R\theta}^0 \quad (2.185\alpha)$$

$$v_1^0 = -\frac{R^4}{18D_F} \sigma_R^0 + \left(\frac{R^2}{4D_C} + \frac{R^4}{36D_F}\right) \tau_{R\theta}^0 \quad (2.185\beta)$$

Οι δυο τελευταίες γράφονται σε μητρική μορφή:

$$\begin{Bmatrix} u_1^0 \\ v_1^0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{R^4}{9D_F} & -\frac{R^4}{18D_F} \\ -\frac{R^4}{18D_F} & \frac{R^2}{4D_C} + \frac{R^4}{36D_F} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_R^0 \\ \tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} \quad (2.186)$$

Αντικαθιστώντας στην τελευταία τα D_C και D_F από τις (2.62) και (2.63) αντίστοιχα, προκύπτει το μητρώο ευκαμψίας της κυλινδρικής επένδυσης I' :

$$\begin{Bmatrix} u_1^0 \\ v_1^0 \end{Bmatrix} = I' \begin{Bmatrix} \sigma_R^0 \\ \tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} \quad (2.187)$$

$$I' = \frac{R(1-\nu_s^2)}{36E_s} \begin{bmatrix} 4F^* & -2F^* \\ -2F^* & 9C^* + F^* \end{bmatrix}$$

2.6.2.2. Κυλινδρικό άνοιγμα εντός εδαφικού μέσου

Οι ακρότατες ακτινικές και διαμητικές τάσεις στο κυλινδρικό άνοιγμα για την περίπτωση της ακτινικής μεταβολής της διαμέτρου της κοιλότητας είναι:

$$\sigma_{R_s, \max} = p \quad (2.188\alpha)$$

$$\tau_{R\theta_s, \max} = -p \quad (2.188\beta)$$

Εξάλλου, από τις εξ. (2.124β) και (2.124γ) προκύπτουν οι μέγιστες μεταβολές διαμέτρου της κυλινδρικής κοιλότητας (που είναι διπλάσιες της μέγιστης μεταβολής της ακτίνας):

$$\Delta D_{ss, \max}^{sn} = 2u_{ss, \max}^{sn} = \frac{R(1+\nu_s)(5-6\nu_s)}{3E_s} 2p \quad (2.189\alpha)$$

$$\Delta D_{ss, \max}^{st} = 2u_{ss, \max}^{st} = \frac{2R(1+\nu_s)(2-3\nu_s)}{3E_s} 2p \quad (2.189\beta)$$

Όπως έχει αναφερθεί και στη μέθοδο των γενικευμένων δυσκαμψιών εδάφους (παρ. 2.1.) η σχέση (2.189α) δίνει τη μεταβολή της διαμέτρου όταν στην εσωτερική επιφάνεια της κοιλότητας εφαρμόζονται μόνο ορθές ακτινικές τάσεις σ_{R_s} . Άρα το p στην (2.189α) μπορεί να αντικατασταθεί με το σ_{R_s} της σχέσης (2.188α). Με παρόμοιο σκεπτικό η σχέση (2.189β) δίνει τη μεταβολή της διαμέτρου της κοιλότητας όταν στην εσωτερική

επιφάνειά της ενεργούν μόνο διατμητικές τάσεις $\tau_{R\theta s}$. Συνεπώς το ρ στην (2.189β) μπορεί να αντικατασταθεί με το $-\tau_{R\theta s}$ της σχέσης (2.188β). Εφαρμόζοντας τα παραπάνω θα ισχύουν τα εξής:

$$u_{s,\max}^{\text{sn}} = \frac{R(1+\nu_s)(5-6\nu_s)}{3E_s} \sigma_{R s,\max} \quad (2.190\alpha)$$

$$u_{s,\max}^{\text{st}} = -\frac{2R(1+\nu_s)(2-3\nu_s)}{3E_s} \tau_{R\theta s,\max} \quad (2.190\beta)$$

ενώ οι Penzien & Wu (1998) έλαβαν υπόψη τους τις ακτινικές παραμορφώσεις ε_r που προκύπτουν από την κάθετη και εφαπτομενική συνιστώσα της διατμητικού τύπου φόρτισης της εσωτερικής επιφάνειας της κοιλότητας, οι συνεισφορές των συνιστωσών αυτών στις μεταβολές διαμέτρου διατμητικής μορφής είχαν αγνοηθεί. Στο σημείο αυτό υπολογίζονται οι ορθές εφαπτομενικές παραμορφώσεις στην εσωτερική επιφάνεια της κοιλότητας λόγω της κάθετης και εφαπτομενικής συνιστώσας $\sigma_{R s}$ και $\tau_{R\theta s}$ αντίστοιχα. Για το σκοπό αυτό, με παρόμοιο τρόπο όπως στη σχέση (2.119), λαμβάνεται η σχέση που δίνει τις ορθές εφαπτομενικές παραμορφώσεις στην εφαπτομενική διεύθυνση:

$$\varepsilon_\theta(r,\theta) = \frac{1}{E_s} [\sigma_\theta(r,\theta) - \nu_s \sigma_r(r,\theta)] \quad (2.191)$$

η οποία μετά την αντικατάσταση των (2.117α), (2.117β) γίνεται για την περίπτωση ακτινικής διατμητικής αλληλεπίδρασης:

$$\varepsilon_\theta(r,\theta) = \frac{1}{E_s} \left[2\nu_s \frac{R^2}{r^2} - (1+\nu_s) \frac{R^4}{r^4} \right] \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \cos 2\theta \quad (2.192\alpha)$$

ενώ αν γίνει αντικατάσταση των (2.118α), (2.118β) για την περίπτωση εφαπτομενικής αλληλεπίδρασης προκύπτει:

$$\varepsilon_\theta(r,\theta) = \frac{1}{E_s} \left[\nu_s \frac{R^2}{r^2} - (1+\nu_s) \frac{R^4}{r^4} \right] (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.192\beta)$$

Εξάλλου, είναι γνωστό ότι η σχέση εφαπτομενικής διατμητικής παραμόρφωσης και μετατοπίσεων στην εσωτερική επιφάνεια της κοιλότητας είναι:

$$\varepsilon_\theta(r,\theta) = \frac{1}{r} \left(u_s + \frac{\partial v_s}{\partial \theta} \right) \quad (2.193)$$

όπου η κάθετη μετατόπιση u_s είναι το μισό των μεταβολών διαμέτρου των εξ. (2.122β) για ακτινική αλληλεπίδραση και (2.122γ) για εφαπτομενική και δίνεται από τις σχέσεις:

$$u_s^{\text{sn}}(\theta) = \frac{R(5-\nu_s)}{6E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.194\alpha)$$

$$u_s^{\text{st}}(\theta) = \frac{R(2-\nu_s)}{3E_s} (\sigma_v - \sigma_h) \cos 2\theta \quad (2.194\beta)$$

Έτσι αντικαθιστώντας για καθεμιά από τις δυο περιπτώσεις την ε_θ (σχέσεις (2.192α) και (2.192β) αντίστοιχα) και την u_s (σχέσεις (2.194α) και (2.194β) αντίστοιχα) στην (2.193) και ολοκληρώνοντας τη σχέση που προκύπτει ως προς r θα ισχύουν τα παρακάτω:

$$v_s^{\text{sn}} = -\frac{2}{3E_s} (2-\nu_s) R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.195\alpha)$$

$$v_s^{\text{st}} = -\frac{1}{3E_s} (5-\nu_s) R \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} \sin 2\theta \quad (2.195\beta)$$

Οι σχέσεις (2.195) ισχύουν για συνθήκες επίπεδης έντασης. Αυτές μπορούν να μετατραπούν για να ισχύουν σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης με αντικατάσταση του E_s με $E_s/(1-\nu_s^2)$ και του ν_s με $\nu_s/(1-\nu_s)$ ως ακολούθως:

$$v_s^{sn} = -\frac{2(1+\nu_s)}{3E_s}(2-3\nu_s)R\frac{\sigma_v-\sigma_h}{2}\sin 2\theta \quad (2.196\alpha)$$

$$v_s^{st} = -\frac{1+\nu_s}{3E_s}(5-6\nu_s)R\frac{\sigma_v-\sigma_h}{2}\sin 2\theta \quad (2.196\beta)$$

Ακολούθως, οι (2.196) για $\sigma_v = -\sigma_h = p$, και λαμβάνοντας υπόψη τις (2.188), γίνονται:

$$v_{s,max}^{sn} = -\frac{2R(1+\nu_s)(2-3\nu_s)}{3E_s}\sigma_{Rs,max} \quad (2.197\alpha)$$

$$v_{s,max}^{st} = \frac{R(1+\nu_s)(5-6\nu_s)}{3E_s}\tau_{R\theta s,max} \quad (2.197\beta)$$

Οι (2.190) μπορούν να προστεθούν κατά μέλη και να δώσουν:

$$u_s = u_{s,max}^{sn} + u_{s,max}^{st} = \frac{2R(1+\nu_s)}{E_s}\left(\frac{5-6\nu_s}{6}\sigma_{Rs,max} - \frac{2-3\nu_s}{3}\tau_{R\theta s,max}\right) \quad (2.198\alpha)$$

Το ίδιο και οι (2.197):

$$v_s = v_{s,max}^{sn} + v_{s,max}^{st} = \frac{2R(1+\nu_s)}{E_s}\left(-\frac{2-3\nu_s}{3}\sigma_{Rs,max} + \frac{5-6\nu_s}{6}\tau_{R\theta s,max}\right) \quad (2.198\beta)$$

Οι (2.198) μπορούν να γραφούν περαιτέρω σε μητρική μορφή:

$$\begin{Bmatrix} u_s \\ v_s \end{Bmatrix} = I^s \begin{Bmatrix} \sigma_{Rs} \\ \tau_{R\theta s} \end{Bmatrix} \quad (2.199)$$

$$I^s = \frac{2R(1+\nu_s)}{E_s} \begin{bmatrix} \frac{5-6\nu_s}{6} & -\frac{2-3\nu_s}{3} \\ -\frac{2-3\nu_s}{3} & \frac{5-6\nu_s}{6} \end{bmatrix}$$

όπου το μητρώο I^s είναι το μητρώο ευκαμψίας της εδαφικής κοιλότητας υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης.

2.6.3. Αλληλεπίδραση μεταξύ επένδυσης και εδάφους

Σε οποιαδήποτε περίπτωση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής μπορεί να συμβεί σχετική μετακίνηση της κατασκευής ως προς το έδαφος. Οι Park et al. (2009) εισήγαγαν το συντελεστή διατμητικής ενδοσιμότητας D που λειτουργεί ως σταθερά ελατηρίου για να ληφθεί υπόψη η συνοριακή συνθήκη στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης. Συνεπώς, η ισορροπία των δυνάμεων αλληλεπίδρασης και η συμβατότητα των μετατοπίσεων στη διεπιφάνεια μπορούν να εκφραστούν ως εξής:

$$\sigma_{Rs} + \sigma_R^0 = 0 \quad (2.200\alpha)$$

$$\tau_{R\theta s} + \tau_{R\theta}^0 = 0 \quad (2.200\beta)$$

$$\begin{Bmatrix} u_d \\ v_d \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_l^0 \\ v_l^0 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} u_s \\ v_s \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ D\tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} \quad (2.200\gamma)$$

Το σύστημα των (2.200) μετά από πράξεις δίνει τη μητρική εξίσωση:

$$4R \frac{1-v_s^2}{E_s} p \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R(1-v_s^2) \begin{bmatrix} 4F^* & -2F^* \\ -2F^* & 9C^* + F^* \end{bmatrix} \\ + \frac{R(1+v_s)}{3E_s} \begin{bmatrix} 5-6v_s & -2(2-3v_s) \\ -2(2-3v_s) & 5-6v_s \end{bmatrix} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_R^0 \\ \tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ D\tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} \quad (2.201)$$

ή αλλιώς:

$$12(1-v_s)p \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1-v_s}{12} \begin{bmatrix} 4F^* & -2F^* \\ -2F^* & 9C^* + F^* \end{bmatrix} \\ + \begin{bmatrix} 5-6v_s & -2(2-3v_s) \\ -2(2-3v_s) & 5-6v_s \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{3E_s D}{R(1+v_s)} \end{bmatrix} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_R^0 \\ \tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} \quad (2.202)$$

η οποία λύνεται και δίνει:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_R^0 \\ \tau_{R\theta}^0 \end{Bmatrix} = -\frac{4p}{\Delta} \begin{Bmatrix} (9C^* - F^*)(1-v_s) + 12 + \frac{36E_s D}{R(1+v_s)} \\ 2F^* v_s - 2F^* - 12 \end{Bmatrix} \quad (2.203)$$

όπου Δ είναι η ποσότητα:

$$\Delta = 3C^*(5-6v_s) + 12 \frac{3-4v_s}{1-v_s} + C^* F^*(1-v_s) + F^*(3-2v_s) + \frac{4E_s D}{R(1+v_s)} \left(F^* + 3 \frac{5-6v_s}{1-v_s} \right) \quad (2.204)$$

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα βρίσκονται η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή στην επένδυση ως ακολούθως:

$$T = \frac{R}{3} (\sigma_R^0 - 2\tau_{R\theta}^0) \cos 2\theta = -\frac{4pR}{\Delta} \left[(3C^* + F^*)(1-v_s) + 12 + \frac{12E_s D}{R(1+v_s)} \right] \cos 2\theta \quad (2.205\alpha)$$

$$M = \frac{R^2}{3} \left(\sigma_R^0 - \frac{\tau_{R\theta}^0}{2} \right) \cos 2\theta = -\frac{4pR^2}{\Delta} \left[3C^*(1-v_s) + 6 + \frac{12E_s D}{R(1+v_s)} \right] \cos 2\theta \quad (2.205\beta)$$

Οι εξ. (2.205) είναι ταυτόσημες με τις αντίστοιχες που δημοσίευσαν οι Park et al. (2009). Η διαφορά μεταξύ τους έγκειται στο γεγονός ότι οι τελευταίοι χρησιμοποιούν τους λόγους συμπίεστικότητας και ευκαμψίας C και F κατά Burns & Richard και όχι τους C^* και F^* κατά Einstein & Schwartz των οποίων γίνεται αποκλειστική χρήση στην παρούσα εργασία.

Στην ακραία περίπτωση όπου $D = 0$ (συνθήκη μη ολίσθησης) η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή στην επένδυση δίνονται από τις σχέσεις:

$$T = -\frac{4\rho R}{\Delta'} \left[(3C^* + F^*)(1 - \nu_s) + 12 \right] \cos 2\theta \quad (2.206\alpha)$$

$$M = -\frac{4\rho R^2}{\Delta'} \left[3C^*(1 - \nu_s) + 6 \right] \cos 2\theta \quad (2.206\beta)$$

όπου το Δ' δίνεται από τη σχέση (2.204) για $D = 0$:

$$\Delta' = 3C^*(5 - 6\nu_s) + 12\frac{3 - 4\nu_s}{1 - \nu_s} + C^*F^*(1 - \nu_s) + F^*(3 - 2\nu_s) \quad (2.207)$$

Στην ακραία περίπτωση όπου $D \rightarrow \infty$ (συνθήκη πλήρους ολίσθησης στη διεπιφάνεια):

$$T = -\frac{12\rho R}{F^* + 3\frac{5 - 6\nu_s}{1 - \nu_s}} \cos 2\theta \quad (2.208\alpha)$$

$$M = -\frac{12\rho R^2}{F^* + 3\frac{5 - 6\nu_s}{1 - \nu_s}} \cos 2\theta \quad (2.208\beta)$$

2.7. ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕΤΑΞΥ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΩΝ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΛΥΣΕΩΝ ΜΕ ΑΝΑΦΟΡΑ ΣΤΗ ΜΗΤΡΩΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟ

2.7.1. Σύγκριση με την αρχική μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας (Burns και Richard 1964, Peck et al. 1972, Wang 1993)

Τα αποτελέσματα της λύσης των Park et al. (εξ. 2.206 – 2.208) μπορούν να γραφούν μετά από πράξεις στη μορφή:

α) Όταν υπάρχει σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης ($D \rightarrow \infty$):

$$T = -\frac{1}{3} K_{PTTO}^{F-S} \rho R \cos 2\theta \quad (2.209\alpha)$$

$$M = -\frac{1}{3} K_{PTTO}^{F-S} \rho R^2 \cos 2\theta \quad (2.209\beta)$$

όπου:

$$K_{PTTO}^{F-S} = \frac{36(1 - \nu_s)}{F^*(1 - \nu_s) + 15 - 18\nu_s} \quad (2.209\gamma)$$

Ο εκθέτης F-S δηλώνει τη συνοριακή συνθήκη στη διεπιφάνεια (Full-Slip, πλήρης ολίσθηση) και ο δείκτης PTT0 δηλώνει τα αρχικά των ονομάτων των Park et al. που κατέληξαν στην παραπάνω λύση. Παρατηρείται ότι οι εξ. (2.16) και (2.17) του Wang (1993) για $\sigma_v = -\sigma_h = p$ βρίσκονται σε πλήρη ταύτιση με τις (2.209) παραπάνω. Ο συντελεστής K_2 της εξ. (2.19) είναι ίσος με αυτόν της εξίσωσης (2.209γ).

β) Όταν δεν υπάρχει σχετική ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης ($D = 0$):

$$T = -K_{PTTO,1}^{N-S} \rho R \cos 2\theta \quad (2.210\alpha)$$

όπου

$$K_{PTTO,1}^{N-S} = \frac{4(1-v_s)(F^* + 3C^*) + 48}{F^*(3-2v_s) + 3C^*(5-6v_s) + C^*F^*(1-v_s) + 12\frac{3-4v_s}{1-v_s}} \quad (2.210\beta)$$

και

$$M = -K_{PTTO,2}^{N-S} pR^2 \cos 2\theta \quad (2.211\alpha)$$

όπου

$$K_{PTTO,2}^{N-S} = \frac{12C^*(1-v_s) + 24}{F^*(3-2v_s) + 3C^*(5-6v_s) + C^*F^*(1-v_s) + 12\frac{3-4v_s}{1-v_s}} \quad (2.211\beta)$$

Ο εκθέτης N-S δηλώνει τη συνοριακή συνθήκη στη διεπιφάνεια (No-Slip, μη ολίσθηση). Παρατηρείται ότι η εξ. (2.20) του Wang (1993) για $\sigma_v = -\sigma_h = p$ βρίσκεται σε πλήρη ταύτιση με την (2.210α) παραπάνω. Ο συντελεστής K_1 της εξ. (2.21) είναι ίσος με αυτόν της εξίσωσης (2.210β).

2.7.2. Σύγκριση με την αρχική μέθοδο σχετικής δυσκαμψίας για συνθήκες εξωτερικής φόρτισης (Bobet, 2003)

Για την περίπτωση μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης η εξ. (2.103) για $\sigma_v = -\sigma_h = p$ καταλήγει στην παρακάτω:

$$T = - \frac{[4(1-v_s)(F^* + 3C^*) + 48] pR \cos 2\theta}{F^*(3-2v_s) + 3C^*(5-6v_s) + C^*F^*(1-v_s) + 12\frac{3-4v_s}{1-v_s}} \quad (2.212)$$

ενώ η εξ. (2.104) στην ακόλουθη:

$$M = - \frac{[12C^*(1-v_s) + 24] pR^2 \cos 2\theta}{F^*(3-2v_s) + 3C^*(5-6v_s) + C^*F^*(1-v_s) + 12\frac{3-4v_s}{1-v_s}} \quad (2.213)$$

Είναι φανερό ότι οι εξ. (2.212) και (2.213) είναι ακριβώς οι ίδιες με τις (2.210) και (2.211) αντίστοιχα.

2.7.3. Σύγκριση με τη μέθοδο των γενικευμένων δυσκαμψιών εδάφους και σήραγγας (Penzien & Wu, 1998)

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, οι Penzien & Wu (1998) έλαβαν υπόψη τους μόνο τις ακτινικές παραμορφώσεις της επένδυσης που οφείλονται σε ορθές ή διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνειά της με το έδαφος λόγω της διατμητικής φόρτισης και αγνόησαν τις ορθές και διατμητικές τάσεις που προκαλούν διατμητικές παραμορφώσεις στην επένδυση. Επιπρόσθετα, οι δυσκαμψίες k_{ss} (εξίσωση (2.127δ)) και k_{sl} (η τρίτη των εξισώσεων (2.162)) προκύπτουν από τις εξ. (2.199) και (2.187) αν τεθεί $\tau_{R\theta}^0 = -\sigma_R^0$ και $\tau_{R\theta s} = -\sigma_{R\theta s}$ αντίστοιχα. Συνεπώς, εάν αντί για το σύστημα των εξισώσεων (2.200) θεωρηθεί το παρακάτω σύστημα για την περίπτωση μη ολίσθησης στη διεπιφάνεια ($D = 0$):

$$\sigma_{Rs} + \sigma_R^0 = 0 \quad (2.214\alpha)$$

$$\tau_{R\theta s} = -\sigma_{Rs} \quad (2.214\beta)$$

$$\tau_{R\theta}^0 = -\sigma_R^0 \quad (2.214\gamma)$$

$$u_d = u_l^0 - u_s \quad (2.214\delta)$$

Αυτό λύνεται και δίνει:

$$\sigma_R^0 = \frac{-24(1-\nu_s)p}{F^*(1-\nu_s) + 6(3-4\nu_s)} = -\tau_{R\theta}^0 \quad (2.215)$$

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα βρίσκονται η αξονική δύναμη και η καμπτική ροπή στην επένδυση ως ακολούθως:

$$T = \frac{R}{3} (\sigma_R^0 - 2\tau_{R\theta}^0) \cos 2\theta = -\frac{24(1-\nu_s)pR}{F^*(1-\nu_s) + 6(3-4\nu_s)} \cos 2\theta \quad (2.216\alpha)$$

$$M = \frac{R^2}{3} \left(\sigma_R^0 - \frac{\tau_{R\theta}^0}{2} \right) \cos 2\theta = -\frac{12(1-\nu_s)}{F^*(1-\nu_s) + 6(3-4\nu_s)} pR^2 \cos 2\theta \quad (2.216\beta)$$

Η παραπάνω μεθοδολογία αναπτύχθηκε από τους Park et al. με σκοπό να προσεγγίσουν τα αποτελέσματα των Penzien & Wu (1998). Αυτά προκύπτουν μετά από πράξεις από τις σχέσεις (2.176) και είναι:

$$T(\theta) = -\frac{6(3-4\nu_s)}{F^*(1-\nu_s) + 6(3-4\nu_s)} pR \cos 2\theta \quad (2.217\alpha)$$

$$M(\theta) = -\frac{3(3-4\nu_s)}{F^*(1-\nu_s) + 6(3-4\nu_s)} pR^2 \cos 2\theta \quad (2.217\beta)$$

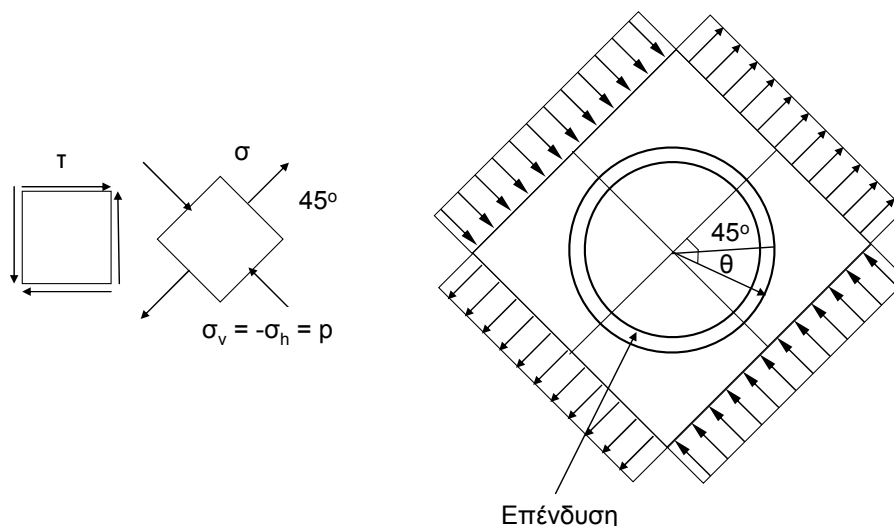
Όπως φαίνεται τα αποτελέσματα των Penzien & Wu και αυτά των Park et al. μπορεί να μην είναι ταυτόσημα, αλλά είναι πολύ παρεμφερή μεταξύ τους.

2.8. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ

Τα διαμήκη και διατμητικά κύματα που διαδίδονται στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας παράγουν εδαφικές παραμορφώσεις που τείνουν να προκαλέσουν ωσειδείς παραμορφώσεις της επένδυσης (Bobet, 2003). Η αλλαγή σχήματος της διατομής της σήραγγας παράγει περιμετρικές παραμορφώσεις στην επένδυση που μπορεί να επιφέρουν ρηγμάτωση ή/και θραύση του σκυροδέματος και να μειώσει τη φέρουσα ικανότητα της επένδυσης. Για επενδύσεις σήραγγων από σκυρόδεμα συνήθως η παραμόρφωση αυτή είναι η πιο κρίσιμη και γενικά καθορίζει τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Υπάρχει ένας αριθμός εμπειρικών (Merritt et al., 1985) και αναλυτικών εργαλείων (St. John & Zahrah 1987, Penzien & Wu 1998, Penzien 2000, Fotieva et al. 2001) που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να καθοριστεί η απόκριση της επένδυσης λόγω εγκάρσιων παραμορφώσεων. Στα επόμενα υποτίθεται ότι η δυναμική ενίσχυση των τάσεων που συνδέεται με την πρόσπτωση ενός κύματος πάνω στο ανοίγμα είναι αμελητέα. Η υπόθεση αυτή είναι σωστή εάν το ελάχιστο μήκος κύματος λ είναι τουλάχιστο 8 φορές μεγαλύτερο από το πλάτος του ανοίγματος (Hendron & Fernandez, 1983). Υπό αυτές τις συνθήκες η κλίση των τάσεων ελεύθερου πεδίου κατά μήκος του ανοίγματος είναι σχετικά μικρή και η σεισμική φόρτιση μπορεί να θεωρηθεί ως ψευδοστατική φόρτιση. Το μήκος κύματος λ μπορεί να υπολογιστεί ως $\lambda = V / f$, όπου V είναι η ταχύτητα διάδοσης των διαμήκων ή διατμητικών κυμάτων στο έδαφος και f είναι η δεσπόμενη συχνότητα της σεισμικής διέγερσης. Στα περισσότερα υπόγεια ανοίγματα οι οιονεί – στατικές συνθήκες συνήθως ικανοποιούνται. Η υπόθεση αυτή χρησιμοποιείται για την επίλυση των προβλημάτων της μορφής του Σχήματος 2.7, όπου οι στατικές τάσεις μακρινού πεδίου σ_v και σ_h μπορούν να πάρουν κατάλληλες τιμές ώστε να προσεγγίζουν τη σεισμική φόρτιση.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, για κάθε εδαφικό στρώμα μέσα στο οποίο είναι εγκιβωτισμένο ένα κυλινδρικό υπόγειο έργο (το μήκος του οποίου θεωρείται άπειρο) ορίζεται μια συχνότητα κατωφλίου, η οποία δίνεται από τη σχέση $f = V_s / 16R$. Όταν η δεσπόζουσα συχνότητα είναι μικρότερη από την f , τότε ισχύουν οι υποθέσεις των Hendron & Fernandez (1983). Σε διαφορετική περίπτωση αυτές δεν ισχύουν και πρέπει να ληφθεί υπόψη η πλήρης δυναμική φύση του προβλήματος αλληλεπίδρασης εδάφους – κυλινδρικού υπογείου έργου. Στη συχνότητα κατωφλίου θα γίνει αναφορά στο τρίτο



Σχήμα 2.7. Κατάσταση καθαρής διάτμησης (αντισυμμετρική φόρτιση υπό γωνία 45°) και τασικό πεδίο κατά τη σεισμική φόρτιση υπογείου κυλινδρικού έργου.

κεφάλαιο όπου θα εξεταστεί η δυναμική απόκριση ενός συστήματος σήραγγας – εδάφους – ανωδομής.

Τα διαμήκη κύματα (κύματα P) παράγουν μια κατακόρυφη παραμόρφωση μακρινού πεδίου, $\varepsilon_{v,max} = V_{max} / V_p$, όπου V_{max} είναι η μέγιστη ταχύτητα στην επιφάνεια του εδάφους και V_p είναι η ταχύτητα διάδοσης των διαμήκων κυμάτων εντός του εδάφους. Επειδή η κατακόρυφη μετατόπιση ελεύθερου πεδίου είναι σταθερή παντού στο εδαφικό συνεχές, οι οριζόντιες παραμορφώσεις πρέπει να είναι μηδέν (δηλ. στο ελεύθερο πεδίο οποιοδήποτε κατακόρυφο επίπεδο είναι επίπεδο συμμετρίας). Μια μηχανικά ισοδύναμη έκφραση σε όρους τάσεων μακρινού πεδίου είναι (Bobet, 2003):

$$\sigma_v = \frac{(1 - \nu_s) E_s}{(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \frac{V_{max}}{V_p} \quad (2.218\alpha)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \sigma_v \quad (2.218\beta)$$

Τα διατμητικά κύματα (κύματα S), παράγουν στο μακρινό πεδίο διατμητική παραμόρφωση ίση με $\gamma_{max} = V_{max}/V_s$, όπου V_{max} είναι η μέγιστη ταχύτητα στην επιφάνεια του εδάφους και V_s είναι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων εντός του εδάφους. Σε όρους τάσεων μακρινού πεδίου, αυτό είναι μηχανικά ισοδύναμο με ένα πεδίο καθαρής διάτμησης όπου οι διατμητικές τάσεις δίνονται από την $\tau = G_s \gamma_{max}$, όπου G_s είναι το μέτρο διάτμησης του εδάφους, το οποίο είναι με τη σειρά του ισοδύναμο μηχανικά με μια θλιπτική και εφελκυστική κύρια τάση μακρινού πεδίου υπό γωνία 45° ως προς τη διεύθυνση της καθαρής διάτμησης. Στην περίπτωση αυτή οι κύριες τάσεις είναι (Bobet, 2003):

$$\sigma_v = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \frac{V_{\max}}{V_s} = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \gamma_{ff,\max} \quad (2.219\alpha)$$

$$\sigma_h = -\sigma_v \quad (2.219\beta)$$

όπου $\gamma_{ff,\max}$ είναι η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση (κατ' απόλυτη τιμή) υπολογισμένη σε συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Αυτή υπολογίζεται ως εξής:

(α) Για την περίπτωση όπου η επένδυση έχει δυσκαμψία συγκρίσιμη με αυτή του εδάφους:

$$\gamma_{ff,\max} = \frac{U_{\text{top}} - U_{\text{bottom}}}{2R} \quad (2.220)$$

όπου U_{top} και U_{bottom} είναι οι οριζόντιες μετατοπίσεις στο ελεύθερο πεδίο που αντιστοιχούν στο ύψος της κορυφής και του κατώτερου σημείου της εξωτερικής επιφάνειας της επένδυσης αντίστοιχα.

(β) Για την περίπτωση όπου η επένδυση έχει δυσκαμψία πολύ μικρότερη από αυτή του εδάφους η μέγιστη διατμητική παραμόρφωση δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma_{ff,\max} = 4(1-\nu_s) \frac{U_{\text{top}} - U_{\text{bottom}}}{2R} \quad (2.221)$$

που είναι ανάλογη της (2.2) της προσέγγισης ελευθέρου πεδίου. Το πλεονέκτημα της χρήσης οριζόντιων και κατακόρυφων τάσεων είναι ότι όλες οι εξισώσεις που παρατέθηκαν στις αναλυτικές λύσεις του παρόντος κεφαλαίου εφαρμόζονται εύκολα. Σημειώνεται ότι οι εξ. (2.218) και (2.219) δίνουν τις τάσεις μακρινού πεδίου που οφείλονται μόνο στη σεισμική φόρτιση και θα πρέπει να προστεθούν στις στατικές τάσεις. Αν και η εξ. (2.219β) δείχνει εφελκυστικές τάσεις, η συνισταμένη των τάσεων (μετά την πρόσθεση των στατικών τάσεων μακρινού πεδίου) στην πραγματικότητα θα είναι θλιπτική. Η λύση της παρούσας ενότητας αφορά μόνο το σεισμό και τα αποτελέσματά της θα πρέπει να προστεθούν σε αυτά της στατικής λύσης.

Στα επόμενα θα γίνουν συγκρίσεις των ακτινικών παραμορφώσεων της επένδυσης μεταξύ των συνθηκών ελευθέρου πεδίου και των συνθηκών ύπαρξης της σήραγγας, για κύματα P ή S που προσπίπτουν στην τελευταία. Οι συγκρίσεις γίνονται για την περίπτωση σήραγγας με ασυμπιέστη επένδυση (δηλ. $C^* = 0$, όπου η επένδυση είναι πολύ λιγότερο συμπιεστή σχετικά με το έδαφος). Αυτή η υπόθεση υπονοεί ότι οι παραμορφώσεις της επένδυσης καθορίζονται από την απόκρισή της σε διάτμηση παρά σε υδροστατική θλίψη. Αυτό είναι μια προσέγγιση, αφού η συμπίεση και η διάτμηση είναι συζευγμένες, όπως δείχνουν οι εξισώσεις των διαφόρων λύσεων. Εντούτοις, η προσέγγιση αυτή καθιστά ευκολότερη την ποσοτικοποίηση των διαφορών μεταξύ των υποθέσεων ελευθέρου πεδίου και πραγματικής σήραγγας.

α) Κύμα P

Οι συνθήκες ελευθέρου πεδίου ορίζονται από τη σχέση (Bobet, 2003):

$$\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{free-field}} = \frac{V_{\max}}{V_p} = \frac{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}{(1-\nu_s)E_s} \sigma_v \quad (2.222)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.99α) τις σχέσεις (2.97), (2.98) και (2.218) και λαμβάνοντας $C^* = 0$ προκύπτει ότι:

$$\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{real}} = \frac{u_l}{R} = \frac{-4F^*(1-\nu_s)^2}{F^*(3-2\nu_s)(1-\nu_s) + 12(3-4\nu_s)} \frac{V_{\max}}{V_p} \quad (2.223)$$

οπότε διαιρώντας τις (2.223) και (2.222) κατά μέλη προκύπτει:

$$\frac{\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{real}}}{\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{free-field}}} = \frac{4F^* (1 - v_s)^2}{F^* (3 - 2v_s)(1 - v_s) + 12(3 - 4v_s)} \quad (2.224)$$

Η τελευταία έκφραση είναι μικρότερη της μονάδας (δηλ. οι παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου οδηγούν σε συντηρητικό σχεδιασμό) όταν ισχύει $F^* < (12(3-4v_s))/((1-v_s)(1-2v_s))$, που περιορίζει την ευκαμψία της επένδυσης. Για μεγαλύτερες τιμές του F^* , οι παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου οδηγούν σε επικίνδυνο σχεδιασμό κατά τον παράγοντα που δίνεται από την (2.224). Για παράδειγμα, για μια τελείως εύκαμπτη και ασυμπίεστη επένδυση (επένδυση του Peck, 1969, δηλ. $C^* = 0$, $F^* = \infty$), ο λόγος είναι $4(1-v_s)/(3-2v_s)$ που είναι πάντα μεγαλύτερος της μονάδας, και επομένως η παραμόρφωση μακρινού πεδίου δίνει πάντα μια επικίνδυνη εκτίμηση της παραμόρφωσης της σήραγγας. Λόγω της γραμμικής ελαστικότητας, αν οι τάσεις στην επένδυση υπολογιστούν με βάση τις εδαφικές μετακινήσεις ελευθέρου πεδίου, οι πραγματικές τάσεις θα διαφέρουν από τις υπολογισμένες κατά ένα παράγοντα που δίνεται από την (2.224).

β) Κύμα S

Οι συνθήκες ελευθέρου πεδίου ορίζονται από:

$$\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{free-field}} = -\frac{1}{2} \frac{V_{\max}}{V_s} = -\frac{1 + v_s}{E_s} \sigma_v \quad (2.225)$$

Αντικαθιστώντας στην (2.99α) τις σχέσεις (2.97), (2.98) και (2.219) και λαμβάνοντας $C^* = 0$ προκύπτει ότι:

$$\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{real}} = \frac{u_l}{R} = \frac{-4F^* (1 - v_s)^2}{F^* (3 - 2v_s)(1 - v_s) + 12(3 - 4v_s)} \frac{V_{\max}}{V_s} \quad (2.226)$$

οπότε διαιρώντας τις (2.226) και (2.225) κατά μέλη προκύπτει:

$$\frac{\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{real}}}{\left. \frac{\Delta r_0}{r_0} \right|_{\text{free-field}}} = \frac{8F^* (1 - v_s)^2}{F^* (3 - 2v_s)(1 - v_s) + 12(3 - 4v_s)} \quad (2.227)$$

Η έκφραση αυτή είναι μικρότερη της μονάδας (δηλ. η υπόθεση ότι η κατασκευή παίρνει τις παραμορφώσεις ελευθέρου πεδίου είναι συντηρητική) όταν $F^* < (12(3-4v_s))/((1-v_s)(5-6v_s))$. Για τυπικές τιμές του λόγου Poisson αυτό μεταφράζεται σε $F^* < 10$, που μπορεί να μην ισχύει πάντα. Από αυτό προκύπτει ότι η συνήθης πρακτική της εξίσωσης των παραμορφώσεων ελευθέρου πεδίου και της επένδυσης είναι επικίνδυνη για $F^* > 10$ και υποεκτιμά τις μετατοπίσεις και τις τάσεις κατά έναν παράγοντα που ισούται με αυτόν της εξ. (2.227). Για μια τελείως εύκαμπτη και ασυμπίεστη επένδυση (επένδυση του Peck) ο σχεδιασμός είναι επικίνδυνος κατά έναν παράγοντα μεγαλύτερο του 2.

Στις σήραγγες, εξαιτίας της αλληλεπίδρασης που υπάρχει ανάμεσα στο έδαφος και στην επένδυση, ο λόγος ευκαμψίας έχει σημαντική επίδραση στην επένδυση. Οι εξ. (2.227) και (2.103), (2.104) δείχνουν ότι όσο ο λόγος ευκαμψίας F^* αυξάνεται, οι παραμορφώσεις της επένδυσης αυξάνονται και η φόρτιση στην επένδυση μειώνεται αντίστοιχα. Για κυκλικές σήραγγες η μέτρια ρηγμάτωση της επένδυσης αυξάνει την ευκαμψία της, και σαν συνέπεια αυτού μειώνεται το φορτίο που παραλαμβάνει.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΡΙΤΟ

**ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ –
ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΡΙΤΟ

ΕΠΑΛΗΘΕΥΣΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

ΕΔΑΦΟΥΣ – ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ

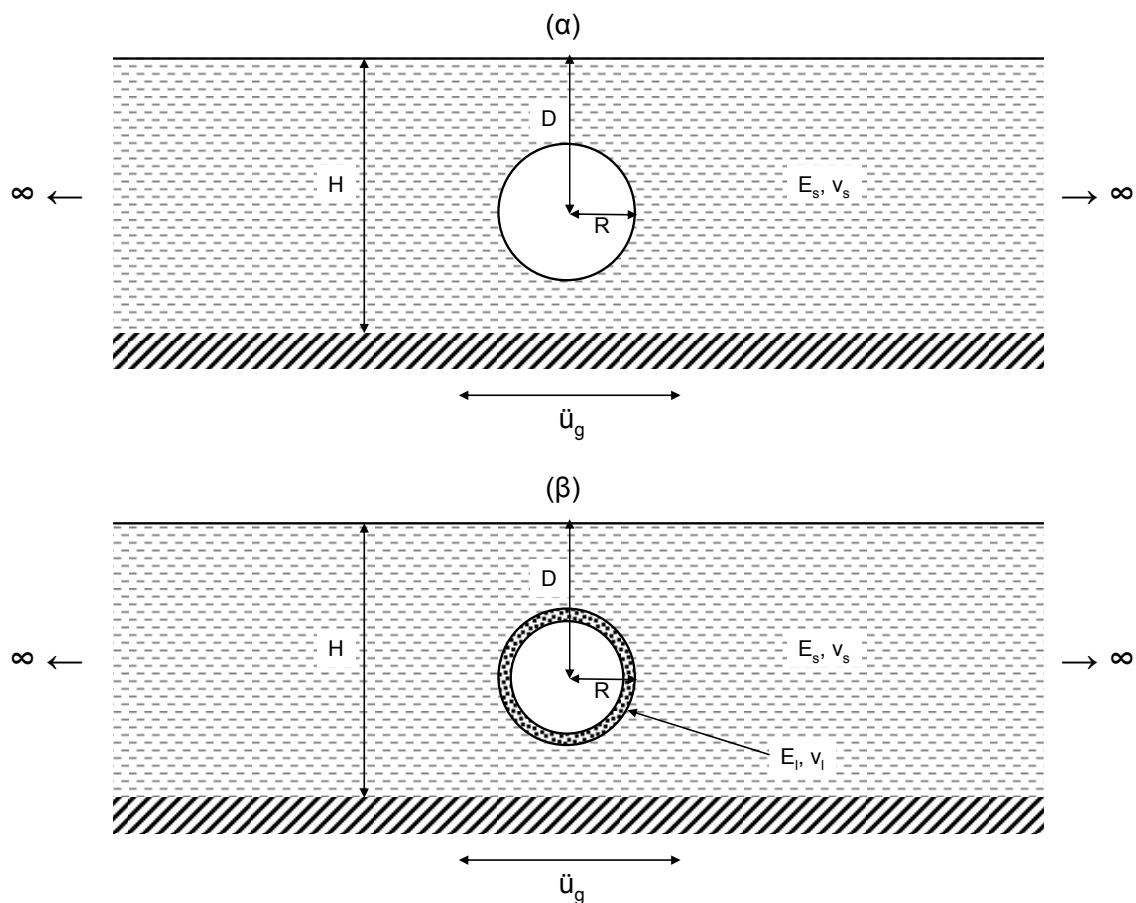
3.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στη συνήθη πρακτική ο σχεδιασμός των υπογείων σήραγγων έγκειται κυρίως στον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών της επένδυσης. Αυτά είναι η αξονική δύναμη, καμπτική ροπή και τέμνουσα δύναμη. Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μια προσπάθεια να επαληθευτούν τα αποτελέσματα των αναλυτικών μεθόδων που παρουσιάστηκαν εκτενώς στο 2ο κεφάλαιο μέσω αριθμητικών αναλύσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Για τον σκοπό αυτό αναπτύχθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα για την εξέταση του σύνθετου προβλήματος της οιονεί – στατικής αλληλεπίδρασης εδάφους – σήραγγας.

3.2. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ

Ο υπολογισμός της εγκάρσιας καταπόνησης μιας σήραγγας που αποκρίνεται με ωειδείς παραμορφώσεις κάθετες στον διαμήκη άξονά της και παράλληλες στη διατομή της γίνεται με ανάλυση των προσομοιωμάτων που φαίνονται στο Σχήμα 3.1.

Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν αποτελούνται από ένα σχετικά μαλακό εδαφικό στρώμα με μέτρο διάτμησης G_s , πυκνότητα $\rho = 1800 \text{ Kg/m}^3$ και λόγο Poisson $\nu_s = 0.3$, που συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά. Κάτω από το εδαφικό στρώμα υπάρχει στρώμα βράχου, από τον οποίο το έδαφος δεν έχει δυνατότητα αποκόλλησης ή σχετικής ολίσθησης, δηλαδή στη διεπιφάνεια εδάφους – βράχου το έδαφος περιορίζεται έναντι κατακόρυφης και οριζόντιας μετακίνησης. Κατά μήκος του πάνω συνόρου του εδαφικού στρώματος υπάρχει ελεύθερη επιφάνεια. Το εδαφικό στρώμα, αν και θεωρητικά εκτείνεται στο άπειρο και προς τις δυο οριζόντιες διευθύνσεις, έχει συνολικό μήκος ίσο με 41 φορές το πάχος του H . Και στα δυο άκρα του εδαφικού στρώματος επιβλήθηκαν κινηματικοί περιορισμοί έναντι κατακόρυφης μετακίνησης, για να προσομοιώσουν κατά το δυνατόν καλύτερα τη μονοδιάστατη εδαφική απόκριση. Μέσα στο εδαφικό στρώμα υπάρχει ένα κυλινδρικό άνοιγμα, μέσα στο οποίο μπορεί να υπάρχει κατασκευασμένη σήραγγα (Σχήμα 3.1(β)) ή να έχει αφεθεί ανεπένδυτο (Σχήμα 3.1(α)). Το κέντρο του ανοίγματος βρίσκεται πάνω στον κατακόρυφο άξονα συμμετρίας στο μέσο του εδαφικού στρώματος. Η ακτίνα του κυκλικού ανοίγματος (χωρίς την επένδυση της σήραγγας) είναι ίση με R ενώ το πάχος της τελευταίας είναι ίσο με t , συνεπώς η ακτίνα της εσωτερικής επιφάνειας της επένδυσης είναι ίση με $R-t$. Το κέντρο του κυλινδρικού ανοίγματος μέσα στο έδαφος απέχει από την ελεύθερη επιφάνεια απόσταση $D = 10R$ και το πάχος του εδαφικού στρώματος ισούται με $H = 20R$. Όπως έχει διαπιστωθεί, η απόσταση $D = 10R$ επαρκεί ώστε να μην υφίσταται η επιρροή της ελεύθερης επιφάνειας στην απόκριση και καταπόνηση της σήραγγας (για να συμβαίνει αυτό θα πρέπει $D \geq 1.5R$).



Σχήμα 3.1: Προσομοιώματα υπόγειου κυλινδρικού ανοίγματος (μη επενδυμένο στο (α) και επενδυμένο με σήραγγα στο (β)) μέσα σε μονοδιάστατο εδαφικό στρώμα που μελετήθηκαν στο παρόν κεφάλαιο.

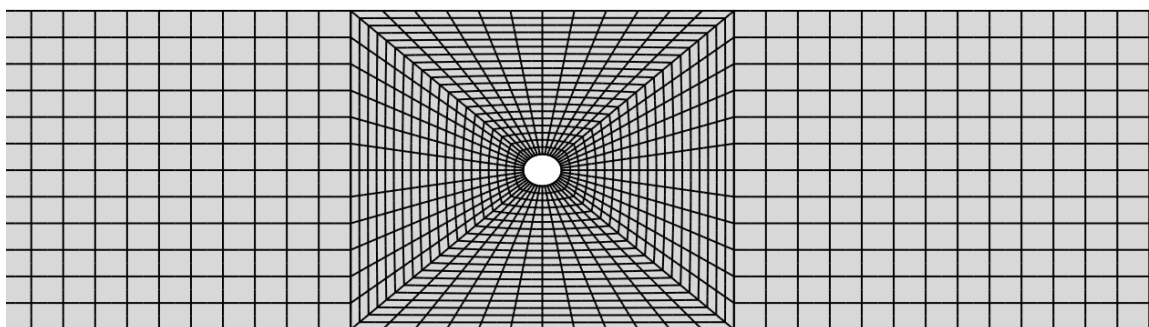
Το υλικό της επένδυσης της σήραγγας θεωρήθηκε ότι είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα με μέτρο ελαστικότητας $E_t = 30 \text{ GPa}$ και λόγο Poisson $\nu_t = 0.2$ και ότι συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά. Ωστόσο θεωρήθηκε αβαρές, για να εξαλειφθούν πλήρως οι επιδράσεις της αδρανειακής αλληλεπίδρασης μεταξύ εδάφους και επένδυσης, και να μελετηθεί η καθαρά κινηματική αλληλεπίδραση μεταξύ τους. Η αβαρής επένδυση είναι μια από τις βασικές παραδοχές των αναλυτικών λύσεων του πρώτου κεφαλαίου, οι οποίες επιβάλλουν και τον περιορισμό ότι το πάχος της επένδυσης t πρέπει να τείνει στο μηδέν (Flügge, 1966). Αποδεικνύεται ότι στην περίπτωση που η πυκνότητα του υλικού της επένδυσης γίνει ίση με αυτή του σκυροδέματος, δεν παρατηρούνται ουσιαστικές διαφορές στα τελικά εντατικά μεγέθη της επένδυσης. Αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι η αλληλεπίδραση μεταξύ σήραγγας και περιβάλλοντος εδάφους είναι ως επί το πλείστον κινηματικής φύσεως. Κατά μήκος της διεπιφάνειας εδάφους – επένδυσης δεν υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης, αλλά υπάρχουν δυο περιπτώσεις για την ολίσθηση: (α) Να μην υπάρχει σχετική ολίσθηση, οπότε να μεταφέρονται διατμητικές δυνάμεις κατά μήκος της διεπιφάνειας και (β) να υπάρχει σχετική ολίσθηση οπότε οι διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια να είναι μηδενικές. Η απόσβεση τόσο της επένδυσης όσο και του περιβάλλοντος εδάφους θεωρήθηκε ότι είναι σταθερού υστερητικού τύπου με $\xi = 5\%$ της κρίσιμης, προσαρμοσμένη κατά διαστήματα συχνοτήτων μέσω της ισοδύναμης ιξωδοελαστικής απόσβεσης Rayleigh.

Για την αριθμητική προσομοίωση του όλου συστήματος εδάφους – σήραγγας χρησιμοποιήθηκε ο κώδικας πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (v. 6.8, 2009). Το έδαφος διακριτοποιήθηκε με οκτακομβικά διτετράγωνα τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης, που έχουν το βασικό πλεονέκτημα της επαρκούς

προσομοίωσης των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στο έδαφος κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης, πράγμα που δεν ισχύει για τα απλά τετρακομβικά στοιχεία. Για να εξαιρεθούν οι επιρροές του σχήματος και του προσανατολισμού των πεπερασμένων στοιχείων στο τμήμα του εδάφους μεταξύ των ευθύγραμμων συνόρων και της κυκλικής επιφάνειας της κοιλότητας στα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων, τα πεπερασμένα στοιχεία στο τμήμα εκείνο του εδάφους δημιουργήθηκαν με κατάλληλες αυξητικές μεθόδους ώστε ο προσανατολισμός τους και το σχήμα τους να είναι συμμετρικά ως προς το κέντρο της σήραγγας (βλ. Σχήμα 3.2). Για τη διακριτοποίηση της επένδυσης εξετάστηκαν δυο περιπτώσεις:

- (α) Διακριτοποίηση με οκτακομβικά διτετράγωνα τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης και
- (β) Διακριτοποίηση με τρικομβικά δευτεροβάθμια επίπεδα στοιχεία δοκού τύπου Timoshenko (διατμητικώς εύκαμπτα).

Η διατύπωση των στοιχείων δοκού είναι κατά Timoshenko, δηλαδή λαμβάνονται υπόψη κατά τη διατύπωσή τους και οι εγκάρσιες διατμητικές παραμορφώσεις, που μπορεί μερικές φορές να είναι σημαντικές. Αυτό δε συμβαίνει στα κλασικά στοιχεία δοκού κατά Euler – Bernoulli στα οποία επίπεδες επιφάνειες κάθετες στον άξονα της δοκού πριν την παραμόρφωση παραμένουν επίπεδες και κάθετες στον άξονα μετά την παραμόρφωση (εάν δεν υπάρχει στρέβλωση). Τα στοιχεία δοκού κατά Euler – Bernoulli θα πρέπει να χρησιμοποιούνται για να προσομοιώνουν μόνο λεπτές δοκούς. Για να είναι αμελητέα η εγκάρσια διατμητική ευκαμψία σε δοκούς από ομοιόμορφο υλικό, θα πρέπει οι τυπικές διαστάσεις της διατομής τους να είναι μικρότερες από περίπου 1/15 των τυπικών αξονικών αποστάσεών τους. Σε τέτοιες περιπτώσεις το εσωτερικό δυνατό έργο στη δοκό σχετίζεται μόνο με τις αξονικές παραμορφώσεις και τις στρεπτικές διατμητικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 3.2: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων των προσομοιωμάτων του Σχήματος 3.1.

Η μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων ήταν τελείως διαφορετική στις δυο περιπτώσεις διακριτοποίησης της επένδυσης. Στην περίπτωση (α) μετρήθηκαν με άμεσο τρόπο οι ορθές και διατμητικές τάσεις στους κόμβους των στοιχείων (οι οποίες υπολογίζονται από τον κώδικα ABAQUS με προεκβολή από τα σημεία ολοκλήρωσης του στοιχείου) και ακολούθως υπολογίστηκε η συνισταμένη αυτών ώστε να προκύψουν τα ζητούμενα εντατικά μεγέθη. Στην περίπτωση (β) μετρήθηκαν οι παραμορφώσεις των στοιχείων δοκού (ακτινικές και εφαπτομενικές) και μέσω αυτών από τις σχέσεις τάσεων – μετατοπίσεων και τάσεων – εντατικών μεγεθών (Flügge, 1966) υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη.

Είναι γνωστό ότι γενικά η δυναμική απόκριση των κατασκευών εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά των σεισμικών διεγέρσεων στο πεδίο του χρόνου και στο πεδίο των συχνοτήτων. Επειδή οι αναλυτικές λύσεις του Κεφαλαίου 2 ισχύουν για οιονεί – στατικές διεγέρσεις, επιβλήθηκε στη βάση του εδαφικού στρώματος αρμονική διέγερση με πολύ

μικρή συχνότητα (0.1 Hz) που διαρκεί για επαρκές χρονικό διάστημα, ώστε το σύστημα να περάσει σε μια σταθερή κατάσταση ταλάντωσης (steady-state vibration).

3.3. ΒΑΣΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

Οι παράμετροι που εξετάστηκαν κατά τις αναλύσεις των προσομοιωμάτων που περιγράφηκαν παραπάνω είναι οι εξής:

- (α) Αδιαστατοποιημένο πάχος εδαφικού στρώματος
Καθορίζει το μέγεθος της σήραγγας σχετικά με το πάχος του εδαφικού στρώματος και ισούται με το λόγο του πάχους του εδαφικού στρώματος προς την ακτίνα της εδαφικής κοιλότητας, H/R .
- (β) Αδιαστατοποιημένο βάθος της σήραγγας
Καθορίζει τη θέση της σήραγγας μέσα στο εδαφικό στρώμα καθ' ύψος και ισούται με το λόγο της απόστασης του κέντρου της σήραγγας από την ελεύθερη επιφάνεια προς την ακτίνα της, D/R . Είναι προφανές ότι $1 \leq D/R \leq H/R - 1$.
- (γ) Ο λόγος συμπίεστος C^* , όπως αυτός ορίστηκε στο 2^ο κεφάλαιο. Είναι ένα μέτρο της σχετικής ακτινικής δυσκαμψίας του εδάφους ως προς την επένδυση της σήραγγας κάτω από ομοιόμορφη ή συμμετρική φόρτιση. Από εδώ και στο εξής θα συμβολίζεται απλά με C .
- (δ) Ο λόγος ευκαμψίας F^* , όπως αυτός ορίστηκε στο 2^ο κεφάλαιο. Είναι ένα μέτρο της σχετικής ακτινικής δυσκαμψίας του εδάφους ως προς την επένδυση της σήραγγας κάτω από αντισυμμετρική φόρτιση. Από εδώ και στο εξής θα συμβολίζεται απλά με F .
- (ε) Το είδος της διεπιφάνειας μεταξύ επένδυσης και εδάφους. Αυτή μπορεί να είναι εγκόλλητη (μηδενική ολίσθηση) ή λεία (μηδενική διατμητική τάση).
- (στ) Ο λόγος πάχους προς εξωτερική ακτίνα της επένδυσης. Δίνεται από το κλάσμα t/R .

Αποδεικνύεται ότι ο λόγος t/R συνδέεται με το λόγο ευκαμψίας προς συμπίεστος C^*/F^* . Οπότε για να καθοριστεί πλήρως ένα προσομοίωμα, αρκεί να προσδιοριστούν μόνο δυο από τις παραμέτρους (γ), (δ) και (στ), δηλαδή πέντε συνολικά παράμετροι από τις παραπάνω. Επίσης, για τις ανάγκες επαλήθευσης των αναλυτικών λύσεων ελήφθη $H/R = 20$ και $D/R = 10$ ώστε να είναι δυνατή η προσομοίωση του μη περιορισμένου εδαφικού μέσου γύρω από την επένδυση.

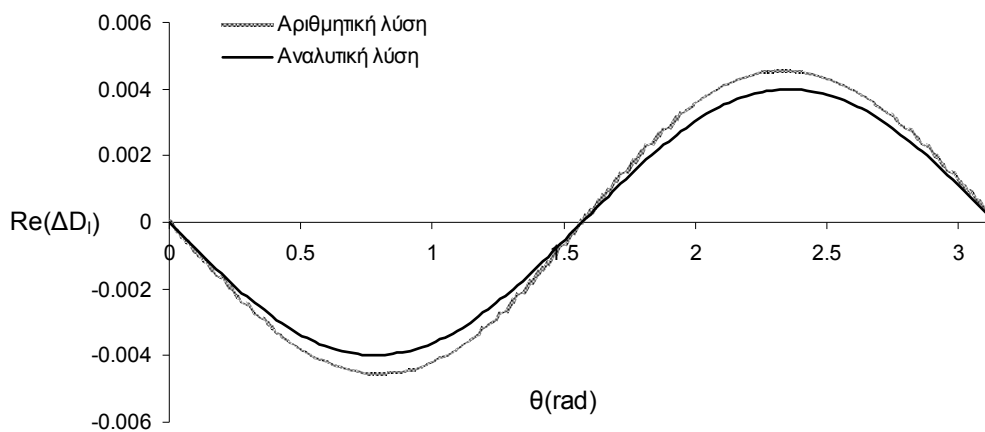
Επειδή η οπή είναι κυκλική και στην περίπτωση αυτή η ακτινική απόσταση από την περιφέρεια παραμένει σταθερή από σημείο σε σημείο, η θέση ενός σημείου στην περιμετρο της οπής καθορίζεται μονοσήμαντα από τη γωνία θ που σχηματίζεται από την ευθεία που το συνδέει με το κέντρο της οπής, και τον θετικό άξονα x , αν θεωρηθεί ότι το σύστημα αξόνων xOy έχει αρχή το κέντρο αυτό (βλ. Σχήμα 2.3) και η οποία συμβολίζεται με θ .

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι η επαλήθευση των αποτελεσμάτων που προέρχονται από τις αριθμητικές αναλύσεις των προσομοιωμάτων του Σχήματος 3.1 από τις αναλυτικές λύσεις που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Η επαλήθευση αυτή είναι αναγκαία ώστε να επιβεβαιωθεί η αξιοπιστία του αριθμητικού προσομοιώματος, το οποίο θα χρησιμοποιηθεί στο επόμενο κεφάλαιο για τη μελέτη της αλληλεπίδρασης σήραγγας-εδάφους-κατασκευής. Στην τελευταία περίπτωση δεν υπάρχουν αναλυτικές λύσεις διαθέσιμες που να περιγράφουν το φαινόμενο και τα συμπεράσματα θα στηριχθούν αποκλειστικά στα αριθμητικά αποτελέσματα.

3.4. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΚΟΙΛΟΤΗΤΑΣ ΕΝΤΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

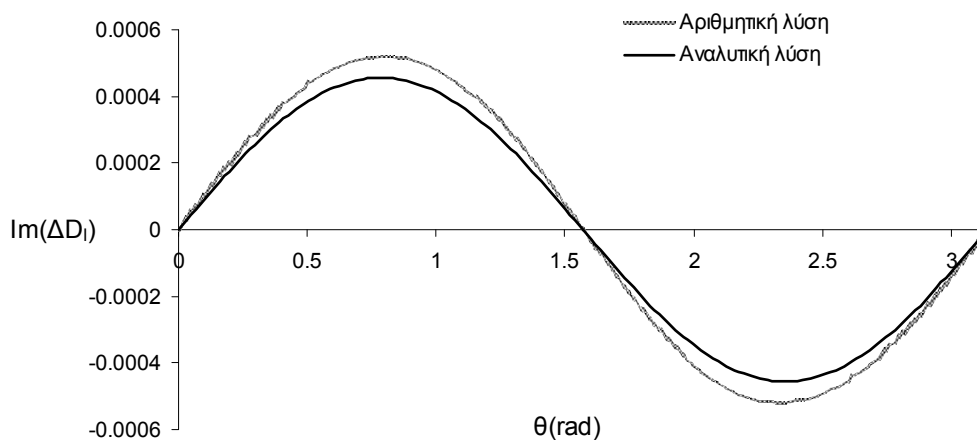
Αρχικά εξετάστηκε η δυναμική απόκριση ανεπένδυτης κυκλικής εδαφικής κοιλότητας εντός γραμμικά ελαστικού εδάφους. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για την ακτινική μεταβολή της διαμέτρου της οπής (δηλ. το άθροισμα των απόλυτων τιμών των ακτινικών μετατοπίσεων των αντιδιαμετρικών σημείων, για δεδομένη γωνία θ από τον οριζόντιο άξονα x . Αυτή συμβολίζεται με ΔD_i , και γενικά έχει δυο συνιστώσες, μια σε φάση με τη διέγερση (πραγματική) και μια εκτός φάσης (φανταστική). Για κάθε περίπτωση του λόγου D/R και της επιβαλλόμενης συχνότητας παρουσιάζεται η πραγματική και η φανταστική συνιστώσα σε διαδοχικά σχήματα. Εξετάστηκαν τρεις τιμές του λόγου D/R . Για $D/R=2$, το κέντρο της οπής βρίσκεται σε βάθος μιας διαμέτρου από την ελεύθερη επιφάνεια. Η περίπτωση αυτή αντιστοιχεί σε επιρροή της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους στην απόκριση του ανοίγματος. Για $D/R=6$, το άνοιγμα βρίσκεται σε επαρκές βάθος ώστε πρακτικά να μένει ανεπηρέαστο από την ελεύθερη επιφάνεια και από το βραχώδες υπόβαθρο που υπάρχει στη βάση του εδαφικού

$$D/R = 2, f = 0.25 \text{ Hz}$$

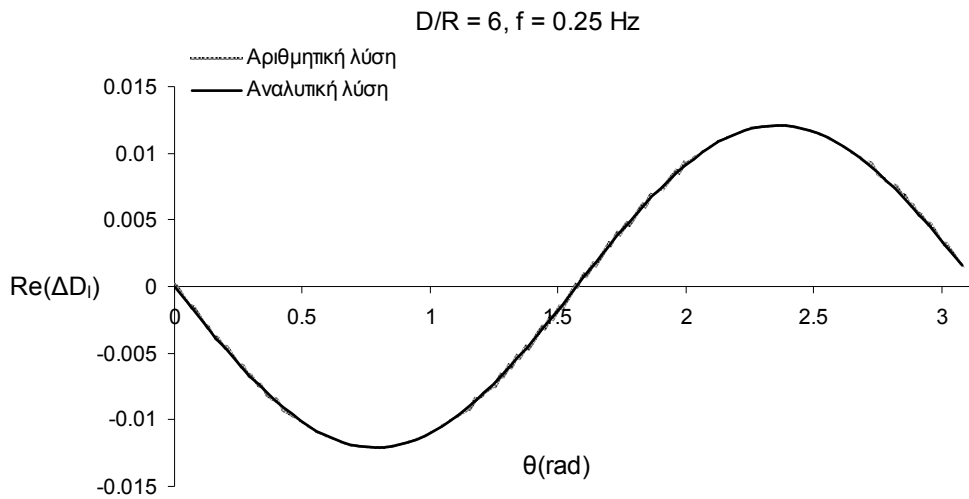


Σχήμα 3.3: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=2$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσεως της γωνίας θ .

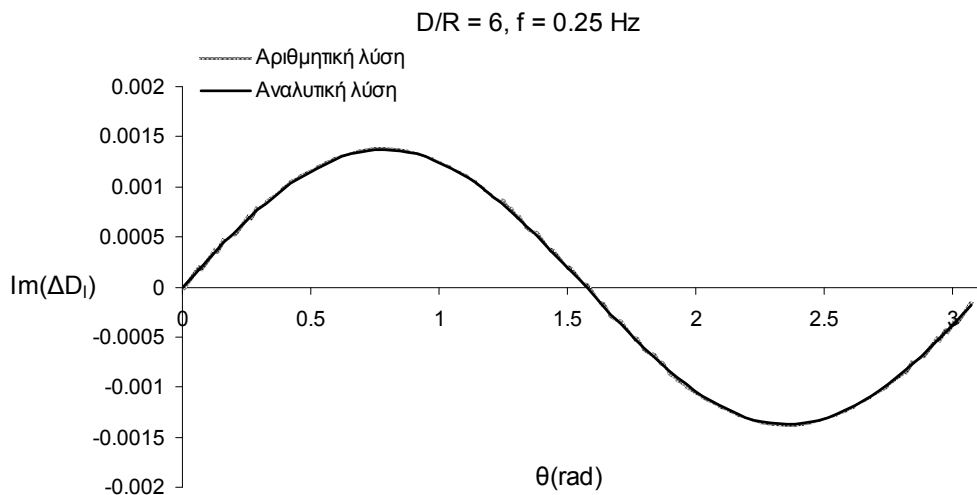
$$D/R = 2, f = 0.25 \text{ Hz}$$



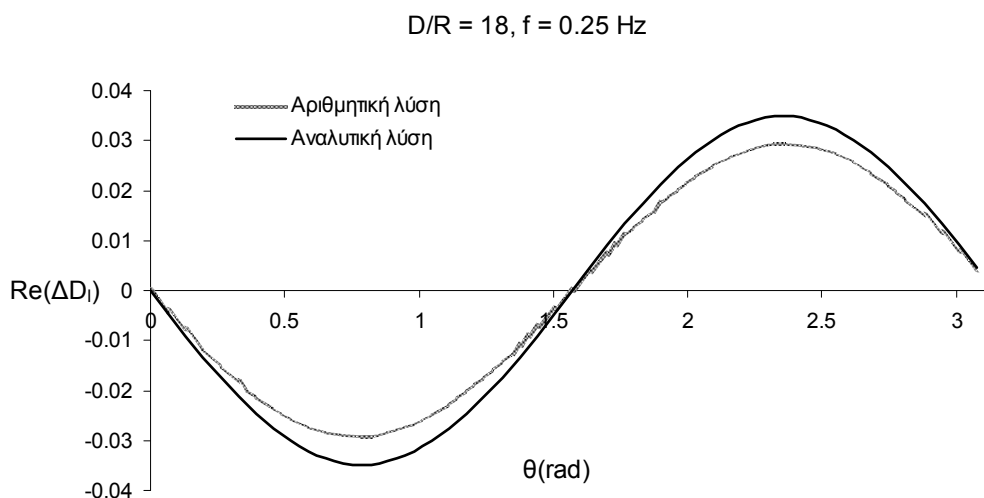
Σχήμα 3.4: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=2$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσεως της γωνίας θ .



Σχήμα 3.5: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .

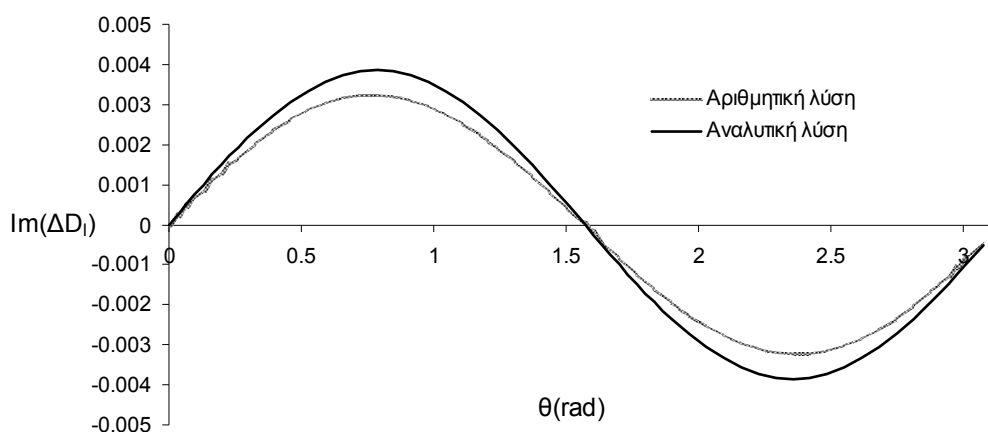


Σχήμα 3.6: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .



Σχήμα 3.7: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=18$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .

$D/R = 18, f = 0.25 \text{ Hz}$



Σχήμα 3.8: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=18$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.25\text{Hz}$, συναρτήσεως της γωνίας θ .

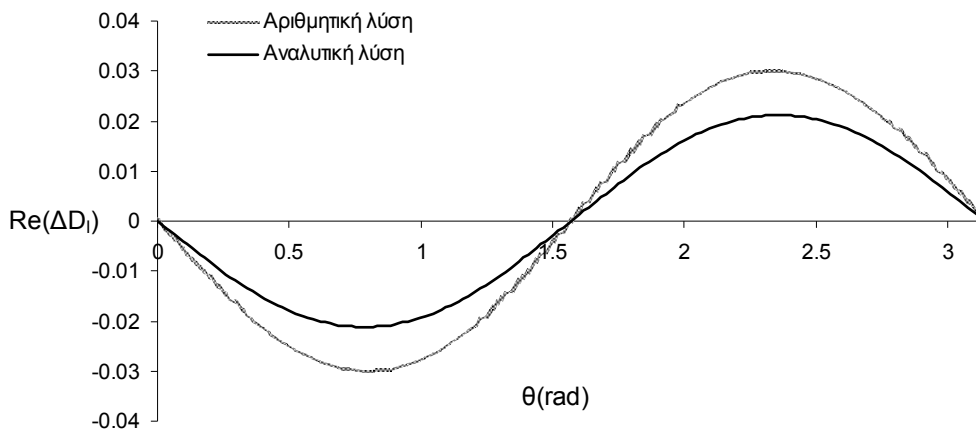
στρώματος. Για $D/R=18$, ισχύει ότι η απόσταση του κέντρου της κυκλικής οπής από το βραχώδες υπόστρωμα είναι ίση με τη διάμετρό της. Αναμένεται στην περίπτωση αυτή επίδραση του βραχώδους υποβάθρου στη δυναμική συμπεριφορά της. Οι τιμές της συχνότητας της αρμονικής διέγερσης που επιβλήθηκε στη βάση του εδαφικού στρώματος είναι δυο. Για $f=0.25 \text{ Hz}$ η απόκριση του εδάφους είναι οιονεί-στατική. Για $f=0.78 \text{ Hz}$ το έδαφος αποκρίνεται σχεδόν σε συντονισμό (η συχνότητα $f=0.78 \text{ Hz}$ είναι οριακά μικρότερη από τη θεμελιώδη συχνότητα συντονισμού του εδαφικού στρώματος που είναι ίση με 0.78125 Hz).

Στα Σχήματα 3.3 έως 3.8 παρουσιάζεται η μεταβολή της διαμέτρου για οιονεί στατική απόκριση του υπόγειου κυκλικού ανοίγματος για τρεις τιμές του λόγου D/R . Σε κάθε σχήμα συγκρίνεται η αριθμητική λύση που προέκυψε από την ανάλυση του προσομοιώματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS) με την αναλυτική λύση, που είναι ουσιαστικά η εφαρμογή της εξίσωσης (2.2) του 2ου κεφαλαίου. Για $D/R=6$ παρατηρείται ότι το αριθμητικό προσομοίωμα δίνει πανομοιότυπα αποτελέσματα με την αναλυτική λύση τόσο για το πραγματικό όσο και για το φανταστικό μέρος της μεταβολής της διαμέτρου. Αυτό συμβαίνει επειδή το άνοιγμα μένει ανεπηρέαστο από επιρροές ελεύθερης επιφάνειας ή βραχώδους υποβάθρου, και συνεπώς οι παραδοχές των αναλυτικών λύσεων ισχύουν. Ωστόσο, για $D/R=2$ και $D/R=18$ όπου το κυκλικό άνοιγμα είναι σχετικά κοντά στην επιφάνεια και στο βραχώδες υπόβαθρο αντίστοιχα, παρατηρείται διαφορά μεταξύ αναλυτικής και αριθμητικής λύσης. Αυτό συμβαίνει επειδή οι παραδοχές της αναλυτικής λύσης δεν ισχύουν πλέον. Η αναλυτική λύση δίνει αποτελέσματα υπέρ της ασφαλείας για $D/R=18$. Το αντίθετο συμβαίνει για $D/R=2$.

Στα Σχήματα 3.3 έως 3.8 είναι εμφανής η επιρροή του υπερκείμενου εδάφους της κυκλικής οπής. Όταν το σχετικό βάθος της οπής μικραίνει, τότε οι οριζόντιες διατμητικές τάσεις που εξασκεί το υπερκείμενο έδαφος μικραίνουν επίσης, οπότε η παραμόρφωσή της γίνεται μικρότερη, γεγονός που αντανακλάται στις χαμηλές τιμές της μεταβολής της διαμέτρου ΔD_i των Σχημάτων 3.3 και 3.4 για $D/R=2$, σε σχέση με τις άλλες τιμές του λόγου D/R . Όσο το ύψος του υπερκείμενου εδάφους (δηλαδή ο λόγος D/R) αυξάνεται, τόσο αυξάνεται και η παραμόρφωση του ανοίγματος, πράγμα που φαίνεται από τα Σχήματα 3.5 – 3.7.

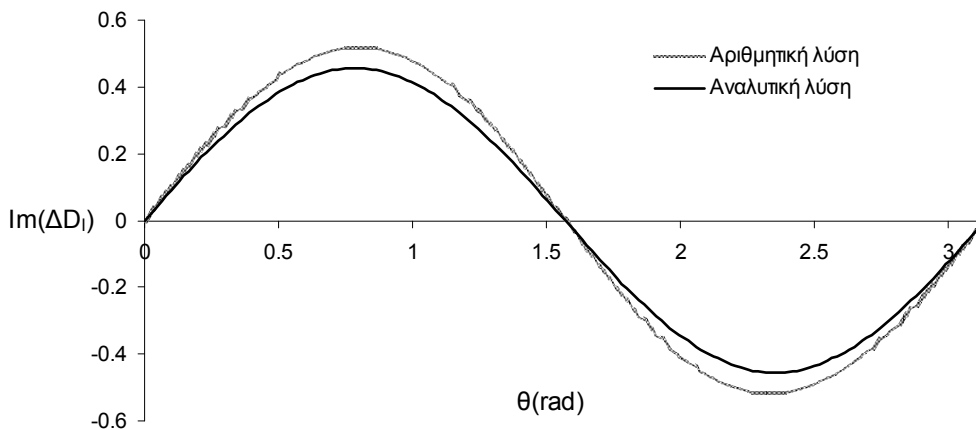
Τα Σχήματα 3.9 – 3.13 παρουσιάζουν τη μεταβολή της διαμέτρου του κυκλικού ανοίγματος για διέγερση κοντά στο συντονισμό του μονοδιάστατου εδαφικού στρώματος. Αντίθετα με την οιονεί-στατική περίπτωση, τα φανταστικά μέρη της

$$D/R = 2, f = 0.78 \text{ Hz}$$



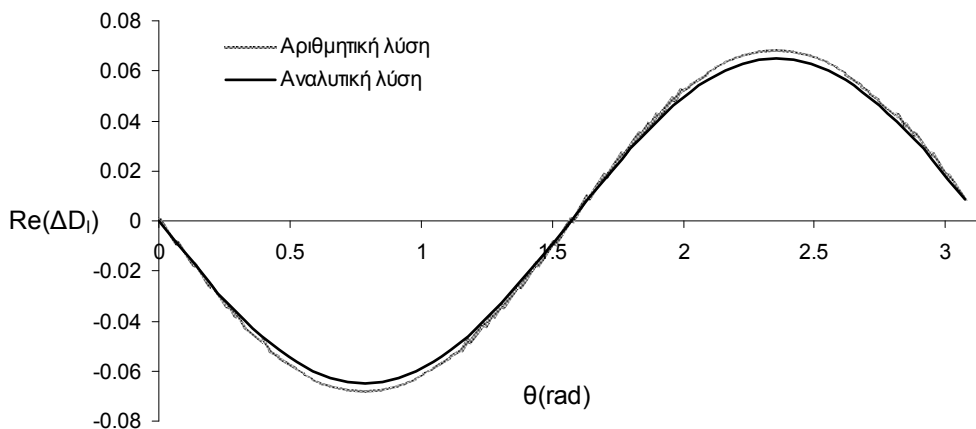
Σχήμα 3.9: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=2$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .

$$D/R = 2, f = 0.78 \text{ Hz}$$

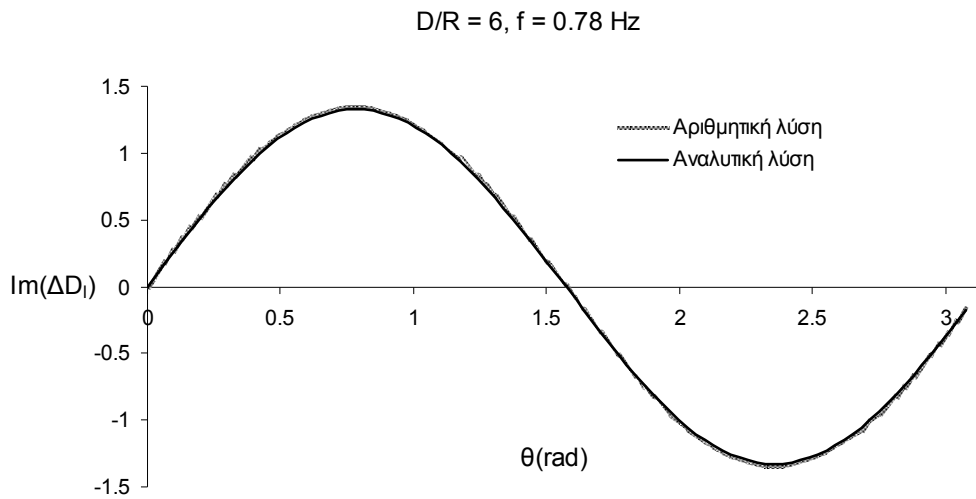


Σχήμα 3.10: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=2$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .

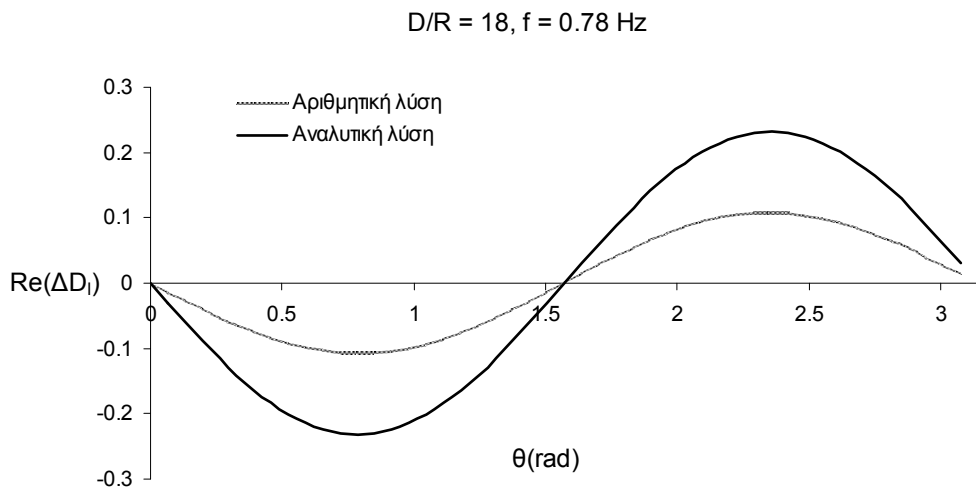
$$D/R = 6, f = 0.78 \text{ Hz}$$



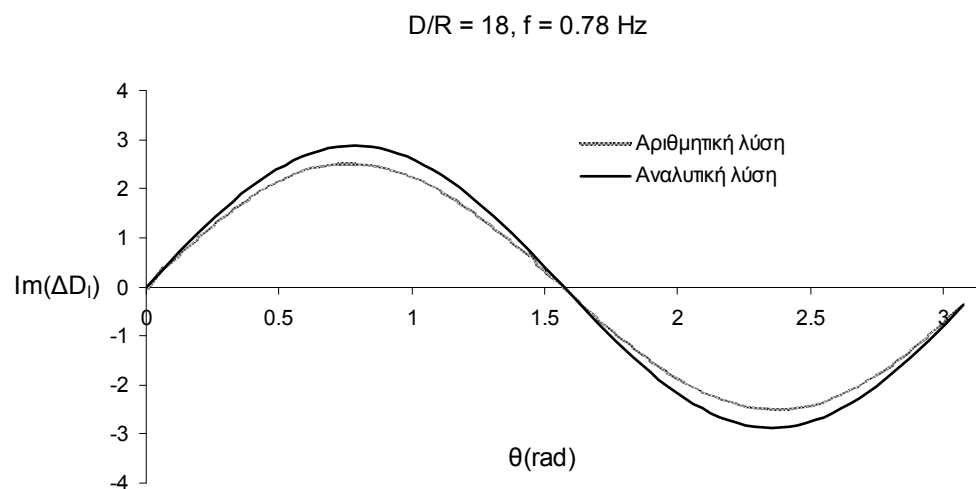
Σχήμα 3.11: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .



Σχήμα 3.12: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .



Σχήμα 3.13: Πραγματικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .



Σχήμα 3.14: Φανταστικό μέρος ακτινικής μεταβολής διαμέτρου κυκλικής οπής εντός ελαστικού εδάφους για $D/R=6$ και συχνότητα διέγερσης $f=0.78\text{Hz}$, συναρτήσει της γωνίας θ .

μεταβολής της διαμέτρου είναι πολύ μεγαλύτερα από τα πραγματικά και η μεταβολή της διαμέτρου κοντά στο συντονισμό είναι μεγαλύτερη από αυτή που αντιστοιχεί στην οιονεί-στατική περίπτωση. Τα παραπάνω επιβεβαιώνουν ότι το έδαφος βρίσκεται κοντά στο συντονισμό. Παρατηρούνται σε γενικές γραμμές τα ίδια χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν προηγουμένως για τα αντίστοιχα σχήματα που αναφέρονται στην οιονεί-στατική διέγερση. Η απόκλιση αναλυτικής και αριθμητικής λύσης τόσο στα πραγματικά όσο και στα φανταστικά μέρη είναι μεγαλύτερη από αυτή στην οιονεί-στατική περίπτωση, ειδικά όταν το άνοιγμα πλησιάζει το βραχύδες υπόβαθρο.

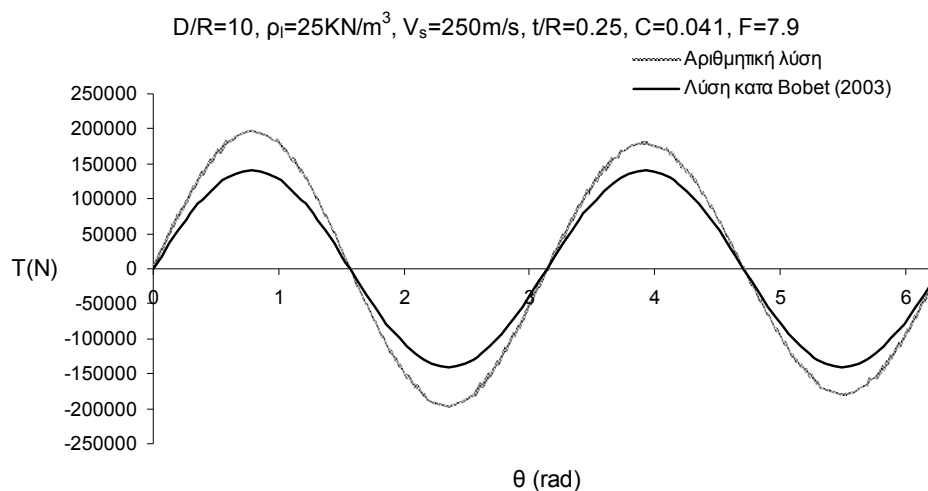
3.5. ΕΝΤΑΤΙΚΑ ΜΕΓΕΘΗ ΚΥΚΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΕΝΤΟΣ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

3.5.1. Προσομοίωση της επένδυσης με τετραπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία

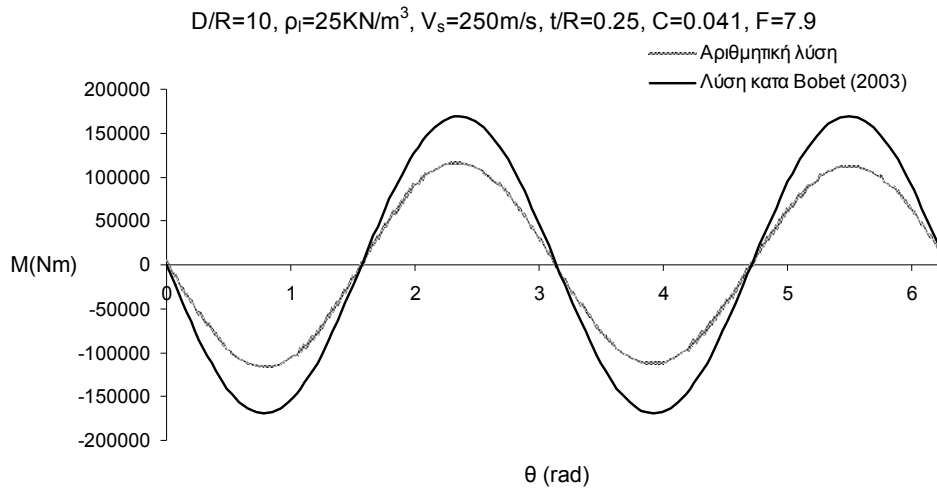
3.5.1.1. Εγκόλλητη διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης

3.5.1.1.1. Επιρροή του είδους των στοιχείων

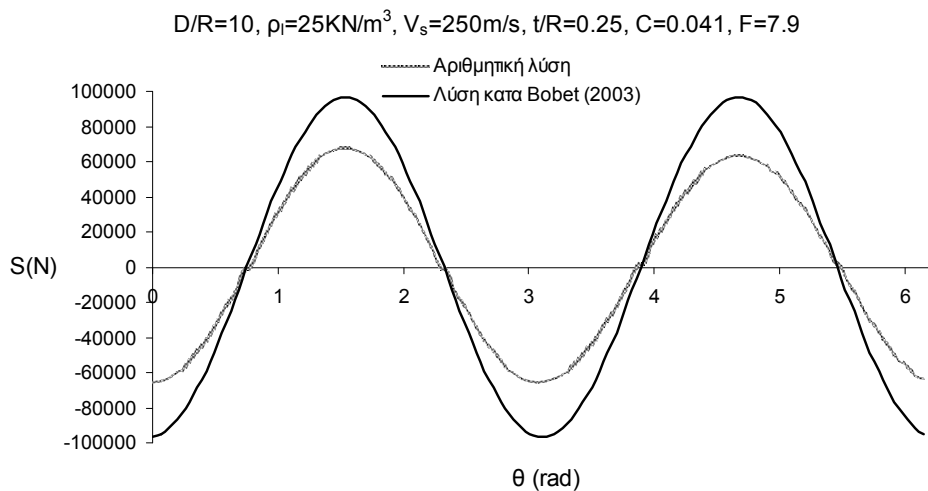
Στην ενότητα αυτή εξετάζεται η επιρροή του είδους των τετραπλευρικών πεπερασμένων στοιχείων με τα οποία διακριτοποιείται η επένδυση της σήραγγας. Τα στοιχεία αυτά είναι τετραπλευρικά και μπορεί να είναι είτε τετρακομβικά διγραμμικά είτε οκτακομβικά διτετράγωνα. Στα Σχήματα 3.15 – 3.17 φαίνεται η αξονική δύναμη, η καμπτική ροπή και η τέμνουσα δύναμη αντίστοιχα για μια σήραγγα από ωπλισμένο σκυρόδεμα, όπου $D/R=10$, $\rho_1=25\text{KN/m}^3$, $V_s=250\text{m/s}$, $t/R=0.25$, $C=0.041$ και $F=7.9$. Για καλύτερη εποπτεία οι τιμές των διαφόρων παραμέτρων αναγράφονται στον τίτλο του κάθε γραφήματος. Η διακριτοποίηση της επένδυσης στα σχήματα αυτά γίνεται με τετρακομβικά διγραμμικά π.σ. Σε κάθε περίπτωση ισχύει $H/D=2$, δηλαδή το κέντρο της σήραγγας βρίσκεται στο μέσο του εδαφικού στρώματος καθ' ύψος και η ακτίνα έχει ληφθεί ίση με $R=4\text{m}$. Στα Σχήματα 3.18 – 3.20 φαίνονται τα αντίστοιχα εντατικά μεγέθη για διακριτοποίηση της επένδυσης με οκτακομβικά διτετράγωνα π.σ. Τα αποτελέσματα για την αξονική δύναμη δεν έχουν αισθητή διαφορά για τα δυο είδη στοιχείων που μελετώνται. Ωστόσο, τα αποτελέσματα για τη ροπή και την τέμνουσα δύναμη εμφανίζουν πολύ καλύτερη συμφωνία με την αναλυτική λύση κατά Bobet (2003) όταν η διακριτοποίηση γίνεται με οκτακομβικά διτετράγωνα στοιχεία. Επίσης, τα αποτελέσματα



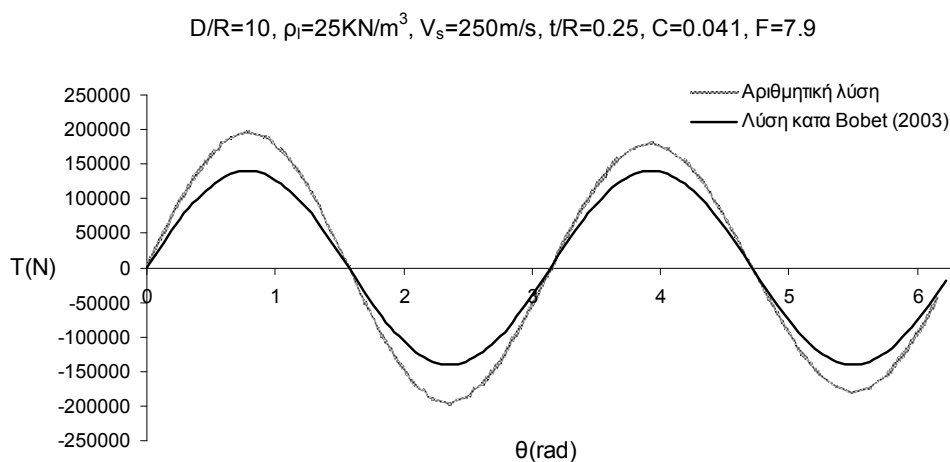
Σχήμα 3.15: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με τετρακομβικά διγραμμικά π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10$, $\rho_1=25\text{KN/m}^3$, $V_s=250\text{m/s}$, $t/R=0.25$, $C=0.041$, $F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



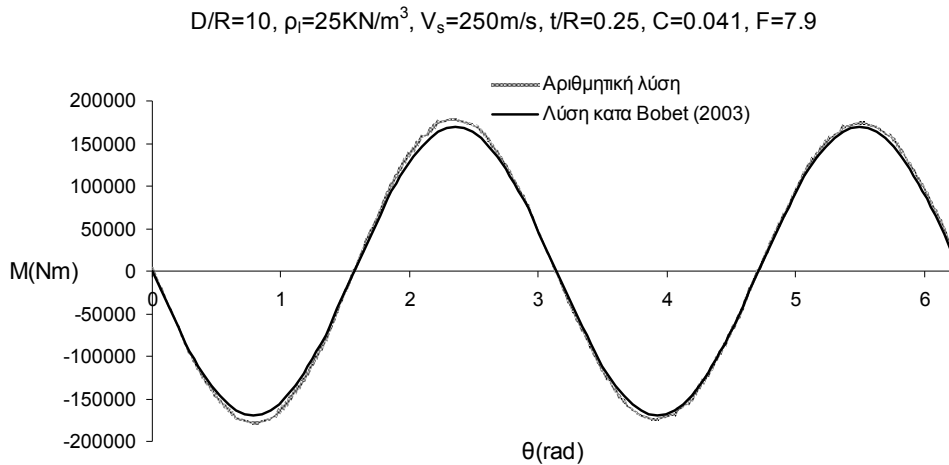
Σχήμα 3.16: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με τετρακομβικά διγραμμικά π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_l=25\text{KN/m}^3, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



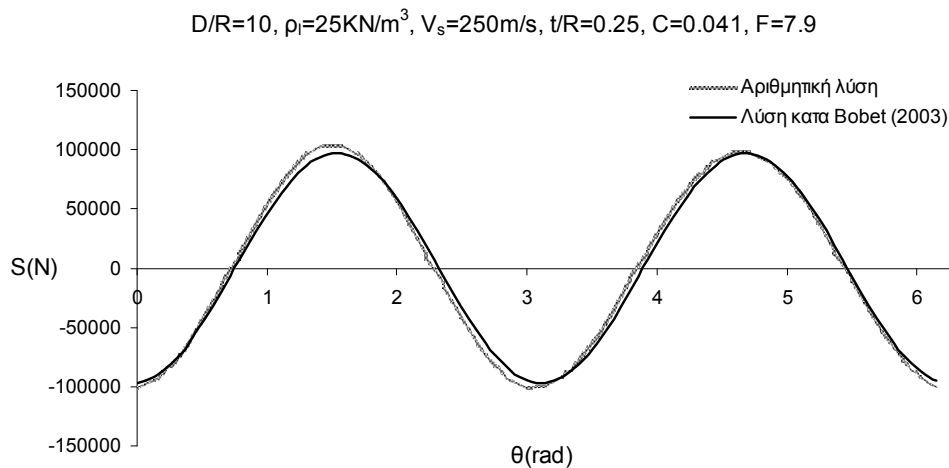
Σχήμα 3.17: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με τετρακομβικά διγραμμικά π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_l=25\text{KN/m}^3, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.18: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με οκτακομβικά διτετράγωνα π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_l=25\text{KN/m}^3, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.19: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με οκτακομβικά διτετράγωνα π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_l=25\text{KN/m}^3, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



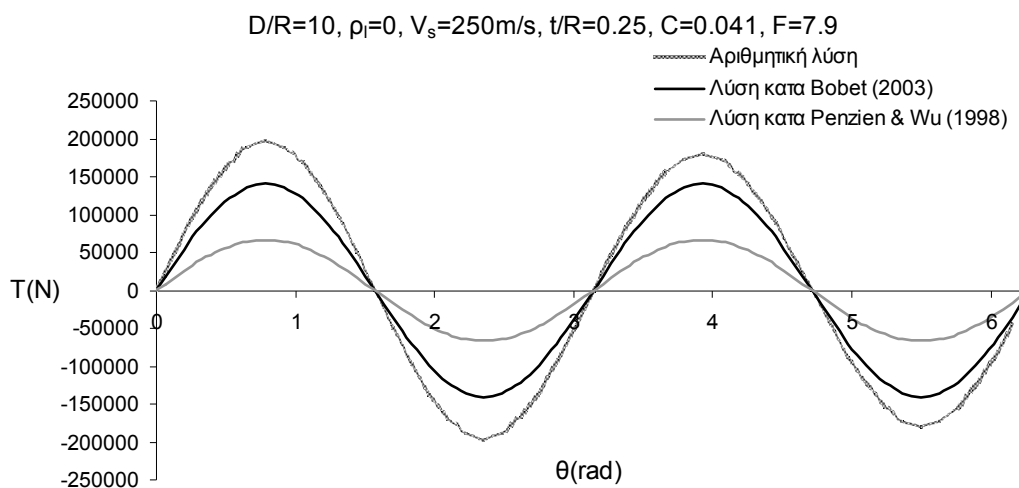
Σχήμα 3.20: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας διακριτοποιημένη με οκτακομβικά διτετράγωνα π.σ. συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_l=25\text{KN/m}^3, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

της ροπής και της τέμνουσας για διακριτοποίηση με 8κομβικά διτετράγωνα στοιχεία είναι αυξημένα κατά περίπου 50% σε σχέση με τα αντίστοιχα για διακριτοποίηση με 4κομβικά διγραμμικά στοιχεία. Άρα, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η προσομοίωση της επένδυσης με 8κομβικά διτετράγωνα στοιχεία δίνει αποτελέσματα πιο κοντά στην πραγματικότητα και για το λόγο αυτό από εδώ και στο εξής κατά τη μελέτη της επιρροής των διαφόρων παραμέτρων στην καταπόνηση και απόκριση της σήραγγας η επένδυση της τελευταίας θα διακριτοποιείται με 8κομβικά διτετράγωνα στοιχεία. Η συμφωνία της τέμνουσας και της ροπής με τη λύση του Bobet (2003) δείχνει ακόμη ότι το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται είναι γενικά αξιόπιστο.

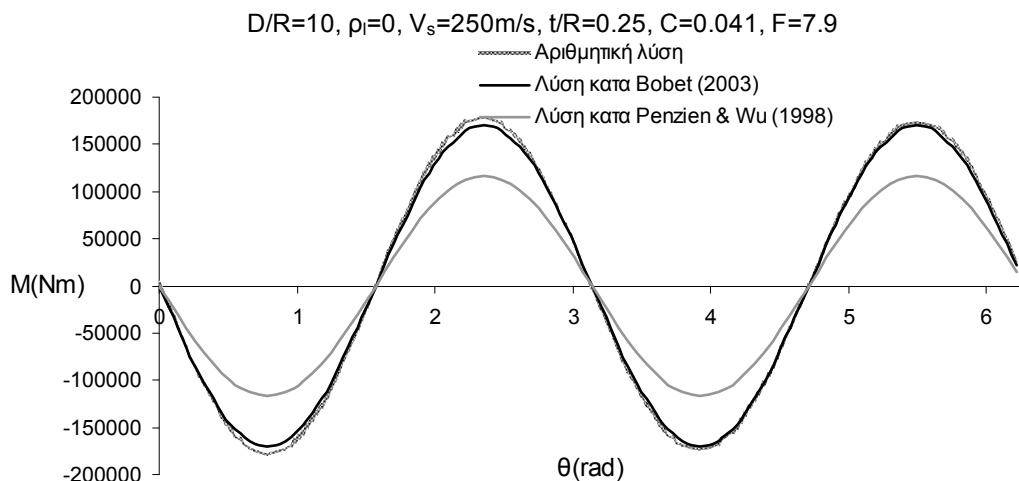
3.5.1.1.2. Επιρροή της πυκνότητας του υλικού της επένδυσης

Σε δεύτερη φάση, γίνεται έλεγχος για την επιρροή της πυκνότητας του υλικού της επένδυσης στη δυναμική καταπόνηση της τελευταίας. Στα Σχήματα 3.21 – 3.23 παρουσιάζονται αποτελέσματα για την αξονική, ροπή και τέμνουσα αντίστοιχα στην περίπτωση που το υλικό της επένδυσης θεωρηθεί αβαρές. Η εξωτερική ακτίνα της επένδυσης παραμένει ίδια με προηγουμένως ($R=4\text{m}$). Στα διαγράμματα έχει προστεθεί

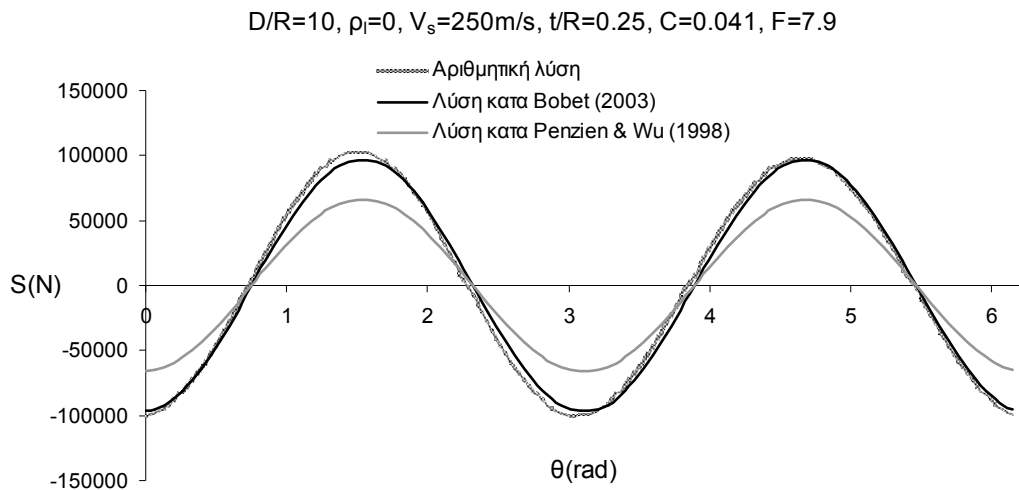
και η αναλυτική λύση των Penzien & Wu (1998), για λόγους σύγκρισης. Παρατηρείται γενικά ότι δεν υπάρχει σχεδόν καμία διαφορά από τα αντίστοιχα αποτελέσματα των Σχημάτων 3.18 – 3.20 όπου η πυκνότητα είναι $\rho_i=25\text{KN/m}^3$. Αυτό σημαίνει ότι η πυκνότητα της επένδυσης δεν έχει καμία επίδραση στην καταπόνησή της, επειδή όπως έχει αναφερθεί, η τελευταία προέρχεται ως επί το πλείστον από κινηματικά φαινόμενα και πολύ λιγότερο από αδρανειακά. Μια δεύτερη παρατήρηση είναι ότι η λύση των Penzien & Wu (1998) δεν δίνει τόσο ικανοποιητικά αποτελέσματα όσο η λύση του Bobet (2003). Αυτό συμβαίνει εξαιτίας του είδους των παραδοχών που γίνονται κατά την εξαγωγή της πρώτης.



Σχήμα 3.21: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.22: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.23: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

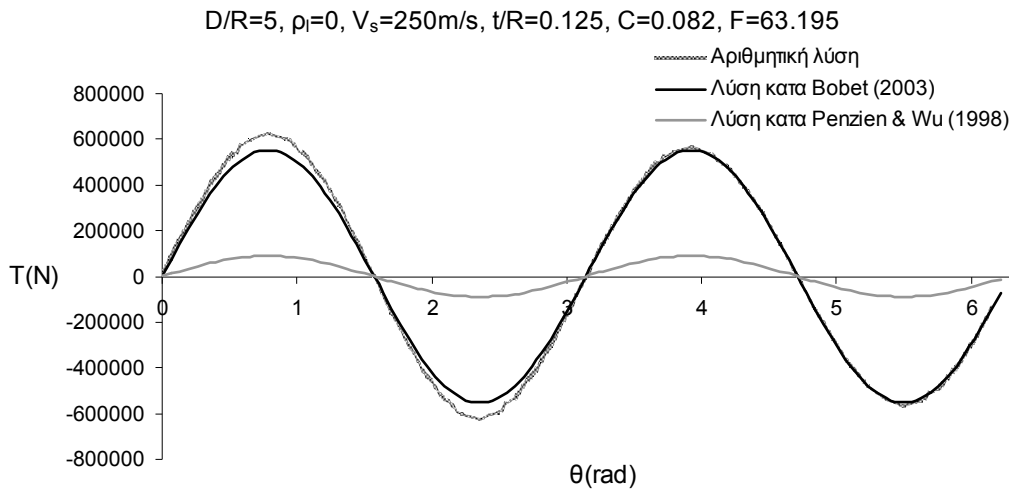
3.5.1.1.3. Επιρροή της ακτίνας της επένδυσης

Στην παράγραφο αυτή εξετάζεται η επίδραση του μεγέθους της (εξωτερικής) ακτίνας της επένδυσης. Ενώ στις προηγούμενες παραγράφους η ακτίνα είναι 4m, εδώ εξετάζονται οι περιπτώσεις επένδυσης από αβαρές υλικό και ακτίνα $R=8\text{m}$ και $R=16\text{m}$. Μεταβάλλοντας την ακτίνα μεταβάλλονται πολλές παράμετροι ταυτόχρονα, λόγω του τρόπου που έχουν οριστεί. Οι εκάστοτε τιμές φαίνονται στον τίτλο των διαγραμμάτων για περισσότερη ευκολία.

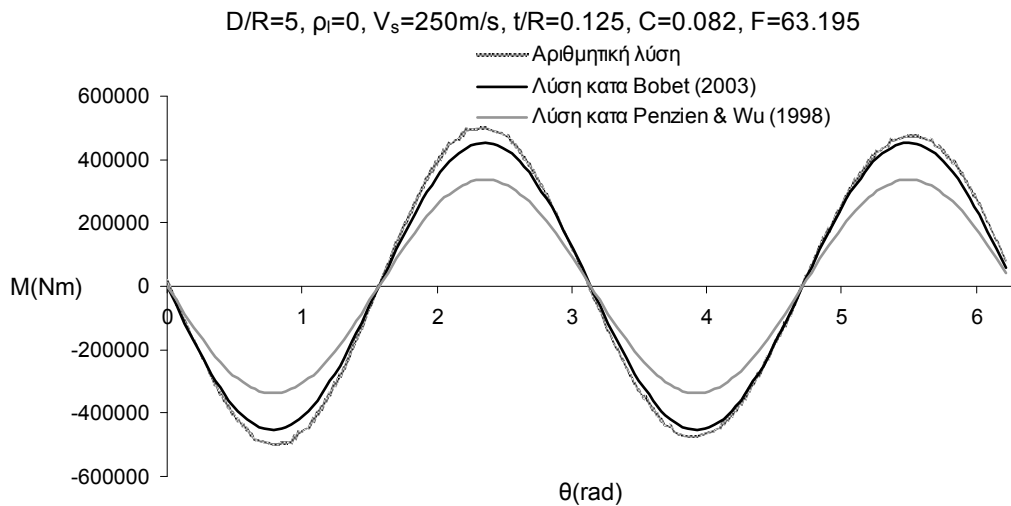
Όταν η ακτίνα μεταβληθεί από 4m σε 8m παρατηρείται αύξηση σε όλα τα εντατικά μεγέθη (αύξηση περίπου τρεις φορές πάνω, εκτός από την τέμνουσα η οποία αυξάνεται κατά 30% περίπου) ενώ υπάρχει συστηματική απόκλιση της λύσης των Penzien & Wu (1998) από την αριθμητική και τη λύση του Bobet (2003) που γενικά συμφωνούν καλύτερα μεταξύ τους. Αυτό προκύπτει από σύγκριση των Σχημάτων 3.21 – 3.23 με τα Σχήματα 3.24 – 3.26. Επειδή το πάχος t της επένδυσης παραμένει σταθερό και ίσο με $t=1\text{m}$, η παράμετρος t/R μειώνεται όσο αυξάνεται η ακτίνα. Το ίδιο συμβαίνει και με την παράμετρο D/R . Αντίθετα, οι παράμετροι C και F αυξάνονται με την αύξηση της ακτίνας, δηλαδή η επένδυση γίνεται πιο εύκαμπτη σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Αυτό προκύπτει και από φυσική διαίσθηση, καθώς γενικά μεγαλύτερες ακτίνες και σταθερό πάχος μειώνουν την αντίσταση της επένδυσης σε παραμόρφωση.

Όταν η ακτίνα μεταβληθεί από 8m σε 16m, τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται γενικά (η αξονική δύναμη πενταπλασιάζεται ενώ η ροπή αυξάνεται κατά 60% και η τέμνουσα δύναμη μειώνεται κατά περίπου 23%), όπως προκύπτει από σύγκριση των Σχημάτων 3.24 – 3.26 με τα Σχήματα 3.27 – 3.29. Προκύπτει λοιπόν το συμπέρασμα ότι για μεγάλες ακτίνες και σταθερό πάχος η αξονική δύναμη είναι αυτή που καθορίζει την καταπόνηση της επένδυσης.

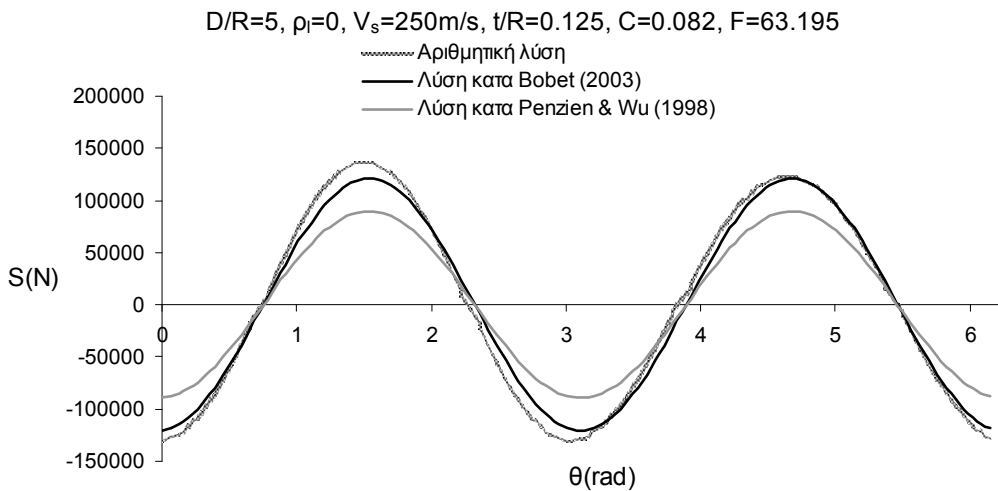
Η απόκλιση της λύσης των Penzien & Wu (1998) από τις άλλες δυο είναι εντονότερη για την αξονική δύναμη και λιγότερο έντονη για την τέμνουσα και τη ροπή. Επίσης, όσο αυξάνεται η ακτίνα η απόκλιση μεγαλώνει. Σε κάθε περίπτωση οι τιμές της λύσης των Penzien & Wu (1998) δίνουν αποτελέσματα κατά της ασφαλείας, και η εφαρμογή της θα πρέπει να γίνεται με προσοχή. Λιγότερη απόκλιση παρατηρείται στα αποτελέσματα της λύσης του Bobet (2003), δεν παύουν όμως να είναι και αυτά κατά της ασφαλείας.



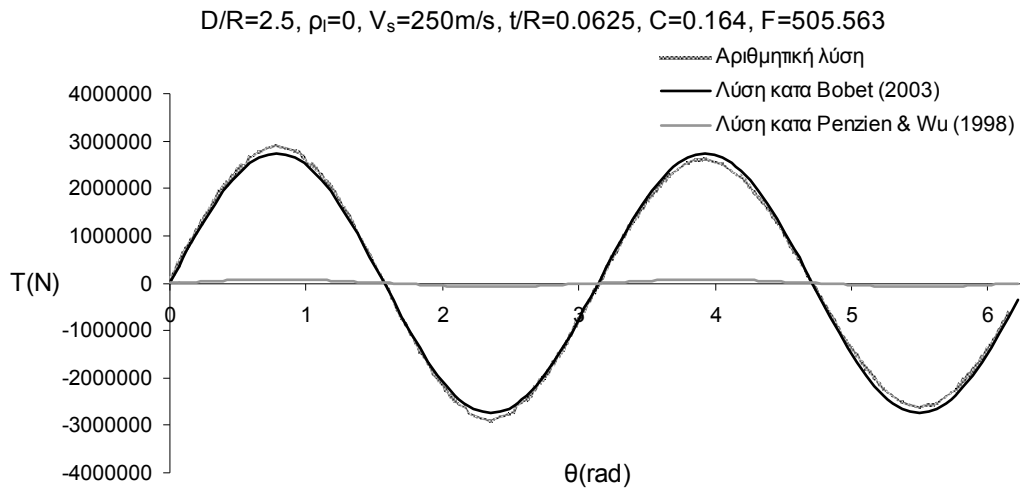
Σχήμα 3.24: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



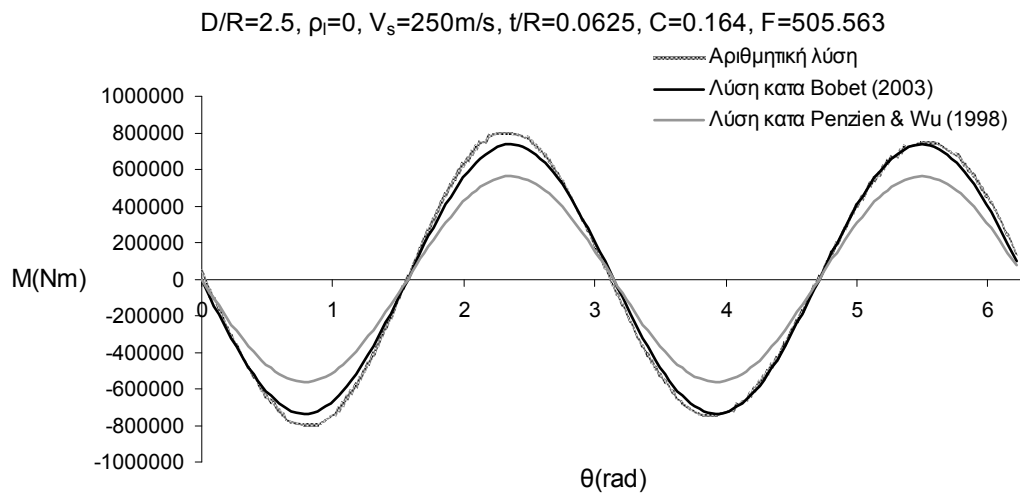
Σχήμα 3.25: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



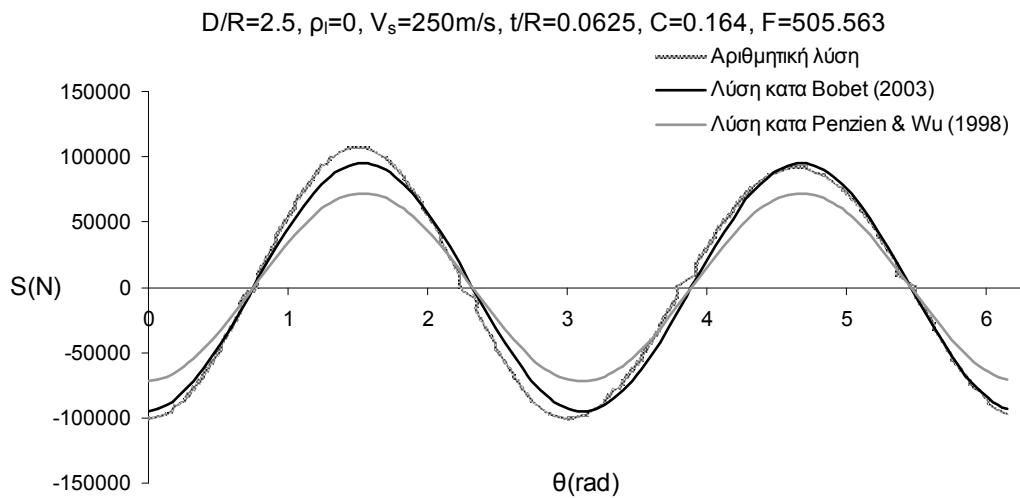
Σχήμα 3.26: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.27: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.28: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

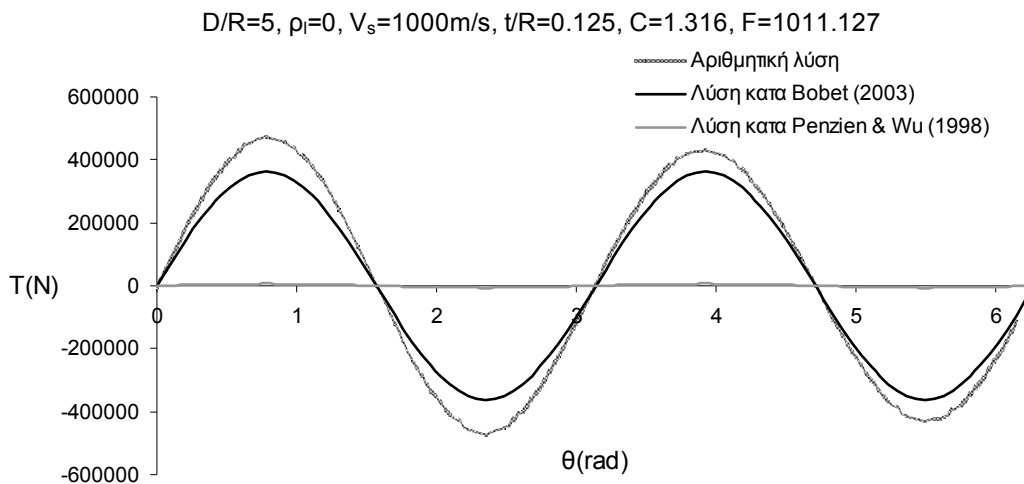


Σχήμα 3.29: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

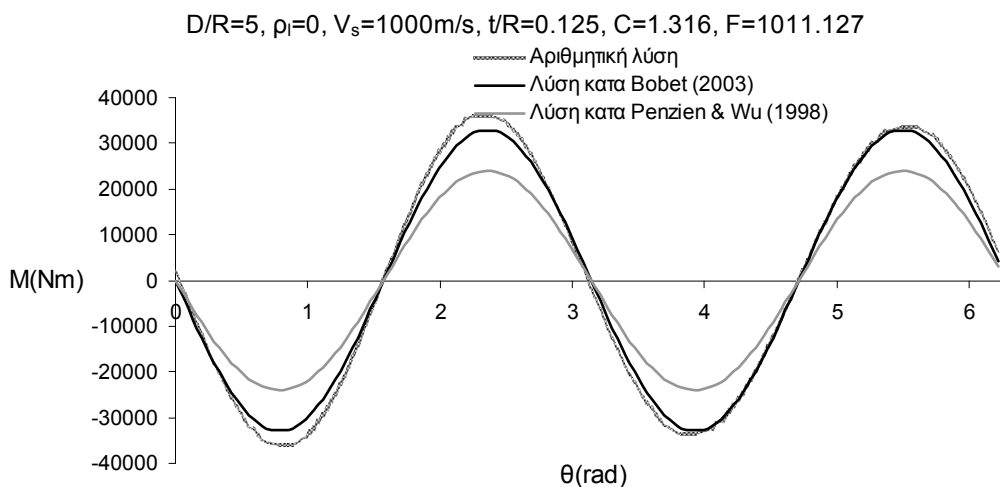
3.5.1.1.4. Επιρροή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων του εδάφους

Η δυναμική δυσκαμψία του εδάφους που διεγείρεται από διατμητικά κύματα διαδιδόμενα κατακόρυφα προς τα πάνω εκφράζεται μέσω της ταχύτητας διάδοσής τους V_s εντός της μάζας του. Όταν η ταχύτητα αυτή μεγαλώνει, τόσο πιο δύσκαμπτο εμφανίζεται το έδαφος σε δυναμικά φαινόμενα (π.χ. αυξάνει η ιδιοσυχνότητά του). Για να μελετηθεί η επίδραση της ταχύτητας αυτής έγιναν αναλύσεις με έδαφος 16 φορές πιο δύσκαμπτο από το αρχικό που έχει $V_s=250\text{m/s}$, ενώ η πυκνότητα παραμένει σταθερή. Αυτό σημαίνει ότι η ταχύτητα V_s τετραπλασιάζεται και γίνεται $V_s=1000\text{m/s}$. Στα Σχήματα 3.30 – 3.32 φαίνονται τα σχετικά αποτελέσματα.

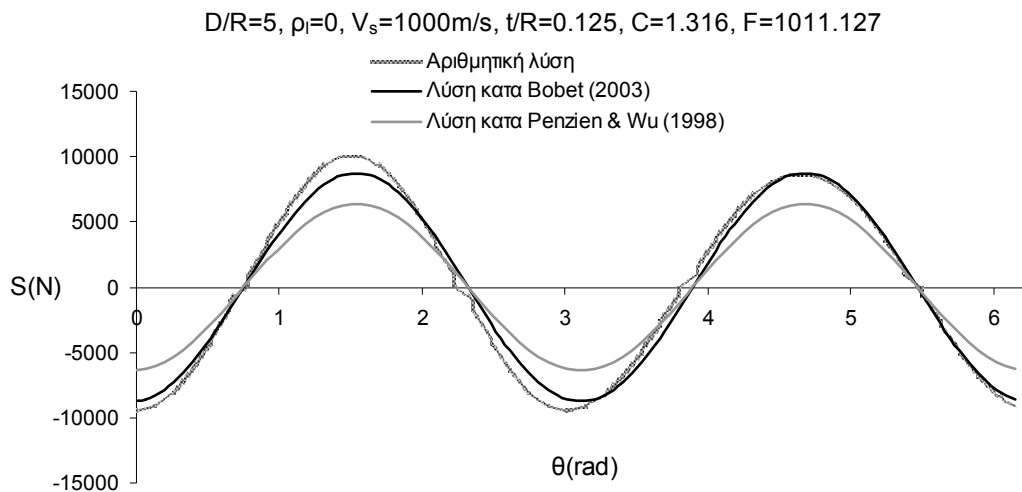
Παρατηρείται σχετικά μεγάλη απόκλιση των αποτελεσμάτων της λύσης των Penzien & Wu (1998) από αυτά των υπόλοιπων μεθόδων όσον αφορά την τέμνουσα δύναμη, ενώ η αναλυτική λύση του Bobet (2003) τείνει να συμφωνεί με την αριθμητική μέθοδο που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία. Συγκρίνοντας τα Σχήματα 3.30 – 3.32 με τα



Σχήμα 3.30: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_l=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.125, C=1.316, F=1011.127$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.31: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_l=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.125, C=1.316, F=1011.127$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



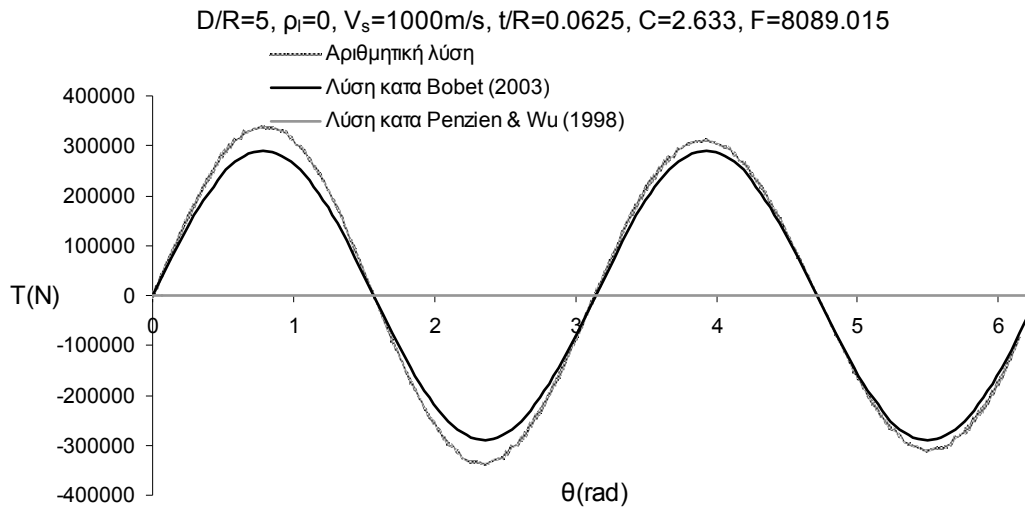
Σχήμα 3.32: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_1=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.125, C=1.316, F=1011.127$ και οιοει-στατική αρμονική διέγερση.

αντίστοιχα Σχήματα 3.24 – 3.26 προκύπτει ότι όσο η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων εντός του εδάφους αυξάνει, τόσο μειώνονται γενικά τα εντατικά μεγέθη στην επένδυση. Η αξονική δύναμη είναι αυτή που παρουσιάζει τη μικρότερη μείωση από όλα τα εντατικά μεγέθη, αφού μειώνεται σχεδόν κατά 17% ενώ η τέμνουσα και η ροπή σχεδόν υποδωδεκαπλασιάζονται. Παρατηρώντας επίσης τη μεταβολή των συντελεστών C και F προκύπτει ότι η επένδυση γίνεται πιο εύκαμπτη σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Ως γνωστό, όσο μειώνεται η δυσκαμψία της επένδυσης, τόσο μειώνονται και τα εντατικά μεγέθη που την κατάρπουν. Εδώ αποδεικνύεται ότι οι μειώσεις αυτές μπορεί να είναι μεγαλύτερες από υποδεκαπλασιασμό.

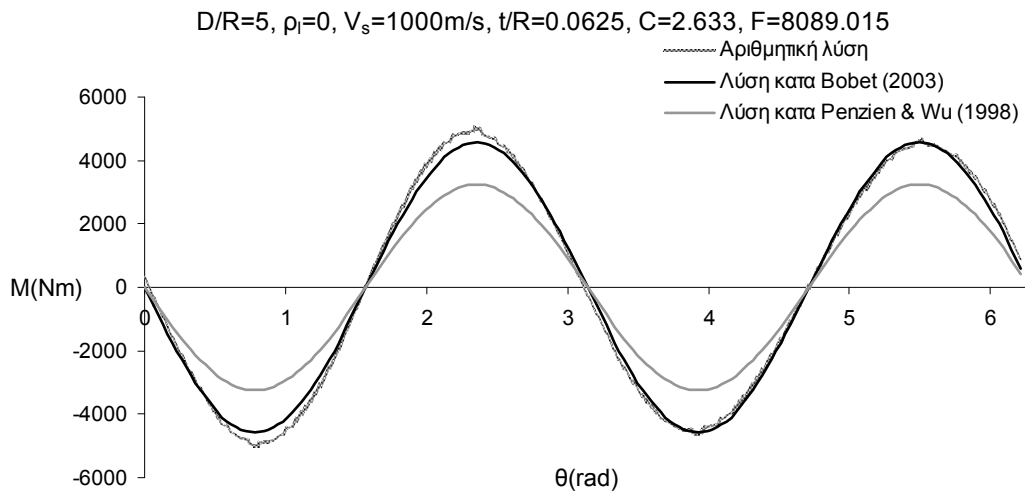
3.5.1.1.5. Επιρροή του πάχους της επένδυσης

Όλα τα μέχρι στιγμής αποτελέσματα προέκυψαν για πάχος επένδυσης ίσο με 1m. Στην παράγραφο αυτή μελετάται η επίδραση του πάχους στα εντατικά μεγέθη. Για το σκοπό αυτό θεωρείται μια τιμή του πάχους 0.5m. Έτσι προκύπτουν τα διαγράμματα των Σχημάτων 3.33 – 3.35. Αυτά τα σχήματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα για $t=1\text{m}$ που είναι τα Σχήματα 3.30 – 3.32. Προκύπτουν μειώσεις στα εντατικά μεγέθη, αφού, όπως είναι αναμενόμενο, η δυσκαμψία της επένδυσης (σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος) μειώνεται. Η αξονική δύναμη μειώνεται κατά περίπου 23%, ενώ η καμπτική ροπή και η τέμνουσα δύναμη σχεδόν υποεπταπλασιάζονται. Παρατηρείται πολύ μεγάλη απόκλιση μεταξύ των λύσεων των Penzien & Wu (1998) και Bobet (2003) στην τέμνουσα δύναμη, η οποία οφείλεται κατά πάσα πιθανότητα στις παραδοχές της πρώτης. Επίσης πρέπει να σημειωθεί ότι οι συντελεστές C και F λαμβάνουν στην περίπτωση αυτή πολύ μεγάλες τιμές σε σχέση με αυτές που μελετήθηκαν προηγουμένως. Αυτό εξηγεί γιατί οι τιμές της καμπτικής ροπής και της τέμνουσας δύναμης είναι μικρότερες σε σχέση με όλα τα αποτελέσματα που παρατέθηκαν παραπάνω.

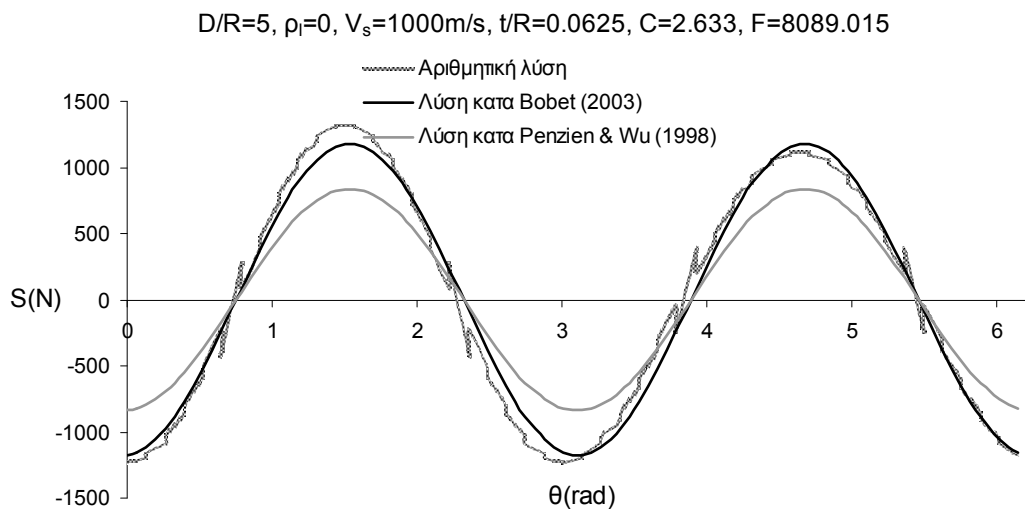
Από όλες τις παραπάνω περιπτώσεις, η μεγαλύτερη τιμή της τέμνουσας εμφανίζεται στο Σχήμα 3.26 για $D/R=5, \rho_1=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$, ενώ η μεγαλύτερη τιμή για την αξονική και τη ροπή στα Σχήματα 3.27 και 3.28 αντίστοιχα, που ισχύουν για $D/R=2.5, \rho_1=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$.



Σχήμα 3.33: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_f=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.0625, C=2.633, F=8089.015$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.34: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_f=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.0625, C=2.633, F=8089.015$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



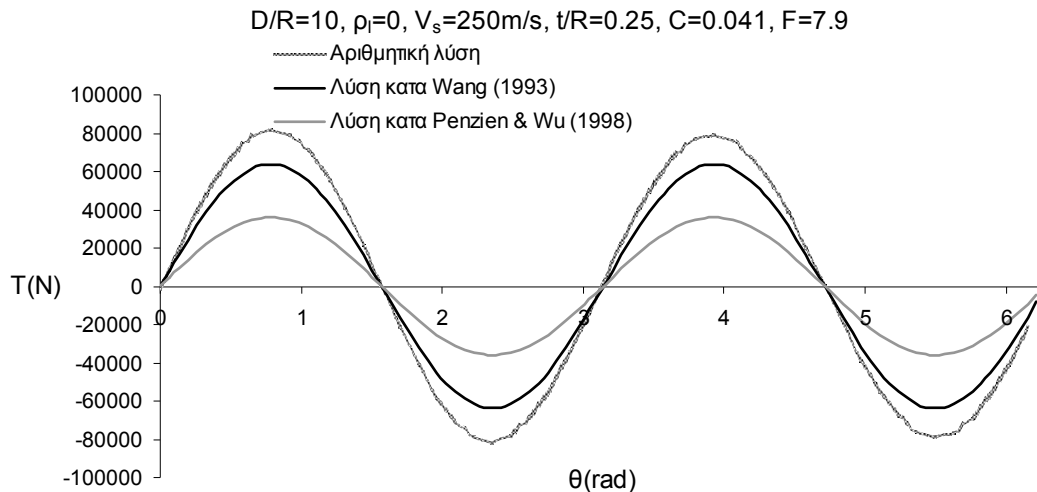
Σχήμα 3.35: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_f=0, V_s=1000\text{m/s}, t/R=0.0625, C=2.633, F=8089.015$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

3.5.1.2. Λεία διεπιφάνεια εδάφους – επένδυσης

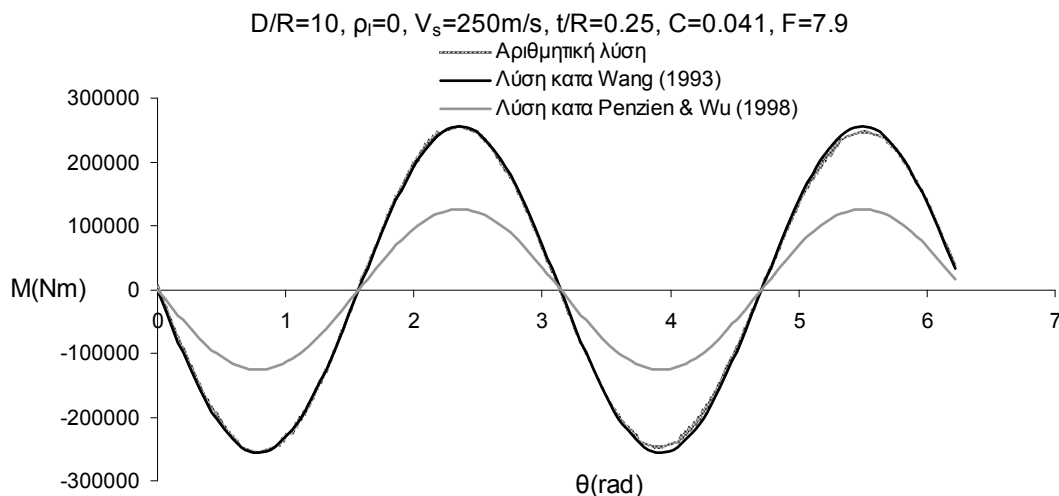
3.5.1.2.1. Επιρροή της ακτίνας της επένδυσης

Η παραδοχή λείας διεπιφάνειας μεταξύ επένδυσης και εδάφους γίνεται σε περιπτώσεις όπου το έδαφος είναι κορεσμένο υπό στατικές συνθήκες, ή καταπονείται σε αστράγγιστη φόρτιση υπό δυναμικές συνθήκες. Και στις δυο περιπτώσεις ο χειρισμός των διαφόρων μεθόδων χρειάζεται προσοχή, διότι λόγω διεπιφάνειας είναι πιθανή η εμφάνιση μη γραμμικότητας συνόρου στο έδαφος, η οποία δεν προαπαιτεί τη μη γραμμικότητα υλικού. Εντούτοις, η λεία διεπιφάνεια χρησιμοποιείται συχνά για τον προσδιορισμό της δυσμενέστερης τιμής της καμπτικής ροπής για το σχεδιασμό. Αντίθετα, η δυσμενέστερη τιμή της αξονικής δύναμης αντιστοιχεί σε μη ολίσθηση στη διεπιφάνεια εδάφους – σήραγγας.

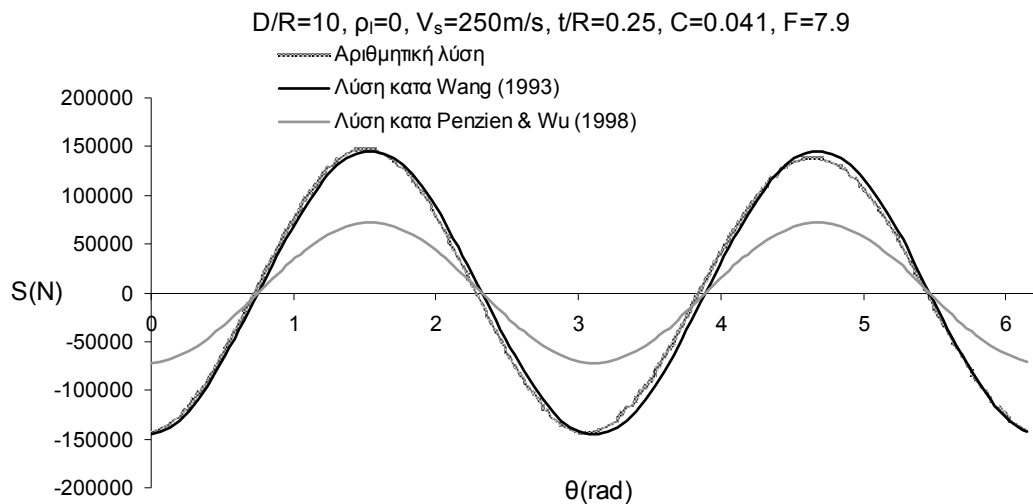
Στα Σχήματα 3.36 – 3.38 παρουσιάζονται αποτελέσματα για τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται στην επένδυση στην περίπτωση όπου $R=4\text{m}$ και στη διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης δεν αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις (υπάρχει σχετική ολίσθηση). Στην ενότητα αυτή τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με την αναλυτική λύση του Wang (1993) που αναφέρεται σε συνθήκες σχετικής ολίσθησης και το τμήμα της



Σχήμα 3.36: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.37: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

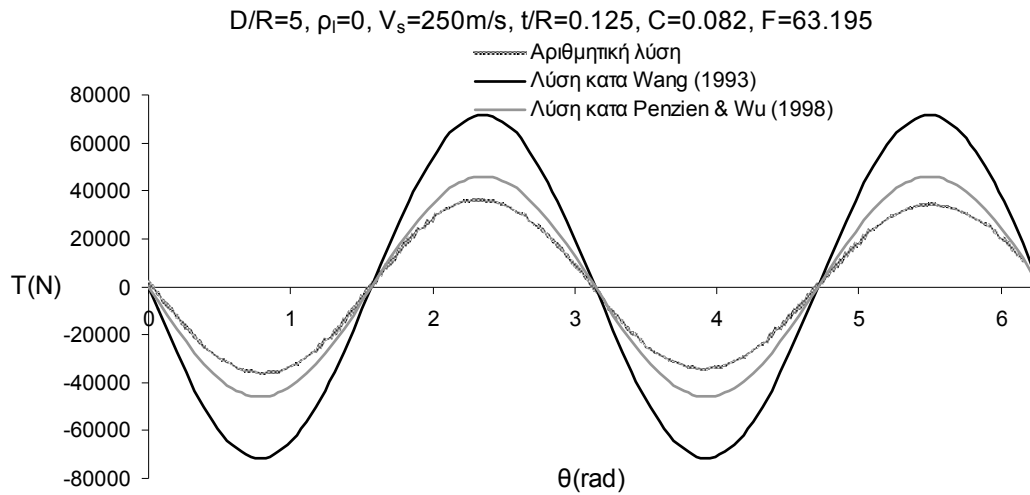


Σχήμα 3.38: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=10, \rho_i=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.25, C=0.041, F=7.9$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

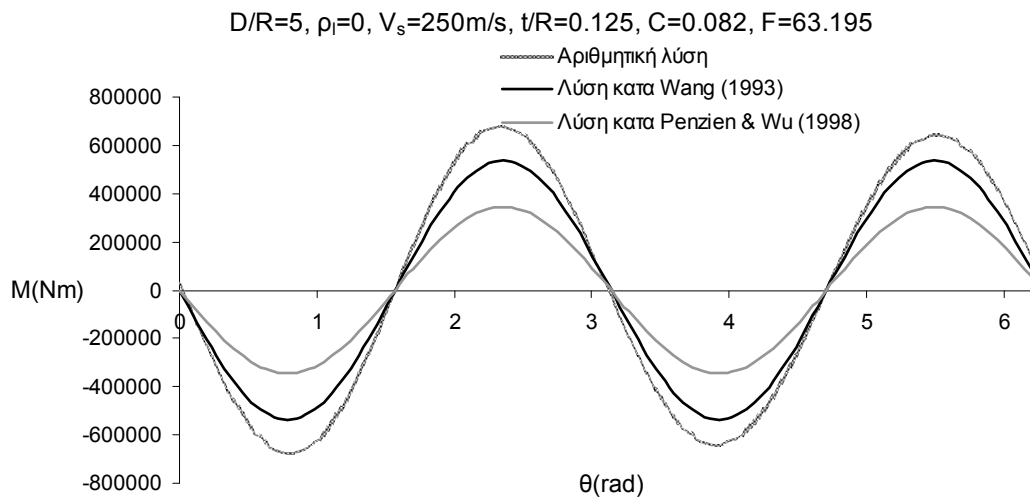
αναλυτικής λύσης των Penzien & Wu (1998) που αναφέρεται στην ίδια συνοριακή συνθήκη. Παρατηρείται γενικά πολύ καλή συμφωνία των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τη λύση του Wang (1993) εκτός από την περίπτωση της αξονικής δύναμης. Αντίθετα, η λύση των Penzien & Wu (1998) για σχετική ολίσθηση αποκλίνει από τα αριθμητικά αποτελέσματα και τα αποτελέσματά της εμφανίζονται μειωμένα κατά 50% (κατά της ασφαλείας).

Στα Σχήματα 3.39 – 3.41 και 3.42 – 3.44 παρουσιάζονται τα εντατικά μεγέθη που καταπονούν την επένδυση της σήραγγας για λεία διεπιφάνεια και $R=8\text{m}$ και $R=16\text{m}$ αντίστοιχα. Στην περίπτωση όπου $R=8\text{m}$ η λύση του Wang (1993) προσεγγίζει καλύτερα τα αριθμητικά αποτελέσματα από τη λύση των Penzien & Wu (1998). Σε σχέση με την περίπτωση όπου $R=4\text{m}$, τα εντατικά μεγέθη εμφανίζονται αυξημένα (εκτός από την αξονική δύναμη), με τη μεγαλύτερη αύξηση να σημειώνεται στην καμπτική ροπή η οποία σχεδόν τριπλασιάζεται, ενώ η τέμνουσα δύναμη αυξάνεται κατά 17%. Αντίθετα η αξονική δύναμη υποδιπλασιάζεται. Στην περίπτωση όπου $R=16\text{m}$, παρατηρείται μεγάλη ασυμφωνία αναλυτικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων για την αξονική δύναμη (η αριθμητική μέθοδος δίνει αποτελέσματα σχεδόν 10πλάσια από αυτά των αναλυτικών λύσεων), ενώ για την καμπτική ροπή και την τέμνουσα δύναμη τα αποτελέσματα είναι συγκρίσιμα (με τις αναλυτικές μεθόδους να δίνουν αποτελέσματα κατά της ασφαλείας) και η λύση του Wang (1993) προσεγγίζει καλύτερα τα αριθμητικά αποτελέσματα.

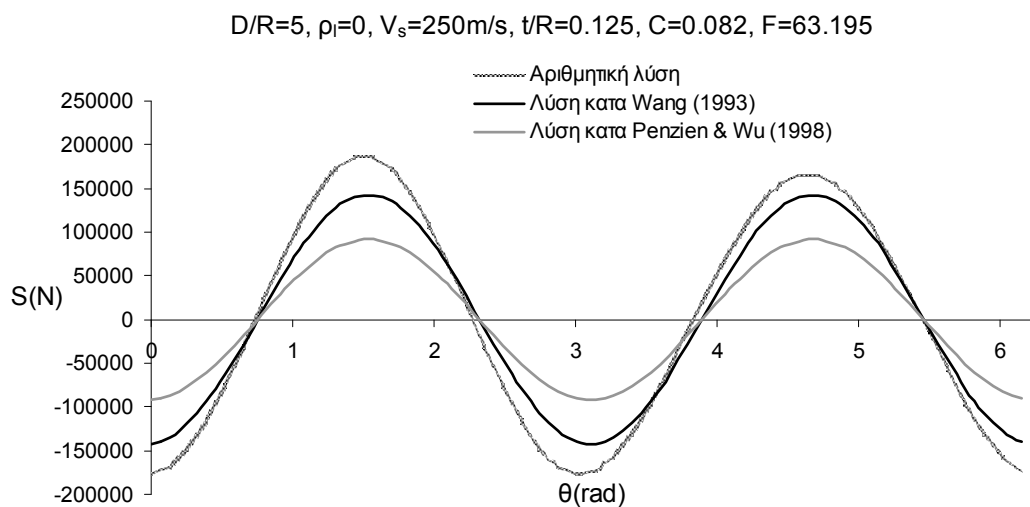
Ενδιαφέρον έχει η σύγκριση μεταξύ των αποτελεσμάτων που αφορούν εγκόλλητη και λεία διεπιφάνεια εδάφους-επένδυσης. Για αυτό συγκρίνονται τα Σχήματα 3.21 – 3.23, 3.24 – 3.26 και 3.27 – 3.29 με τα Σχήματα 3.36 – 3.38, 3.39 – 3.41 και 3.42 – 3.44 αντίστοιχα. Γενικά η αξονική δύναμη παίρνει τη δυσμενέστερη τιμή της για εγκόλλητη διεπιφάνεια, ενώ αντίθετα η τέμνουσα και η ροπή παίρνουν τη δυσμενέστερη τιμή τους για λεία διεπιφάνεια. Το γεγονός αυτό είναι παρατήρηση που έχει αναφερθεί από πολλές πηγές της βιβλιογραφίας, και τα αριθμητικά αποτελέσματα έρχονται να το επιβεβαιώσουν. Μια πρόσθετη παρατήρηση που επιβεβαιώνει γενικά την επάρκεια των αριθμητικών αναλύσεων είναι η (συν)ημιτονοειδής μεταβολή των διαφόρων εντατικών μεγεθών με τη γωνία θ ως προς τον θετικό άξονα x , που συνάδει απόλυτα με τη μεταβολή των εντατικών μεγεθών με τη γωνία θ σύμφωνα με τις αναλυτικές λύσεις που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 2.



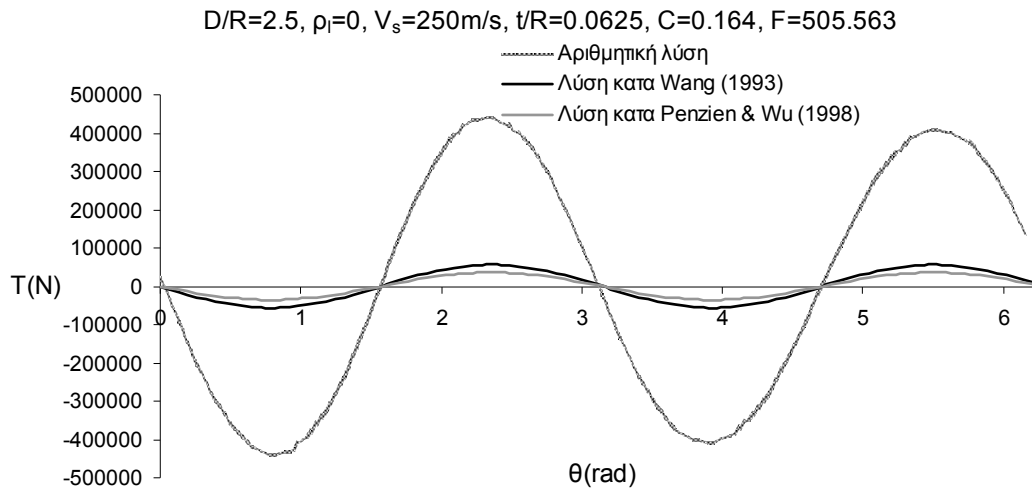
Σχήμα 3.39: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



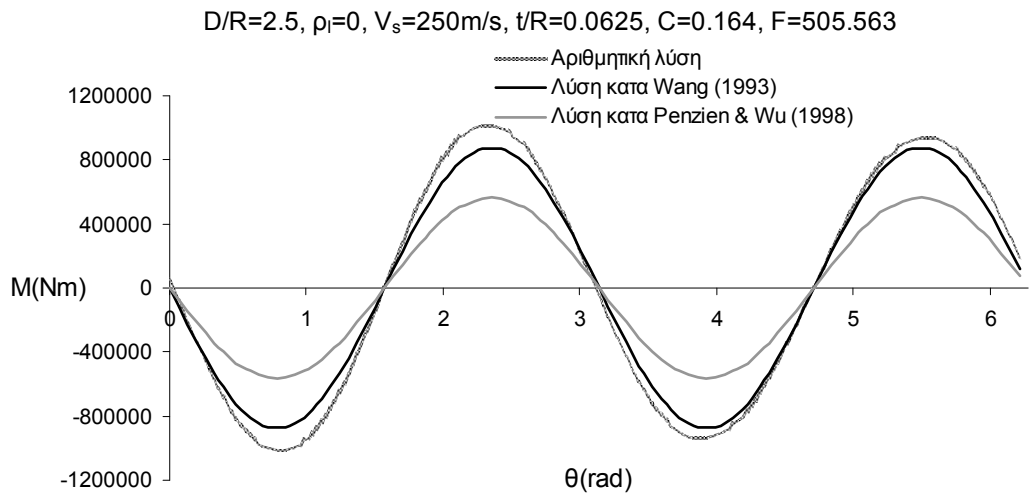
Σχήμα 3.40: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



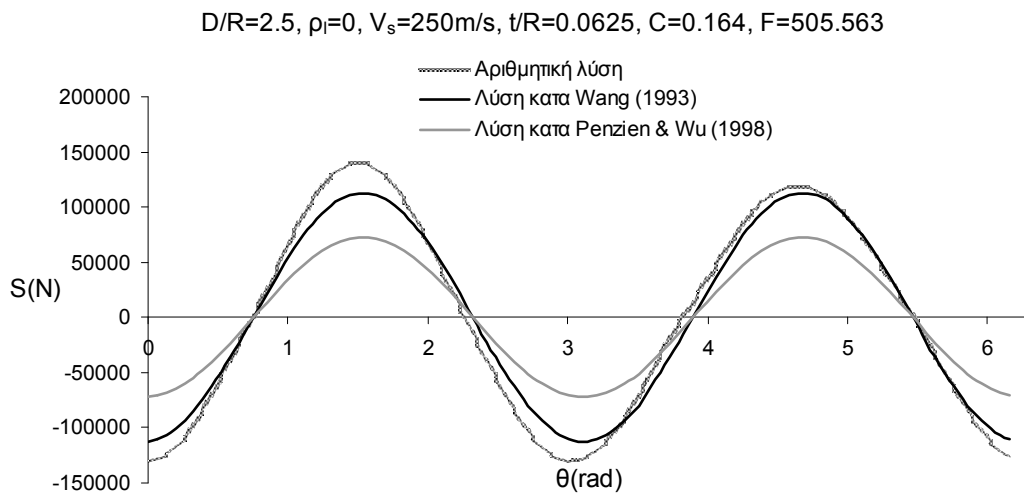
Σχήμα 3.41: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.125, C=0.082, F=63.195$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.42: Αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.43: Καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.44: Τέμνουσα δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας συναρτήσει της γωνίας θ για $D/R=2.5, \rho_l=0, V_s=250\text{m/s}, t/R=0.0625, C=0.164, F=505.563$ και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

3.5.2. Προσομοίωση της επένδυσης με στοιχεία δοκού

Εκτός από τετραπλευρικά 8κομβικά στοιχεία για την προσομοίωση της επένδυσης, χρησιμοποιήθηκαν και πεπερασμένα στοιχεία δοκού. Τα στοιχεία αυτά είναι τρικομβικά επίπεδα δευτεροβάθμια και λαμβάνουν υπόψη τους τις διατμητικές παραμορφώσεις σύμφωνα με τη θεωρία Timoshenko. Περισσότερα ως προς τη διατύπωση των στοιχείων αναφέρονται στην ενότητα 3.2. Στον Πίνακα 3.1 που ακολουθεί φαίνονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων. Σημειώνεται ότι οι τιμές αυτές είναι οι μέγιστες κατ' απόλυτη τιμή και υπολογίστηκαν έμμεσα με χρήση των ακτινικών και εφαπτομενικών παραμορφώσεων που συμβαίνουν στην επένδυση κατά τη διάρκεια της οιονεί-στατικής διέγερσης. Από τις τιμές των παραμορφώσεων υπολογίζονται αρχικά οι μέγιστες τάσεις στη διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους (ορθές και διατμητικές) και στη συνέχεια οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών (αξονική και ροπή). Για το λόγο αυτό και επειδή τα αποτελέσματα της αριθμητικής μεθόδου (ακτινικές και εφαπτομενικές παραμορφώσεις) απαιτούν μεγάλο υπολογιστικό φόρτο για να δώσουν στοιχεία για τη μεταβολή των εντατικών μεγεθών με τη γωνία θ ως προς τον οριζόντιο άξονα x , η τέμνουσα δύναμη που προκύπτει από την παράγωγο της ροπής ως προς το μήκος της περιφέρειας δεν υπολογίζεται.

Πίνακας 3.1: Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών για διάφορες τιμές της ακτίνας και δυο είδη διεπιφάνειες για προσομοίωση της επένδυσης με πεπερασμένα στοιχεία δοκού.

Ακτίνα επένδυσης	Είδος διεπιφάνειας επένδυσης - εδάφους	Αξονική δύναμη T (KN)	Καμπτική ροπή M (KNm)
R=4	N-S	225	238
	F-S	124	271
R=8	N-S	680	520
	F-S	154	612
R=16	N-S	3010	785
	F-S	86	931

Από τον Πίνακα 3.1 παρατηρείται ότι η καμπτική ροπή εμφανίζεται αυξημένη για την περίπτωση λείας διεπιφάνειας κατά 14%, 17% και 18% για τιμές της ακτίνας R=4, 8 και 16 αντίστοιχα. Απεναντίας, η αξονική δύναμη μειώνεται όταν η διεπιφάνεια από εγκόλλητη γίνεται λεία, και μάλιστα η μείωση αυτή αυξάνεται με την αύξηση της ακτίνας. Αναφέρεται ενδεικτικά ότι η αξονική δύναμη είναι 35 φορές μικρότερη για λεία διεπιφάνεια όταν R=16m. Πάντως γενικά τα εντατικά μεγέθη αυξάνονται με την αύξηση της ακτίνας με εξαίρεση την τελευταία περίπτωση. Τέλος, επιβεβαιώνεται το γεγονός ότι για λεία διεπιφάνεια δυσμενέστερο εντατικό μέγεθος είναι η καμπτική ροπή και για εγκόλλητη διεπιφάνεια η αξονική δύναμη.

3.5.3. Συγκεντρωτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων των εντατικών μεγεθών

Για να είναι εύκολη η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων του Πίνακα 3.1 με τα υπόλοιπα αποτελέσματα των εντατικών μεγεθών, οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών από όλα τα διαγράμματα των Σχημάτων 3.15 – 3.44 πινακοποιούνται στον Πίνακα 3.2 που ακολουθεί. Στον πίνακα αυτόν ενσωματώνονται και τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.1. Στον Πίνακα 3.2 φαίνονται τρεις τιμές της ακτίνας R, για καθεμία από τις οποίες διακρίνονται οι δυο περιπτώσεις διεπιφάνειας επένδυσης – εδάφους που εξετάστηκαν παραπάνω N-S (No-Slip, Μη ολίσθηση) και F-S (Full-Slip, Ολίσθηση).

Επίσης σε κάθε γραμμή της τρίτης στήλης αναφέρεται μια μέθοδος υπολογισμού. Οι αναλυτικές είναι οι Penzien & Wu, Bobet και Wang και οι αριθμητικές οι CPE8 (8κομβικά π.σ. διτετράγωνα επίπεδης παραμόρφωσης) και B22 (επίπεδα 3κομβικά δευτεροβάθμια π.σ. δοκού) με αναφορά πάντα στη διακριτοποίηση της επένδυσης.

Παρατηρείται ότι για R=4m τα εντατικά μεγέθη (αξονική δύναμη και ροπή κάμψης) που προκύπτουν για προσομοίωση της επένδυσης με στοιχεία δοκού είναι τα μεγαλύτερα από όλες τις άλλες μεθόδους. Για R=16m τα αποτελέσματα για προσομοίωση με στοιχεία δοκού τείνουν προς αυτά των αναλυτικών μεθόδων (Bobet και Wang για εγκόλλητη και λεία διεπιφάνεια αντίστοιχα) και τα αποτελέσματα για προσομοίωση με τετραπλευρικά στοιχεία αποκλίνουν, πράγμα που δεν συμβαίνει για R=4m και είναι λιγότερο εμφανές για R=8m. Από αυτό διαφαίνεται ότι η επένδυση μπορεί να διακριτοποιηθεί με στοιχεία δοκού μόνο αν η ακτίνα πάρει μεγάλες τιμές, δηλαδή όταν ο παράγοντας t/R παίρνει αρκούντως μικρές τιμές. Για μεγαλύτερες τιμές του t/R (μικρότερες τιμές της ακτίνας) φαίνεται ότι η προσομοίωση με 8κομβικά τετραπλευρικά στοιχεία προσεγγίζει περισσότερο τις αναλυτικές λύσεις.

Πίνακας 3.2: Μέγιστες τιμές εντατικών μεγεθών για διάφορες τιμές της ακτίνας και δυο είδη διεπιφάνειας για τις αναλυτικές λύσεις των Penzien & Wu (1998), Wang (1993) και Bobet (2003) καθώς και για προσομοίωση της επένδυσης με πεπερασμένα στοιχεία στερεά ή δοκού.

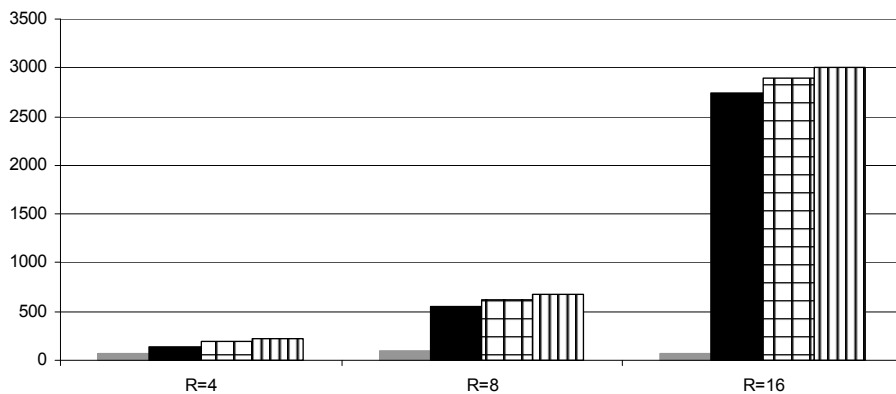
ΠΙΝΑΚΑΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ ΕΝΤΑΤΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Ακτίνα επένδυσης	Είδος διεπιφάνειας επένδυσης - εδάφους	Πεπερασμένα στοιχεία επένδυσης	maxT (KN)	maxM (KNm)	maxS (KN)	Σχήματα
R=4m	N-S	Penzien & Wu	66	116	66	19-21
		Bobet	140	170	97	19-21
		CPE8	197	178	100	19-21
		B22	225	238	-	-
	F-S	Penzien & Wu	36	126	72	34-36
		Wang	64	253	145	34-36
		CPE8	81	253	145	34-36
		B22	124	271	-	-
R=8m	N-S	Penzien & Wu	90	337	90	22-24
		Bobet	552	453	120	22-24
		CPE8	626	500	137	22-24
		B22	680	520	-	-
	F-S	Penzien & Wu	46	344	91	37-39
		Wang	71	535	142	37-39
		CPE8	36	672	185	37-39
		B22	154	612	-	-
R=16m	N-S	Penzien & Wu	72	560	72	25-27
		Bobet	2740	737	95	25-27
		CPE8	2898	798	107	25-27
		B22	3010	785	-	-
	F-S	Penzien & Wu	36	562	72	40-42
		Wang	56	875	113	40-42
		CPE8	440	1010	139	40-42
		B22	86	931	-	-

Επιπλέον, οι διαφορές στα αποτελέσματα μεταξύ των δυο αριθμητικών μεθόδων είναι εντονότερες για πλήρη ολίσθηση στη διεπιφάνεια και για την αξονική δύναμη. Προφανώς όταν η διεπιφάνεια είναι λεία δεν μεταβιβάζονται διατμητικές τάσεις στο περιβάλλον έδαφος και έτσι όλες τις διατμητικές δυνάμεις λόγω οιονεί-στατικής φόρτισης τις παραλαμβάνει η επένδυση. Η διατμητική συμπεριφορά των στοιχείων δοκού είναι σαφώς καλύτερη από αυτή των τετραπλευρικών στοιχείων. Αυτός είναι και ο λόγος που παρατηρούνται αυτές οι διαφορές στα αριθμητικά αποτελέσματα.

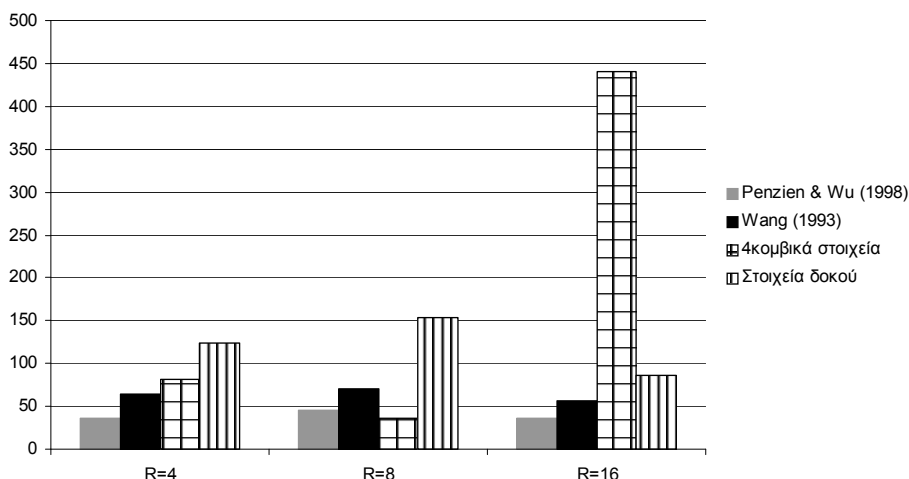
Εξάλλου, η συστηματική απόκλιση των αποτελεσμάτων της λύσης των Penzien & Wu (1998) έγινε αισθητή στα διαγράμματα των σχημάτων που προηγήθηκαν. Από τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.2 φαίνεται ότι η απόκλιση αυτή είναι πολύ πιο έντονη για εγκόλλητη διεπιφάνεια και για την αξονική δύναμη που καταπονεί την επένδυση. Παρακάτω παρατίθενται ραβδογράμματα σε λογαριθμική κλίμακα που απεικονίζουν τα αποτελέσματα του Πίνακα 3.2 σε πολύ πιο εποπτική μορφή για εξαγωγή συμπερασμάτων. Κάθε ένα από αυτά περιλαμβάνει τρεις τιμές της ακτίνας R. Έτσι, προκύπτουν τελικά τέσσερα συνολικά ραβδογράμματα.

Αξονική δύναμη T (KN) (N-S)

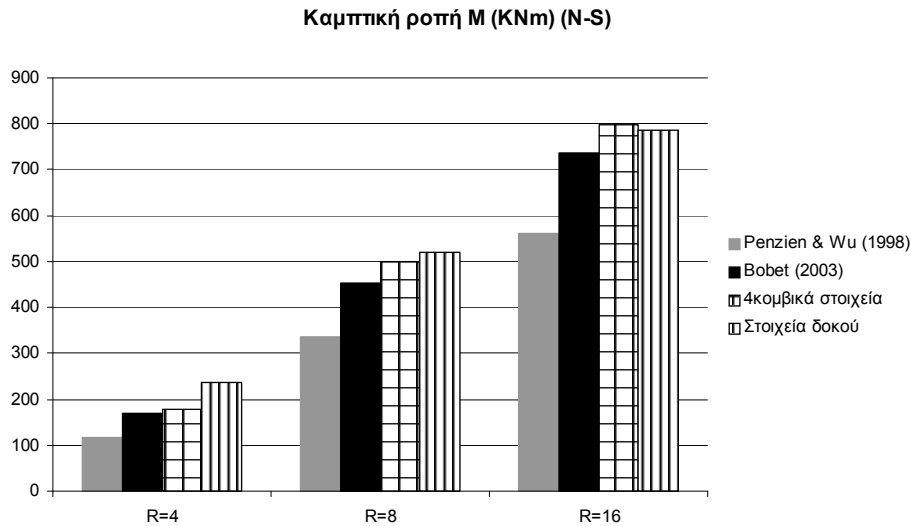


Σχήμα 3.45: Μέγιστη αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας για εγκόλλητη διεπιφάνεια και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

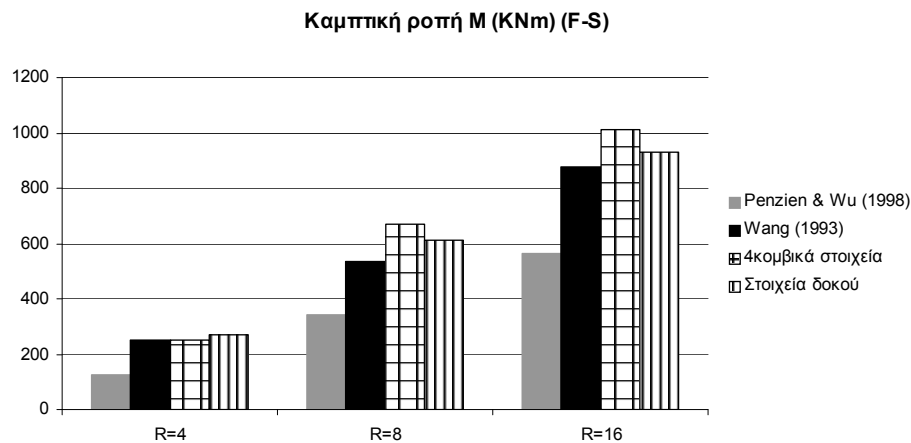
Αξονική δύναμη T (KN) (F-S)



Σχήμα 3.46: Μέγιστη αξονική δύναμη στην επένδυση κυκλικής σήραγγας για λεία διεπιφάνεια και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.47: Μέγιστη καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας για εγκόλλητη διεπιφάνεια και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.



Σχήμα 3.48: Μέγιστη καμπτική ροπή στην επένδυση κυκλικής σήραγγας για λεία διεπιφάνεια και οιονεί-στατική αρμονική διέγερση.

3.6. ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΜΕΤΑΞΥ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ

Μέχρι τώρα τα αριθμητικά αποτελέσματα σε ελάχιστες περιπτώσεις συμφωνούν πλήρως με τα αντίστοιχα αναλυτικά. Στις περισσότερες περιπτώσεις υπάρχει έως ένα βαθμό διαφωνία μεταξύ τους. Οι κύριες αιτίες της διαφωνίας αυτής είναι οι εξής:

- α) Κατά τη σεισμική καταπόνηση της σήραγγας οι διατμητικές τάσεις δεν είναι σταθερές κατά μήκος και καθ' ύψος των νοητών ευθύγραμμων συνόρων της κυλινδρικής κοιλότητας.
- β) Σε περιπτώσεις όπου η επένδυση είναι πολύ πιο εύκαμπτη από το περιβάλλον έδαφος η ακτινική παραμόρφωση (ή μεταβολή της διαμέτρου) δίνεται από τη σχέση (2.2) του 2ου Κεφαλαίου και όχι από την (2.1) του ίδιου κεφαλαίου, η οποία χρησιμοποιήθηκε αποκλειστικά στα αποτελέσματα του παρόντος κεφαλαίου.
- γ) Επειδή το ύψος του εδαφικού στρώματος θεωρήθηκε σταθερό, όταν η ακτίνα παίρνει μεγάλες τιμές (π.χ. R=16m) τότε υπάρχει επιρροή της ελεύθερης επιφάνειας και του βραχώδους υποστρώματος στην καταπόνηση της επένδυσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΕΤΑΡΤΟ

**ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ –
ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΤΕΤΑΡΤΟ

ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ – ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα μελετηθούν οι επιδράσεις υπόγειας κυκλικής σήραγγας: (α) στην απόκριση της επιφάνειας του εδάφους και (β) των υπερκείμενων σε αυτό κατασκευών. Αρχικά γίνεται μια βιβλιογραφική επισκόπηση με θέμα την επίδραση των υπογείων έργων στα χαρακτηριστικά της κίνησης στην επιφάνεια του εδάφους. Στόχος της βιβλιογραφικής επισκόπησης είναι η ταυτοποίηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους. Εν συνεχεία παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα για την κατανομή των επιταχύνσεων στην επιφάνεια του εδάφους παρουσία υπόγειας κυκλικής επενδυμένης σήραγγας. Εντούτοις, η έμφαση δίνεται στο θέμα της ελαστικής δυναμικής απόκρισης κατασκευής που υπέρκειται της κυκλικής σήραγγας, όπου η σχετική βιβλιογραφία είναι πολύ λιγότερη από αυτήν της επιφανειακής απόκρισης του εδάφους. Εξετάζονται διάφορες παράμετροι και εξάγονται χρήσιμα συμπεράσματα. Η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης υπογείου έργου-εδάφους-κατασκευής είναι εμφανής και για την πλήρη κατανόησή της είναι απαραίτητη η περαιτέρω απλούστευση του προβλήματος απομονώνοντας διάφορες παραμέτρους.

4.2. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ

4.2.1. Βιβλιογραφική επισκόπηση

Από τους πρώτους που μελέτησαν την επίδραση των υπογείων έργων στη σεισμική κίνηση της εδαφικής επιφάνειας ήταν οι Lee & Trifunac (1979). Στην εργασία τους αναλύεται η σκέδαση και η διάθλαση διατμητικών κυμάτων SH λόγω μιας κυκλικής σήραγγας εντός ομοιογενούς ελαστικού ημιχώρου με χρήση αναλυτικής λύσης. Σύμφωνα με τον Σοφιανό (2003) οι κυριότερες παράμετροι που καθορίζουν την επιφανειακή απόκριση του εδάφους είναι:

- Η γωνία που σχηματίζει το προσπίπτον κύμα με την κατακόρυφο, η οποία και είναι καθοριστική της μορφής της απόκρισης στην επιφάνεια
- Η (αδιαστατοποιημένη) συχνότητα του κύματος όσο μεγαλώνει η οποία, τόσο πιο πολύπλοκη γίνεται η χωρική μεταβολή του πλάτους των μετατοπίσεων στην επιφάνεια. Όσο μειώνεται η συχνότητα το πλάτος των επιφανειακών μετατοπίσεων παρουσιάζει μικρότερες διακυμάνσεις και τείνει την τιμή της απόκρισης ελευθέρου πεδίου.
- Η απόσταση από τον κατακόρυφο άξονα της σήραγγας. Θεωρείται ότι η διαφοροποίηση των επιφανειακών μετατοπίσεων από αυτές του ελευθέρου πεδίου εξασθενεί σύμφωνα με $\sim(1/r)^{1/2}$, όπου r η ακτινική απόσταση από το κέντρο της σήραγγας.

- Ο λόγος βάθους σήραγγας προς την ακτίνα της, D/R . Όσο μικρότερος γίνεται αυτός ο λόγος τόσο πιο έντονες γίνονται οι αυξομειώσεις του πλάτους των μετατοπίσεων στην επιφάνεια.

Οι Manogian & Lee (1996) εφάρμοσαν τη μέθοδο των σταθμικών υπολοίπων για τον υπολογισμό της απόκρισης στην επιφάνεια για σκέδαση και διάθλαση κυμάτων SH εντός ομοιογενούς ημιχώρου, αλλά με τυχαία γεωμετρία της υπόγειας κατασκευής. Για την περίπτωση κυκλικής σήραγγας τα αποτελέσματά τους επαλήθευσαν τα αντίστοιχα των Lee & Trifunac (1979). Ένα από τα συμπεράσματα της εργασίας ήταν ότι η ενίσχυση στην επιφάνεια του εδάφους (αδιαστατοποιημένη ως προς το μήκος του διατμητικού κύματος) εξαρτάται μεταξύ των άλλων και από το σχήμα του υπογείου έργου και μπορεί να φτάσει μέχρι και 7. Δυσμενέστερη απόκριση στην επιφάνεια του εδάφους έχουμε για υπόγειες κατασκευές ελλειπτικού σχήματος.

Οι Lee & Karl (1992) εξέτασαν την επιρροή υπόγειων κυλινδρικών έργων στην σκέδαση και διάθλαση των κυμάτων SV. Θεωρήθηκαν μόνο επίπεδα κύματα SV που διαδίδονται εντός του εδάφους. Όταν αυτά προσπίπτουν στην ελεύθερη επιφάνεια τότε ανακλώνται από αυτήν SV και P κύματα. Τα SV κύματα θα είναι επίπεδα ενώ τα P μπορεί να είναι επίπεδα ή όχι. Αυτό εξαρτάται από την γωνία πρόσπτωσης των αρχικών SV κυμάτων. Όταν αυτή είναι μικρότερη ή ίση από μια κρίσιμη τιμή τότε τα ανακλώμενα κύματα SV και P θα είναι επίπεδα. Αν η γωνία αυτή ξεπεράσει την κρίσιμη τιμή τότε τα ανακλώμενα P κύματα δεν θα είναι επίπεδα. Αν η πρόσπτωση των SV κυμάτων είναι κατακόρυφη τότε δεν δημιουργούνται P κύματα. Εντούτοις, παρατηρείται μικρή κατακόρυφη συνιστώσα στην επιφάνεια, που οφείλεται στην παρουσία της κοιλότητας.

Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους προσομοιώνεται ως κυκλική καμπύλη, το κέντρο της οποίας βρίσκεται κάτω από το κέντρο της σήραγγας και η ακτίνα της οποίας παίρνει μια πολύ μεγάλη τιμή (πρακτικά απειρίζεται). Οι μετατοπίσεις στην επιφάνεια του εδάφους δίνονται από αναλυτική μητρική λύση κατά την οποία προσδιορίζονται οι συντελεστές σειρών Fourier-Bessel που περιγράφουν τα δυναμικά των διαδιδόμενων κυμάτων. Σημειώνεται ότι η σήραγγα που εξετάζεται στη συγκεκριμένη εργασία είναι ανεπένδυτη. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το πλάτος της μετατόπισης στην επιφάνεια μπορεί να είναι μεγάλο, τυπικά όμως είναι μικρότερο από 2 φορές το πλάτος της μετατόπισης που αντιστοιχεί στο ελεύθερο πεδίο. Τέλος, η διαδικασία υπολογισμού μπορεί να τροποποιηθεί για να συμπεριλάβει και υπόγειες κατασκευές τυχόντος σχήματος.

Οι de Barros & Lucio (1993) εξέτασαν τη σεισμική απόκριση στην επιφάνεια τρισδιάστατου διαστρωματωμένου ιξωδοελαστικού ημιχώρου μέσα στον οποίο διαδίδονται επίπεδα κύματα P, SV, SH και επιφανειακά Rayleigh. Τα κύματα αυτά προσπίπτουν υπό γωνία ως προς τον άξονα κυλινδρικού υπογείου έργου που βρίσκεται εγκιβωτισμένο στον θεωρούμενο ημίχωρο. Το μήκος της κυλινδρικής υπόγειας κοιλότητας θεωρείται άπειρο. Η επίλυση γίνεται με αριθμητική μέθοδο και συγκεκριμένα με έμμεση μέθοδο συνοριακών ολοκληρωμάτων (indirect boundary integral method).

Τα αριθμητικά αποτελέσματα που παρουσιάζονται περιγράφουν την κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της γωνίας πρόσπτωσης των διαφόρων κυμάτων. Σε αντίθεση με τις περιπτώσεις διασδιάστατης μοντελοποίησης όπου η οριζόντια γωνία πρόσπτωσης των κυμάτων θεωρείται ορθή ως προς τον άξονα της κοιλότητας, στη συγκεκριμένη εργασία αυτή μεταβάλλεται και μελετάται η επιρροή της στην σεισμική απόκριση στην επιφάνεια, και μάλιστα αποδεικνύεται ότι η επιρροή της είναι μεγάλη. Εκτός από την οριζόντια γωνία πρόσπτωσης μελετώνται επίσης οι επιρροές της κατακόρυφης γωνίας πρόσπτωσης, του βάθους εγκιβωτισμού, της διαστρωμάτωσης και της συχνότητας. Για την περίπτωση των κυμάτων SH η επίδραση του βάθους στις κατακόρυφες μετατοπίσεις στην επιφάνεια είναι μεγάλη, ενώ υπάρχει δημιουργία «σκιάς» σε όλους τους τύπους κυμάτων.

Οι Lucio & de Barros (1994) διατύπωσαν αριθμητική μέθοδο για τον προσδιορισμό της τρισδιάστατης απόκρισης κυλινδρικής οπής εγκιβωτισμένης σε ιξωδοελαστικό διαστρωματωμένο ημίχωρο ο οποίος υπόκειται σε κύματα προσπίπτοντα υπό γωνία. Η αριθμητική διαδικασία συνδυάζει έμμεση ολοκληρωτική αναπαράσταση για τον περιβάλλοντα ημίχωρο και μια απλοποιημένη θεωρία κελυφών Donnell για την περιγραφή του αγωγού ή της σήραγγας. Η προταθείσα μέθοδος εμφανίζει ικανοποιητική σύγκλιση.

Σε ένα άρθρο συμπληρωματικό του παραπάνω (de Barros & Lucio, 1994) συγκρίνονται τα αποτελέσματα της παραπάνω μεθοδολογίας με προγενέστερα, όσον αφορά το πρόβλημα της σήραγγας εντός ελαστικού ημιχώρου και παρουσιάζονται αποτελέσματα για τη περίπτωση διαστρωματωμένου ημιχώρου. Τα διεγείροντα κύματα είναι όπως και παραπάνω κύματα P, SV, και SH. Για την δισδιάστατη περίπτωση όπου τα κύματα προσπίπτουν κάθετα στον άξονα του κελύφους τα αποτελέσματα για την περίπτωση των SH κυμάτων συμφωνούν με αντίστοιχα προγενέστερα των Lee & Trifunac (1979), Balendra et al (1984) και Liu et al (1991) και με αυτά των Datta et al (1984), Wong et al (1986) και Liu et al (1991) για την περίπτωση των P και SV κυμάτων. Στην περίπτωση της τρισδιάστατης απόκρισης η κατάσταση είναι πιο περίπλοκη. Τα σχετικά αποτελέσματα συμφωνούν με αυτά των Wong et al (1986). Έτσι αποδεικνύεται ότι η μεθοδολογία ισχύει και στην τρισδιάστατη περίπτωση.

Οι Davis et al (2001) μελέτησαν την εγκάρσια απόκριση υπόγειας κυλινδρικής κοιλότητας σε προσπίπτοντα κύματα SV. Εξάγουν αναλυτικές λύσεις για ανεπένδυτες κοιλότητες μέσα σε ελαστικό ημίχωρο με χρήση σειρών Fourier-Bessel και προσομοίωση της ελεύθερης επιφάνειας με κυκλική καμπύλη το κέντρο της οποίας βρίσκεται πάνω από την ελεύθερη επιφάνεια (κυρτή καμπύλη) και η ακτίνα της οποίας παίρνει πολύ μεγάλη τιμή. Παρόμοια αντιμετώπιση της συνοριακής συνθήκης της ελεύθερης επιφάνειας έγινε όπως προαναφέρθηκε από τους Lee & Karl (1992). Επίσης, οι αναλυτικές λύσεις των Davis et al (2001) επεκτείνονται για τη διατύπωση προσεγγιστικών λύσεων για τον υπολογισμό των τάσεων που ασκούνται σε επενδύσεις κοιλοτήτων όταν τα κύματα που προσπίπτουν σε αυτές έχουν μικρή συχνότητα (ή μήκος κύματος πολύ μεγαλύτερο από τη διάμετρο της κοιλότητας).

Σύμφωνα με το Σοφριανό (2003) από τη συναξιολόγηση των σχετικών δημοσιεύσεων προκύπτει ότι η επίδραση υπόγειου έργου στις επιφανειακές μετακινήσεις συνίσταται στα εξής:

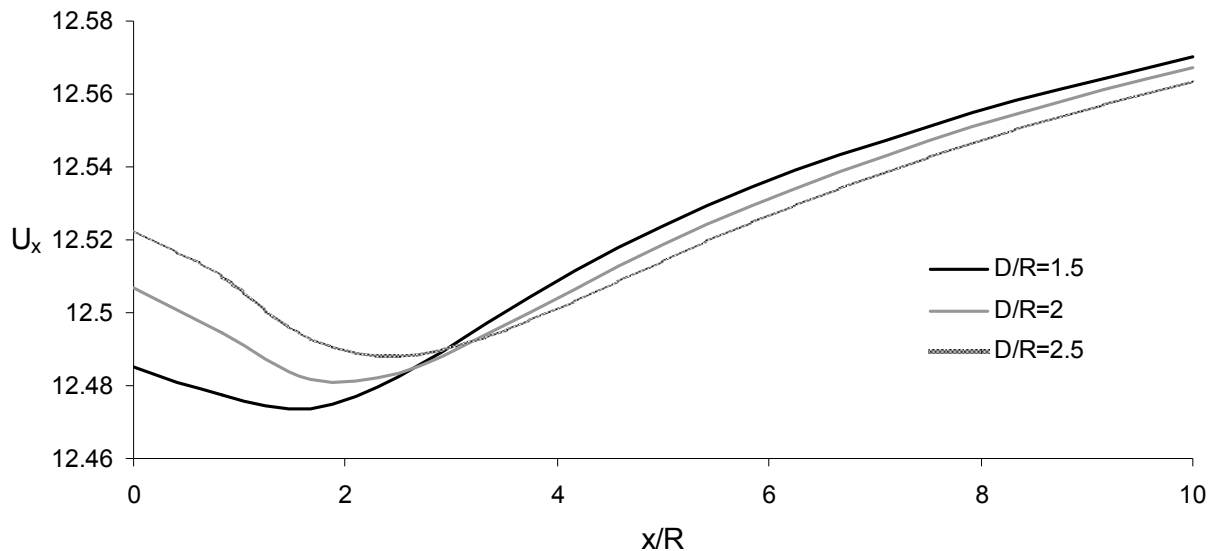
- Αύξηση του μέγιστου πλάτους των μετατοπίσεων στην επιφάνεια έως και 3,5 φορές εκείνου που παρατηρείται χωρίς το υπόγειο έργο.
- Η απόκριση στην επιφάνεια γίνεται πιο σύνθετη.
- Δημιουργία του φαινομένου “περιοχής σκιάς” (shadow zone). Το φαινόμενο αυτό συνίσταται στην απομείωση της σεισμικής κίνησης πάνω από τη σήραγγα και ενίσχυση της σεισμικής κίνησης αριστερά και δεξιά αυτής καθώς και στην ανάπτυξη μεγαλύτερων και πιο απότομα μεταβαλλόμενων πλατών των μετατοπίσεων στην πλευρά της σήραγγας όπου προσπίπτει σεισμικό κύμα υπό γωνία.
- Για κάθε σύστημα εδάφους - κατασκευής υπάρχει ένα συγκεκριμένο εύρος συχνοτήτων, στο οποίο η σεισμική κίνηση εκτός της περιοχής “σκιάς” παρουσιάζεται ενισχυμένη σε σχέση με εκείνη του ελεύθερου πεδίου. Αυτό το εύρος εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της υπόγειας κατασκευής και την ιδιοσυχνότητα του εδάφους.

4.2.2. Εξεταζόμενο προσομοίωμα και αποτελέσματα

Έγιναν ενδεικτικές αναλύσεις για να διερευνηθεί η κατανομή των οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους πλησίον επενδεδυμένης

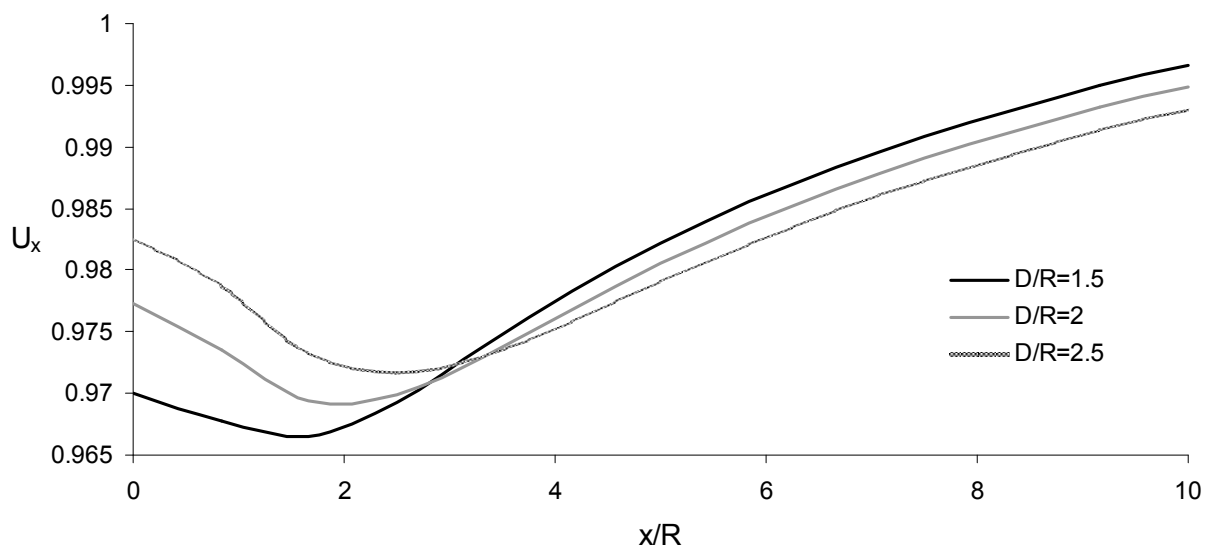
κυκλικής υπόγειας σήραγγας. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε είναι το ίδιο με αυτό που περιγράφηκε στο κεφάλαιο 3. Η μόνη διαφορά είναι ότι ενώ στις αναλύσεις του 3ου κεφαλαίου ο λόγος D/R παίρνει μεγάλες τιμές για να «απομονωθεί» η επιρροή της ελεύθερης επιφάνειας (οι αναλυτικές λύσεις ισχύουν για χώρο και όχι ημίχωρο) εδώ εξετάζονται τιμές του λόγου $D/R = 1.5, 2$ και 2.5 για τις οποίες η σήραγγα βρίσκεται «κοντά» στην επιφάνεια. Στα Σχήματα 4.1 και 4.2 φαίνονται οι κατανομές του πλάτους των οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων αντίστοιχα όταν η εδαφική στρώση μέσα στην οποία είναι εγκιβωτισμένη η σήραγγα υποβάλλεται σε μονοχρωματική

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=f_{0,1}$$



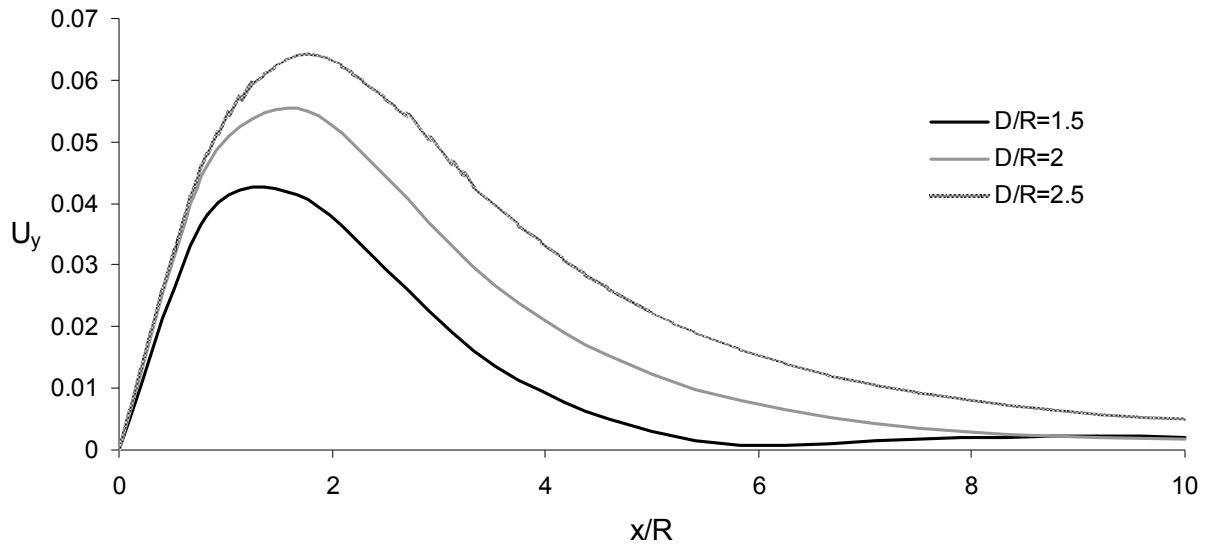
Σχήμα 4.1: Κατανομή του πλάτους της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=2f_{0,1}$$



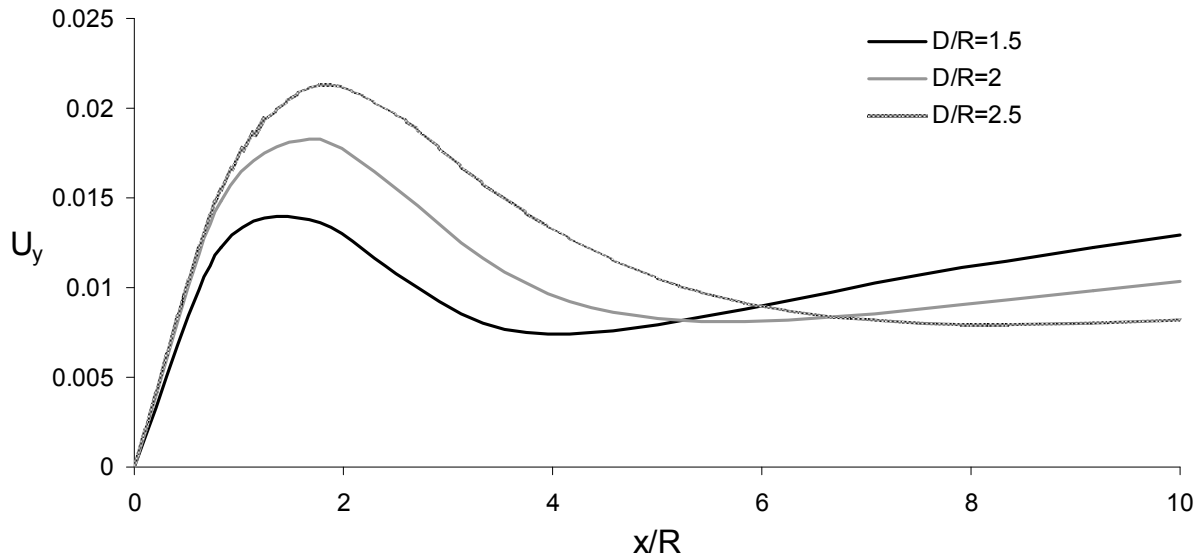
Σχήμα 4.2: Κατανομή του πλάτους της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = 2f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=f_{0,1}$$



Σχήμα 4.3: Κατανομή του πλάτους της κατακόρυφης μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=2f_{0,1}$$



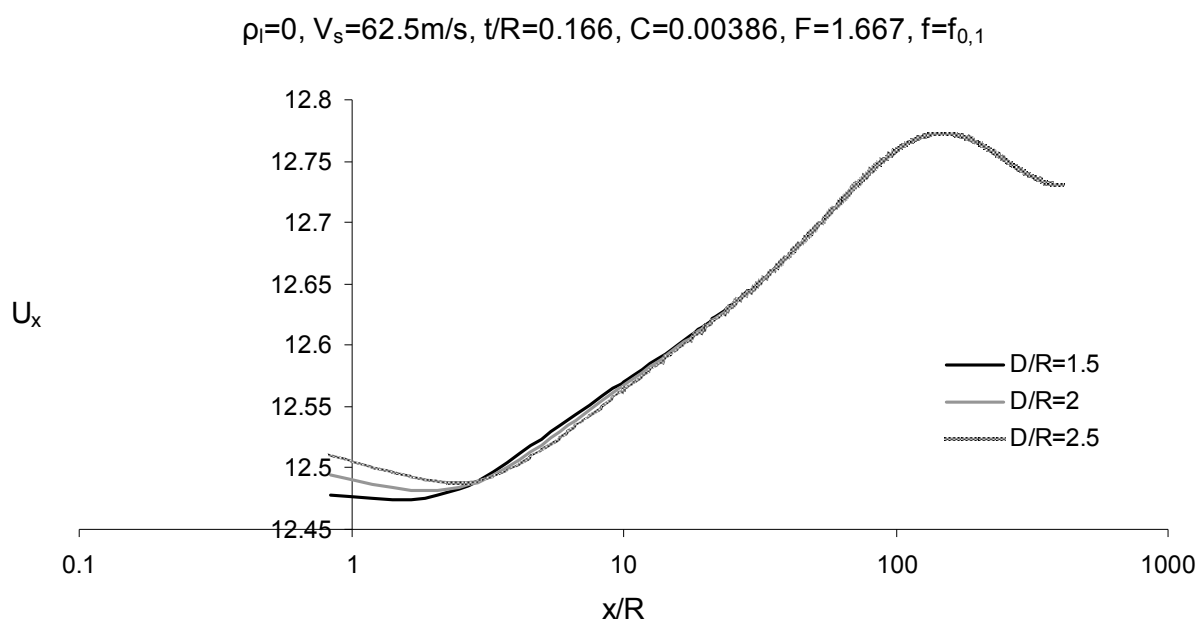
Σχήμα 4.4: Κατανομή του πλάτους της κατακόρυφης μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = 2f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

διέγερση συχνότητας ίσης με τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητά της. Οι τρεις καμπύλες κάθε διαγράμματος αναφέρονται στις τρεις διαφορετικές τιμές του λόγου βάρους προς ακτίνα (D/R). Στον οριζόντιο άξονα παριστάνεται η οριζόντια απόσταση από το κέντρο της σήραγγας αδιαστατοποιημένη ως προς την εξωτερική ακτίνα της τελευταίας. Λόγω συμμετρίας του προβλήματος ως προς κατακόρυφο άξονα που περνά από το κέντρο της σήραγγας, παριστάνεται μόνο η κατανομή των μετατοπίσεων δεξιά από το κέντρο

της. Το πλάτος της επιβαλλόμενης μετατόπισης στη βάση του προσομοιώματος είναι μονάδα οπότε μπορεί να θεωρηθεί ότι οι καμπύλες που ακολουθούν παριστάνουν ταυτόχρονα και ενισχύσεις (πάντα για τις συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων που αναγράφονται στον τίτλο του κάθε διαγράμματος).

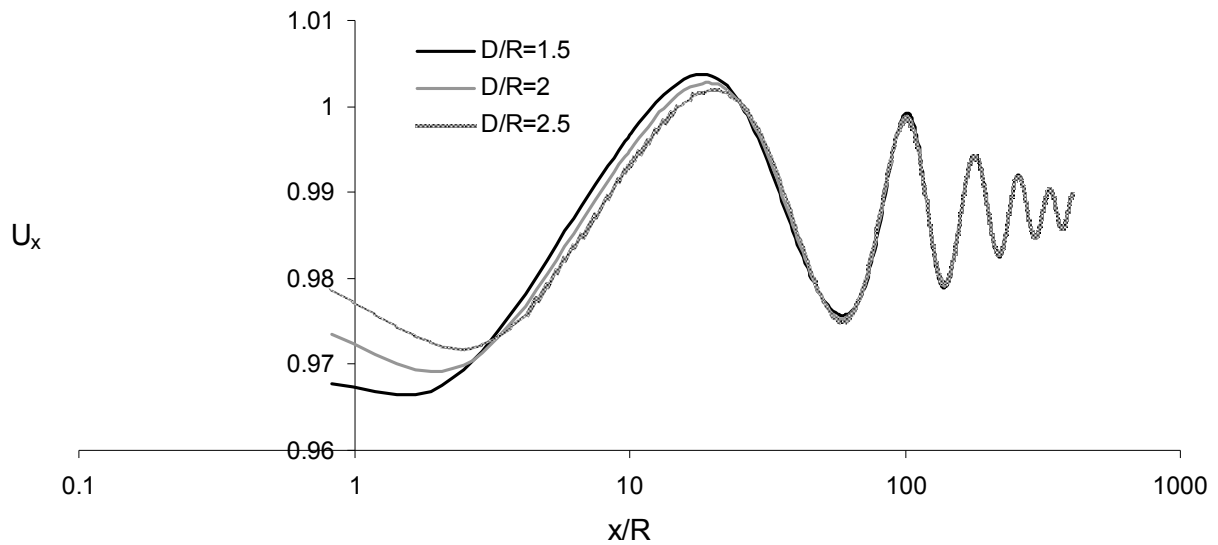
Οι κατανομές των οριζόντιων μετατοπίσεων δείχνουν καθαρά την περιοχή όπου υπάρχει «σκιά» πάνω από τη σήραγγα. Παρατηρείται δηλαδή ένα μέγιστο στις οριζόντιες μετατοπίσεις πάνω ακριβώς από το κέντρο της σήραγγας ($x/R=0$) για όλες τις τιμές του λόγου D/R και ένα ελάχιστο στα σημεία της επιφάνειας για τα οποία ισχύει $x/R=D/R$. Εν συνεχεία το πλάτος της μετατόπισης αυξάνεται και τείνει στην οριζόντια μετατόπιση μακρινού πεδίου. Μια άλλη παρατήρηση είναι ότι όλες οι καμπύλες σχεδόν συντρέχουν στο ίδιο σημείο για $x/R=3$. Αυτό σημαίνει ότι στο εν λόγω σημείο η οριζόντια απόκριση στην επιφάνεια είναι ανεξάρτητη του βάθους της σήραγγας. Σίγουρα η θέση του σημείου αυτού εξαρτάται από τις δυναμικές ιδιότητες του συστήματος εδάφους-σήραγγας και δεν είναι το ίδιο σε όλες τις περιπτώσεις. Σημειώνεται τέλος ότι η περίπτωση όπου $f=2f_{0,1}$ αντιστοιχεί στον πρώτο αποσυντονισμό μετά τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος (βρίσκεται ανάμεσα στις συχνότητες $f_{0,1}$ και $3f_{0,1}$ που είναι η πρώτη και δεύτερη ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος αντίστοιχα). Για το λόγο αυτό η οριζόντια μετατόπιση για $f=2f_{0,1}$ εμφανίζεται σημαντικά απομειωμένη σε σχέση με αυτή για $f=f_{0,1}$.

Στα Σχήματα 4.3 και 4.4 φαίνονται οι κατανομές των κατακόρυφων μετατοπίσεων στην επιφάνεια του εδάφους συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης x/R από το κέντρο της σήραγγας. Ακριβώς πάνω από τη σήραγγα οι κατακόρυφες μετατοπίσεις μηδενίζονται για όλες τις τιμές του λόγου D/R και για τις δυο συχνότητες $f_{0,1}$ και $2f_{0,1}$. Ακολούθως, όλες οι καμπύλες εμφανίζουν μέγιστο σε σημείο με θέση $x=2R$ από το κέντρο της σήραγγας. Μετά από αυτό το μέγιστο οι κατανομές εξαρτώνται από τη συχνότητα της διέγερσης. Συγκεκριμένα στον συντονισμό έχουμε μείωση και όλες οι καμπύλες τείνουν στο μηδέν που είναι η κατακόρυφη μετατόπιση μακρινού πεδίου. Στον αποσυντονισμό η μείωση είναι λιγότερο απότομη και φθίνει με μικρότερο ρυθμό (με την οριζόντια απόσταση από το κέντρο της σήραγγας).



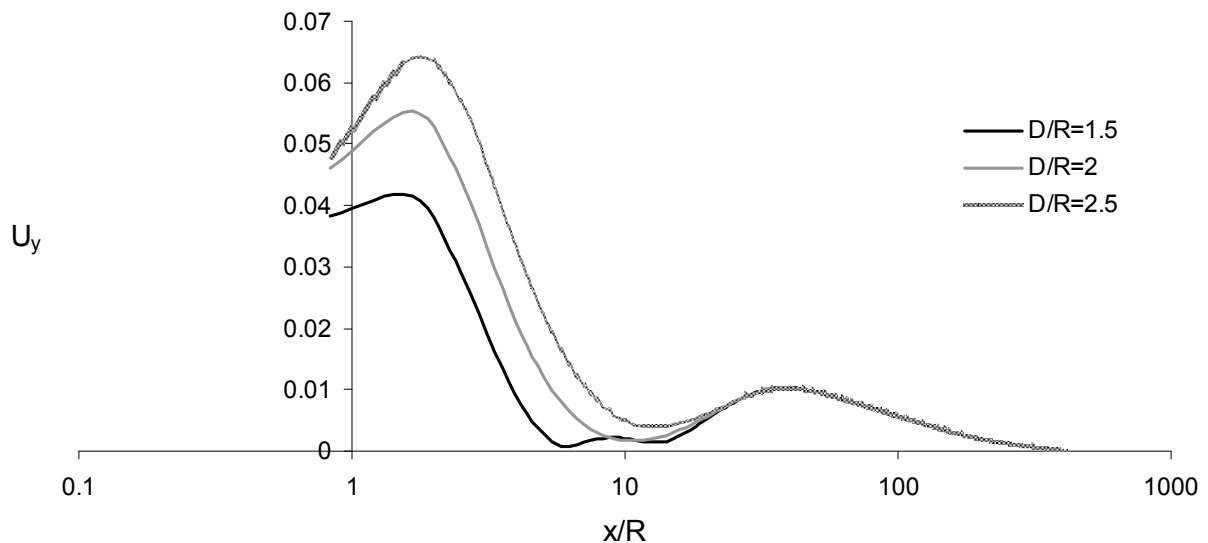
Σχήμα 4.5: Κατανομή του πλάτους της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=2f_{0,1}$$



Σχήμα 4.6: Κατανομή του πλάτους της οριζόντιας μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = 2f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

$$\rho_l=0, V_s=62.5\text{m/s}, t/R=0.166, C=0.00386, F=1.667, f=f_{0,1}$$

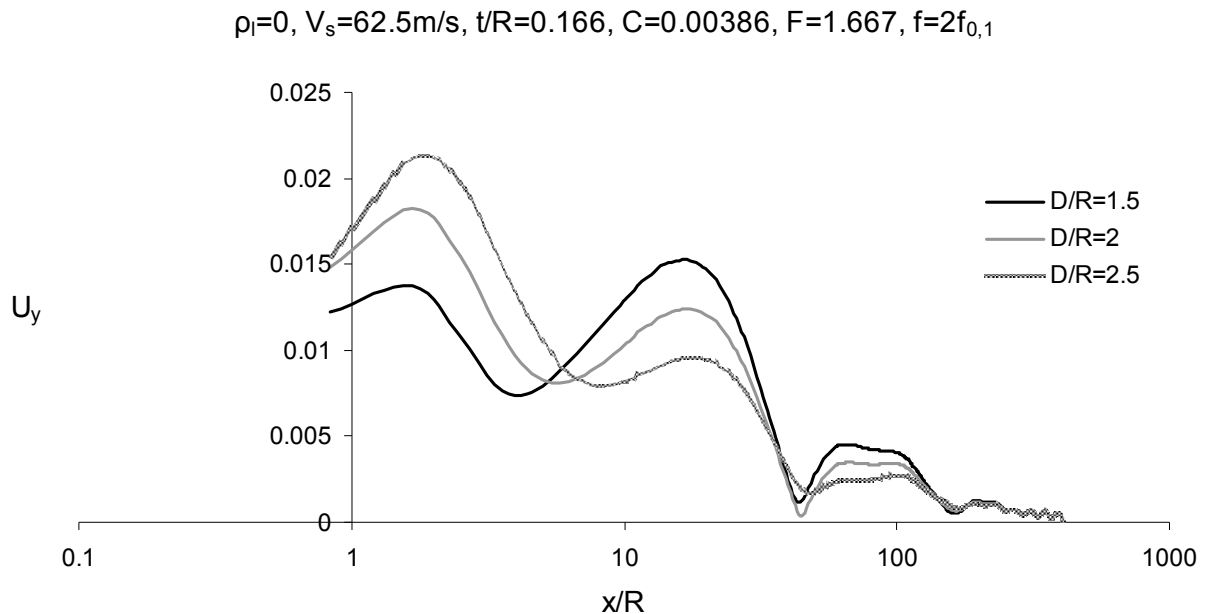


Σχήμα 4.7: Κατανομή του πλάτους της κατακόρυφης μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

Για καλύτερη εποπτεία της μεταβολής των μετατοπίσεων μέχρι το μακρινό πεδίο και όχι μέχρι απόσταση $x=10R$ από το κέντρο της σήραγγας που περιγράφουν τα Σχήματα 4.1 έως 4.4, κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστούν αποτελέσματα που αναφέρονται σε μεγαλύτερο φάσμα οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας. Η κλίμακα της οριζόντιας απόστασης είναι λογαριθμική για την καλύτερη παρουσίαση των αποτελεσμάτων. Έτσι στα Σχήματα 4.5 έως 4.8 παριστάνονται οι κατανομές των

μετατοπίσεων που περιγράφονται στα Σχήματα 4.1 έως 4.4 αντίστοιχα, με τη μόνη διαφορά ότι εξετάζεται οριζόντια απόσταση από το κέντρο της σήραγγας που φτάνει έως και σχεδόν $400R$.

Στα Σχήματα 4.5 – 4.8 ενδιαφέρον έχει η απόσταση από το κέντρο της σήραγγας μετά την οποία οι τρεις καμπύλες ταυτίζονται. Στην περίπτωση του συντονισμού παρατηρείται ότι τόσο οι οριζόντιες όσο και οι κατακόρυφες μετατοπίσεις γίνονται ανεξάρτητες από το λόγο D/R για αποστάσεις μεγαλύτερες από $20R$. Στην περίπτωση του αποσυντονισμού η εξάρτηση των κατακόρυφων μετατοπίσεων από το βάθος της σήραγγας «επιμένει» ακόμα και σε αποστάσεις μεγαλύτερες από $50R$ πράγμα που δεν συμβαίνει στο συντονισμό.



Σχήμα 4.8: Κατανομή του πλάτους της κατακόρυφης μετατόπισης συναρτήσει της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης από το κέντρο της σήραγγας στην περίπτωση όπου $f = 2f_{0,1}$, για διάφορες τιμές του λόγου D/R .

4.3. ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΥΠΟΓΕΙΟΥ ΕΡΓΟΥ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΥΠΕΡΚΕΙΜΕΝΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.3.1. Βιβλιογραφική επισκόπηση

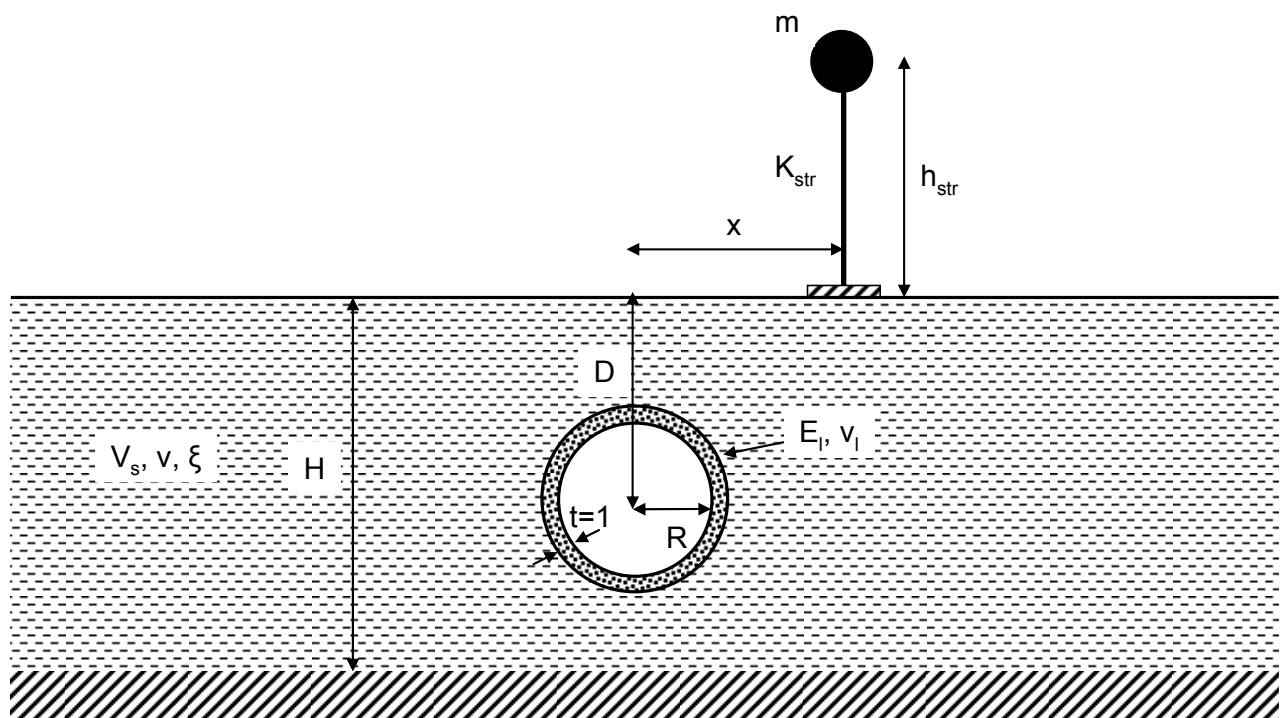
Βιβλιογραφία σχετική με την επίδραση του υπογείου έργου στη δυναμική συμπεριφορά υπερκείμενων κατασκευών δεν είναι γνωστή. Για το αντίστροφο πρόβλημα (επίδραση υπερκείμενης κατασκευής στην δυναμική απόκριση υπογείου έργου υπάρχει μια εργασία του Navarro (1992) στην οποία εξετάζονται τέσσερις συγκεκριμένες περιπτώσεις αλληλεπίδρασης κατασκευής – εδάφους – υπογείου έργου (μη γραμμικές). Συνεπώς τα αποτελέσματά της δεν μπορούν να γενικευθούν.

Από κανονιστικής σκοπιάς το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης σήραγγας – εδάφους – ανωδομής (από εδώ και στο εξής αναφερόμενο ως ΔΑΣΕΑ για λόγους συντομίας) αγνοείται παντελώς. Αυτό ισχύει με ασφάλεια όταν συμβαίνει ένα ή αμφότερα από τα παρακάτω: (α) η σήραγγα έχει επαρκές βάθος ώστε να μην επηρεάζει την επιτάχυνση ελευθέρου πεδίου, οπότε η κατασκευή σχεδιάζεται λαμβάνοντας υπόψη μόνο την αλληλεπίδρασή της με το έδαφος (αν είναι δύσκαμπτη σε σχέση με το τελευταίο) και (β) το έδαφος είναι δύσκαμπτο σε σχέση με την κατασκευή, οπότε αυτή

σχεδιάζεται με πλήρη πάκτωση στη βάση της, ασχέτως αν στο έδαφος υπάρχει σήραγγα ή όχι.

4.3.2. Εξεταζόμενο προσομοίωμα

Για τη διερεύνηση της ΔΑΣΕΑ, θεωρείται το προσομοίωμα του Σχήματος 4.9. Το προσομοίωμα διαφοροποιείται από αυτό του Κεφαλαίου 3, στο ότι επάνω στην επιφάνεια του εδάφους τοποθετείται ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής. Αν και ο μονοβάθμιος ταλαντωτής είναι πολύ απλή κατασκευή, με βάση την απόκρισή του μπορεί να υπολογιστεί η απόκριση μιας τυχαίας κατασκευής που αποκρίνεται σε μεγάλο ποσοστό στην πρώτη της ιδιομορφή. Επίσης, ένας άλλος λόγος για τη χρήση μονοβάθμιου ταλαντωτή ως υπερκείμενης κατασκευής είναι ότι τα αποτελέσματα δεν επηρεάζονται από την πολυπλοκότητα των συνθετότερων κατασκευών.



Σχήμα 4.9: Προσομοίωμα που εξετάστηκε για τη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης σήραγγας – εδάφους – ανωδομής.

Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής προσομοιώνεται ως μια αβαρής δοκός στο άνω άκρο της οποίας έχει στερεωμένη συγκεντρωμένη μάζα. Στο κάτω άκρο της είναι συνδεδεμένη στερεά με άκαμπτο και αβαρές θεμέλιο το οποίο είναι εγκόλλητο στην επιφάνεια του εδαφικού στρώματος (δηλαδή δεν υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης ή ολίσθησης του θεμελίου). Τόσο το θεμέλιο (που στην πραγματικότητα είναι πεδילוδοκός απείρου μήκους εφόσον έχουμε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης) όσο και το υποστυλωμα διακριτοποιούνται με τρικομβικά δευτεροβάθμια πεπερασμένα στοιχεία δοκού κατά Timoshenko (διατμητικά ενδόσιμα), όπως έγινε και με τη σήραγγα στο Κεφάλαιο 3. Υπήρξε μέριμνα ώστε τα πάχη του θεμελίου και του υποστυλώματος να είναι μικρά σε σχέση με το μήκος τους. Η απόσβεση του ταλαντωτή θεωρήθηκε σταθερού υστερητικού τύπου.

Οι επιπλέον παράμετροι που εξετάστηκαν κατά τις αναλύσεις του προσομοιώματος που περιγράφηκε παραπάνω (πέραν αυτών που αναφέρονται στο κεφάλαιο 3) είναι οι εξής:

(α) Ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή $f_{0, \text{str}}$

Αναφέρεται στην περίπτωση όπου ο ταλαντωτής είναι πακτωμένος στη βάση του και εξετάζεται σε σχέση με την ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος και τη συχνότητα κατωφλίου της σήραγγας f_c .

(β) Αδιαστατοποιημένη οριζόντια απόσταση του ταλαντωτή από το κέντρο της σήραγγας

Καθορίζει τη θέση του ταλαντωτή σε σχέση με τη σήραγγα και συμβολίζεται με x/R .

(γ) Αδιαστατοποιημένη ταχύτητα διατμητικών κυμάτων σ που δίνεται από τη σχέση

$$\sigma = \frac{V_s}{hf_{0, \text{str}}} \quad (4.1)$$

όπου h το ύψος της κατασκευής. Ο συντελεστής αυτός μπορεί να θεωρηθεί ως ένα μέτρο της σχετικής δυσκαμψίας μεταξύ κατασκευής και εδάφους.

(δ) Σχετική πυκνότητα κατασκευής και εδάφους που δίνεται από τη σχέση:

$$\gamma = \frac{m}{2Bh\rho} \quad (4.2)$$

όπου m η μάζα της κατασκευής, B το ημιπλάτος του θεμελίου και ρ η πυκνότητα του εδαφικού υλικού.

Το είδος της διεπιφάνειας μεταξύ σήραγγας και εδάφους δεν εξετάστηκε στο παρόν κεφάλαιο, αλλά σε όλες τις αναλύσεις θεωρήθηκε ότι η διεπιφάνεια αυτή είναι εγκόλλητη (δεν υπάρχει αποκόλληση ούτε σχετική μετακίνηση μεταξύ επένδυσης και εδάφους).

Σκοπός του παρόντος κεφαλαίου είναι η διερεύνηση της ΔΑΣΕΑ σε διάφορες περιοχές συχνοτήτων και για διάφορες θέσεις του ταλαντωτή ως προς τη σήραγγα. Υπενθυμίζονται στο σημείο αυτό κάποια χαρακτηριστικά του συστήματος ΣΕΑ τα οποία αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 2. Η συχνότητα κατωφλίου ορίζει το πεδίο ισχύος των αναλυτικών λύσεων του πρώτου κεφαλαίου και καθορίζει το αν η αλληλεπίδραση εδάφους – σήραγγας είναι οιονεί στατική ή δυναμική. Δίνεται από τον τύπο:

$$f_c = \frac{V_s}{16R} \quad (4.3)$$

Από την εξίσωση (2.227) του Κεφαλαίου 2 προκύπτει ότι όταν:

$$F^* < \frac{12(3-4v_s)}{(1-v_s)(5-6v_s)} = F_0^* \quad (4.4)$$

υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ επένδυσης και περιβάλλοντος εδάφους. Σε αντίθετη περίπτωση θεωρείται ότι δεν υπάρχει αλληλεπίδραση (το έδαφος είναι πολύ πιο δύσκαμπτο από την επένδυση και επιβάλλει ουσιαστικά τις παραμορφώσεις ελεύθερου πεδίου σε αυτήν). Η ανίσωση (4.4) ισχύει μόνο όταν η δεσπόζουσα συχνότητα είναι μικρότερη από τη συχνότητα κατωφλίου. Καταχρηστικά όμως στο κεφάλαιο αυτό θα εξεταστεί η ανίσωση (4.4) ακόμα και αν $f > f_c$ για λόγους ευκολίας.

Η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του εδαφικού στρώματος ισούται με:

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} \quad (4.5)$$

και είναι σχεδόν πάντα μικρότερη από τη συχνότητα f_c , επειδή συνήθως $H > 4R$. Η ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή δίνεται από τη σχέση:

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} = \frac{V_s}{\sigma h} \quad (4.6)$$

όπου το σ δίνεται από την (4.1) (Veletsos & Meek, 1974). Για να υπάρξει αλληλεπίδραση μεταξύ του ταλαντωτή και του εδάφους θα πρέπει να ισχύει $\sigma < 20$ (Veletsos & Meek 1974) και ταυτόχρονα $0.1 < \gamma < 0.2$ που αντιπροσωπεύουν συνήθεις κατασκευές, δηλαδή:

$$\sigma = \frac{V_s}{f_{0, \text{str}} h} < 20 \Rightarrow \frac{f_{0, \text{soil}}}{f_{0, \text{str}}} < \frac{5h}{H} < 1 \Rightarrow f_{0, \text{str}} > f_{0, \text{soil}} \quad (4.7)$$

άρα η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής είναι μεγαλύτερη από αυτή του εδαφικού στρώματος (για πάχη εδαφών πολύ μεγαλύτερα από το ύψος της κατασκευής). Σε περίπτωση που τα παραπάνω δεν ισχύουν, τότε εξετάζεται ο λόγος γ/σ^2 που πρέπει να είναι μεγαλύτερος από $4E^{-4}$. Αν αυτό δεν ισχύει τότε η κατασκευή γίνεται πολύ εύκαμπτη ως προς το έδαφος και έτσι δεν αλληλεπιδρά με αυτό, άρα δεν θα αλληλεπιδρά ούτε και με τη σήραγγα. Βέβαια τα όρια που θέτουν οι Veletsos & Meek για τις σταθερές αυτές εξαρτώνται από τη σχέση των ιδιοσυχνοτήτων του εδάφους και του ταλαντωτή. Όπως θα φανεί παρακάτω στα αποτελέσματα του κεφαλαίου αυτού, όταν η $f_{0, \text{str}}$ είναι πολύ μεγαλύτερη από την $f_{0, \text{soil}}$ το άνω όριο του σ πάνω από το οποίο δεν υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής μειώνεται και γίνεται μικρότερο του 20. Στην παρούσα εργασία όμως θα υιοθετηθεί η ανίσωση (4.7) για λόγους απλότητας. Από τα προαναφερθέντα προκύπτει ότι υπάρχουν δυο περιπτώσεις για τις συχνότητες των εμπλεκόμενων φορέων στο πρόβλημα της ΔΑΣΕΑ:

$$(\alpha) \quad f_{0, \text{soil}} < f_{0, \text{str}} < f_c \quad (4.8)$$

$$(\beta) \quad f_{0, \text{soil}} < f_c < f_{0, \text{str}} \quad (4.9)$$

Αν δεν ισχύει κανένα από τα παραπάνω, τότε κατά πάσα πιθανότητα η ΔΑΣΕΑ δεν συμβαίνει, οπότε η κατασκευή σχεδιάζεται με τον κλασσικό τρόπο της θεώρησης πλήρους πάκτωσης στη βάση της. Στη συνέχεια εξετάζεται κάθε μία από τις παραπάνω περιπτώσεις χωριστά.

4.3.3. Περίπτωση $f_{0, \text{soil}} < f_{0, \text{str}} < f_c$

Στην περίπτωση αυτή η αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος είναι δυναμική ενώ η αλληλεπίδραση του εδάφους με τη σήραγγα είναι οιονεί-στατική. Στα επόμενα οι συχνότητες που θεωρήθηκαν είναι $f_{0, \text{soil}}=0.13\text{Hz}$, $f_{0, \text{str}}=0.5\text{Hz}$ και $f_c=0.65\text{Hz}$. Ειδική περίπτωση της ανίσωσης (4.8) προκύπτει όταν δεν υπάρχει σήραγγα ($R=0$, οπότε $f_c \rightarrow \infty$). Ωστόσο, στην ειδική αυτή περίπτωση υπάρχει όπως είναι γνωστό αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Από τον παραπάνω συλλογισμό προκύπτει ότι σε περίπτωση που είναι $f_c \gg f_{0, \text{str}}$ τότε η ύπαρξη της υπόγειας σήραγγας μπορεί και να μη λαμβάνεται υπόψη.

4.3.3.1. Επίδραση του βάθους της σήραγγας για $F^* > F_0^*$.

Στην περίπτωση αυτή δεν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ σήραγγας και περιβάλλοντος εδάφους (οι παραμορφώσεις της επένδυσης ισούνται με τις παραμορφώσεις της ανεπένδυτης κυκλικής οπής). Στο προσομοίωμα που εξετάστηκε λήφθηκε $\nu=0.3$ για το έδαφος οπότε από την (4.4) προκύπτει ότι:

$$F_0^* = \frac{12(3-4\nu_s)}{(1-\nu_s)(5-6\nu_s)} = 9.64 \quad (4.10)$$

Για το F^* εξετάστηκε η τιμή $F^*=33.33 > 9.64$. και για τον αδιάστατο λόγο βάθους προς ακτίνα της σήραγγας D/R οι τιμές 1.5 και 2. Τα σχετικά διαγράμματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.10 έως 4.13. Τα Σχήματα 4.10 και 4.11 αναφέρονται στη δυναμική απόκριση της ανωδομής ενώ τα Σχήματα 4.12 και 4.13 αναφέρονται στη δυναμική απόκριση της θεμελίωσης. Στη μια περίπτωση ορίζεται ένας συντελεστής ενίσχυσης (AF, Amplification Factor) που συνδέει την επιτάχυνση του ελεύθερου πεδίου (στην επιφάνεια του εδάφους) με την επιτάχυνση της συγκεντρωμένης μάζας στην κορυφή του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Στην άλλη περίπτωση ορίζεται μια συνάρτηση μεταφοράς

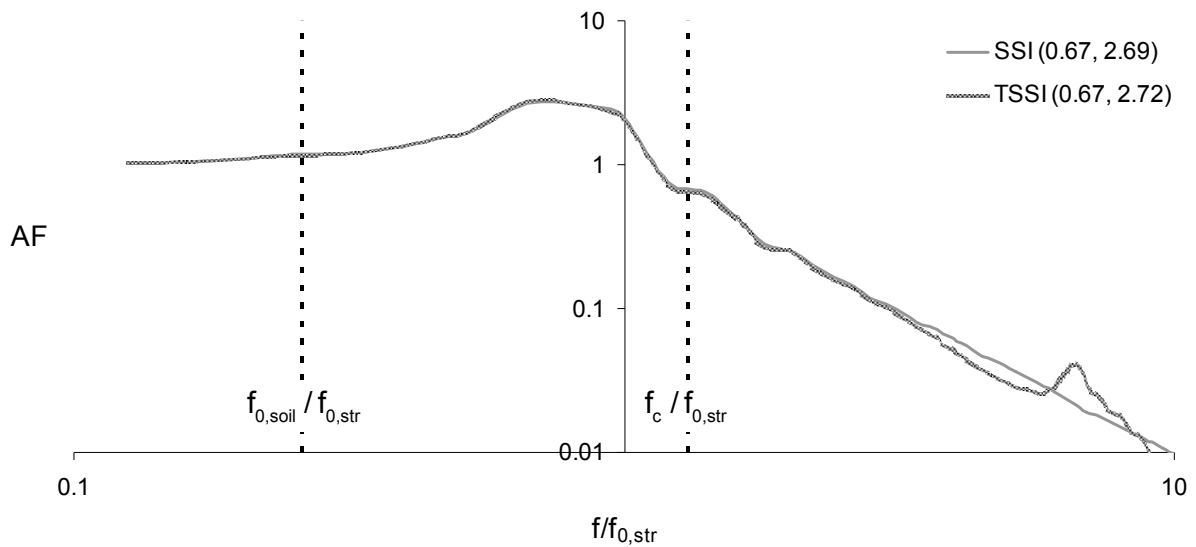
(TF, Transfer Function) που συνδέει την επιτάχυνση ελευθέρου πεδίου με την επιτάχυνση στο επίπεδο της θεμελίωσης του ταλαντωτή. Το φάσμα των εξεταζόμενων συχνοτήτων που παριστάνεται στον οριζόντιο άξονα αδιαστατοποιήθηκε ως προς την ιδιοσυχνότητα του μονοβάθμιου ταλαντωτή (θεωρούμενου ως πακτωμένου στη βάση του).

Στον κατακόρυφο άξονα των σχημάτων που ακολουθούν παριστάνεται ο συντελεστής ενίσχυσης ή η συνάρτηση μεταφοράς και στον οριζόντιο άξονα η αδιαστατοποιημένη συχνότητα όπως περιγράφηκε παραπάνω. Όλοι οι άξονες είναι σε λογαριθμική κλίμακα, ενώ στο υπόμνημα των Σχημάτων που δείχνουν συντελεστές ενίσχυσης αναγράφονται οι συντεταγμένες του σημείου στο οποίο η εκάστοτε καμπύλη παρουσιάζει μέγιστο. Στον τίτλο κάθε σχήματος αναγράφονται οι τιμές των παραμέτρων για τις οποίες αυτό έχει υπολογιστεί. Σε περίπτωση μη αδιάστατων παραμέτρων, οι μονάδες που ισχύουν είναι αυτές του διεθνούς συστήματος μονάδων (SI). Επιπλέον, σε κάθε σχήμα παρουσιάζονται δυο κατακόρυφες ευθείες με παχιά διακεκομμένη γραμμή. Οι ευθείες αυτές χωρίζουν το φάσμα των συχνοτήτων σε τρία τμήματα (αριστερά της πρώτης, ενδιάμεσο και δεξιά της δεύτερης) και ορίζουν στον οριζόντιο άξονα τις τιμές των συχνοτήτων $f_{0,soil}$ και f_c . Λόγω της υπόθεσης $f_{0,soil} < f_{0,str} < f_c$ ο συντονισμός της κατασκευής θα συμβαίνει πάντα στο τμήμα μεταξύ των δυο διακεκομμένων ευθειών, όπως άλλωστε παρατηρείται και από τα διαγράμματα. Οι δυο καμπύλες κάθε σχήματος αναφέρονται στην περίπτωση που υπάρχει κυλινδρικό υπόγειο έργο κάτω από τον ταλαντωτή (ετικέτα «TSSI», Tunnel – Soil – Structure Interaction) και στη περίπτωση που ο ίδιος ταλαντωτής θεμελιώνεται σε εδαφικό στρώμα που δεν έχει υπόγεια έργα (απλή αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, «SSI», Soil – Structure Interaction).

Στα Σχήματα 4.10 – 4.13 παρατηρείται ότι η συμπεριφορά του ταλαντωτή όταν υπέρκειται υπογείου έργου δεν μεταβάλλεται σε σχέση με αυτήν του ίδιου ταλαντωτή όταν από κάτω του δεν υπάρχει υπόγειο έργο. Εξαίρεση αποτελεί η συνάρτηση μεταφοράς για την περίπτωση $D/R=2$ και για συχνότητες $f > f_c$, όπου φαίνεται ότι η επιτάχυνση είναι μειωμένη όταν υπάρχει υπόγειο έργο. Για $D/R=2$ και για συχνότητες $f > f_c$ η επιτάχυνση είναι γενικά μειωμένη σε σχέση με αυτή για $D/R=1.5$. Επίσης, από τις καμπύλες ενίσχυσης φαίνεται ότι για $D/R=2$ ο συντονισμός του συστήματος σήραγγας – εδάφους – κατασκευής γίνεται σε συχνότητα ίση με $0.67f_{0,str}$ που είναι μικρότερη από αυτή του ίδιου συντονισμού για $D/R=1.5$ ($0.83f_{0,str}$), ενώ η μέγιστη απόκριση στις δυο περιπτώσεις δεν διαφοροποιείται. Αυτό υποδηλώνει ότι το σύστημα με μεγαλύτερο βάθος σήραγγας είναι πιο εύκαμπτο. Μια πιθανή εξήγηση για αυτό είναι ότι όταν η σήραγγα πλησιάζει την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (και συνεπώς το θεμέλιο της κατασκευής) αυτό (το έδαφος) γίνεται πιο δύσκαμπτο, αφού περιορίζεται η ελευθερία κίνησής του λόγω της εγκόλλητης διεπιφάνειας της σήραγγας με αυτό. Είναι λογικό ότι όσο η διεπιφάνεια επένδυσης – εδάφους πλησιάζει την ελεύθερη επιφάνεια τόσο πιο δύσκαμπτη τοπικά να γίνεται αυτή.

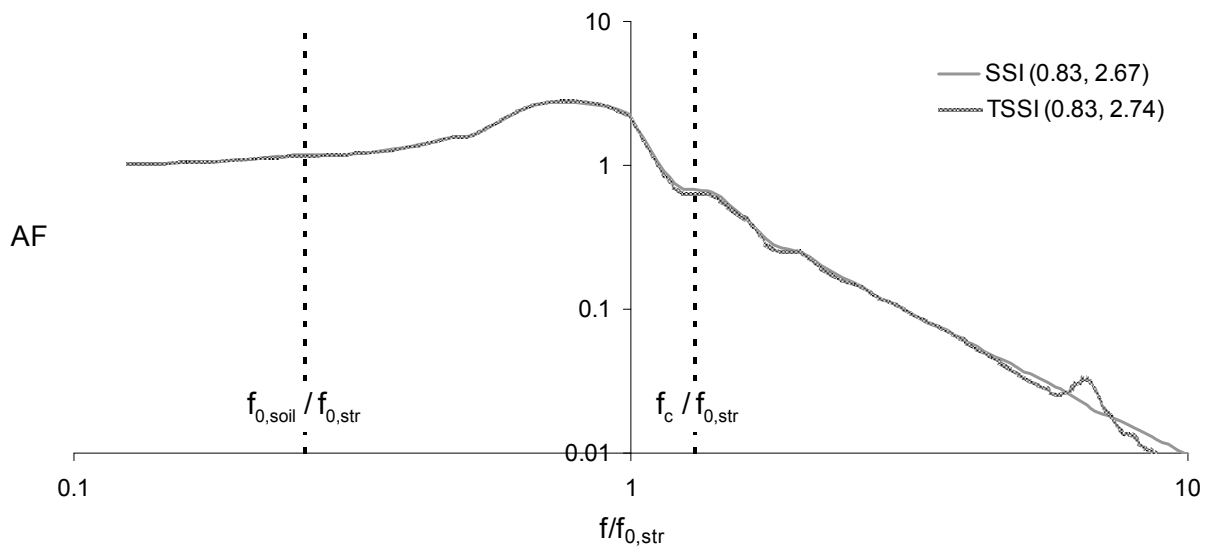
Στα Σχήματα 4.12 και 4.13 παρατηρείται ότι η συνάρτηση μεταφοράς του θεμελίου του μονοβάθμιου ταλαντωτή εμφανίζει πάντα ελάχιστο για $f=f_{0,str}$, ανεξάρτητα από το αν υπάρχει σήραγγα ή όχι από κάτω. Αυτό είναι αναμενόμενο διότι σε αυτή τη συχνότητα συμβαίνει ο συντονισμός του ταλαντωτή όταν είναι πακτωμένος στη βάση του.

$D/R=2, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$



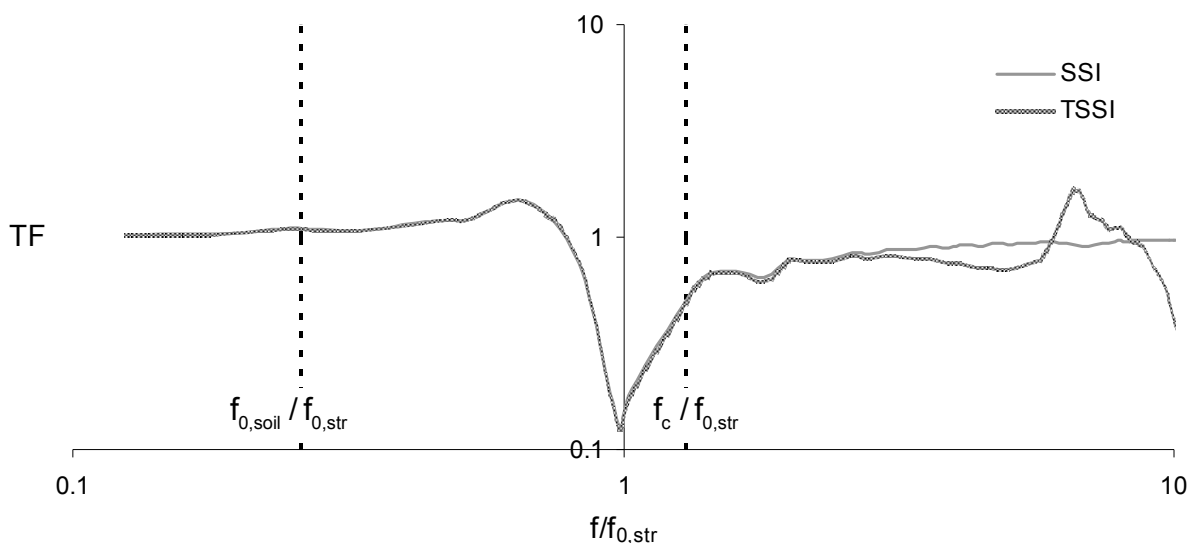
Σχήμα 4.10: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=2$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$



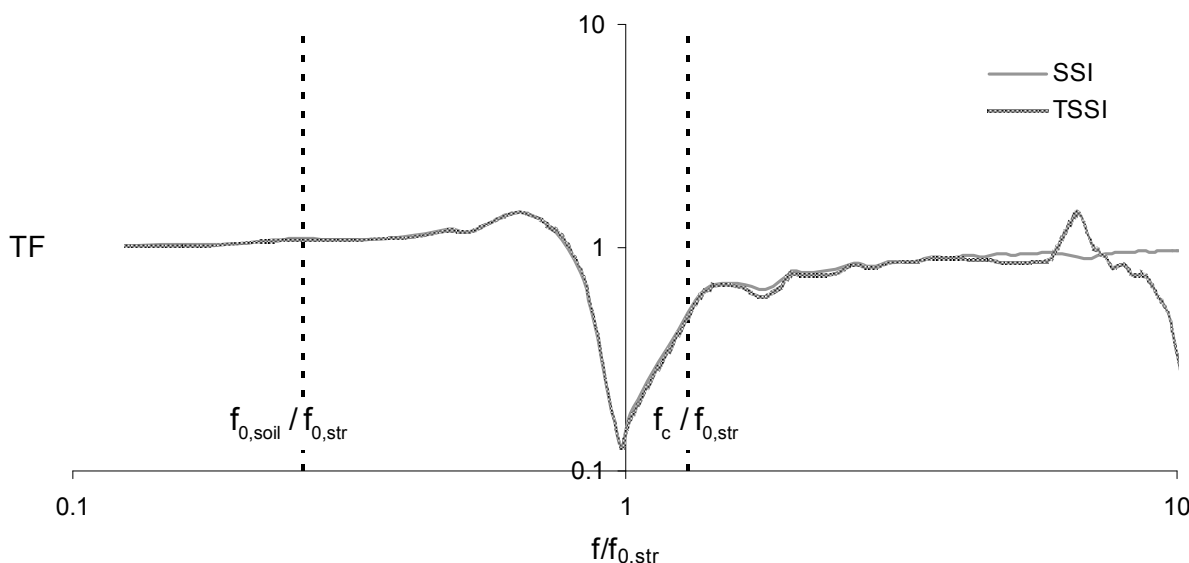
Σχήμα 4.11: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=1.5$.

$D/R=2, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$



Σχήμα 4.12: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=2$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$



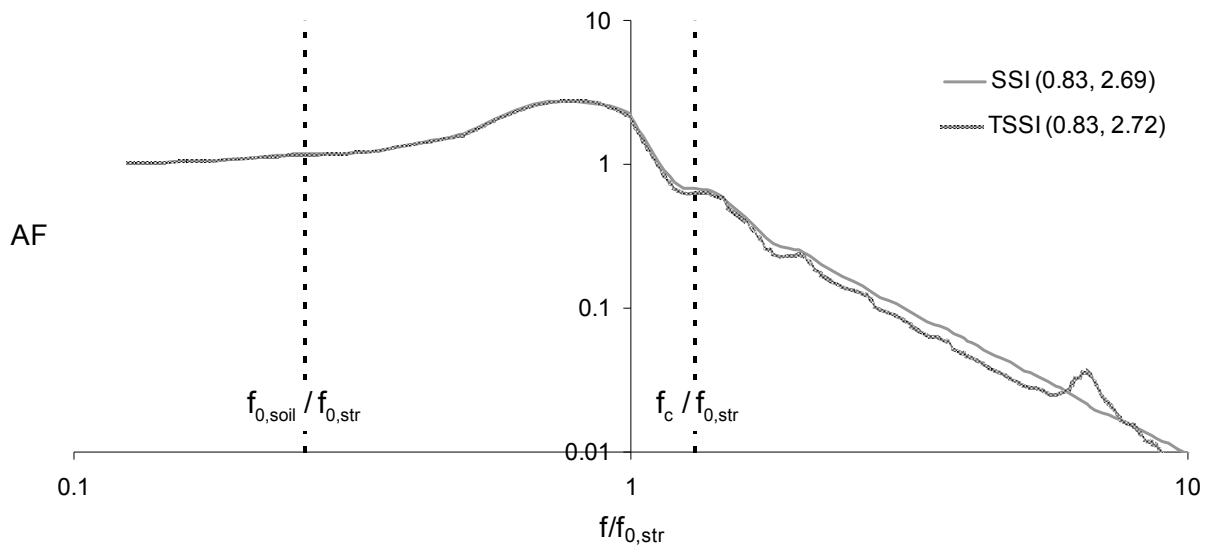
Σχήμα 4.13: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=1.5$.

4.3.3.2. Επίδραση του βάθους της σήραγγας για $F^* < F_0^*$.

Στην περίπτωση αυτή η επένδυση της σήραγγας αλληλεπιδρά με το περιβάλλον έδαφος (οι παραμορφώσεις της επένδυσης είναι μικρότερες από τις παραμορφώσεις της ανεπένδυτης κυκλικής οπής). Για το F^* εξετάστηκε η τιμή $F^*=1.67 < 9.64$ και για τον αδιάστατο λόγο βάθους προς ακτίνα της σήραγγας D/R οι τιμές 1.5 και 2 που εξετάστηκαν και στην ενότητα 4.3.3.1. Τα σχετικά διαγράμματα παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.14 έως 4.17. Τα Σχήματα 4.14 και 4.15 αναφέρονται στη δυναμική απόκριση

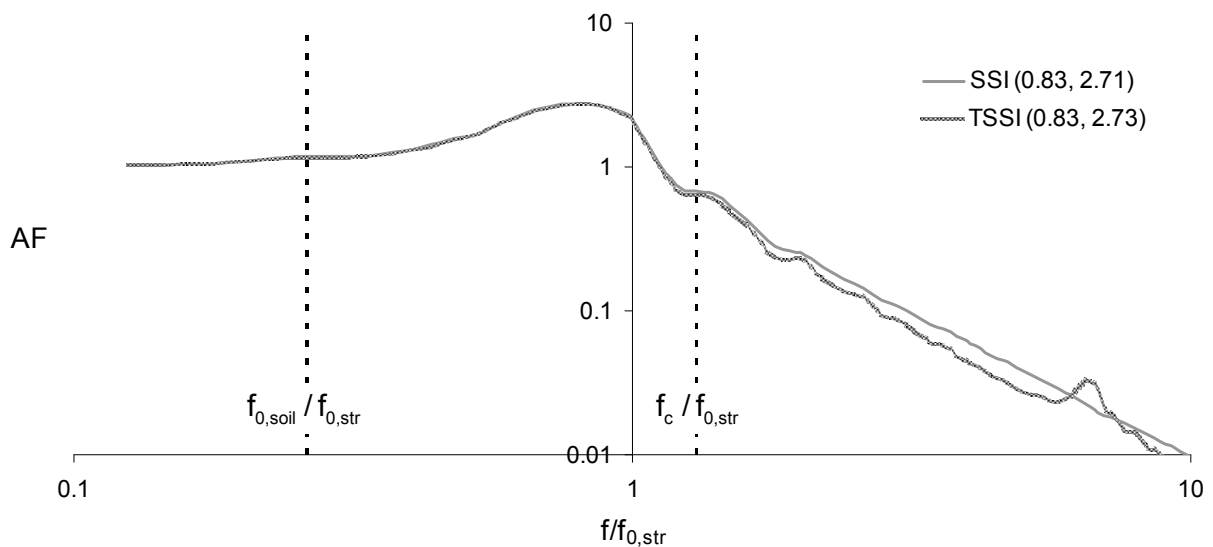
της ανωδομής ενώ τα Σχήματα 4.16 και 4.17 αναφέρονται στη δυναμική απόκριση της θεμελίωσης.

$$D/R=2, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$$



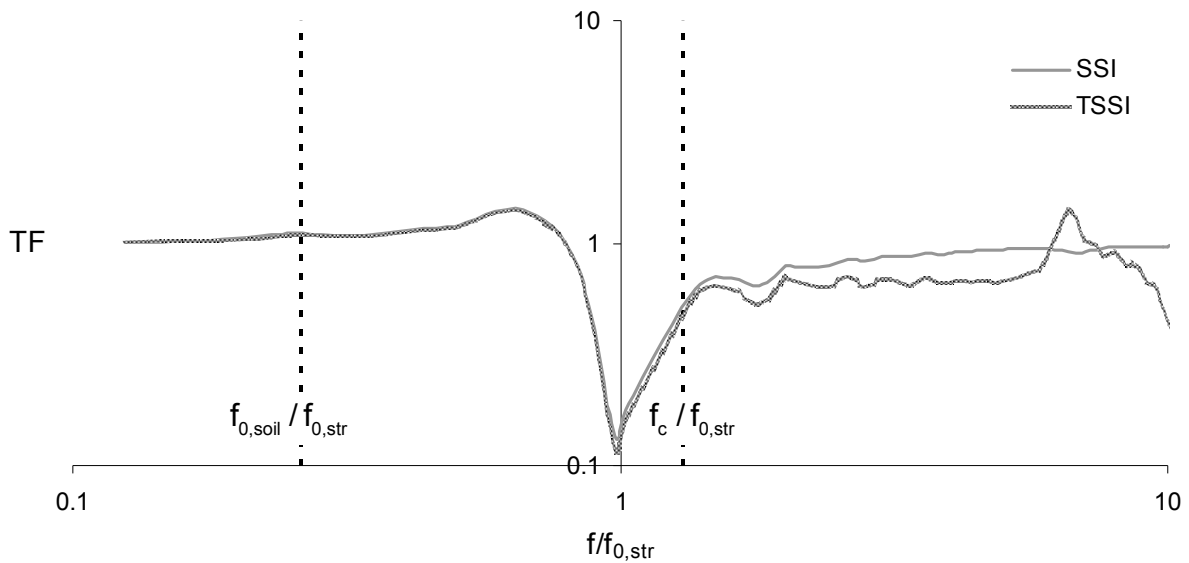
Σχήμα 4.14: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=2$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$$



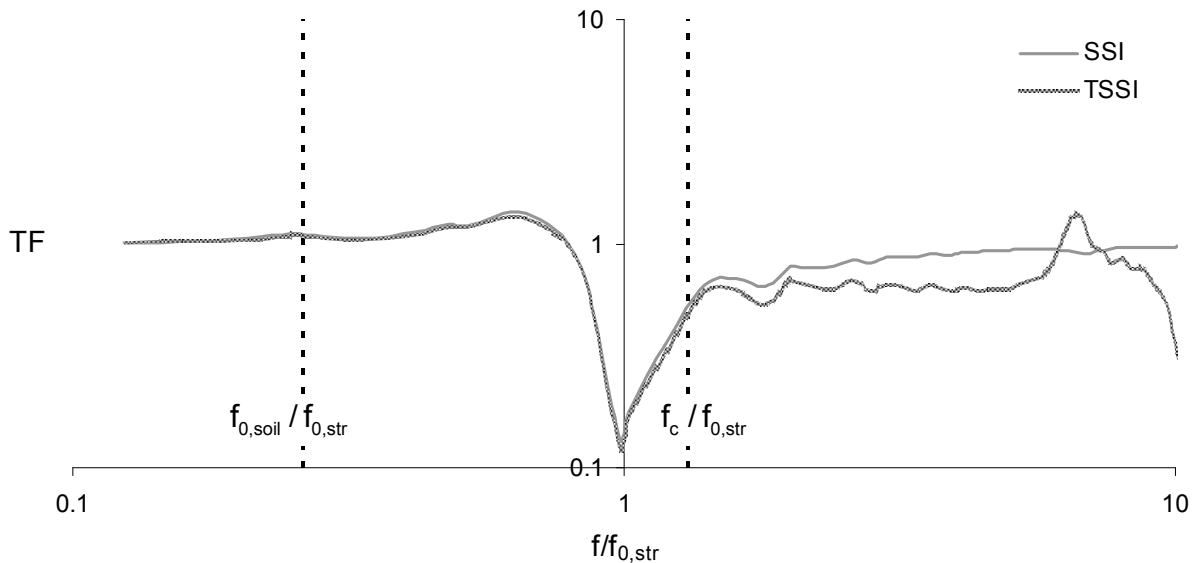
Σχήμα 4.15: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=1.5$.

$$D/R=2, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$$



Σχήμα 4.16: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=2$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2$$



Σχήμα 4.17: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) και για $D/R=1.5$.

Στα Σχήματα 4.14 – 4.17 παρατηρείται ότι όταν η συχνότητα της διέγερσης είναι μικρότερη από την f_c , η ύπαρξη σήραγγας κάτω από το θεμέλιο του ταλαντωτή δεν τροποποιεί σημαντικά την απόκριση τόσο της μάζας όσο και του θεμελίου του. Η ιδιοσυχνότητα του συστήματος σήραγγας – εδάφους – κατασκευής είναι ίδια με αυτή του συστήματος εδάφους – κατασκευής, και βρίσκεται μεταξύ των $f_{0,soil}$ και f_c . Η μέγιστη απόκριση του ταλαντωτή στις δυο περιπτώσεις όπου υπάρχει σήραγγα ή όχι είναι σχεδόν η ίδια. Στην περίπτωση όμως που η συχνότητα της επιβαλλόμενης διέγερσης γίνει μεγαλύτερη από την f_c , τότε φαίνεται ότι η επίδραση της σήραγγας στην κατασκευή

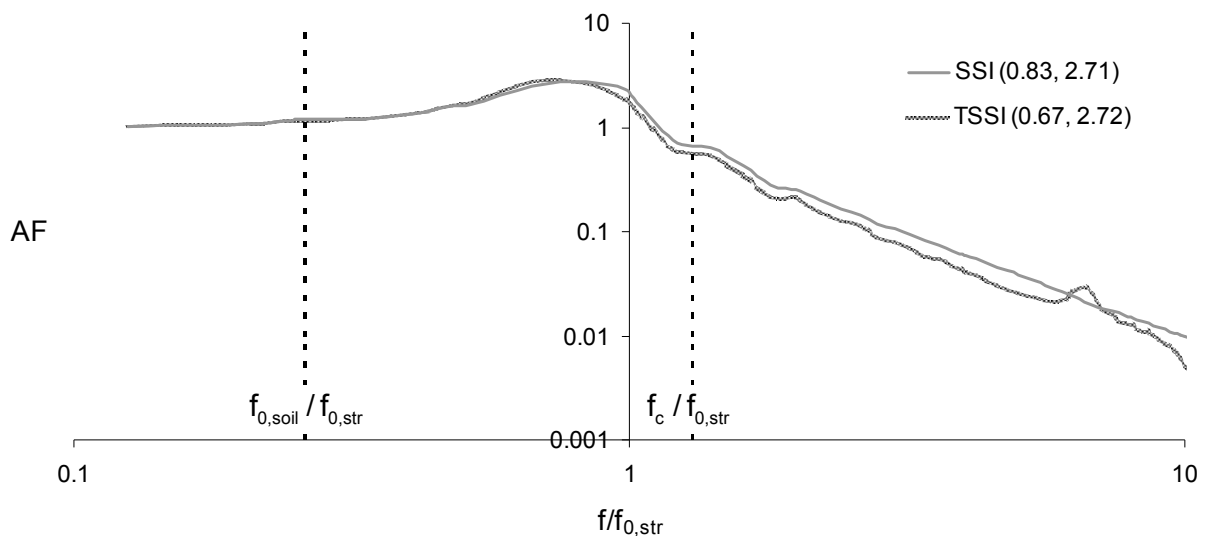
είναι σταθερά ευεργετική. Οι αποκρίσεις τόσο της ανωδομής όσο και του θεμελίου εμφανίζονται μειωμένες σε σχέση με αυτές στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει σήραγγα. Σε αυτό το φάσμα συχνοτήτων είναι προφανές ότι η αλληλεπίδραση της σήραγγας με το έδαφος είναι δυναμικής φύσεως. Η απομείωση της απόκρισης είναι μεγαλύτερη όσο πιο ρηχά βρίσκεται η σήραγγα (δηλ. για $D/R=1.5$).

Σύγκριση των Σχημάτων 4.14 – 4.17 που ισχύουν για αλληλεπίδραση σήραγγας – εδάφους με τα ομόλόγιά τους 4.10 – 4.13 που ισχύουν όταν η σήραγγα δεν αλληλεπιδρά με το έδαφος δείχνει ότι όταν υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ σήραγγας και εδάφους αυτή είναι ευνοϊκή για την υπερκείμενη κατασκευή για συχνότητες μεγαλύτερες της συχνότητας κατωφλίου f_c και δεν επηρεάζει την απόκριση για μικρότερες συχνότητες.

4.3.3.3. Επίδραση της θέσης της κατασκευής σε σχέση με τη σήραγγα για $F^* < F_0^*$.

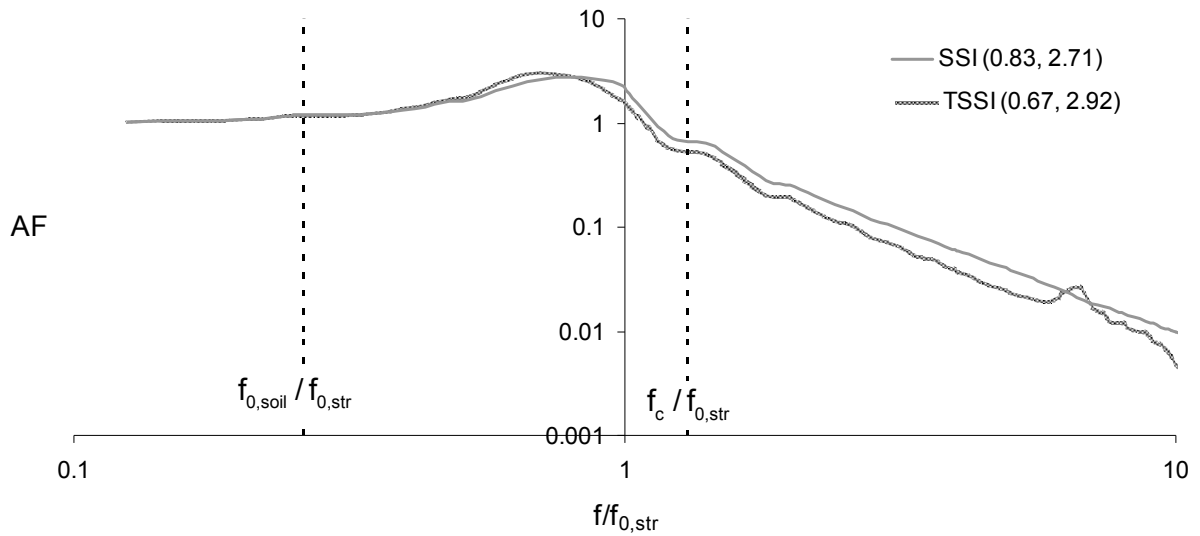
Ενδιαφέρον έχει η διερεύνηση της επιρροής της θέσης της κατασκευής στην απόκρισή της. Η διερεύνηση αυτή γίνεται μόνο για $F^* < F_0^*$, αφού όπως αποδείχτηκε προηγουμένως μόνο στην περίπτωση αυτή έχουμε κάποια επίδραση στην απόκριση της κατασκευής. Επίσης, ο λόγος βάθους σήραγγας προς ακτίνα $D/R=1.5$. Εξετάζεται η επίδραση της οριζόντιας απόστασης του υποστυλώματος της κατασκευής από το κέντρο της σήραγγας. Η επίδραση αυτή εξετάζεται θεωρώντας την παραπάνω οριζόντια απόσταση αδιαστατοποιημένη ως προς την ακτίνα x/R . Εξετάζονται τιμές του λόγου x/R από 0 έως και 2. Στα Σχήματα 4.18 – 4.29 αρχικά παρουσιάζονται οι συντελεστές ενίσχυσης της απόκρισης της ανωδομής και στη συνέχεια οι συναρτήσεις μεταφοράς της απόκρισης της θεμελίωσης.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=0.33$



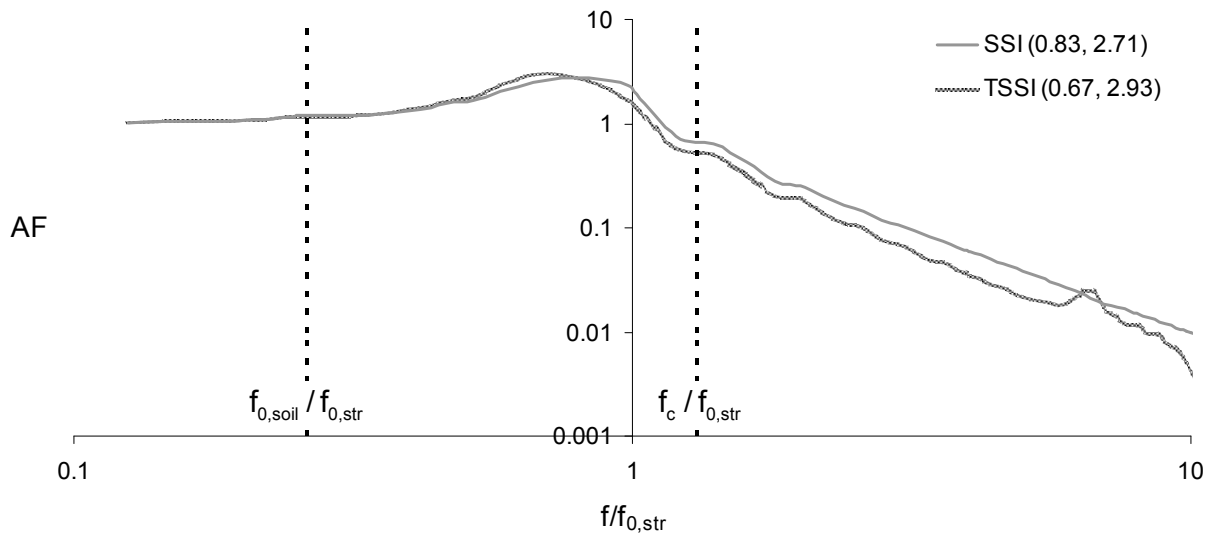
Σχήμα 4.18: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=0.67$



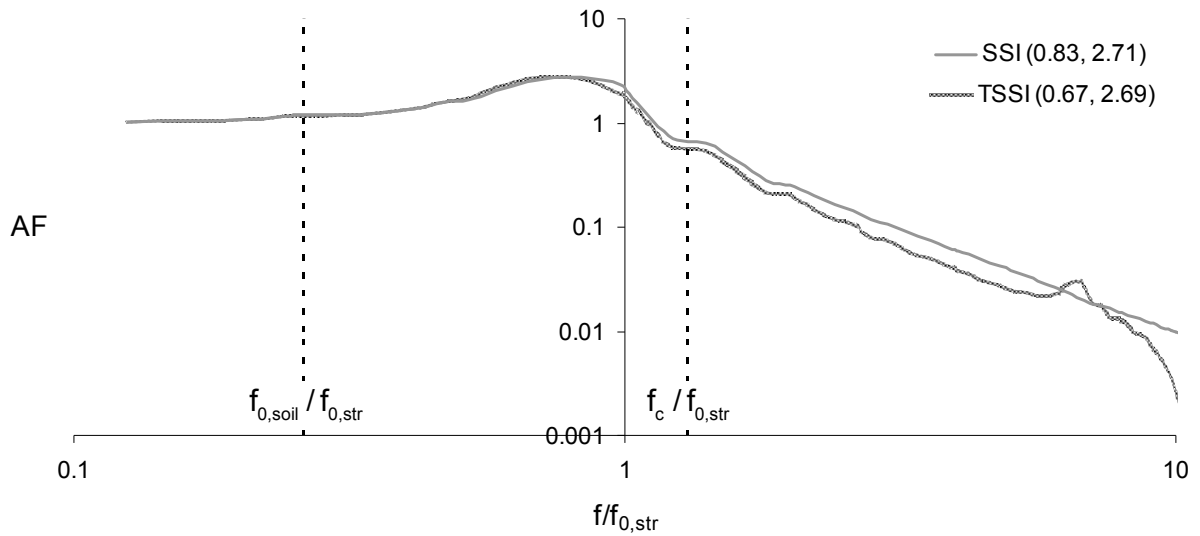
Σχήμα 4.19: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.67$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=1$



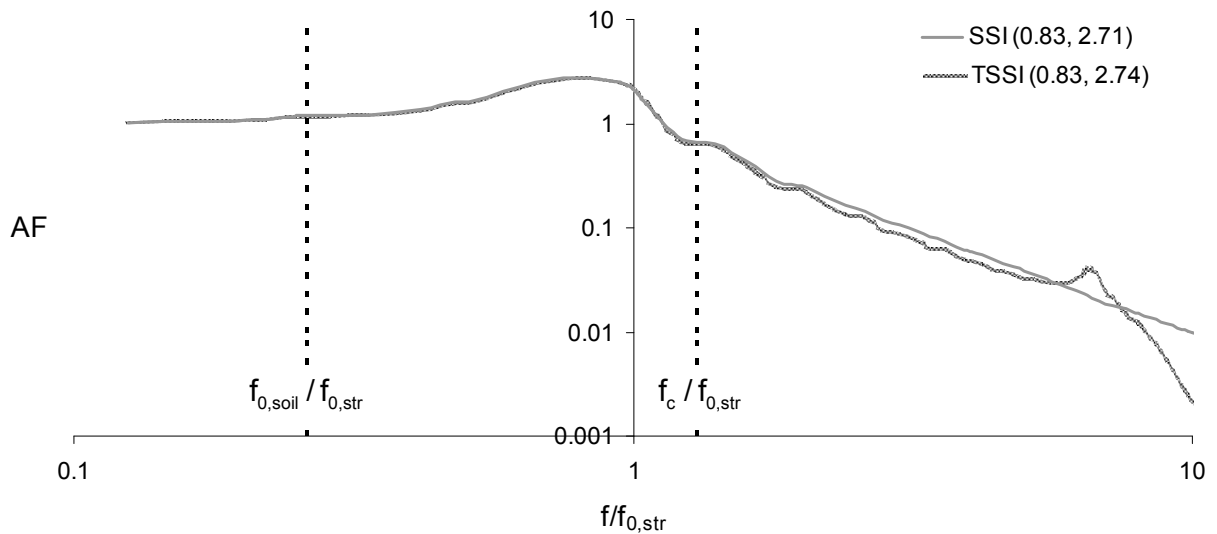
Σχήμα 4.20: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, \chi/R=1.33$



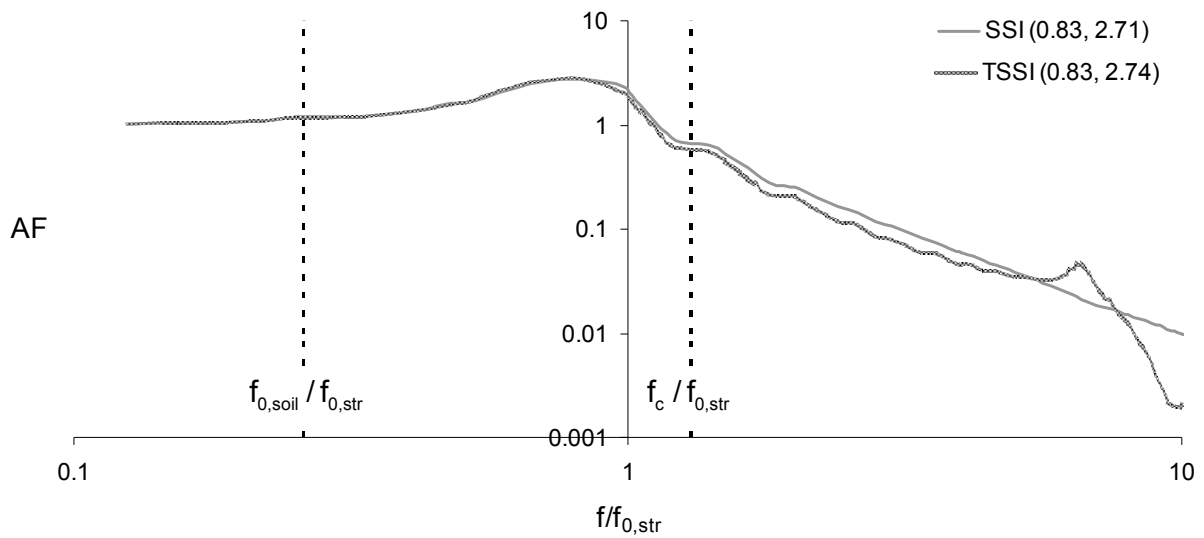
Σχήμα 4.21: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $\chi/R=1.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, \chi/R=1.67$



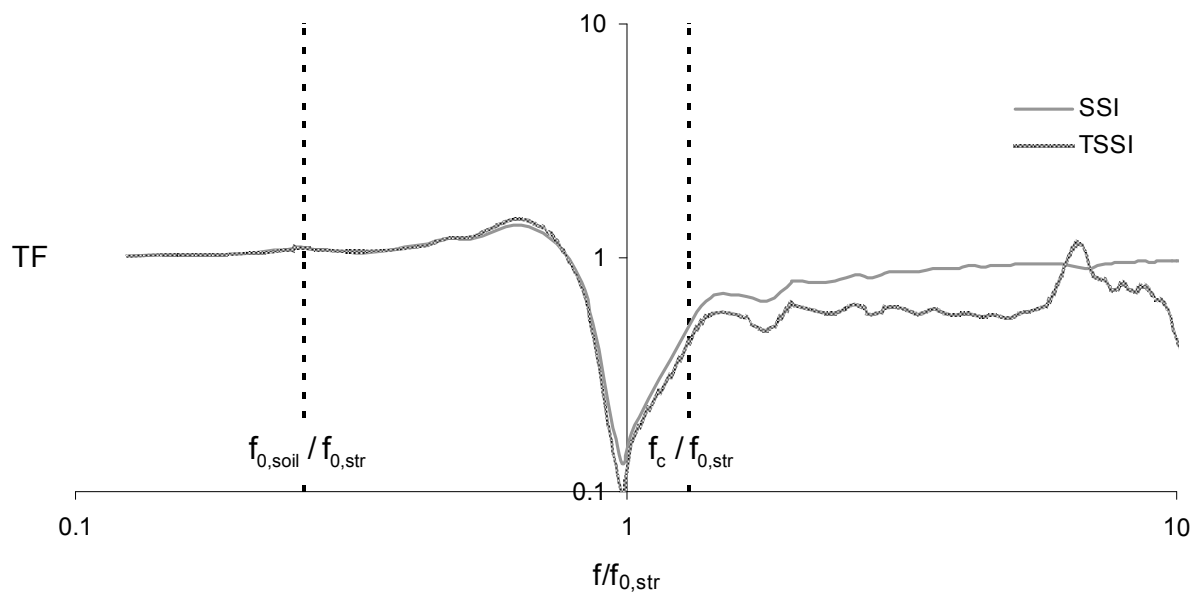
Σχήμα 4.22: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $\chi/R=1.67$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=2$



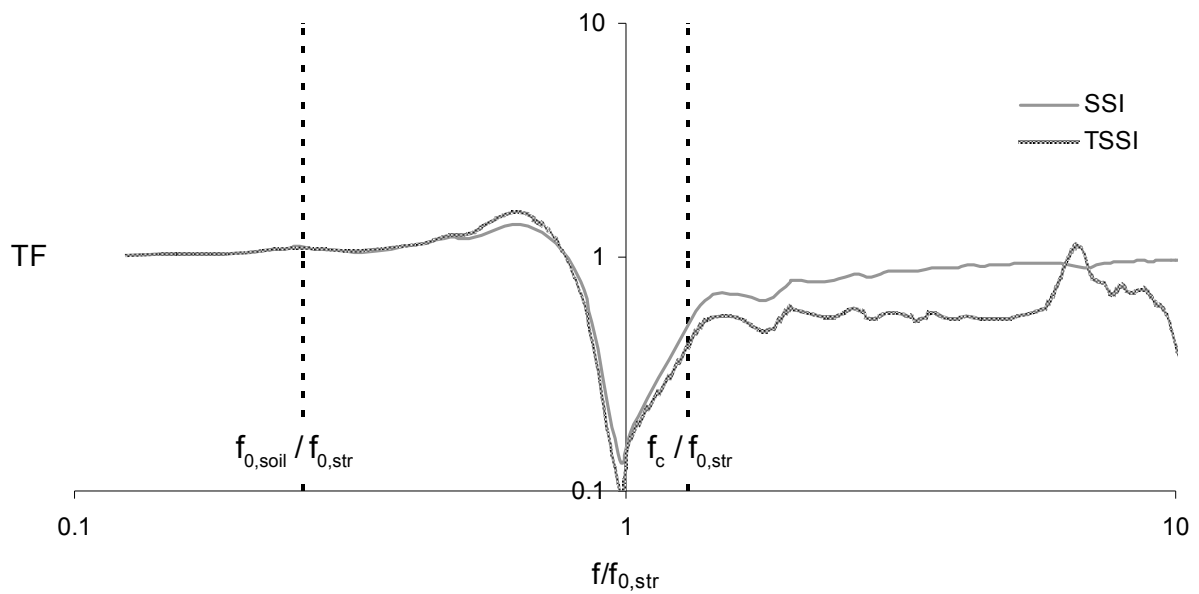
Σχήμα 4.23: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=2$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=0.33$



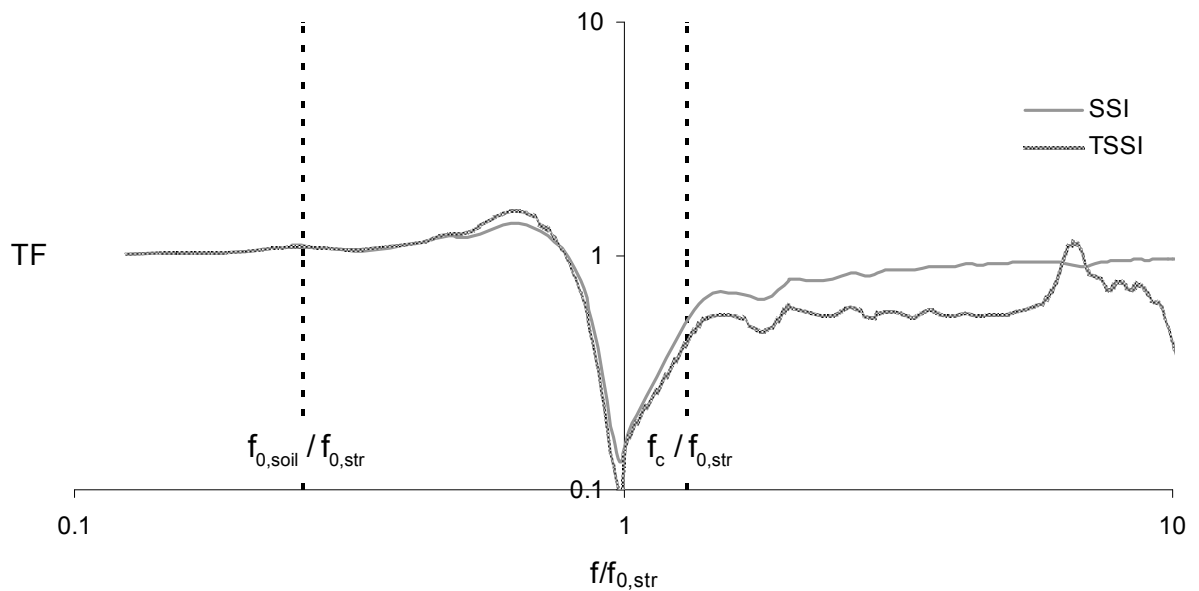
Σχήμα 4.24: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=0.67$



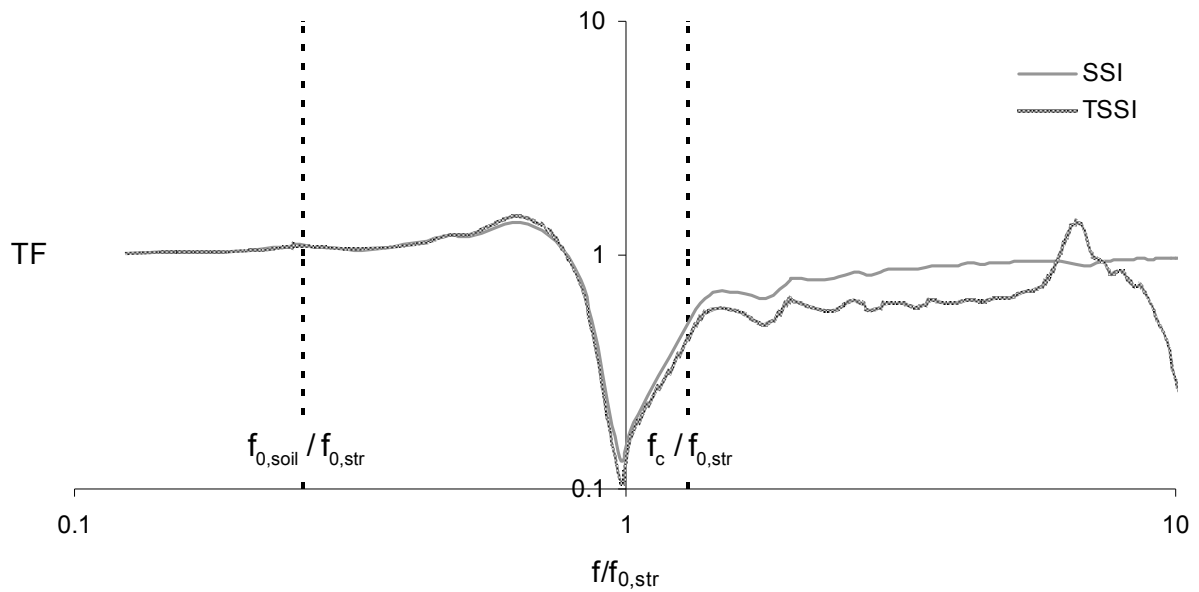
Σχήμα 4.25: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.67$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=1$



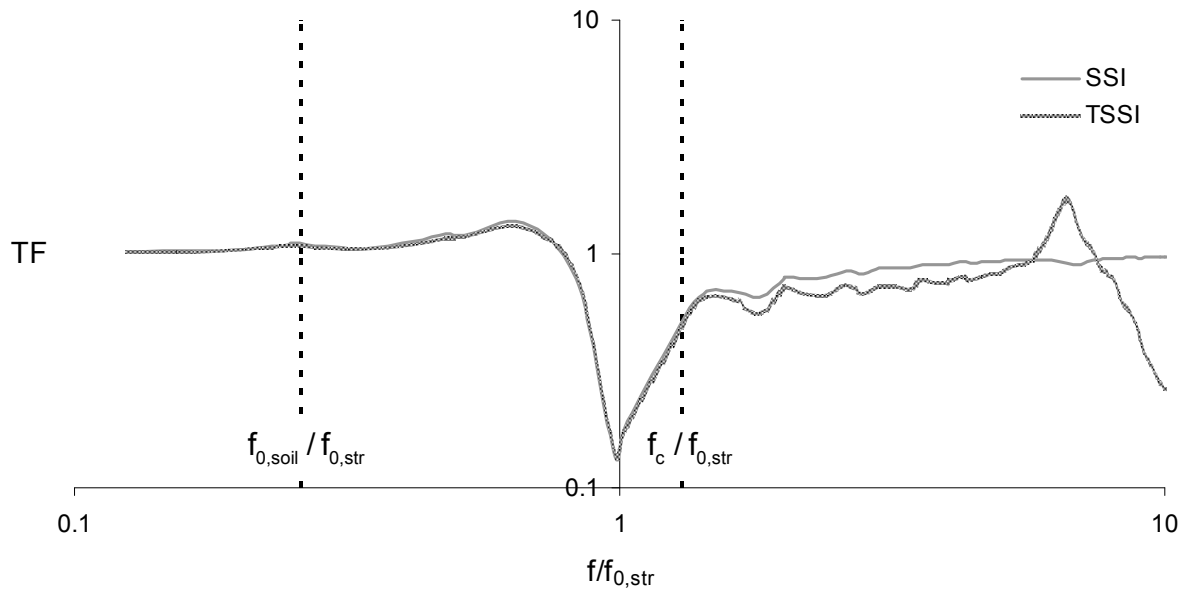
Σχήμα 4.26: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=1.33$



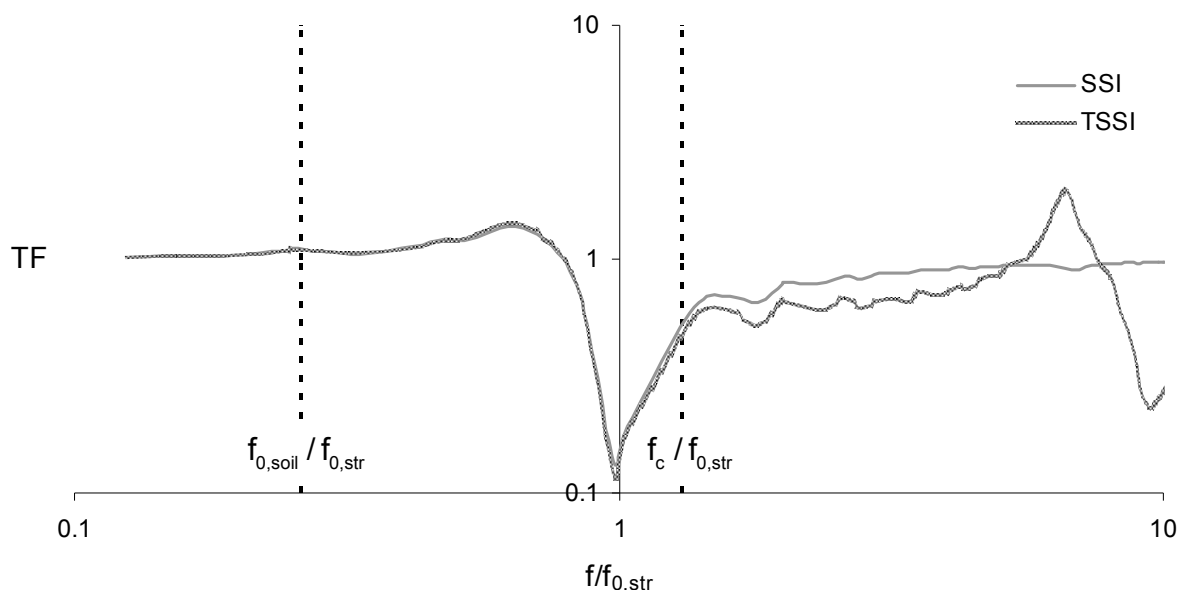
Σχήμα 4.27: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=1.67$



Σχήμα 4.28: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1.67$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.67, \sigma=62.5, \gamma=42.22, T_{str}=2, x/R=2$$



Σχήμα 4.29: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=2$.

Από τα Σχήματα 4.18 – 4.23 παρατηρείται ότι η μεταβολή της θέσης του ταλαντωτή ως προς τη σήραγγα δεν επιφέρει αλλαγή στη μέγιστη απόκρισή του, τροποποιεί όμως την ιδιοσυχνότητά του. Φαίνεται ότι όταν $x/R=1$ η απόκλιση της ιδιοσυχνότητας του συστήματος σήραγγας – εδάφους – κατασκευής από την ιδιοσυχνότητα του συστήματος εδάφους – κατασκευής είναι μέγιστη. Για μικρότερο ή μεγαλύτερο x/R η ιδιοσυχνότητα τείνει σε αυτήν του συνήθους συστήματος εδάφους – κατασκευής. Η μέγιστη απόκριση του ταλαντωτή παραμένει σταθερή όταν ο λόγος x/R μεταβάλλεται, και στο υψίσυχο φάσμα ($f > f_c$) η ευεργετικότητα της σήραγγας που αναφέρθηκε προηγουμένως συνεχίζει να υφίσταται, όντας μέγιστη για $x/R=1$. Από τα παραπάνω φαίνεται ότι η θέση του ταλαντωτή ως προς τη σήραγγα καθορίζει την ιδιοσυχνότητά του και τη δυναμική συμπεριφορά του στο υψίσυχο φάσμα, αλλά όχι τη μέγιστη ενίσχυση στο μεσαίο φάσμα συχνοτήτων ($f_{0,soil} < f < f_c$).

Όσον αφορά την επιτάχυνση στη θεμελίωση του ταλαντωτή, παρατηρείται ότι καθώς αυτός απομακρύνεται από τη σήραγγα οριζοντίως, η συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του αυξάνεται. Η τιμή της ισούται σχεδόν με 0.1 όταν $f=f_{0,str}$ και $x/R=0.33$ έως 1. Για μεγαλύτερες τιμές του λόγου x/R η τιμή της αυξάνεται και τείνει να εξισωθεί με την αντίστοιχη για απλή αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Ωστόσο, όταν $x/R=0$ (Σχήμα 4.17) η επιτάχυνση στη βάση δεν διαφοροποιείται στις δυο περιπτώσεις. Συνεπώς από τα παραπάνω προκύπτει ότι όταν υπάρχει ασυμμετρία στο πρόβλημα της ΔΑΣΕΑ τότε η οριζόντια επιτάχυνση στη βάση του ταλαντωτή είναι μικρότερη όταν από κάτω υπάρχει υπόγεια σήραγγα. Στο υψίσυχο φάσμα η επιτάχυνση στη θεμελίωση είναι και αυτή μικρότερη από την αντίστοιχη της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.

4.3.4. Περίπτωση $f_{0,soil} < f_c < f_{0,str}$

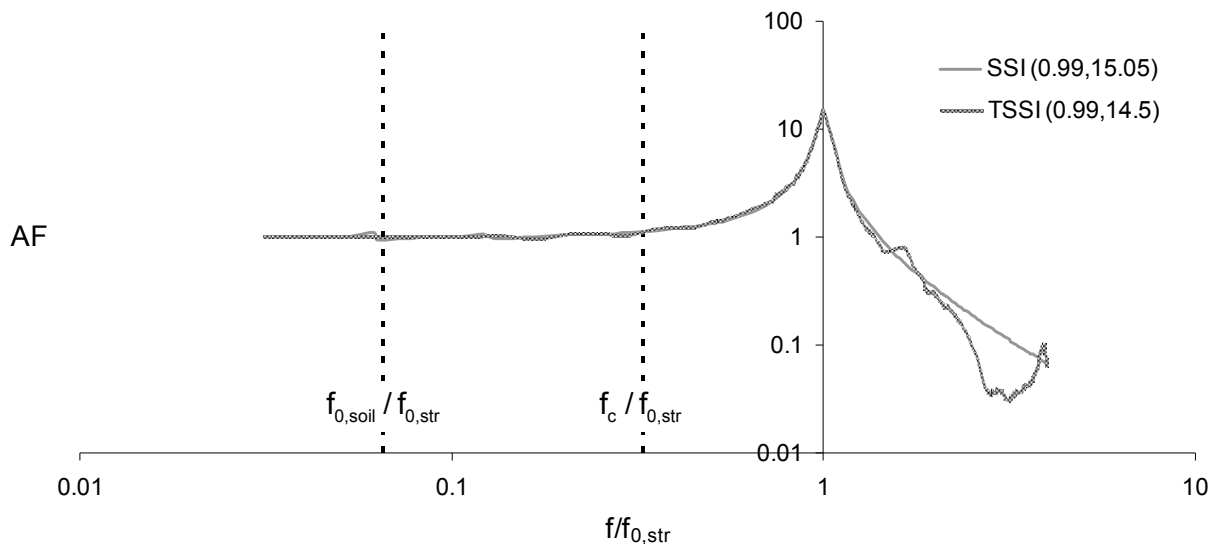
Στην περίπτωση αυτή η κατασκευή συντονίζεται σε ένα περιβάλλον όπου όλοι οι υπόλοιποι συμμετέχοντες φορείς (έδαφος, σήραγγα) αποκρίνονται δυναμικά. Η περίπτωση αυτή μπορεί να προκύψει όταν το υποκείμενο έδαφος είναι πολύ μαλακό

(χαμηλό V_s). Στα επόμενα οι συχνότητες που θεωρήθηκαν είναι $f_{0,soil}=0.13\text{Hz}$, $f_{0,str}=2\text{Hz}$ και $f_c=0.65\text{Hz}$.

4.3.4.1. Επίδραση της αλληλεπίδρασης σήραγγας – εδάφους

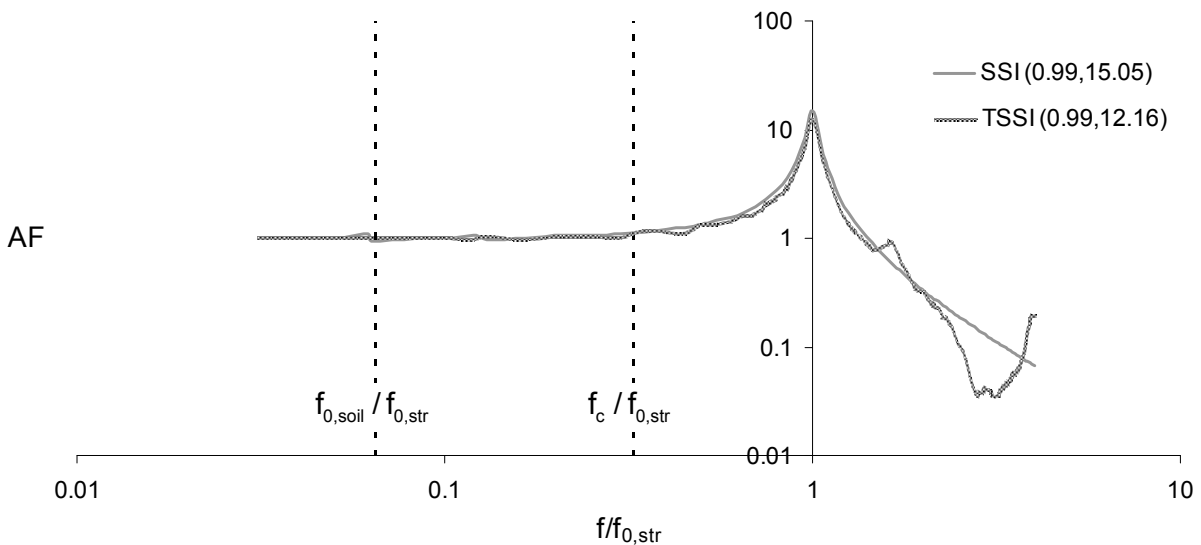
Θα θεωρηθούν (καταχρηστικά) οι περιπτώσεις όπου $F^*>F_0^*$ και $F^*<F_0^*$. Στην πρώτη περίπτωση υποτίθεται ότι δεν υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους – σήραγγας ενώ στη δεύτερη η αλληλεπίδραση αυτή είναι υπαρκτή, αν και αυτό δεν είναι θεωρητικά σωστό,

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5$$



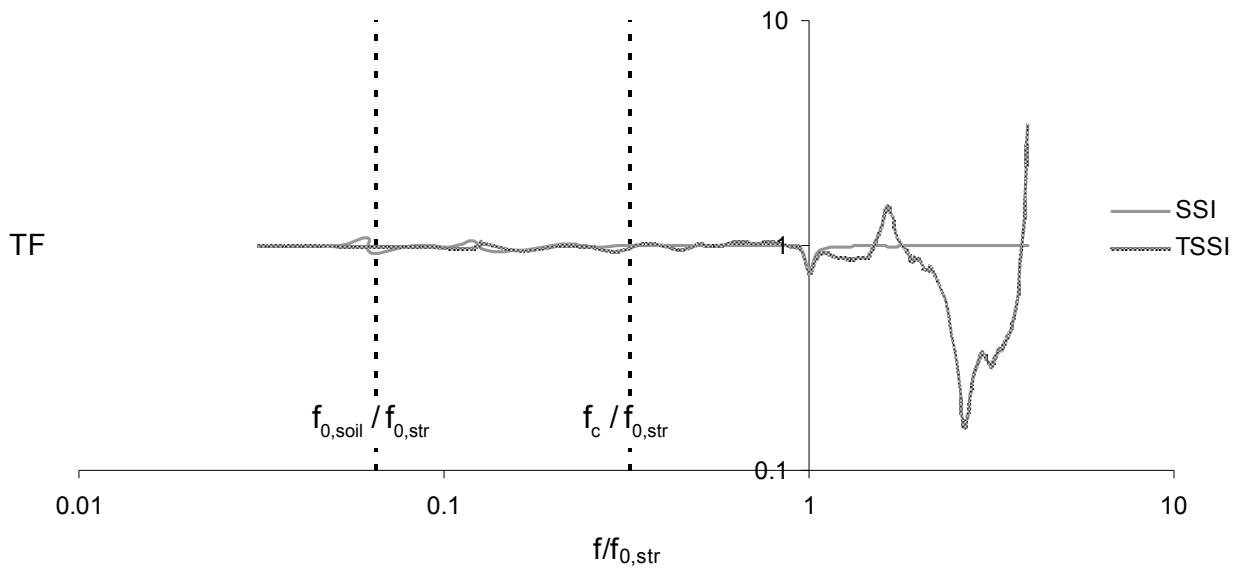
Σχήμα 4.30: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^*>F_0^*$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5$$



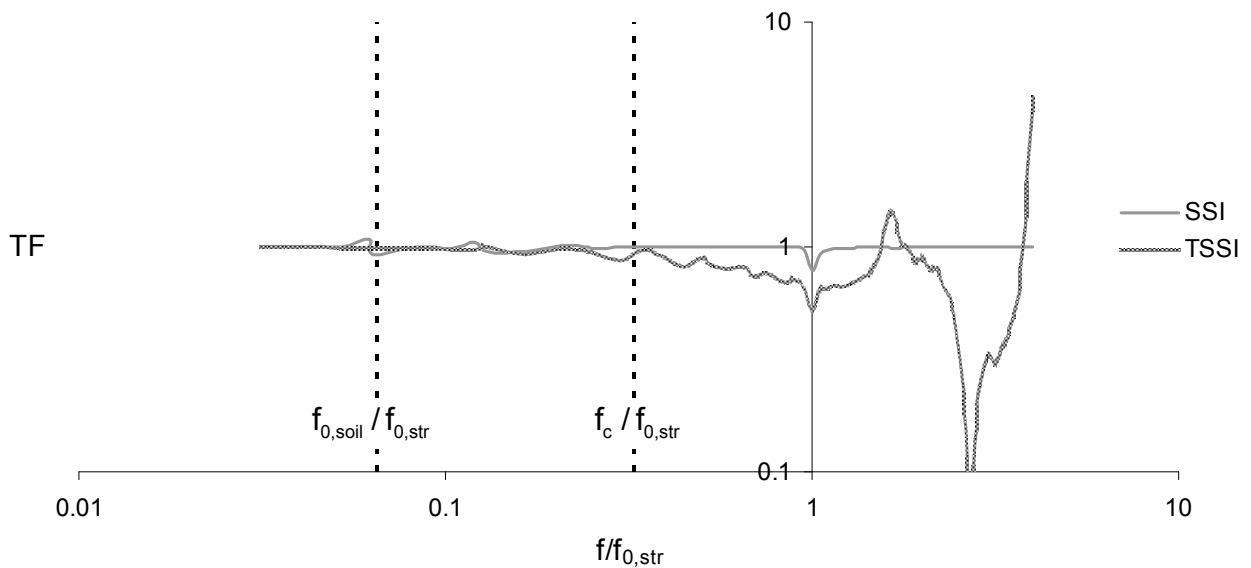
Σχήμα 4.31: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^*<F_0^*$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=33.33, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5$$



Σχήμα 4.32: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* > F_0^*$.

$$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5$$



Σχήμα 4.33: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$.

αφού η σύγκριση των F^* και F_0^* προϋποθέτει οιονεί στατική αλληλεπίδραση εδάφους – σήραγγας και όχι δυναμική. Σε κάθε περίπτωση η κατασκευή βρίσκεται ακριβώς πάνω από τη σήραγγα ($x/R=0$) και το αδιάστατο βάθος της σήραγγας $D/R=1.5$. Στα Σχήματα 4.30 – 4.33 φαίνονται αποτελέσματα σχετικά με τους συντελεστές ενίσχυσης και τις συναρτήσεις μεταφοράς.

Στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει αλληλεπίδραση επένδυσης – εδάφους παρατηρείται στα Σχήματα 4.30 και 4.32 ότι η απόκριση της κατασκευής όταν υπέρκειται πάνω από σήραγγα δεν διαφοροποιείται από αυτή της απλής

αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής (όπου δεν υπάρχει σήραγγα) παρά μόνο σε υψηλές συχνότητες μεγαλύτερες από την $f_{0, \text{str}}$, δηλαδή όταν η κατασκευή αποκρίνεται δυναμικά. Για $f > f_{0, \text{str}}$ η ΔΑΣΕΑ είναι ως επί το πλείστον ευεργετική. Όταν υπάρχει αλληλεπίδραση επένδυσης – εδάφους που αντιστοιχεί στα Σχήματα 4.31 και 4.33 τότε παρατηρείται μείωση της απόκρισης τόσο στην ανωδομή όσο και στη βάση για συχνότητες $f > f_c$. Η μείωση του συντελεστή ενίσχυσης όταν συντονίζεται η κατασκευή σύμφωνα με το Σχήμα 4.31 είναι από 15.05 σε 12.16, ενώ η μείωση της συνάρτησης μεταφοράς στη θεμελίωση που δείχνει το Σχήμα 4.33 είναι πολύ μεγαλύτερη.

Σε αντίθεση με τα Σχήματα 4.24 έως 4.29 όπου η συνάρτηση μεταφοράς σχεδόν υποδεκαπλασιάζεται για $f = f_{0, \text{str}}$, στα Σχήματα 4.32 και 4.33 η μείωση που παρατηρείται είναι πολύ λιγότερη. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με το ότι οι ιδιοσυχνότητες των συστημάτων σήραγγας – εδάφους – κατασκευής και εδάφους – κατασκευής είναι ίσες με $f_{0, \text{str}}$ (αν και οι τιμές των σ και γ είναι εντός των ορίων που επιτρέπουν την ύπαρξη αλληλεπίδρασης) δείχνει ότι η δυσκαμψία του ταλαντωτή ως προς την εμπέδηση του εδάφους είναι μικρή. Εντούτοις, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής εκδηλώνεται μέσω της τροποποίησης της απόσβεσης της κατασκευής, η οποία αυξάνεται στην απλή αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής (ο συντελεστής ενίσχυσης είναι ίσος με 15.05 ενώ ο αντίστοιχος για πλήρη πάκτωση του ταλαντωτή είναι 20) και γίνεται ακόμα μεγαλύτερη για την περίπτωση της ΔΑΣΕΑ (συντελεστής ενίσχυσης ίσος με 14.5 για μη αλληλεπίδραση εδάφους – επένδυσης όπου $F^* = 33.33$ και 12.16 στην αντίθετη περίπτωση όπου $F^* = 1.66$). Οι τιμές αυτές για την ενίσχυση φαίνονται στα Σχήματα 4.30 και 4.31. Υπενθυμίζεται ότι από τη δυναμική των κατασκευών η μέγιστη απόκριση και η απόσβεση είναι μεγέθη αντιστρόφως ανάλογα. Προκύπτει το συμπέρασμα ότι όταν υπάρχει αλληλεπίδραση επένδυσης – εδάφους η απόσβεση αυξάνεται για την κατασκευή σε σχέση με αυτήν που παρατηρείται όταν δεν υπάρχει η αλληλεπίδραση αυτή. Επίσης και στις δυο περιπτώσεις ύπαρξης σήραγγας κάτω από το θεμέλιο της κατασκευής φαίνεται ότι η ΔΑΣΕΑ είναι ευεργετική για συχνότητες κοντά στην ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, ανεξάρτητα του πως αλληλεπιδρά η επένδυση και το περιβάλλον έδαφος.

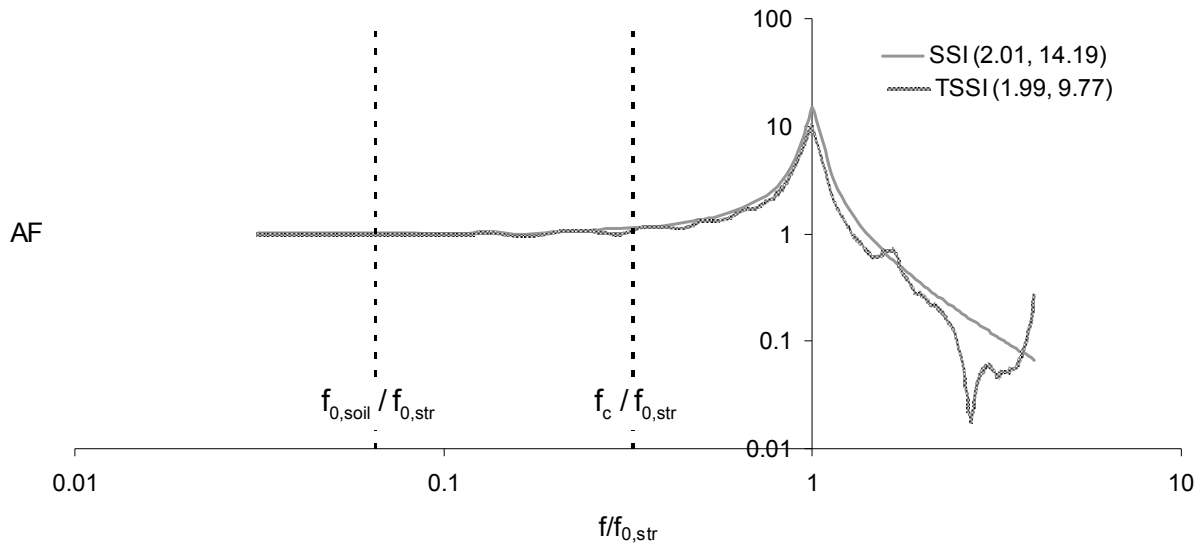
Κάτι άλλο που πρέπει να επισημανθεί είναι ότι η αυξημένη απόσβεση οφείλεται στη δυναμική απόκριση του εδάφους, κατά το συντονισμό της κατασκευής. Όταν η συχνότητα της διέγερσης γίνει ίση με $f_{0, \text{str}}$ το έδαφος ταλαντώνεται με συχνότητα πολύ μεγαλύτερη από τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητά του $f_{0, \text{soil}}$. Συνεπώς οι δυναμικές εμπεδήσεις του εδάφους τις οποίες «αντιλαμβάνεται» το θεμέλιο της κατασκευής είναι κατά πολύ αυξημένες, πράγμα που έχει ως αποτέλεσμα η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής να εμφανίζεται ως αύξηση της απόσβεσης και όχι ως μείωση της ιδιοσυχνότητας της κατασκευής, όπως είναι γενικά αναμενόμενο. Με άλλα λόγια, η αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής δεν έχει πάντα ως αποτέλεσμα την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, αλλά ο πιο σωστός ισχυρισμός είναι ότι εφόσον υπάρχει αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, τότε είτε η ιδιοσυχνότητα είτε η απόσβεση της κατασκευής θα τροποποιηθούν. Αν και οι δυο έχουν τιμές που αντιστοιχούν στην περίπτωση της πλήρους πάκτωσης, τότε συμπεραίνεται ότι δεν υφίσταται αλληλεπίδραση.

Από τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα ότι για συχνότητες $f > f_{0, \text{str}}$ η επιρροή της σήραγγας είναι η αύξηση της απόσβεσης στην κατασκευή, δηλαδή η σήραγγα δρα ως ένας αποσβεστήρας που προστίθεται στην απόσβεση του εδάφους (υλικού και ακτινοβολίας). Η επιρροή αυτή γίνεται εντονότερη όσο μειώνεται το F^* , δηλαδή για αυξανόμενη αλληλεπίδραση εδάφους – επένδυσης.

4.3.4.2. Επίδραση της θέσης της κατασκευής σε σχέση με τη σήραγγα

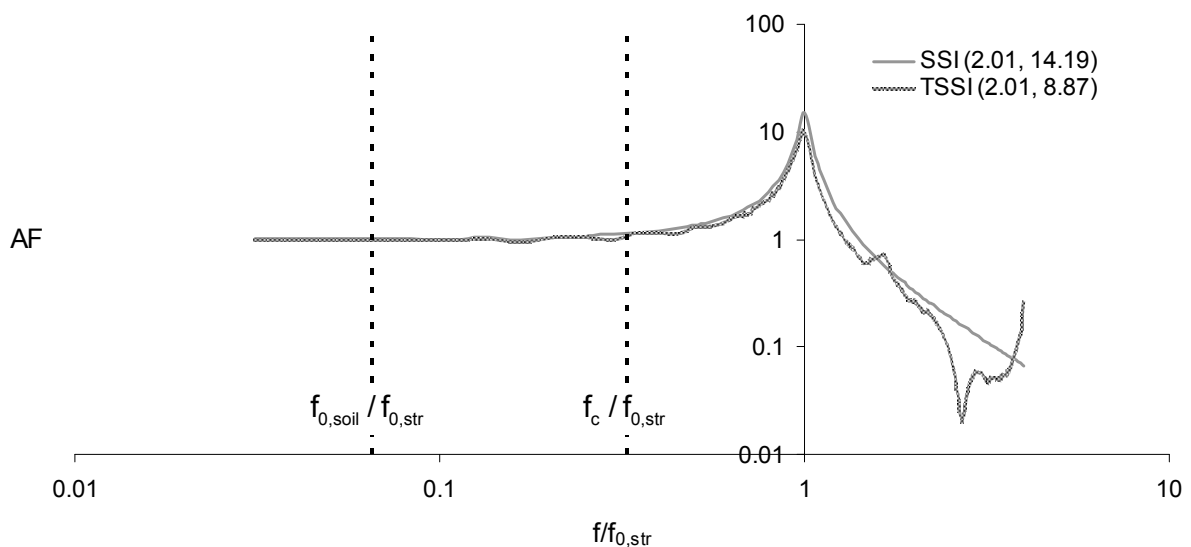
Εξετάζεται η επίδραση της αδιαστατοποιημένης οριζόντιας απόστασης του υποστρώματος της κατασκευής από το κέντρο της σήραγγας στην απόκρισή της. Στα Σχήματα 4.34 – 4.41 παριστάνονται οι συναρτήσεις ενίσχυσης και μεταφοράς για τιμές του λόγου x/R από 0.33 έως 1.33 και για την περίπτωση όπου υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και επένδυσης ($F^* < F_0^*$).

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=0.33$



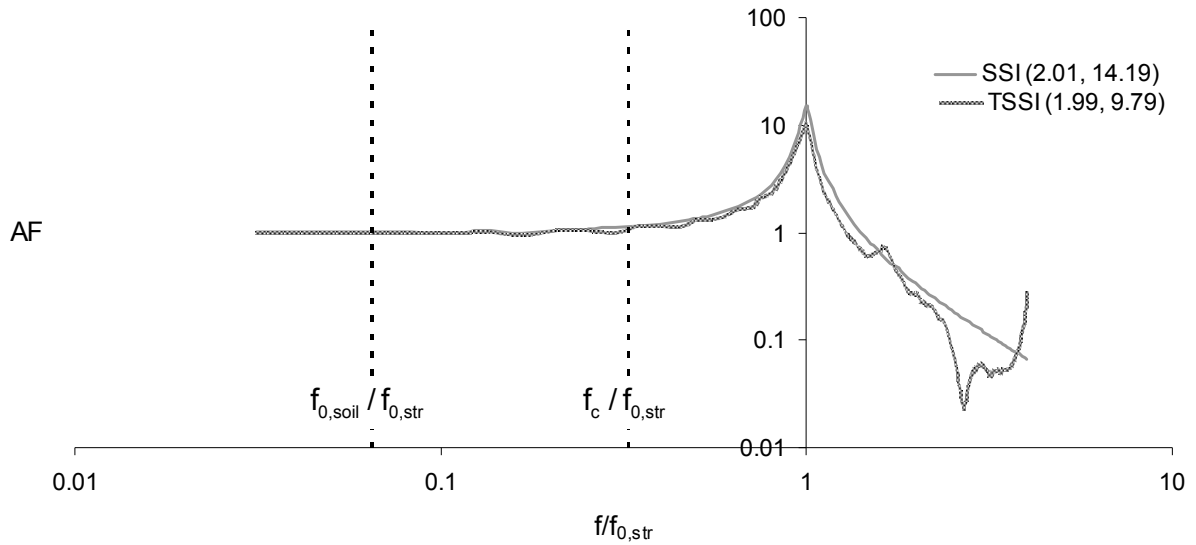
Σχήμα 4.34: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=0.67$



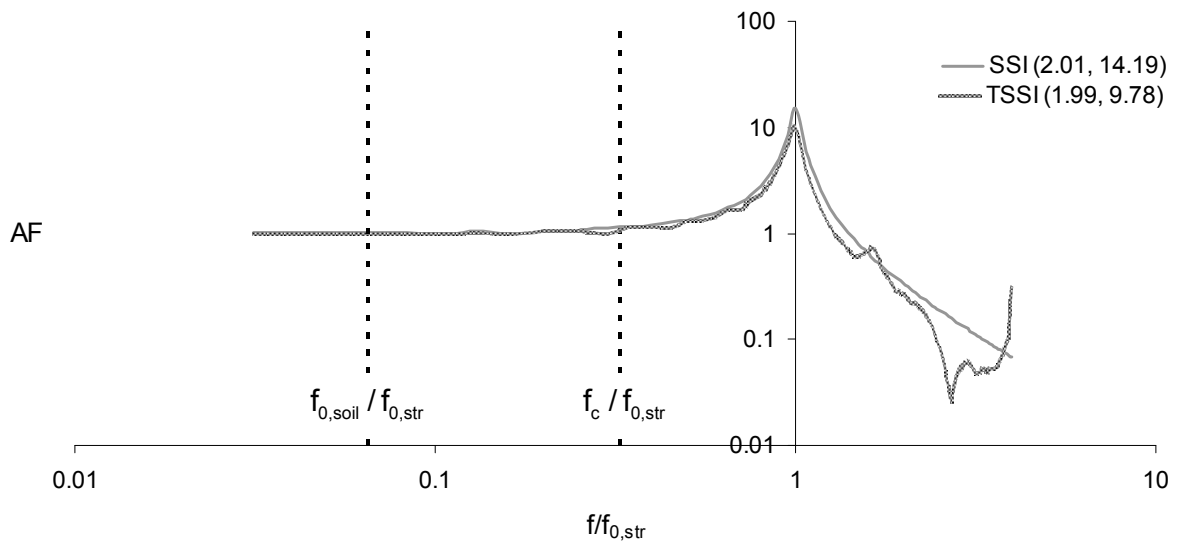
Σχήμα 4.35: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.67$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, \chi/R=1$



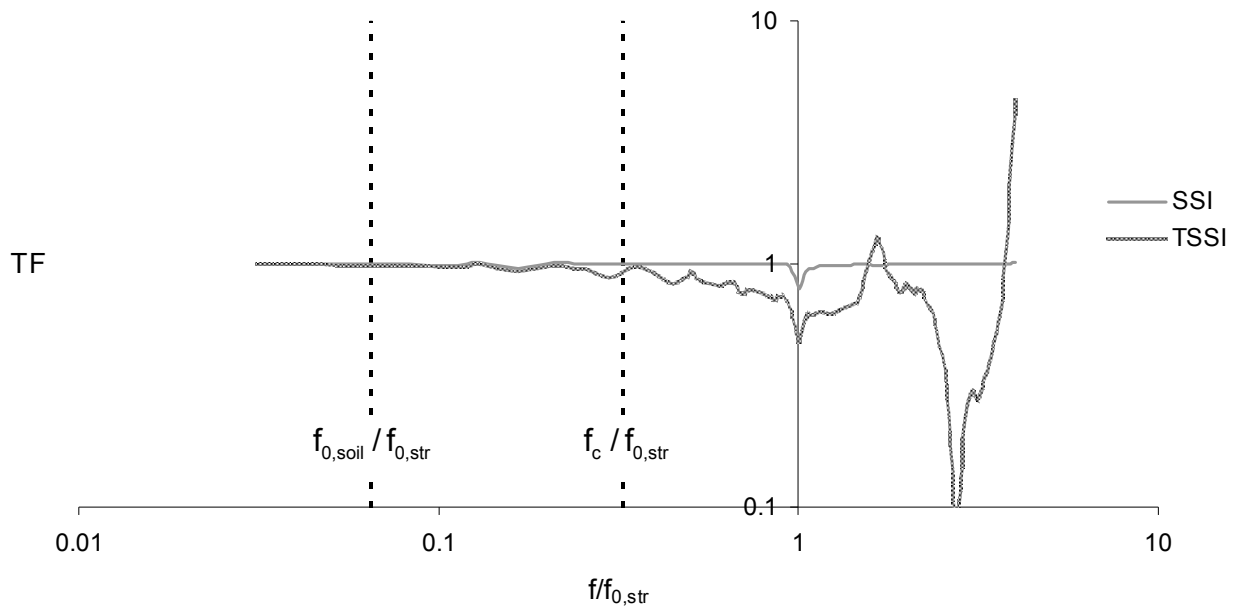
Σχήμα 4.36: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $\chi/R=1$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, \chi/R=1.33$



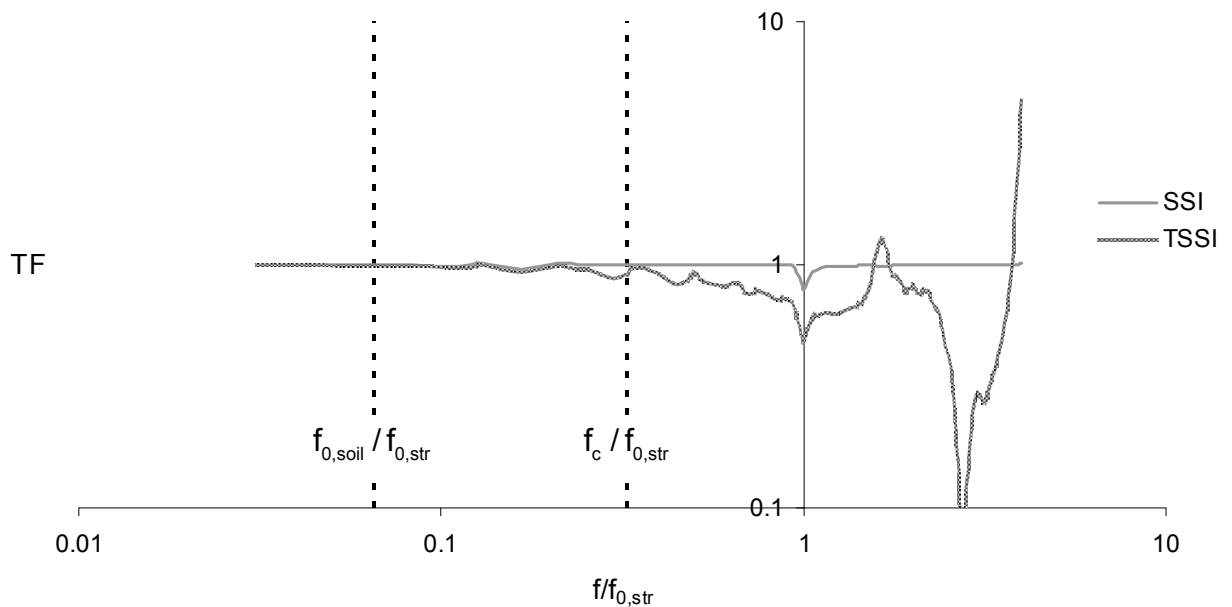
Σχήμα 4.37: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $\chi/R=1.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=0.33$



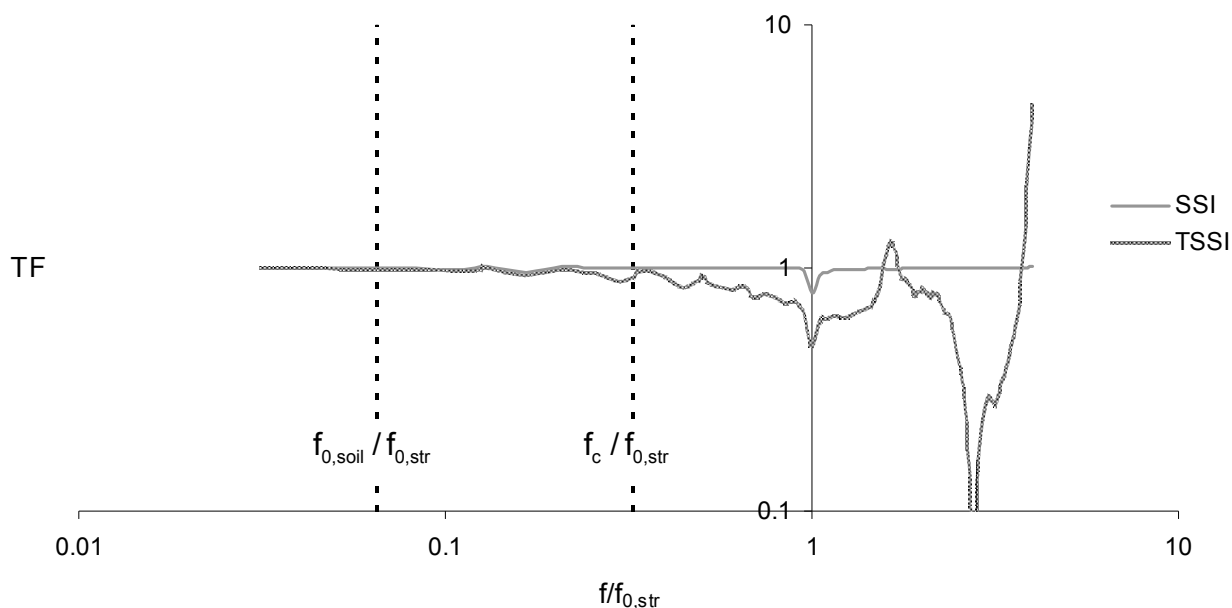
Σχήμα 4.38: Συνάρτηση μεταφοράς της επιτάχυνσης στη βάση του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.33$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=0.67$



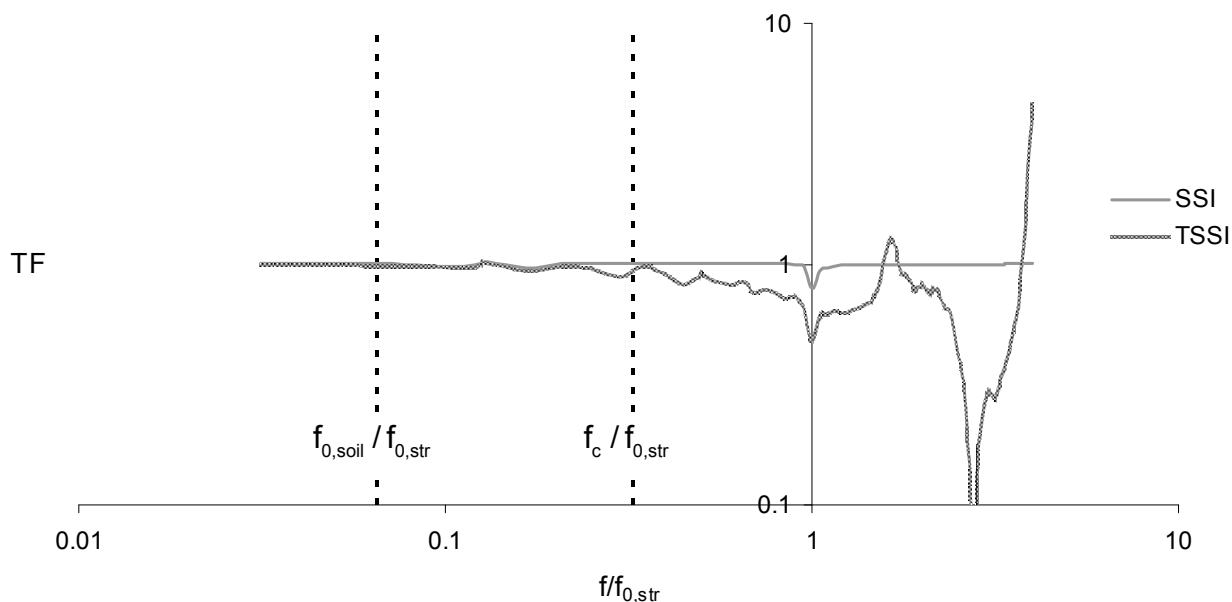
Σχήμα 4.39: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=0.67$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=1$



Σχήμα 4.40: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1$.

$D/R=1.5, t/R=0.167, V_s=62.5, F=1.66, \sigma=6.25, \gamma=0.17, T_{str}=0.5, x/R=1.33$



Σχήμα 4.41: Δυναμική ενίσχυση της επιτάχυνσης στη μάζα του ταλαντωτή συναρτήσει της αδιάστατης συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης για την περίπτωση ύπαρξης σήραγγας (TSSI) και μη ύπαρξης (SSI) για $F^* < F_0^*$ και $x/R=1.33$.

Στα Σχήματα 4.34 – 4.37 δεν παρατηρούνται ουσιαστικές διαφορές στην απόκριση του μονοβάθμιου ταλαντωτή. Η απόκριση γίνεται ελάχιστη για $x/R=0.67$ ενώ για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου x/R η απόκριση παραμένει σχεδόν η ίδια. Σύγκριση των σχημάτων αυτών με το Σχήμα 4.31 που αντιστοιχεί σε $x/R=0$ αποδεικνύει ότι η

απόκριση είναι μεγαλύτερη όταν το πρόβλημα της ΔΑΣΕΑ είναι συμμετρικό ($x/R=0$) και μειώνεται όταν η οριζόντια απόσταση x είναι διάφορη του μηδενός. Στα Σχήματα 4.38 – 4.41 που αναφέρονται στην απόκριση του θεμελίου δεν παρατηρούνται ουσιαστικές διαφορές μεταξύ τους, αλλά σε σχέση με το Σχήμα 4.33 που ισχύει για $x/R=0$ οι αποκρίσεις στη θεμελίωση εμφανίζονται μειωμένες. Η επίδραση της σήραγγας είναι σε όλες τις περιπτώσεις σταθερά ευεργετική στο υψίσυχνο φάσμα ($f>f_c$).

4.3.5. Σύνοψη αποτελεσμάτων

Τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν για την περίπτωση της ΔΑΣΕΑ στις προηγούμενες ενότητες αναφέρονται συγκεντρωτικά στον Πίνακα 4.1. Η επίδραση της υπόγειας σήραγγας στην απόκριση της κατασκευής στις περιπτώσεις που εξετάστηκαν στο παρόν κεφάλαιο φαίνεται ευεργετική ή ουδέτερη. Δεν παρουσιάστηκε περίπτωση που αυτή να είναι δυσμενής. Στις στήλες αριστερά του πίνακα φαίνονται οι τιμές των διαφόρων παραμέτρων που εμπλέκονται στο πρόβλημα και στη δεξιά στήλη του πίνακα σημειώνεται το εύρος συχνοτήτων για το οποίο η σήραγγα επιδρά ευνοϊκά στην απόκριση τόσο της ανωδομής όσο και του θεμελίου του ταλαντωτή.

Πίνακας 4.1: Εύρος συχνοτήτων ευεργετικής επίδρασης υπογείου έργου στην απόκριση υπερκείμενης κατασκευής στην ανωδομή και στη θεμελίωση για διάφορες τιμές των παραμέτρων που εξετάστηκαν στην παρούσα εργασία.

Συνδυασμός παραμέτρων			Ευεργετική επίδραση για:
$f_{0,soil}<f_{0,str}<f_c$			
$F<F_0$	$x/R=1.67$		$f>f_c$
$F<F_0$	$x/R\neq 1.67$		$f>f_{0,str}$
$F>F_0$	$x/R=0$	$D/R=1.5$	ουδέτερη επίδραση
$F>F_0$	$x/R=0$	$D/R=2$	$f>f_c$
$f_{0,soil}<f_c<f_{0,str}$			
$F<F_0$	$x/R=0$		$f>f_c$
$F<F_0$	$x/R\neq 0$		$f>f_c$
$F>F_0$	$x/R=0$		$f>f_{0,str}$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΕΜΠΤΟ

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΥ
ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΤΟ ΣΤΑΘΜΟ ΜΕΤΡΟ
«ΣΕΠΟΛΙΑ» ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ
(7-9-1999)**

ΚΕΦΑΛΑΙΟ ΠΕΜΠΤΟ
ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΤΟ
ΣΤΑΘΜΟ ΜΕΤΡΟ «ΣΕΠΟΛΙΑ» ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ
ΑΘΗΝΑΣ (7-9-1999)

5.1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

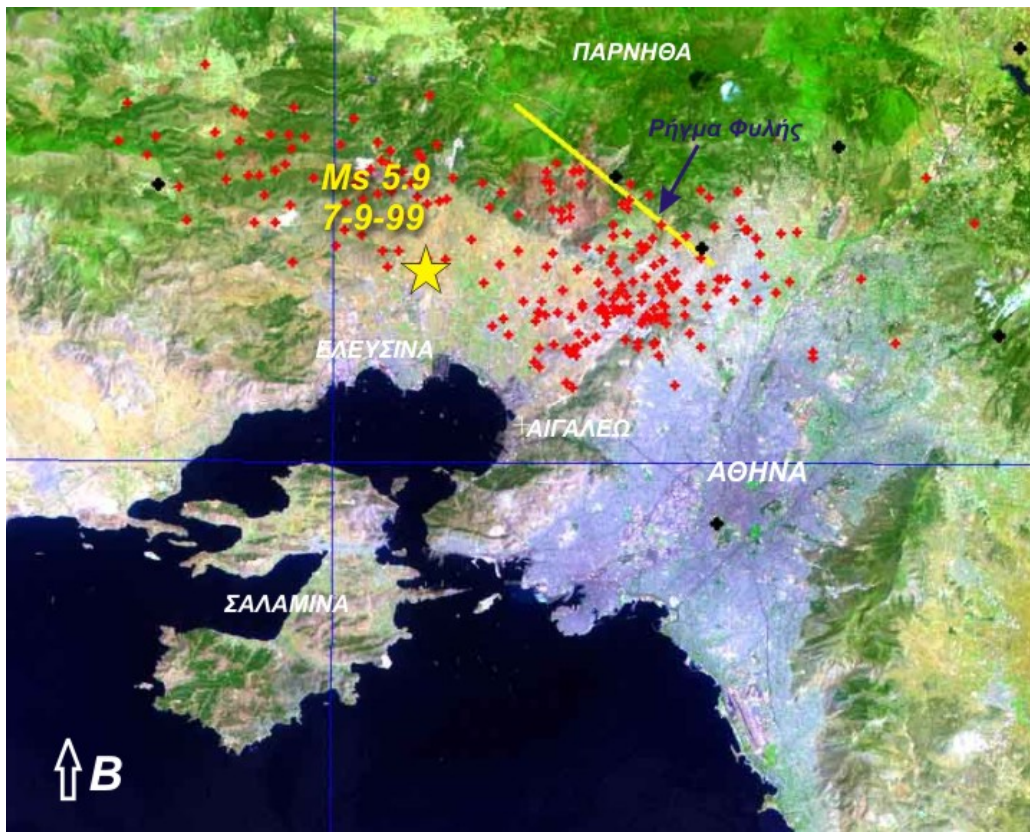
Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων σε μια ειδική περίπτωση σεισμικής απόκρισης υπογείου έργου. Συγκεκριμένα ο σεισμός που θεωρείται είναι ο σεισμός της Αθήνας (7/9/1999) και το υπόγειο έργο που εξετάζεται είναι η σήραγγα του μετρό των Αθηνών στο σταθμό Σεπόλια. Αρχικά παρουσιάζονται τα βασικά χαρακτηριστικά του σεισμού της Αθήνας που έγινε στις 7/9/1999 και το πώς επηρέασε αυτός την απόκριση των κατασκευών και του εδάφους. Στη συνέχεια θεωρείται ένα προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για την περίπτωση της σήραγγας πλησίον του σταθμού Σεπολίων, στη βάση του οποίου επιβάλλεται μια χρονοιστορία επιτάχυνσης και καταγράφεται η απόκριση σε δυο σημεία στην επιφάνεια του εδάφους: ένα πλησίον του σταθμού και ένα στη βάση ενός κτιρίου που απέχει οριζόντια απόσταση περίπου 150m από αυτόν.

5.2. ΓΕΝΙΚΑ ΓΙΑ ΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΗΣ ΑΘΗΝΑΣ ΤΗΣ 7/9/1999

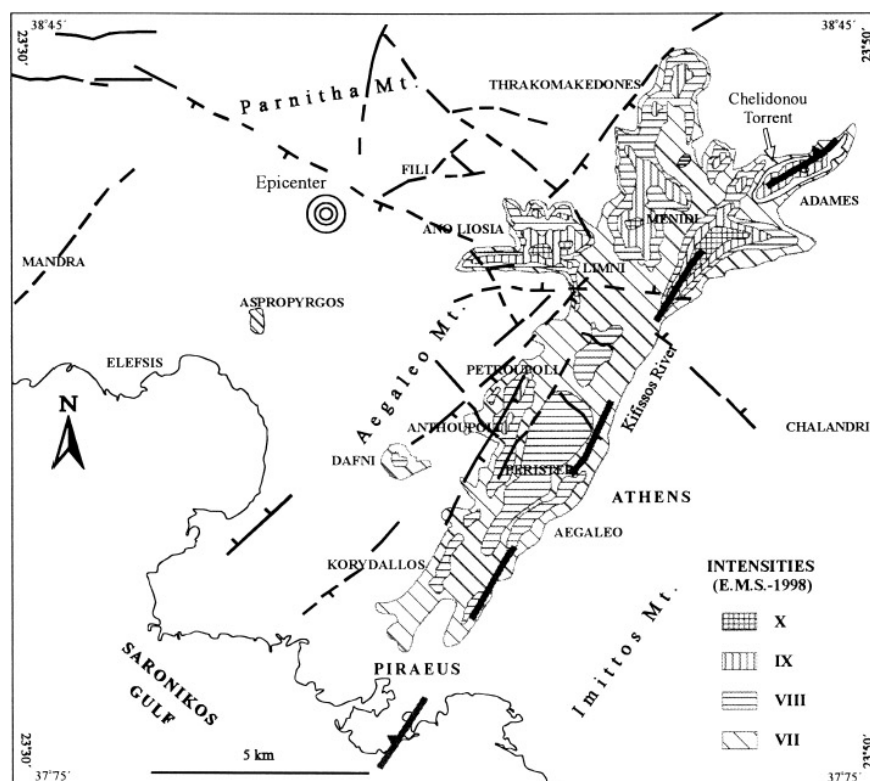
Ο σεισμός της 7ης Σεπτεμβρίου 1999 έγινε αισθητός σε ολόκληρη σχεδόν την Αθήνα με εντάσεις πάνω από VI (MM). Οι πιο σοβαρές καταστροφές έγιναν στην περιοχή των δήμων Άνω Λιοσίων, Αχαρνών (Μενιδίου) και Αδάμων. Οι καταγραφές των μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ποικίλουν από 0,02 g έως 0,32 g, και σε μία περίπτωση 0,50 g σε απόσταση 15 – 20 km από τη σεισμική πηγή.

Η πλειόσειστος περιοχή του σεισμού περιλαμβάνει τους δήμους Αχαρνών (Μενιδίου), Άνω Λιοσίων, Θρακομακεδόνων, Φυλής και την βιομηχανική περιοχή γύρω από το ρέμα της Χελιδονούς στις Αδάμες. Η κατανομή των μακροσεισμικών εντάσεων δείχνει μια συγκέντρωση των μέγιστων εντάσεων στο ανατολικό τμήμα του σεισμικού ρήγματος (Ρήγμα Φυλής), στο οποίο συνέβαλλε η κατευθυντικότητα της διάρρηξης προς ανατολικά, καθώς και στην προαναφερόμενη ζώνη στις δυτικές συνοικίες της Αθήνας, με διεύθυνση σχεδόν κάθετα στη διάρρηξη. Η ζώνη αυτή αποτελείται από νεογενείς λεκάνες - τάφρους με διεύθυνση NNE – SSW και NE – SW. Φαινόμενα τοπικών συνθηκών (δηλαδή φαινόμενα που προέρχονται από τις εδαφικές στρωματογραφικές συνθήκες, από τις γεωμορφικές συνθήκες που περιλαμβάνουν τη γεωλογική δομή και την χωρική διάταξη του υποβάθρου και από το επιφανειακό ανάγλυφο) φαίνεται να συνετέλεσαν στη δημιουργία της επιμήκους αυτής ζώνης. Σε αρκετές περιπτώσεις η δομή των λεκανών λειτούργησε ως ανακλαστήρας

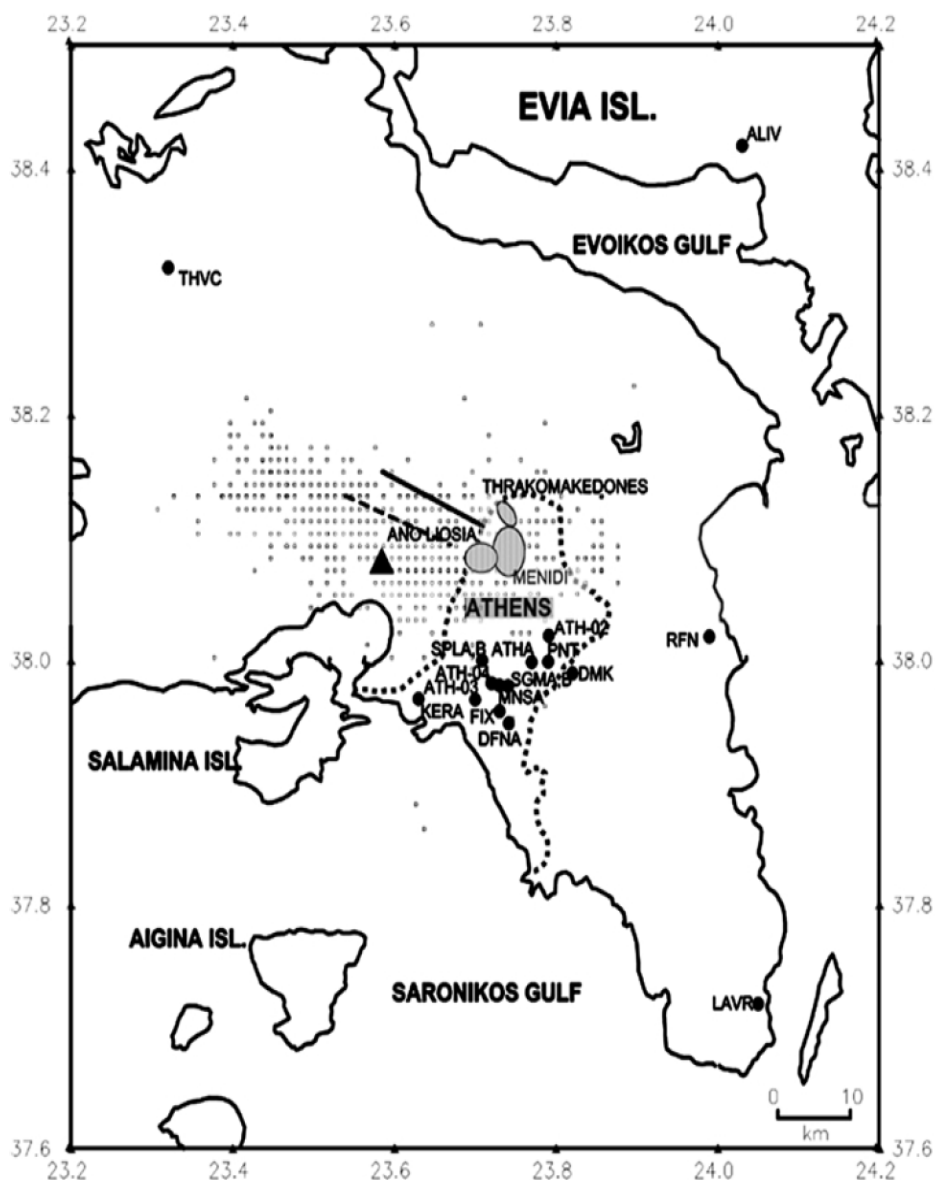
εγκλωβίζοντας και πολλαπλασιάζοντας τα σεισμικά κύματα, τα οποία διοχετεύτηκαν στην περιοχή μέσω της κατευθυντικότητας της διάρρηξης προς ανατολάς, με άμεσο αντίκτυπο τον πολλαπλασιασμό των εδαφικών κινήσεων.



Σχήμα 5.1. Δορυφορική εικόνα της περιοχής των Αθηνών. Με το κίτρινο αστέρι συμβολίζεται το επίκεντρο του σεισμού της 7-9-99. Διακρίνεται επίσης το Ρήγμα της Φυλής, ενώ με κόκκινους κύκλους συμβολίζονται τα επίκεντρα μετασεισμών.



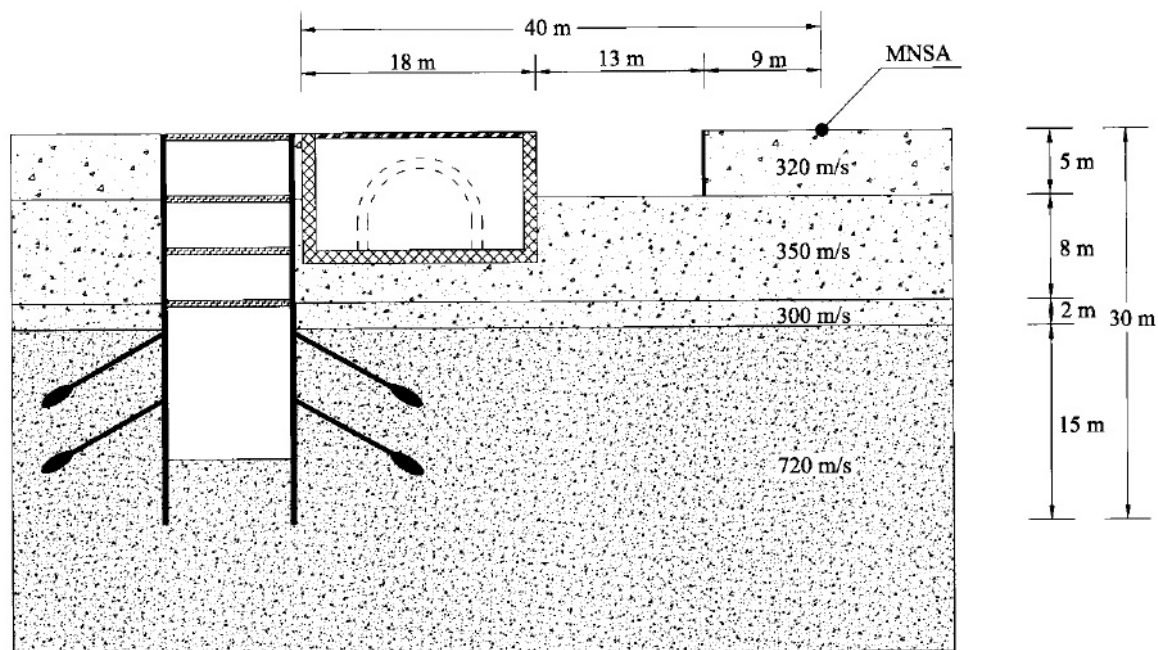
Σχήμα 5.2. Κατανομή εντάσεων ($I_{EMS-1998}$) του σεισμού στην ευρύτερη περιοχή Αθηνών (Lekkas 2001).



Σχήμα 5.3. Χάρτης της περιοχής του επικέντρου του σεισμού των Αθηνών της 07/09/1999. Τα αχνά τετράγωνα δείχνουν επίκεντρα μετασεισμών για την περίοδο 8/9/99 έως 29/10/99. Το τρίγωνο αντιστοιχεί στο επίκεντρο του κύριου σεισμού, ενώ οι μαύρες βούλες υποδηλώνουν σημεία καταγραφής της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Η συνεχής και η διακεκομμένη γραμμή αναπαριστούν τα απλοποιημένα ίχνη των ρηγμάτων της Φυλής και του Ασπροτύργου αντίστοιχα.

Η ισχυρή σεισμική δόνηση καταγράφηκε από πολλούς σταθμούς επιταχυνσιογράφων σε διάφορες περιοχές του Λεκανοπεδίου (σταθμοί δικτύου Γεωδυναμικού Ινστιτούτου, Ι.Τ.Σ.Α.Κ. και Δ.Ε.Η.), όμως δεν υπήρξαν καταγραφές στην πλειόσειστη περιοχή. Πρόκειται για ένα σύνολο 18 σταθμών, 14 από τους οποίους ήταν εγκατεστημένοι στο κέντρο των Αθηνών και 4 στις γειτονικές πόλεις Ραφήνα, Λαύριο, Αλιβέρι και Θήβα. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση κυμαίνεται από 0,50g στο σταθμό «Μοναστηράκι», έως 0,075g στο σταθμό του «Δημοκρίτου». Τα όργανα στην θέση «Μοναστηράκι», ήταν εγκατεστημένα στην άμεση γειτονία του εργοταξίου του ΜΕΤΡΟ και του υπόγειου σταθμού του Ηλεκτρικού Σιδηρόδρομου, ενώ κοντά βρισκόταν μια

αρχαιολογική ανοικτή εκσκαφή διαστάσεων 30x30m και βάθους 5m. Η παρουσία των τριών αυτών υπόγειων κατασκευών προκάλεσε σοβαρή αύξηση του πλάτους της εδαφικής επιτάχυνσης, και η διάθλαση των κυμάτων στις γωνίες των κατασκευών προκάλεσε μια αύξηση της τάξης του 30% στην μέγιστη τιμή (PGA) (Gazetas et al. 2002). Η τιμή των 0,50g φαίνεται, σύμφωνα με υπολογισμούς, να αντιστοιχεί σε μία μέγιστη πραγματική τιμή 0,2g – 0,3g. Με βάση τις ακραίες τοπικές συνθήκες στο σταθμό Μοναστηράκι, η τιμή των 0,31g που καταγράφηκε στα Σεπτόλια (SPLB), φαίνεται ως η πιο αντιπροσωπευτική τιμή μέγιστης καταγεγραμμένης επιτάχυνσης, ενώ ταυτόχρονα πρόκειται για την κοντινότερη καταγραφή από τη σεισμική διάρρηξη (Papadopoulos et al. 2002, Αποστόλου κ.α. 2001).



Σχήμα 5.4. Κάθετη τομή στη θέση εγκατάστασης του σειсмоγραφικού σταθμού ΜΟΝΑΣΤΗΡΑΚΙ (MNSA). (Gazetas et al. 2002).

Από τις καταγραφές των επιταχυνσιογράφων, είναι εμφανής μια κατανομή της διεύθυνσης της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης μεταξύ 45° και 180°, με μια μέση τιμή περίπου 109°. Λόγω έλλειψης καταγραφών, οι τιμές των επιταχύνσεων στην πλειόσειστη περιοχή δεν είναι δυνατό να υπολογιστούν. Στατιστική ανάλυση, όμως, των διαθέσιμων καταγραφών, λαμβάνοντας υπόψιν τις τοπικές εδαφικές συνθήκες (Bouckovalas & Kouretzis 2001, Bouckovalas et al. 2002) υποδεικνύουν ότι οι μέγιστες επιταχύνσεις πρέπει να ξεπέρασαν τις τιμές 0,55 και 0,75 στην επιφάνεια των σχηματισμών του υποβάθρου και των εδαφικών, αντίστοιχα. Στο Κάστρο Φυλής, και σε άλλες θέσεις κοντά στο ρήγμα της Φυλής παρατηρήθηκαν περιστροφές και αναπηδήσεις λίθων, γεγονός που υποδηλώνει ότι η κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής επιτάχυνσης μπορεί να προσέγγισε τοπικά μέχρι και το 1g (Παπαδόπουλος κ.α. 2001, Pavlides et al. 2002).

Στον Πίνακα 5.1 συνοψίζονται τα ακόλουθα (Bouckovalas et al. 2002):

- Καταγεγραμμένη κορυφαία εδαφική επιτάχυνση και ταχύτητα
- απόσταση των σημείων καταγραφής από το ρήγμα, το οποίο υποτίθεται ότι βρίσκεται μεταξύ των ρηγμάτων Φυλής και Ασπροπύργου
- διεύθυνση της μέγιστης κορυφαίας εδαφικής επιτάχυνσης σε σχέση με το βορρά, η οποία προέκυψε από τη σύνθεση των δυο οριζόντιων συνιστωσών (LONG και TRANS, δηλαδή διαμήκους και εγκάρσιας) των καταγεγραμμένων χρονοιστοριών εδαφικής επιτάχυνσης

- Δεσπόζουσα περίοδος της δόνησης που προέκυψε από τις δυο οριζόντιες συνιστώσες των καταγεγραμμένων επιταχυνσιογραφημάτων
- γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν στις θέσεις καταγραφών και
- πληροφορίες σχετικά με τη θέση των σειсмоγράφων ως προς την επιφάνεια του εδάφους και τις κοντινές κατασκευές

Όλες οι θέσεις καταγραφής βρίσκονται ανατολικά της ζώνης των δυο ρηγμάτων, εκτός από αυτή στην πόλη της Θήβας (THVC στο χάρτη του Σχήματος 5.3). Επιπλέον αντιστοιχούν σε ευρύ φάσμα αποστάσεων από το ρήγμα, μεταξύ 9 και 52 km, και συνεπώς μπορούν να παρέχουν πληροφορίες για την εξασθένηση της σεισμικής κίνησης με την απόσταση από το ρήγμα. Επιπλέον οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μεταβάλλονται από ασβεστόλιθο σε πυκνά αλλούβια, και μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντική διασπορά των δεδομένων, αν δεν ληφθούν υπόψη σωστά οι επιδράσεις του εδάφους.

Υπάρχει ένας αριθμός εμπειρικών μεθόδων για τον προσδιορισμό των εδαφικών συνθηκών από σεισμικές καταγραφές. Η πρώτη βασίζεται στο λόγο του φάσματος Fourier της οριζόντιας κίνησης προς το φάσμα Fourier της κατακόρυφης κίνησης (Horizontal to vertical spectral ratio, HVSR) και η άλλη βασίζεται στο λόγο της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας προς τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (u_{max}/a_{max}). Η μέθοδος HVSR στηρίζεται σε παρατηρήσεις ότι οι εδαφικές συνθήκες επηρεάζουν μόνο τις οριζόντιες συνιστώσες της εδαφικής κίνησης και όχι την κατακόρυφη. Οι Bouckovalas et al (2002) τροποποίησαν την παραπάνω τεχνική χρησιμοποιώντας όχι το λόγο των φασμάτων Fourier, αλλά το λόγο των φασμάτων ελαστικής απόκρισης (για απόσβεση 5%) οπότε η μέθοδος ονομάζεται NHVSR (Normalized Horizontal to Vertical Spectral Ratio) η μέγιστη τιμή του οποίου συμβολίζεται με A_{NHVSR} . Στην ίδια εργασία αποδείχτηκε ότι η μορφή των διαγραμμάτων των δυο φασματικών λόγων με τη συχνότητα είναι παρόμοια, αλλά η μορφή της καμπύλης του λόγου φασμάτων Fourier είναι πολύ ευαίσθητη στην επίδραση της ομαλοποίησης που εφαρμόζεται και δεν μπορεί να ερμηνευθεί με την ίδια σαφήνεια όπως γίνεται με το λόγο φασμάτων ελαστικής απόκρισης. Η μέθοδος του λόγου των φασμάτων ελαστικής απόκρισης γενικά κερδίζει έδαφος έναντι του λόγου των φασμάτων Fourier τόσο μεταξύ των μηχανικών όσο και μεταξύ των σεισμολόγων. Η δεύτερη τεχνική για το χαρακτηρισμό μιας τοποθεσίας που βασίζεται στο λόγο u_{max}/a_{max} στηρίζεται στη σχέση μεταξύ του u_{max} και του a_{max} για αρμονικές κινήσεις:

$$\frac{v_{max}}{a_{max}} = \frac{T}{2\pi} \quad (5.1)$$

και πιστεύεται ότι όπως ο παραπάνω λόγος είναι ανάλογος του T για περιοδικές κινήσεις, το ίδιο θα συμβαίνει και για τις σεισμικές καταγραφές. Η υπόθεση αυτή υποστηρίζεται έμμεσα από σεισμολογικά δεδομένα.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, οι Bouckovalas et al. (2002) ταξινομήσαν τα σημεία επιφανειακών καταγραφών σεισμικών δονήσεων σε δυο κατηγορίες:

α) Σχηματισμοί βράχου ή μαλακού βράχου. Περιλαμβάνουν όλες τις τοποθεσίες που έχουν $A_{NHVSR} < 3$, δεσπόζουσες περιόδους T_{NHVSR} μεταξύ του 0.07 και 0.26s, και λόγο v_{max}/a_{max} μικρότερο από 58cm/s/g. Οι γεωλογικοί σχηματισμοί που ανήκουν σε αυτή την κατηγορία είναι ελαφρώς μέχρι μετρίως αποσαθρωμένοι αθηναϊκοί σχιστόλιθοι, μεταμορφωμένοι σχιστόλιθοι και ασβεστόλιθοι.

β) Σχηματισμοί εδάφους ή στιφρού εδάφους. Περιλαμβάνει τις υπόλοιπες τοποθεσίες με $A_{NHVSR} > 3$, δεσπόζουσες περιόδους T_{NHVSR} μεταξύ 0.22 και 0.50s, και λόγο v_{max}/a_{max} μεγαλύτερο από περίπου 58cm/s/g. Σε γεωλογικούς όρους, οι σχηματισμοί αυτής της κατηγορίας περιλαμβάνουν προϊόντα αποσάθρωσης μετρίου πάχους του γεωλογικού βραχώδους υποβάθρου και αλλουβιακές αποθέσεις μέσης έως υψηλής πυκνότητας.

Η μέγιστη τιμή του NHVSR (A_{NHVSR}) είναι πιο ευαίσθητη στις εδαφικές συνθήκες από τη θεμελιώδη περίοδο (T_{NHVSR}), και μπορεί να χρησιμοποιείται άμεσα ως δείκτης τοπικών

συνθηκών. Αντίθετα, ο λόγος v_{max}/a_{max} είναι λιγότερο ευαίσθητος από τα ANHVSΡ και TNHVSΡ, και θα πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή.

Οι εδαφικοί σχηματισμοί του αθηναϊκού λεκανοπεδίου ενίσχυσαν τις οριζόντιες (μέγιστες εν χρόνω και φασματικές) επιταχύνσεις προερχόμενες από τον κύριο σεισμό σε σχέση με αυτές που παρατηρήθηκαν στους επιφανειακούς σχηματισμούς βράχου – μαλακού βράχου.

Πίνακας 5.1. Καταγραφές δικτύου επιταχυνσιογράφων (Bouckovalas et al. 2002)

	Συνιστώσα	Απόσταση από διάρρηξη (km)	a_{max} (g)	v_{max} (m/sec)	Διεύθυνση της a_{max}	Κυρίαρχη περίοδος	Γεωλογικές συνθήκες	Θέση οργάνου
ΑΘΑ (Νέο Ψυχικό)	Long	12	0,084	0,053	60ο	0.18-0.27	τριτογενείς αποθέσεις	Ζόροφο ιδιωτικό κτίριο RC
	Trans		0,101	0,074		0.13-0.17		
	Vert		0,114	0,034		0.05-0.07		
MNSA (Μοναστηράκι)	Long	13	0,229	0,149	110ο	0.12-0.22	ανθρωπογενείς επιχώσεις/σχιστόλιθοι	Σταθμός Μετρό - ελεύθερο πεδίο
	Trans		0,512	0,149		0.13-0.19		
	Vert		0,162	0,035		0.04-0.07		
SPLB (Σεπόλια)	Long	9	0,324	0,214	180ο	0.20-0.34	ανθρωπογενείς επιχώσεις/σχιστόλιθοι	Ζόροφο μεταλλικό κτίριο-γκαράζ Μετρό
	Trans		0,312	0,189		0.15-0.33		
	Vert		0,192	0,074		0.08-0.14		
DMK (Αγ.Παρασκευή)	Long	16	0,046	0,025	45ο	0.08-0.13	ασβεστόλιθοι	μικρό κτίριο RC - Δημόκριτος
	Trans		0,076	0,025		0.09-0.13		
	Vert		0,038	0,030		0.10-0.14		
ΑΘΗ-02 (Χαλάνδρι)	Long	12	0,110	0,051	135ο	0.11-0.20	αλλούβια/σχιστόλιθοι	Ζόροφο κτίριο RC - Δημαρχείο
	Trans		0,159	0,069		0.08-0.25		
	Vert		0,092	0,034		0.08-0.11		
ΑΘΗ-03 (Καλλιθέα)	Long	13	0,264	0,161	100ο	0.09-0.13	αλλούβια/σχιστόλιθοι	μονόροφο κτίριο RC - Κ.Ε.Δ.Ε.
	Trans		0,303	0,147		0.19-0.26		
	Vert		0,157	0,070		0.04-0.07		
ΑΘΗ-04 (Κυψέλη)	Long	12	0,121	0,089	90ο	0.09-0.11	σχιστόλιθοι	Ζόροφο κτίριο RC - Γ.Υ.Σ.
	Trans		0,110	0,085		0.11-0.30		
	Vert		0,053	0,034		0.07-0.12		
ΚΕΡΑ (Κερατσίνι)	Long	14	0,223	0,100	125ο	0.17-0.40	τριτογενείς αποθέσεις	εργοστάσιο ΔΕΗ
	Trans		0,186	0,073		0.20-0.27		
	Vert		0,155	0,042		0.06-0.13		
SPLA (Σεπόλια)	Long	9	0,255	0,179	135ο	0.09-0.13	αλλούβια/σχιστόλιθοι	2 επίπεδα (13m) Σταθμός Μετρό
	Trans		0,221	0,128		0.19-0.52		
	Vert		0,082	0,059		0.05-0.07		
SGMA (Σύνταγμα)	Long	13	0,149	0,127	100ο	0.10-0.18	σχιστόλιθοι	1 επίπεδο (7m) Σταθμός Μετρό
	Trans		0,239	0,134		0.13-0.17		
	Vert		0,054	0,030		0.11-0.21		
SGMB (Σύνταγμα)	Long	13	0,111	0,099	100ο	0.19-0.29	σχιστόλιθοι	-3 επίπεδα (-26m)-Σταθμός Μετρό
	Trans		0,087	0,108		0.23-0.59		
	Vert		0,089	0,036		0.13-0.16		
DFNA (Δάφνη)	Long	16	0,045	0,044	55ο	0.12-0.23	αλλούβια/σχιστόλιθοι	-2 επίπεδα (-14m)-Σταθμός Μετρό
	Trans		0,080	0,077		0.16-0.25		
	Vert		0,041	0,028		0.11-0.18		
PNT (Παπάγου)	Long	13	0,088	0,076	140ο	0.16-0.25	τριτογενείς αποθέσεις	-2 επίπεδα (-15m)-Σταθμός Μετρό
	Trans		0,079	0,051		0.15-0.27		
	Vert		0,055	0,038		0.08-0.11		
FIX (Συγγρού-Φιξ)	Long	15	0,086	0,079	70ο	0.17-0.22	αλλούβια/σχιστόλιθοι	-2 επίπεδα (-15m)-Σταθμός Μετρό
	Trans		0,124	0,110		0.16-0.29		
	Vert		0,046	0,035		0.08-0.14		

5.3. ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΜΕΛΕΤΗΣ: ΣΤΑΘΜΟΣ ΜΕΤΡΟ ΑΤΤΙΚΗΣ «ΣΕΠΟΛΙΑ»

5.3.1. Γενικά

Με σκοπό τη μελέτη τη δυναμικής συμπεριφοράς σε υπόγεια έργα στην πράξη, εξετάστηκε η περίπτωση του σταθμού της γραμμής 2 του μετρό αττικής στα Σεπόλια. Ο σταθμός εγκαινιάστηκε στις 28-1-2000. Είναι υπόγειος και διαθέτει δυο πλευρικές αποβάθρες, αμαξοστάσιο και μηχανοστάσιο. Από την έναρξη της λειτουργίας του υπήρξε τερματικός σταθμός της γραμμής 2, μέχρι την επέκταση της γραμμής έως τον σταθμό Άγιος Αντώνιος στις 9-8-2004.

5.3.2. Χαρακτηριστικά σταθμού

Ο σταθμός είναι κατασκευασμένος με τη μέθοδο εκσκαφής και στη συνέχεια κάλυψης με υπερκείμενα (cut and cover), είναι από ωπλισμένο σκυρόδεμα και έχει δυο επίπεδα. Οι συρμοί διέρχονται από το κάτω επίπεδο, ενώ για την επικοινωνία των δυο επιπέδων καθώς και την επικοινωνία του άνω επιπέδου με τον έξω χώρο υπάρχουν κλίμακες. Πάνω ακριβώς από την οροφή του σταθμού σε κατακόρυφη απόσταση περίπου 1.30m υπάρχει δρόμος (οδός Φιλιππουπόλεως) Η διατομή του σταθμού στα άκρα του είναι 16.03m (τομές A-A και C-C) ενώ στο φαρδύτερό του σημείο όπου υπάρχουν οι αποβάθρες είναι 30.37m (τομή B-B). Όλα αυτά φαίνονται στα Σχήματα 5.4 – 5.8, όπου φαίνονται κατά σειρά η κάτοψη του σταθμού στο επίπεδο του δρόμου, μια διαμήκης τομή του κατά μήκος της οδού που διέρχεται από πάνω, η διάταξη των κτιρίων που έχουν θεμελιωθεί σχετικά κοντά στο σταθμό, καθώς και η ζώνη επιρροής του υπόγειου σταθμού, η τομή A-A και η τομή B-B του σταθμού.

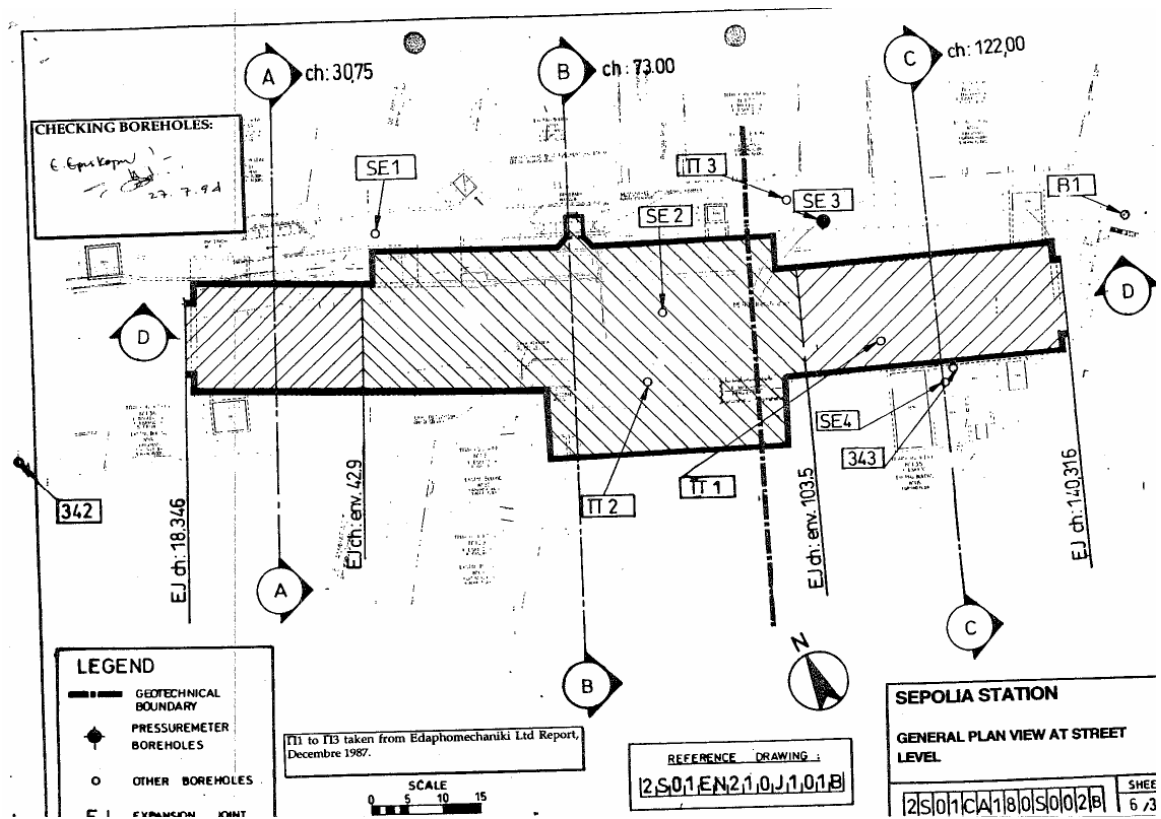
Στο Σχήμα 5.4. φαίνονται εκτός από την κάτοψη του σταθμού οι γεωτρήσεις που έγιναν για τη διερεύνηση των εδαφικών συνθηκών πριν την κατασκευή του. Με μαύρες τελείες συμβολίζονται οι γεωτρήσεις στις οποίες έγιναν δοκιμές πρεσσιομέτρου, ενώ με κυκλικούς δακτυλίους συμβολίζονται οι υπόλοιπες.

Στο Σχήμα 5.5 φαίνεται μια κατά μήκος τομή του σταθμού. Αριστερά είναι η δυτική κατεύθυνση (προς Άγιο Αντώνιο) και δεξιά η ανατολική κατεύθυνση (προς Αττική). Φαίνονται οι τρεις εγκάρσιες τομές A-A, B-B και C-C, όπως και στο Σχήμα 5.4. Φαίνεται ότι ο σταθμός είναι δομημένος σε δυο επίπεδα και ότι έχει ελαφρά κλίση προς τα κάτω στην κατεύθυνση προς Άγιο Αντώνιο.

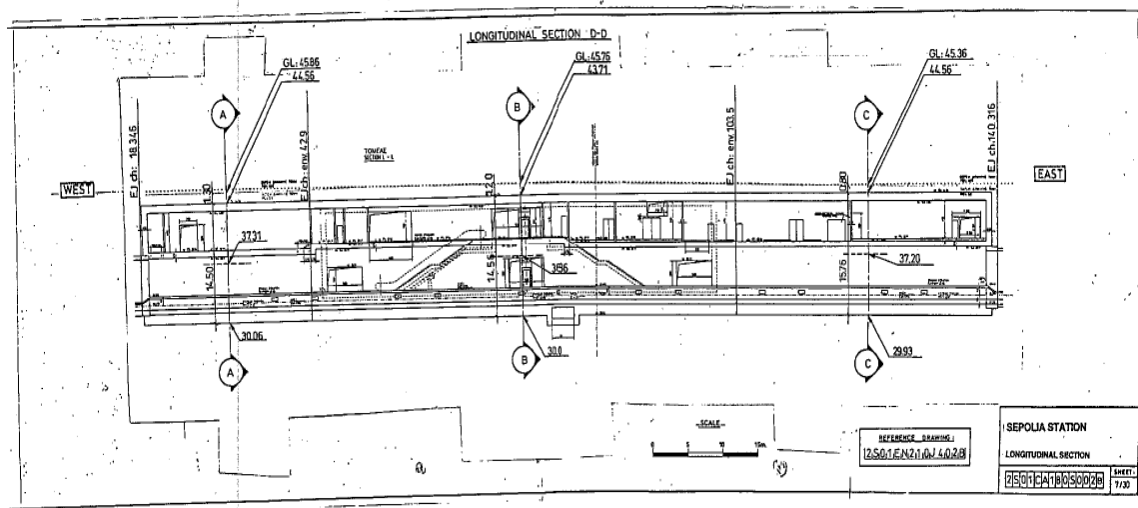
Στο Σχήμα 5.6 φαίνεται η θέση του υπογείου σταθμού ως προς τα υπερκείμενα κτίρια, η ζώνη επιρροής του, οι δρόμοι και τα πεζοδρόμια που διέρχονται από την περιοχή. Με αριθμούς σημειώνονται όλα τα κτίρια εντός της ζώνης επιρροής, τα οποία είναι στο σύνολό τους κατασκευασμένα από ωπλισμένο σκυρόδεμα. Συγκεκριμένα τα κτίρια 127, 132, 139 και 149 είναι τετραόροφα με ένα υπόγειο και τα ισόγειά τους λειτουργούν σαν μαγαζιά. Τα ισόγεια των κτιρίων 129 και 136 λειτουργούν ως διαμερίσματα. Και τα δυο είναι τετραόροφα, ενώ το 136 έχει και υπόγειο ενός επιπέδου. Το κτίριο 130 έχει ισόγειο που λειτουργεί σαν μαγαζί, ενώ δεν έχει υπερκείμενους ορόφους. Επιπλέον είναι κτίσμα σχετικά παλαιό. Το κτίριο 133 έχει ισόγειο που λειτουργεί σαν αποθήκη ενώ είναι πενταόροφο με ένα υπόγειο. Το κτίριο 135 είναι υποσταθμός ΔΕΗ και δεν έχει υπόγεια ή υπερκείμενους ορόφους.

Στο Σχήμα 5.7 φαίνεται η τομή A-A (ή C-C) του σταθμού σε επίπεδο κατακόρυφο κάθετο προς την τροχιά των συρμών. Διακρίνονται οι περιοχές πάνω και κάτω επιπέδου, οι τροχιές των συρμών (διπλής κατεύθυνσης), οι αποβάθρες και οι

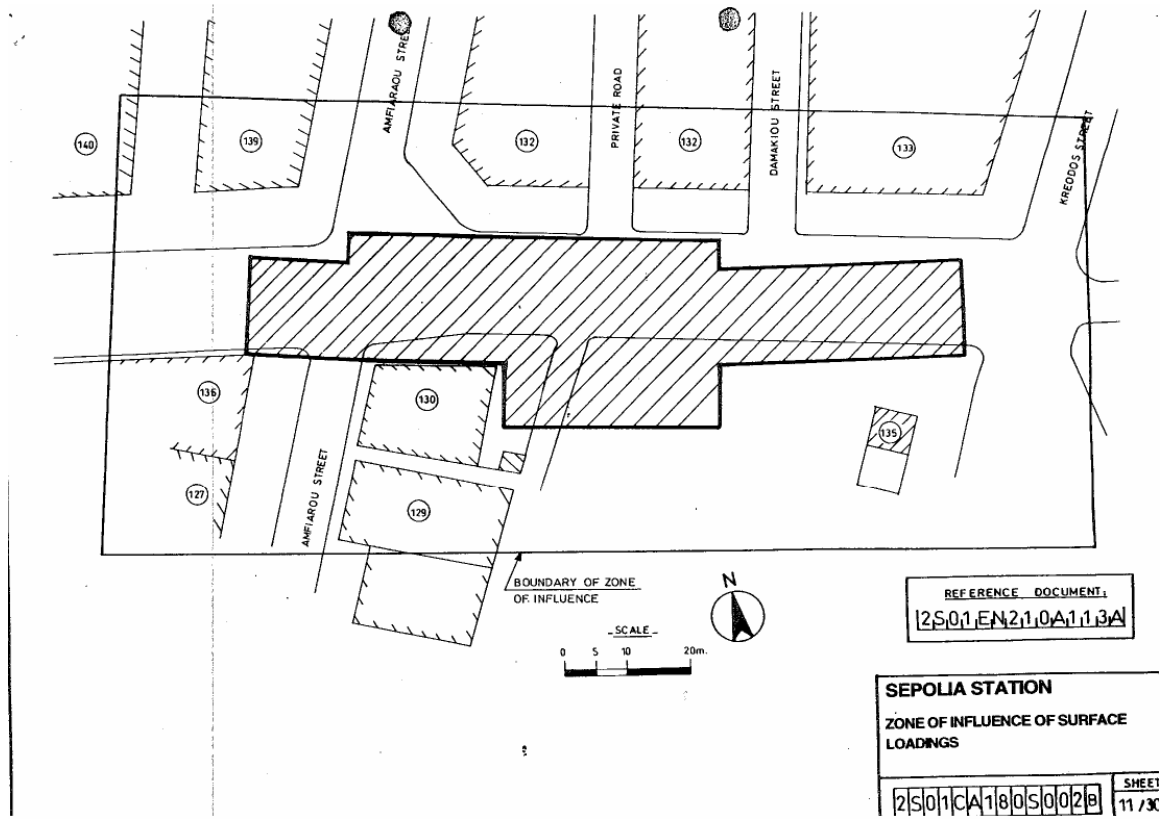
διαστάσεις των επιμέρους στοιχείων. Δεξιά από την τομή φαίνονται τα απόλυτα υψόμετρα των διαφόρων επιπέδων καθώς επίσης και η στάθμη του φυσικού εδάφους. Στο Σχήμα 5.8 φαίνεται η τομή B-B του σταθμού. Όπως και στο Σχήμα 5.7 έτσι και εδώ φαίνονται οι διαστάσεις και τα κυριότερα χαρακτηριστικά των τομών.



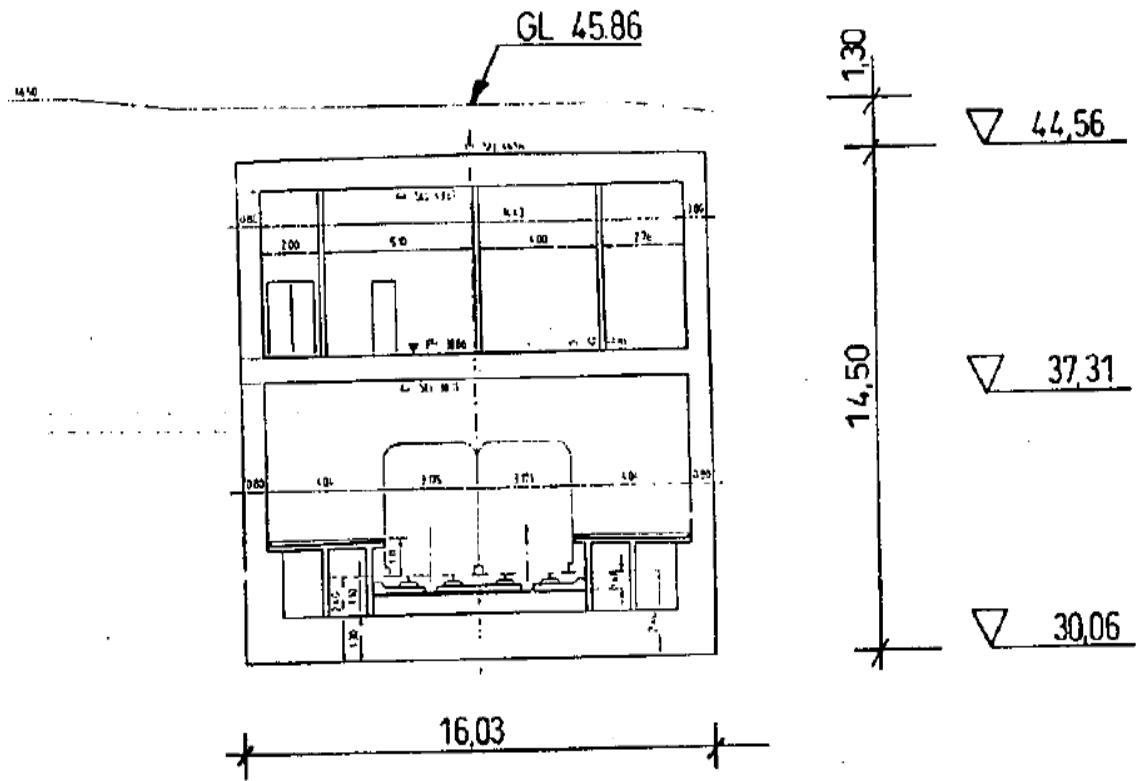
Σχήμα 5.4. Κάτοψη του σταθμού «Σεπόλια» στο επίπεδο του δρόμου.



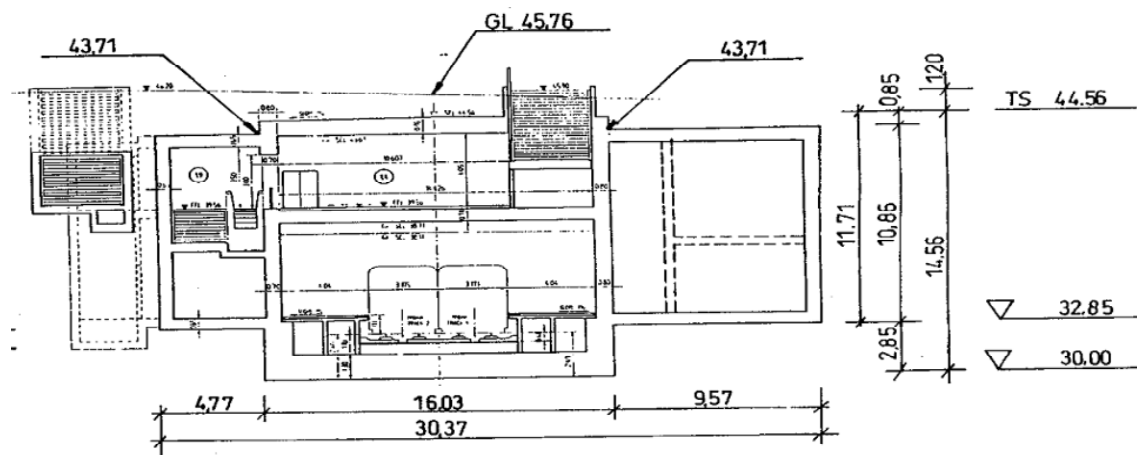
Σχήμα 5.5. Τομή του σταθμού «Σεπόλια» κατά μήκος επιπέδου παράλληλου με τις τροχιές και τον υπερκείμενο δρόμο.



Σχήμα 5.6. Ζώνη επιρροής του σταθμού «Σεπόλια» και θέση του ως προς τα υπερκείμενα κτίρια.



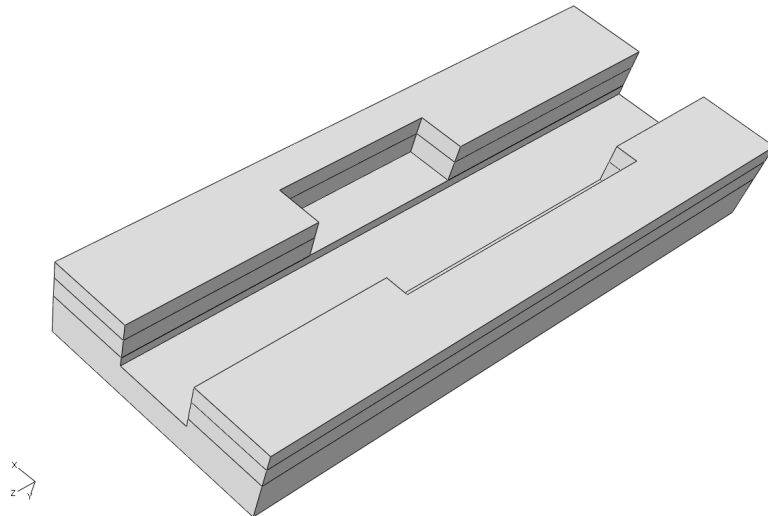
Σχήμα 5.7. Τομή A-A ή C-C του σταθμού «Σεπόλια».



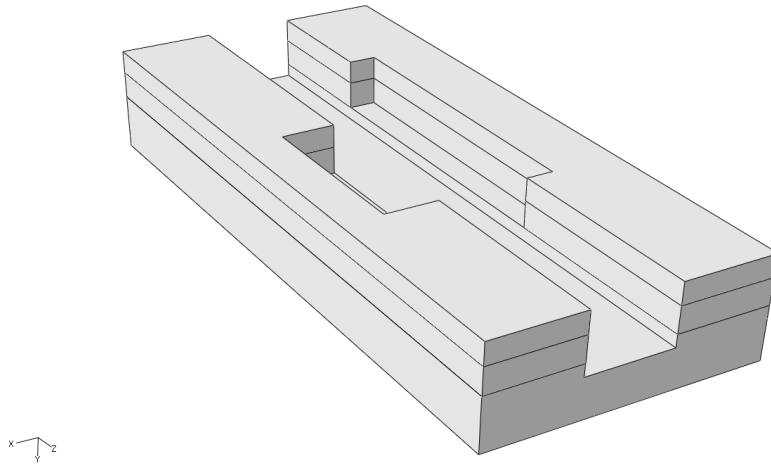
Σχήμα 5.8. Τομή Β-Β του σταθμού «Σεπόλια».

5.3.3. Αριθμητική προσομοίωση σταθμού «Σεπόλια» και αποτελέσματα

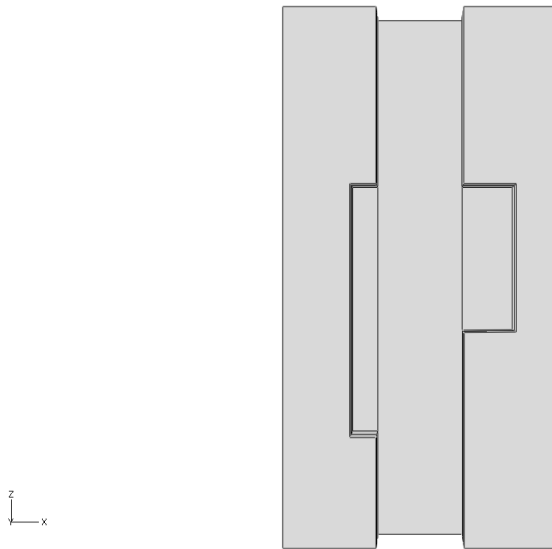
Η δυναμική προσομοίωση του σταθμού έγινε με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων «ABAQUS» v.6.8. Το λογισμικό αυτό χρησιμοποιήθηκε και σε προηγούμενα κεφάλαια, αλλά εδώ χρησιμοποιείται σε τρεις διαστάσεις και τα αποτελέσματά του ισχύουν μόνο για την περίπτωση του σταθμού των Σεπολίων. Αρχικά μοντελοποιείται η εκσκαφή (Σχήματα 5.9 – 5.11) έπειτα ο σταθμός (Σχήμα 5.10) και τέλος η εδαφική επικάλυψη (Σχήμα 5.11).



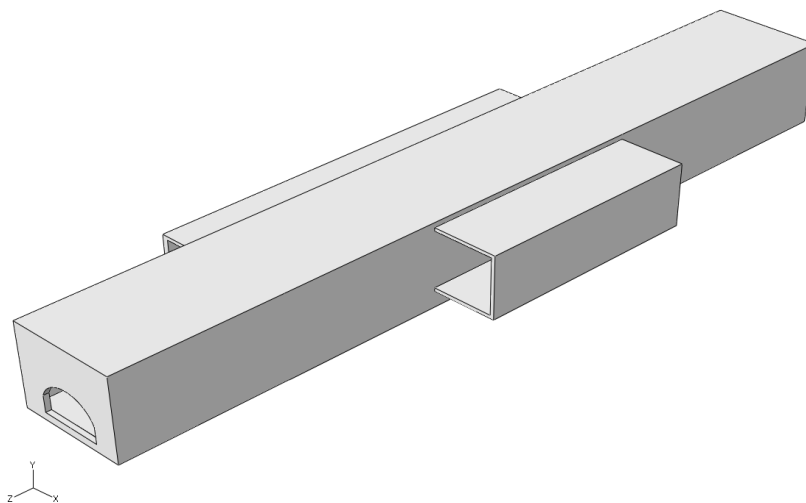
Σχήμα 5.9. Προσομοίωμα εκσκαφής σταθμού «Σεπόλια» (1).



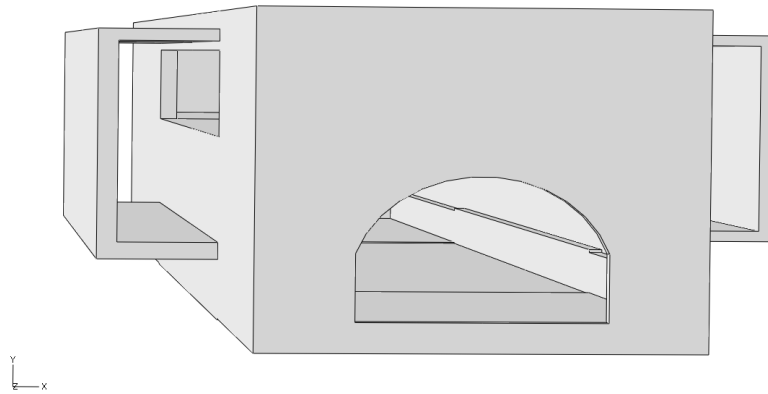
Σχήμα 5.10. Προσομοίωμα εκσκαφής σταθμού «Σεπόλια» (2).



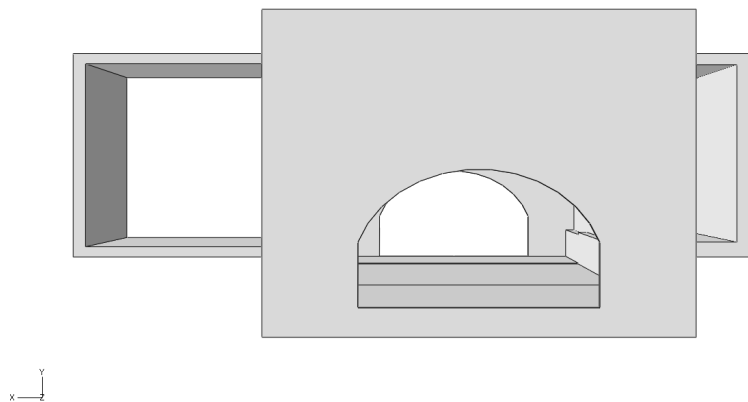
Σχήμα 5.11. Κάτοψη εκσκαφής σταθμού «Σεπόλια».



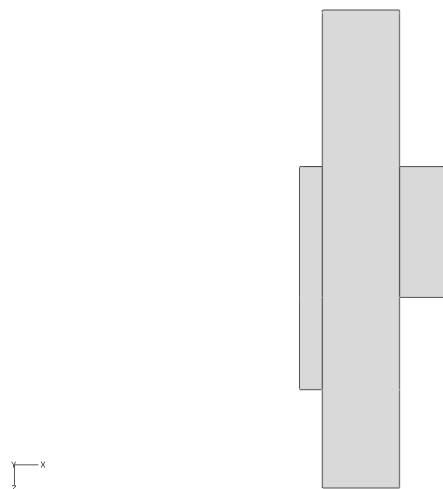
Σχήμα 5.12. Όψη συγκροτήματος σταθμού «Σεπόλια» (1).



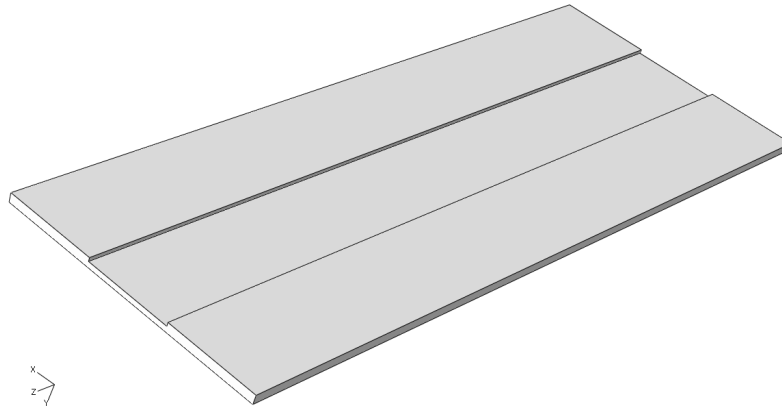
Σχήμα 5.13. Όψη συγκροτήματος σταθμού «Σεπόλια» (2). Φαίνεται η έξοδος από το πάνω επίπεδο του σταθμού με κατεύθυνση προς Άγιο Αντώνιο.



Σχήμα 5.14. Όψη συγκροτήματος σταθμού «Σεπόλια» από το συρμό με κατεύθυνση προς Άγιο Αντώνιο καθώς εισέρχεται στο σταθμό.

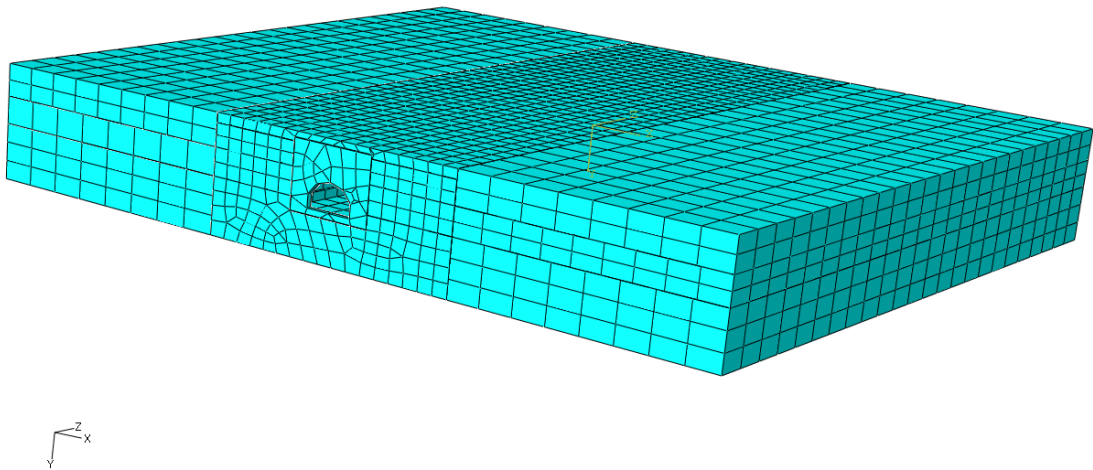


Σχήμα 5.15. Κάτοψη του σταθμού «Σεπόλια».

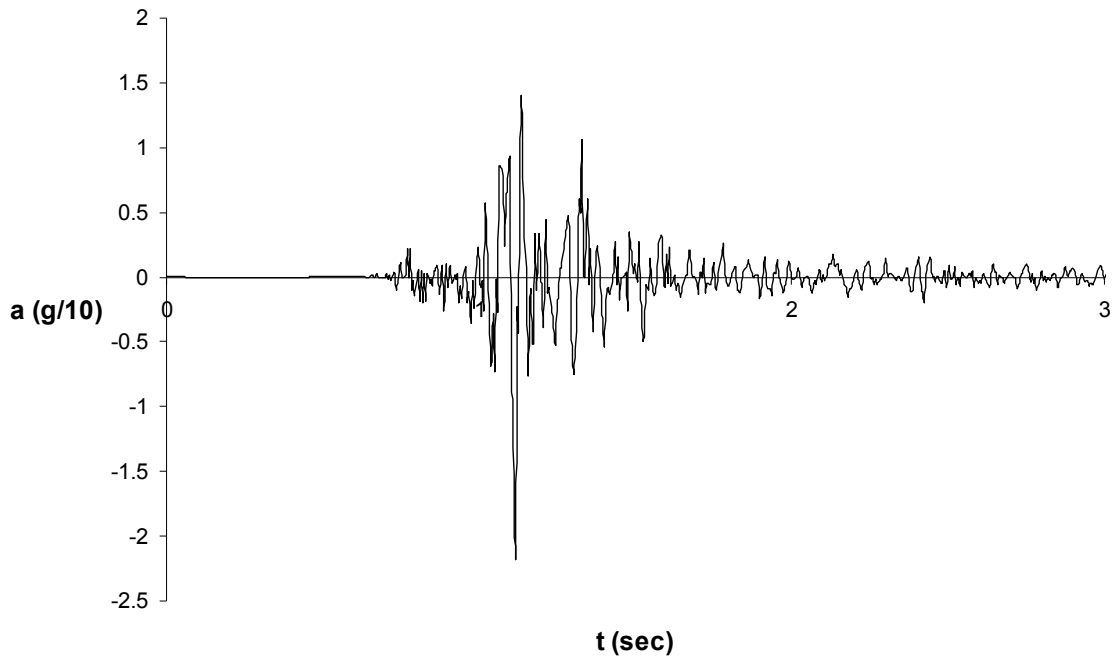


Σχήμα 5.16. Όψη της εδαφικής επικάλυψης πάνω από το σταθμό «Σεπόλια».

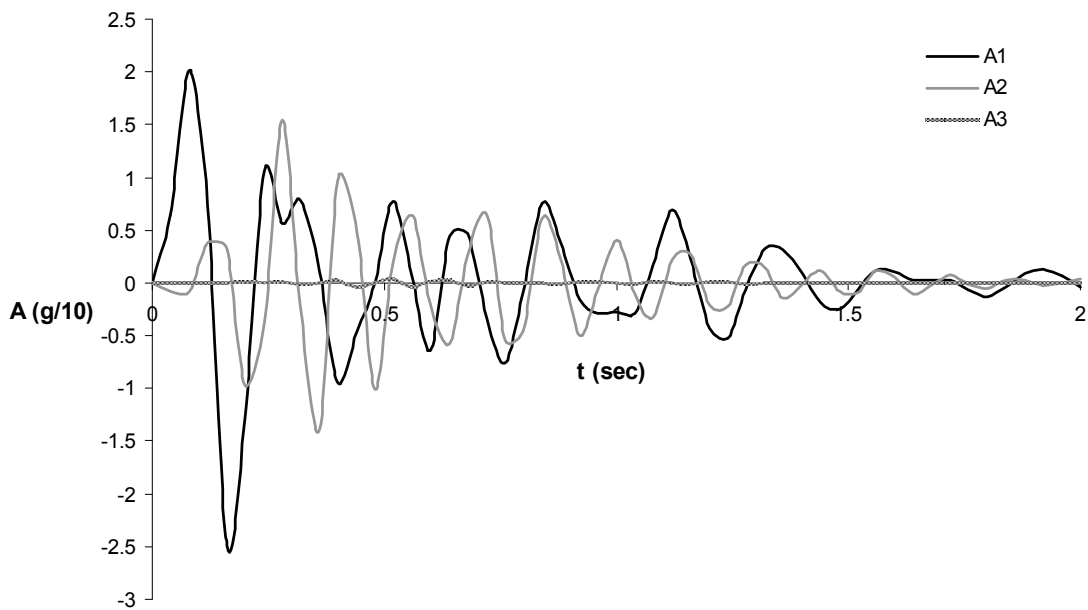
Τόσο ο σταθμός όσο και το περιβάλλον έδαφος προσομοιώθηκαν με εξαεδρικά οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία. Όλες οι διεπιφάνειες θεωρούνται χωρίς ολίσθηση (εγκόλλητες). Στη βάση του προσομοιώματος και σε όλη του την έκταση επιβάλλεται η διέγερση του σταθμού των Σεπολίων (SPLA) και συγκεκριμένα η εγκάρσια συνιστώσα της. Το δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε φαίνεται στο Σχήμα 5.17. Η επιτάχυνση που επιβλήθηκε στη βάση του μοντέλου φαίνεται στο Σχήμα 5.18, ενώ οι τρεις συνιστώσες της επιτάχυνσης στην επιφάνεια του εδάφους φαίνονται στο Σχήμα 5.19.



Σχήμα 5.17. Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων του σταθμού Σεπόλια και του περιβάλλοντος εδάφους.



Σχήμα 5.18. Επιταχυνσιογράφημα της διέγερσης που επιβλήθηκε στη βάση του προσομοιώματος υπό μελέτη (SPLAT).



Σχήμα 5.19. Απόκριση στην επιφάνεια του εδάφους πάνω από το σταθμό Σεπόλια για επιβαλλόμενη διέγερση του Σχήματος 5.18.

Παρατηρείται στο Σχήμα 5.19 ότι η κατακόρυφη επιτάχυνση (A3) είναι πολύ μικρότερη από τις άλλες δυο οριζόντιες, ενώ η διαμήκης συνιστώσα (A2) είναι συγκρίσιμη με την εγκάρσια (A1). Η τελευταία αντιστοιχεί στη διεύθυνση της επιβαλλόμενης διέγερσης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1:

1. Καλιαμπάκος, Δ. (2003): Ειδικά υπόγεια έργα: Ένα πεδίο δυναμικής ανάπτυξης της μεταλλευτικής, Ημερίδα με θέμα: Σύγχρονες εξελίξεις και προοπτικές ανάπτυξης μεταλλευτικής και μεταλλουργίας, ΤΕΕ, Αθήνα, 15 Μαΐου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2:

2. Abrahamson, N. A. (1985): Estimation of seismic wave coherency, and rupture velocity using the SMART-1 strong motion array recordings. Report no. EERC/UCB/8502, Earthquake Engineering Research Center.
3. Abrahamson, N. A. (1992): Spatial variation of earthquake ground motion for application to soil-structure interaction. Report no. TR-100463, Electric Power Research Institute. Abrahamson, N.A., 1995. Review of apparent seismic wave velocities from spatial arrays. Report, Geomatrix Consultants, San Francisco, CA, USA.
4. Abrahamson, N. A. (1995): Review of apparent seismic wave velocities from spatial arrays. Report, Geomatrix Consultants, San Francisco, CA, USA.
5. Bobet, A. (2003): Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. Tunneling and Underground Space Technology 18, 377-393.
6. Burns, J. Q., and Richard, R. M. (1964): Attenuation of stresses for buried cylinders, Proceeding of the Symposium on Soil-Structure Interaction, University of Arizona at Tempe, Arizona.
7. Corigliano, M. (2007): Seismic response of tunnels in near-fault conditions, PhD dissertation, Politecnico di Torino, Italy.
8. Duddeck, H. and Erdman, J. (1982): Structural Design Models for Tunnels, Tunneling '82, Institute of Mining and Metallurgy, London.
9. Einstein, H. H., Schwartz, C. W. (1979): Simplified analysis for tunnel supports. J. Geotech. Eng. Division, ASCE, 105, 499-518.
10. Flügge, W. (1966): Stresses in Shells. Springer-Verlag, Inc, New York, NY.
11. Fotieva, N., Bulychev, N.S., Sammal, A.S. (2001): Design of tunnels located near slopes in seismic areas. Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, paper No. 8.03, pp. 1-6.
12. Hashash Y. M. A., Hook J., Schmidt J., Birger Y. and I-Chiang J. (2001): Seismic design and analysis of underground structures, Tunneling and Underground Space Technology 16 pp. 247-293.
13. Hendron A. J. Jr. and Fernandez G. (1983): Dynamic and Static Design Considerations for Underground Chambers, Seismic Design of Embankments and Caverns, pp. 157-197, New York, ASCE.
14. Hoeg K. (1968): Stresses Against Underground Structural Cylinders, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE , Vol. 94, SM4, April.
15. Merritt J. L., Monsees J. E., Hendron Jr. A. J. (1985): Seismic design of underground structures. RETC Proceedings, Vol. 1, American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers: New York, 104-131.

16. Mohraz, B., Hendron, A. J., Ranken, R. E. & Salem, H. (1975): Liner-Medium Interaction in Tunnels. *Journal of the Construction Divisions, ASCE*, 101:CO1: 127-141.
17. Newmark N. M. (1968): Problems in wave propagation in soil and rock, *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, August 23-25, University of New Mexico Press, Albuquerque, N.M., pp. 7-26.
18. O'Rourke M. J. and Liu X. (1999): Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects, *Monograph Series, MCEER*, 1999.
19. Paolucci, R., and Pitilakis, K. (2007): Seismic risk assessment of underground structures under transient ground deformations, in *Earthquake Geotechnical Engineering, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering - Invited lectures*, Thessaloniki, Greece, 433–459, Springer.
20. Park, K. H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., Owatsirivong, A. (2009): Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: A revisit, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2009; 24(2): 231-235.
21. Peck, R. B., Hendron, A. J., Mohraz, B. (1972): State of the art in soft ground tunneling, *Proceeding of the Rapid Excavation and Tunneling Conference. American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, New York, pp. 259-286.
22. Pender, M. J. (1980): Elastic solutions for a deep circular tunnel, *Géotechnique* 30, 216–222.
23. Penzien J., and Wu C. L. (1998): Stresses in linings of bored tunnels, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 27:283-300
24. Penzien, J. (2000): Seismically induced racking of tunnel linings, *Earthquake engineering and structural dynamics*, 29, 683-691.
25. Power M.S., Rosidi D., and Kaneshiro J. (1996): Strawman: screening, evaluation and retrofit design of tunnels, Vol.III, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
26. St. John C. M, Zahrah T. F. (1987): A seismic design of underground structures, *Tunnelling Underground Space Technol*, 2(2):165–97.
27. Timoshenko, S. P. and J. N. Goodier (1970): *Theory of Elasticity* (Third ed.). New York: McGraw Hill.
28. Wang, J. N. (1993): *Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach*. Parsons Brinckerhoff Quade & Douglas, Inc., New York, N.Y., Monograph 7.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3:

29. ABAQUS (2008). *Analysis User's Manual*, Version 6.8, Simulia, Dassault Systèmes, Providence, RI, USA

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4:

30. Balendra, T. Thambiratnam, D. P. Koh C. G. and Lee S. L. (1984): Dynamic response of twin circular tunnels due to incident SH-waves, *Earthquake eng. struct. dyn.* 12, 181-201.
31. Datta, S. K., Shah, A. H., Wong, K. C. (1984): Dynamic stresses and displacements in buried pipe, *J. Eng. Mech. ASCE* 110, 1451–1465.
32. Davis, C. A. , Lee, V. W. , Bardet, J. P. (2001) Transverse response of underground cavities and pipes to incident SV waves, *Earthquake Eng.& Structural Dynamics* 30,383-410.

33. de Barros F .C. P. & Luco, J. E. (1993): Diffraction of obliquely incident waves by a cylindrical cavity embedded in a layered viscoelastic half- space, *Soil Dynamics and Earthquake Eng.* 12, 159-171.
34. de Barros F. C. P. & Luco, J. E. (1994): Dynamic Displacements and stresses in the vicinity of a cylindrical cavity embedded in a half- space, *Earthquake Eng.& Structural Dynamics* 23,321-340.
35. Lee, V. W., Trifunac, M.D. (1979): Response of tunnels to incident SH waves, *J.eng. mech.div. ASCE* 105, 643-659
36. Lee, V. W., Karl, J. (1992): Diffraction of SV-waves by underground, circular, cylindrical cavities, *Soil Dynamics and Earthquake Eng.* 11,445-456.
37. Liu, S. W., Datta, S. K., Bouden, M. (1991): Scattering of obliquely incident seismic waves by a cylindrical valley in a layered half-space, *Earthquake Eng. Struct. Dynam.* 20, 859–870.
38. Manoogian, M. E., Lee, V. W. (1996): Diffraction of SH-waves by subsurface inclusions of arbitrary shape, *J.eng. mech.div. ASCE* 122,123-129
39. Navarro, C. (1992): Effect of adjoining structures on seismic response of tunnels, *Int. J. Numerical & Analytical Methods in Geomechanics* 16, 797-814.
40. Veletsos, A. S. and Meek, J. W. (1974): Dynamic behavior of building-foundation systems, *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3:2, 121-138.
41. Wong, K. C., Shah, A. H., Datta, S. K. (1986): Three dimensional motion of buried pipeline. *J. Eng. Mech. ASCE* 112, 1319–1348.
42. Σοφιανός, Α. (2003): Επίδραση υπογείων έργων στα φάσματα αντισεισμικού σχεδιασμού κτιρίων, ερευνητικό πρόγραμμα ΟΑΣΠ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5:

43. Gazetas G., Kallou P., Psarropoulos P. (2002) Topography and Soil Effects in the Ms 5.9 Parnitha (Athens) earthquake: The case of Adames. *Natural Hazards Special Volume: Athens Earthquake 1999, Volume 27, Issue 1-2*, 133-169
44. Papadopoulos G.A., Ganas A., Pavlides S. (2002) The problem of seismic potential assessment: Case study of the unexpected earthquake of 7 September 1999 in Athens, Greece. *Earth Planets Space*, 54, 9-18
45. Αποστόλου Μ., Αναστασόπουλος Ι., Γκαζέτας Γ. (2001) Ανάλυση ολισθήσεως και ανατροπής τύμβων για την εκτίμηση επιταχύνσεων στον σεισμό της Πάρνηθας. 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής. Αθήνα, 195-203
46. Bouckovalas G.D, Kouretzis G.P (2001) Stiff soil amplification effects in the 7 September 1999 Athens(Greece) earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 671-687.
47. Bouckovalas G.D, Kouretzis G.P, Kalogeras I. (2002) Site-specific analysis of strong-motion data from the September 7,1999 Athens, Greece Earthquake. *Natural Hazards Special Volume: Athens Earthquake 1999, Volume 27, Issue 1-2*,105-132
48. Παπαδόπουλος Γ.Α., Γκανάς Α., Παυλίδης Σ. (2001) Ενόργανες και υπαίθριες παρατηρήσεις για τον καθορισμό της σεισμογόνου δομής του σεισμού της 7ης Σεπτεμβρίου στην Αθήνα. *Δελτ. Ελλ. Γεωλ. Ετ.*, τόμος XXXIV/4, 1457-1464
49. Pavlides S., Papadopoulos G., Ganas A. (2002) The Fault that caused the Athens September 7,1999 Ms=5.9 earthquake: Field observations. *Natural Hazards Special Volume: Athens Earthquake 1999, Volume 27, Issue 1-2*, 61-84