



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Διπλωματική Εργασία

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ
ΑΛΛΟΥΒΙΑΚΕΣ ΑΠΟΘΕΣΕΙΣ**

ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΟΥΤΗΣ



Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των απαιτήσεων για την απόκτηση του

Διπλώματος Πολιτικού Μηχανικού

ΒΟΛΟΣ 2024

© 2024 ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΣ ΚΟΥΤΗΣ

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής

Πρώτος Εξεταστής(Επιβλέπων)

Δρ Γρηγόριος Τσινίδης, Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής

Δρ. Πολυξένη Καλλιόγλου, Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής

Δρ. Γεώργιος Εφραιμίδης, Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Πρόλογος

Οι προκλήσεις στην επιστήμη του πολιτικού μηχανικού στη σύγχρονη εποχή είναι πολλές. Ο πολιτικός μηχανικός πρέπει ανά πάσα στιγμή, να είναι σε θέση να αντιμετωπίσει κάθε είδους πρόβλημα. Από τη στατική ανάλυση και το σχεδιασμό, μέχρι και την δυναμική ανάλυση και τον αντισεισμικό σχεδιασμό οι προκλήσεις είναι πολλές. Ιδιαίτερα τα δυναμικά φαινόμενα, λόγω της απρόβλεπτης φύσης τους, έχουν κάνει επιτακτική την ανάγκη για πληθώρα αναλύσεων. Η διπλωματική αυτή εργασία έχει πρωταρχικό σκοπό να αναδείξει το πόσο πολύτιμες είναι οι δυναμικές αναλύσεις για τα υπόγεια έργα, και συγκεκριμένα για τις σήραγγες. Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον καθηγητή μου και επιβλέπων της εργασίας κ. Γρηγόριο Τσινίδη, για την καθοδήγηση και την πολύτιμη βοήθεια του. Την οικογένεια μου, που πάντα βρίσκεται στο πλάι μου, καθώς και τους φίλους μου για την στήριξη τους.

Κωνσταντίνος Κουτής

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΣΕ ΑΛΛΟΥΒΙΑΚΕΣ ΑΠΟΘΕΣΕΙΣ

Κωνσταντίνος Κουτής

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2024

Επιβλέπων Καθηγητής: Γρηγόριος Τσινίδης

Περίληψη

Οι βλάβες που έχουν καταγραφεί σε σήραγγες κατά τη διάρκεια σεισμών έχουν αναδείξει την τρωτότητα των κατασκευών αυτών στο σεισμικό κίνδυνό. Στο πλαίσιο της διπλωματικής εργασίας διερευνάται η σεισμική απόκριση και τρωτότητα σήραγγων κυκλικής διατομής σε αλλουβιακές αποθέσεις, υπό το καθεστώς σεισμικής ταλάντωσης στην εγκάρσια έννοια. Συγκεκριμένα, επιλέγονται, προσομοιώνονται αριθμητικά και αναλύονται μέσω μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, συστήματα κυκλικής σήραγγας-εδάφους. Οι αναλύσεις γίνονται σε καθεστώς επίπεδης παραμόρφωσης με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC2D, για μια σειρά σεισμικών καταγραφών διαφόρων συχνοτικών χαρακτηριστικών και έντασης, από τις οποίες προκύπτουν εντατικά μεγέθη της επένδυσης της σήραγγας καθώς και χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης στην σήραγγα και στο έδαφος. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων χρησιμοποιούνται για την δημιουργία καμπυλών τρωτότητας της εξεταζόμενης σήραγγας, χρησιμοποιώντας την μεγίστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) και ταχύτητα (PGV) στην εδαφική επιφάνεια ως δείκτες σεισμικής έντασης και τη μεγίστη διαμετρική παραμόρφωση της σήραγγας ως δείκτη βλάβης. Οι προκύπτουσες καμπύλες τρωτότητας αναδεικνύουν μια αύξηση των πιθανοτήτων βλάβης της σήραγγας με την αύξηση της σεισμικής έντασης, ειδικά για τον πιο μαλακό εδαφικό σχηματισμό που εξετάζεται, ενώ συγκρίσεις τους με υπάρχουσες στη βιβλιογραφία οδηγούν σε ομοιότητες ή διαφορές, που οφείλονται στις διαφορετικές παραδοχές που γίνονται κατά περίπτωση.

Λέξεις Κλειδιά : Σήραγγες, σεισμική δόνηση, καμπύλες τρωτότητας, αριθμητική ανάλυση

SEISMIC BEHAVIOUR AND VULNERABILITY OF TUNNELS IN SOFT SOILS

Konstantinos Koutis

University of Thessaly, Department of Civil Engineering, 2024

Supervisor: Grigorios Tsinidis, Assistant Professor

Abstract

The reported cases of damage of tunnels during past earthquakes highlighted the vulnerability of these types of structures to seismic hazard. This diploma thesis investigates the seismic response and vulnerability of circular tunnels in alluvial deposits, focusing on the effects of seismic ground shaking, acting in the transverse direction of the tunnel. Representative circular tunnel-soil configurations are selected, simulated numerically and analyzed via nonlinear dynamic analyses. Analyses are performed in plane-strain conditions, employing the FLAC 2D finite-difference code. A suite of seismic records, covering a range of frequency characteristics and intensities, are selected for the analyses. The analyses result in calculations of the seismic internal forces of the tunnel linings, as well as acceleration, velocity and displacement time histories in various locations on the tunnel and in the ground. Numerical results are used to develop fragility curves of the examined tunnels, using the peak ground acceleration (PGA) and velocity (PGV) at the ground surface as seismic intensity measures and the maximum diametrical deformation of the tunnel as a damage index. The resulting fragility curves reveal an increase in tunnel failure probabilities with increasing seismic intensity, especially for the softer soil formation analyzed, whereas their comparisons with existing fragility curves in the literature, lead to either similarities or differences, depending on the different assumptions made in each case.

Keywords: *tunnels, ground shaking, fragility curves, numerical analysis*

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή και βιβλιογραφική ανασκόπηση	1
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Αστοχίες σηράγγων-Μορφές αστοχίας σηράγγων	2
1.2.1 Μορφές αστοχίας σηράγγων	2
1.2.2 Μηχανισμοί αστοχίας σηράγγων σε σεισμό	3
1.2.3 Παράγοντες που επηρεάζουν την αστοχία λόγω σεισμικού κινδύνου	6
1.3 Μέθοδοι ανάλυσης	8
1.3.1 Μέθοδοι ανάλυσης στη διαμήκη έννοια	8
1.3.2 Μέθοδοι ανάλυσης στην εγκάρσια έννοια	8
1.3.2.1 Απλοποιημένη ισοδύναμη στατική ανάλυση	10
1.3.2.2 Λεπτομερής ισοδύναμη στατική ανάλυση	11
1.3.2.3 Πλήρης δυναμική ανάλυση	12
1.4 Σεισμική τρωτότητα σηράγγων	13
1.4.1 Καμπύλες τρωτότητας	13
Κεφάλαιο 2 Εξεταζόμενο σύστημα-Παράμετροι ανάλυσης	16
2.1 Εξεταζόμενο σύστημα ανάλυσης	16
2.2 Δυναμική ανάλυση εξεταζόμενου συστήματος	18
Κεφάλαιο 3 Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης	22
3.1 Αποτελέσματα ανάλυσης	22
3.2 Χρονοϊστορίες αποτελεσμάτων	23
3.2.1 Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης	24
3.2.2 Χρονοϊστορίες ταχύτητας	25
3.2.3 Χρονοϊστορίες μετατοπίσεων	26
3.2.4 Χρονοϊστορίες εντατικών μεγεθών	28
3.2.5 Χρονοϊστορίες διαμετρικής παραμόρφωσης	29
Κεφάλαιο 4 Καμπύλες τρωτότητας	31
4.1 Χάραξη καμπυλών τρωτότητας	31
4.2 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας	34
4.2.1 Σύγκριση με υπάρχουσες καμπύλες τρωτότητας	34
4.2.2 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας μεταξύ τους	37
Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα	38
Βιβλιογραφία	39

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή και βιβλιογραφική ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή

Στην φύση υπάρχει μεγάλη αβεβαιότητα. Ανά πασά στιγμή μπορεί να συμβούν γεγονότα τα οποία πολλές φορές έχουν αρνητικές και επιπτώσεις στην καθημερινότητα και στην ροή των πολιτισμών. Σεισμοί, πλημύρες, πυρκαγιές, είναι μερικά από τα φαινόμενα που ταλαιπωρούν την ανθρωπότητα από την αρχαιότητα. Ειδικά οι πλημύρες και οι πυρκαγιές στις μέρες μας, εμφανίζονται με μεγαλύτερη ένταση, λόγω της κλιματικής αλλαγής. Όλα αυτά τα φυσικά φαινόμενα έχουν τεράστιες επιπτώσεις και στις κατασκευές, όπως κτήρια και έργα υποδομής. Είναι γνωστό ότι οι σεισμοί αποτελούν ένα σημαντικό κίνδυνο για τις κατασκευές του πολιτικού μηχανικού. Ο σεισμός ένα δυναμικό φαινόμενο της φύσης απασχολώντας διαχρονικά τους πολιτικούς μηχανικούς. Κτήρια, γέφυρες, σήραγγες, είναι μόνο μερικές από τις κατασκευές που απειλούνται από τους σεισμούς. Για αυτό το λόγο εδώ και πολλές δεκαετίες έχουν διεξήχθη πλήθος ερευνών που αφορούν την αντισεισμική προστασία και τον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών. Στόχο όλων αυτών των ερευνών αποτελεί η εκτίμηση και απομείωση πιθανών αστοχιών που θα προκαλέσει μια σεισμική δόνηση σε μια κατασκευή. Η ασφάλεια είναι το πρωταρχικό μέλημα του μελετητή μιας κατασκευής. Οι παράγοντες που θα επηρεάσουν αλλά και που θα καθορίσουν την μορφή και τον μηχανισμό αστοχίας στην κατασκευή είναι ποικίλοι. Το μέγεθος του σεισμού, η απόσταση από το επίκεντρο, η διεύθυνση των σεισμικών κυμάτων, ο αντισεισμικός σχεδιασμός, το περιβάλλον έδαφος, παίζουν καίριο ρόλο στις αρνητικές επιπτώσεις ενός σεισμού. Η μορφή και η φύση της κατασκευής είναι επίσης βασικές παράμετροι. Κατασκευές που βρίσκονται στην επιφάνεια της γης είναι συνήθως περισσότερο ευάλωτες στον σεισμικό κίνδυνο λόγω της αδρανείας την ώρα του σεισμού. Κατασκευές που είναι εγκιβωτισμένες στο έδαφος (υπόγειες κατασκευές), θεωρούνται γενικά πιο ασφαλείς έναντι σεισμικού κινδύνου. Ωστόσο, σειρά καταγεγραμμένων βλαβών, κυρίως σε σήραγγες και αγωγούς έχουν φέρει στην επιφάνεια τις αδυναμίες των κατασκευών αυτών έναντι του σεισμικού κινδύνου. Οι αστοχίες των κατασκευών λόγω απροβλέπτων εξωτερικών παραγόντων μπορούν να εκφραστούν από τις καμπύλες τρωτότητας. Η τρωτότητα εκφράζεται μέσα από τις καμπύλες τρωτότητας. Η τρωτότητα είναι ένα εργαλείο με το οποίο ο μελετητής έχει την δυνατότητα να προβλέψει την πιθανότητα εμφάνισης βλάβης. Φυσικά, πρέπει να γίνει κατανοητό ότι λόγω της απρόβλεπτης φύσης των σεισμών, η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των κατασκευών έχει και μεγάλες αβεβαιότητες. Τις

τελευταίες δεκαετίες, ερευνητές ανά τον κόσμο έχουν ασχοληθεί με την τρωτότητα. Έχουν προταθεί διάφορες μέθοδοι για την δημιουργία των καμπύλων τρωτότητας. Οι εμπειρικές μέθοδοι, οι οποίες βασίζονταν στην καταγραφή πραγματικών βλαβών κυριάρχησαν αρχικά. Με την εξέλιξη της τεχνολογίας και με την εισαγωγή λογισμικών που έχουν προάγει τις αριθμητικές αναλύσεις, πλέον έχουν εισαχθεί και αναλυτικές μέθοδοι για την πρόβλεψη της τρωτότητας των κατασκευών, οι οποίες βασίζονται στην ανάλυση αριθμητικών προσομοιωμάτων που προσομοιώνουν την εκάστοτε κατασκευή. Τα καταγεγραμμένα περιστατικά, αλλά και η γήρανση των κατασκευών έχουν κάνει την αντισεισμική μελέτη των υπόγειων κατασκευών πολύ σημαντική για την επιστήμη του πολιτικού μηχανικού και όχι μόνο. Στο πλαίσιο αυτό έχουν αναπτυχθεί διάφορες μεθοδολογίες για την εκτίμηση τρωτότητας σηράγγων.

1.2 Αστοχίες σηράγγων-Μορφές αστοχίας σηράγγων

1.2.1 Μορφές αστοχίας σηράγγων

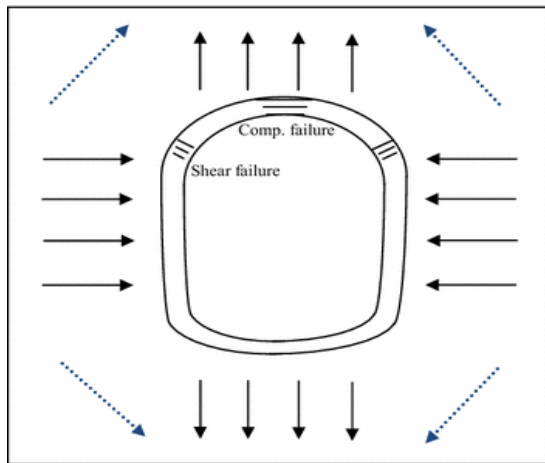
Όπως προαναφέρθηκε, πληθώρα καταγεγραμμένων περιστατικών αστοχίας των υπόγειων κατασκευών έναντι σεισμών, έχουν εντείνει την έρευνα για την πρόληψη και αντιμετώπιση αστοχιών. Κυριότερη και συνηθέστερη μορφή αστοχίας των σηράγγων εξαιτίας σεισμών αποτελεί η ανάπτυξη ρωγμών στα τοιχώματα της μόνιμης επένδυσης (Nishant & Sharkar, 2016). Οι ρωγμές αυτές διακρίνονται σε εγκάρσιες, διαμήκεις, λόξες και ρωγμές στην πλάκα θεμελίωσης της σήραγγας. Υπάρχουν περιπτώσεις όπως στον σεισμό του Great Kanto (1923) στην Ιαπωνία, όπου σήραγγες με εκτεταμένες αστοχίες εμφάνισαν διαμήκης, εγκάρσιες και λόξες ρωγμές στα τοιχώματα. Διαφορετικοί τύποι ρωγμών έχουν καταγραφεί σε σήραγγες του αυτοκινητόδρομου του Du Wen στον σεισμό του Wenchuan το 2008 (Li, 2012). Σε ορισμένες περιπτώσεις ρωγμές εμφανίστηκαν και στις δυο πλευρές του τόξου της σήραγγας. Η μεγάλη έκταση των αστοχιών γίνεται ακόμα πιο φανερή και από το γεγονός ότι σε ορισμένα σημεία παρατηρήθηκε κατάρρευση της μόνιμης επένδυσης ή ακόμα και εμφάνιση του οπλισμού, ο οποίος σε κάποια σημεία είχε υποστεί λυγισμό. Όλα αυτά έθεσαν επιπλέον ερωτήματα σχετικά με την ασφαλή λειτουργία των σηράγγων έναντι σεισμών. Αναλυτικότερα, δια μέσου της συνεχούς καταγραφής περιστατικών στο πεδίο είναι δυνατή η εκτίμηση μιας συνολικής εικόνας των συνηθέστερων μορφών αστοχίας. Για παράδειγμα, κατά τον σεισμό του Wenchuan στην Κίνα καταγράφηκε σημαντικός αριθμός αστοχιών, που αφορούν κυρίως το εσωτερικό της σήραγγας, όπως κατάρρευση της επένδυσης στα τοιχώματα της σήραγγας, ζώνες διάτμησης στον δακτύλιο της σήραγγας,

εγκάρσιες ρωγμές κοντά στην είσοδο, ανασηκώσεις της θεμελίωσης της σήραγγας, διαμήκεις ρωγμές στα τοιχώματα και παραμορφώσεις του οπλισμού κάμψης και διάτμησης (Li, 2012). Σχετικά με βλάβες στο εξωτερικό της σήραγγας, καταγράφηκαν κατολισθήσεις βράχων στην είσοδο της σήραγγας. Μια ακόμα σημαντική μορφή αστοχίας είναι και η αστοχία λόγω διάτμησης στα τοιχώματα της σήραγγας (συνήθως λόγω ενεργοποίησης ρήγματος). Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας είναι αποτέλεσμα των διατμητικών δυνάμεων που δρουν στα τοιχώματα. Διακρίνεται από την αποκόλληση του σκυροδέματος της επένδυσης και έκθεση του χάλυβα οπλισμού. Τέτοιου είδους αστοχίες είχαν σαν αποτέλεσμα, η σήραγγα Tanna στην Ιαπωνία να εμφανίσει μεγάλες ρωγμές σε πολλά σημεία κατά τη διάρκεια του σεισμού το 1930, στο Kitta Izu (Dowding & Rosen, 1978). Μέσω της καταγραφής, έχει παρατηρηθεί ότι τα στόμια των σήραγγων είναι από τα πιο ευάλωτα σημεία ολόκληρης της κατασκευής. Κατολισθήσεις, αστοχία του υπερκείμενου, ρωγμές σε εξωτερικούς τοίχους και ρωγμές σε έργα αντιστήριξης είναι από τα πιο συχνά φαινόμενα που παρατηρούνται σε περίπτωση αστοχίας από σεισμό. Οι πτώσεις βράχων είναι πιο συχνές σε απότομα πρανή. Ενδεικτικά αναφέρεται η περίπτωση της σήραγγας Longxi κατά τη διάρκεια του σεισμού του Wenchuan το 2008 (Li, 2012). Περιπτώσεις ανύψωσης και ρωγμών στο κάτω μέρος της σήραγγας έχουν επίσης παρατηρηθεί (Shen et al. 2014), (Duke & Leeds 1959). Κύριο χαρακτηριστικό σε αυτόν τον τύπο αστοχίας είναι η δημιουργία εγκάρσιων ρωγμών. Για παράδειγμα στην σήραγγα του Longxi παρατηρήθηκαν παραμορφώσεις 30 εκατοστών στην οριζόντια αλλά και στην κάθετη διεύθυνση (Shen et al. 2014). Ανύψωση 1,2m καταγράφηκε σε μια από τις δύο σήραγγες. Ένα ακόμα σημαντικό συμβάν έλαβε χώρα στην σήραγγα του Namutani κατά τη διάρκεια του σεισμού του Great Kanto (1923), όπου η σήραγγα είχε υποστεί σημαντικές παραμορφώσεις στην επένδυση, εξαιτίας της ανύψωσης της πλάκας στην βάση της σήραγγας.

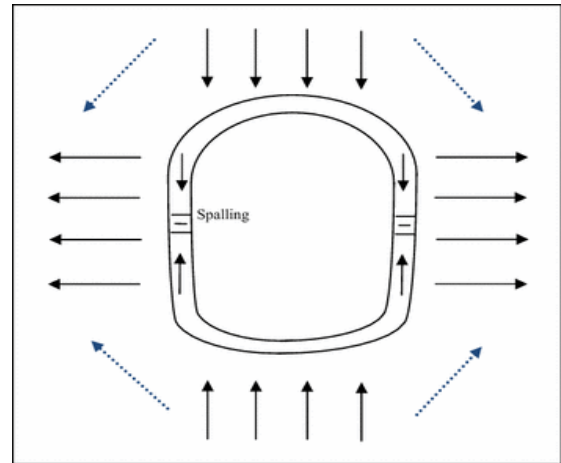
1.2.2 Μηχανισμοί αστοχίας σήραγγων σε σεισμό

Από τις καταγραφές στο πεδίο έχουν γίνει φανερές πολλές και διαφορετικές μορφές αστοχίας στις σήραγγες, κατά τη διάρκεια σεισμικών ταλαντώσεων. Στο πλαίσιο διερεύνησης του προβλήματος έχουν προταθεί μηχανισμοί όπου επεξηγούν τον τρόπο δημιουργίας της εκάστοτε αστοχίας. Στην Εικόνα 1.1, προβάλλεται σεισμικό κύμα σε διαγώνια διεύθυνση το οποίο προκαλεί διατμητικές τάσεις στην διατομή της σήραγγας, όπως φαίνεται και από τις διακεκομμένες γραμμές. Οι διατμητικές τάσεις μπορούν να αναλυθούν στην οριζόντια και κάθετη διεύθυνση, σε τάσεις που δρουν στην διατομή και προκαλούν θλίψη και εφελκυσμό. Σαν αποτέλεσμα, αστοχίες λόγω θλίψης στην οροφή και

διατμητικές αστοχίες στις πλευρές, είναι πιθανό να συμβούν. Στην Εικόνα .2, οι θλιπτικές και εφελκυστικές δυνάμεις αυξάνονται και στις δύο διευθύνσεις (κάθετα, οριζόντια), ως αποτέλεσμα των διαγώνιων τάσεων που ενεργούν στο πεδίο, αντίθετης φοράς σε σχέση με την Εικόνα 1.1. Προκαλείται με αυτόν τον τρόπο θλίψη στην οροφή και πλευρική διόγκωση. Αποκόλληση του σκυροδέματος επικάλυψης του οπλισμού στις πλευρές είναι ένα πιθανό σενάριο.



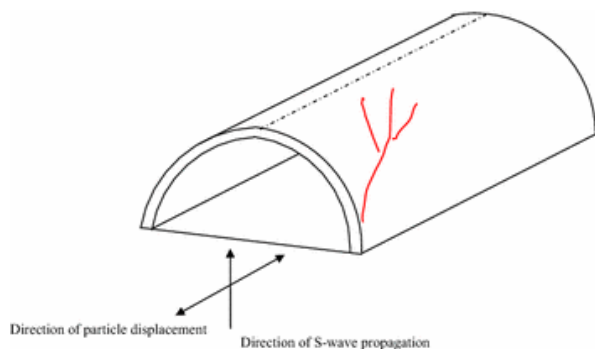
Εικόνα 1.1 Μηχανισμός θλιπτικής και διατμητικής αστοχίας λόγω σεισμικής ταλάντωσης (Sarkar & Roy, 2016).



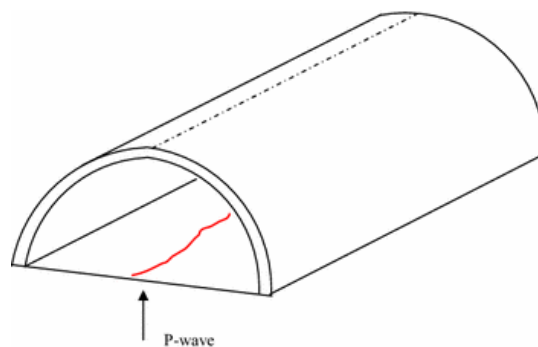
Εικόνα 1.2 Μηχανισμός αποκόλλησης σκυροδέματος της μόνιμης επένδυσης λόγω σεισμικής ταλάντωσης (Sarkar & Roy, 2016)

Και στις δύο περιπτώσεις καθοριστικό ρόλο ως προς την δημιουργία των τάσεων και των παραμορφώσεων διαδραματίζει η φορά του σεισμικού κύματος. Τα σημεία επιβολής των τάσεων αλλά και η μορφή τους (θλίψη, εφελκυσμός) καθορίζονται από την διεύθυνση του σεισμικού κύματος, αφού οι συνιστώσες είναι αυτές που εν τέλει δρουν στην διατομή. Έχοντας σαν βασικά εργαλεία, τους παραπάνω δυο κύριους μηχανισμούς αστοχίας (με κριτήριο διαχωρισμού την φορά των σεισμικών κυμάτων), είναι δυνατό να επεξηγηθεί η δημιουργία αστοχιών στο σύνολο της σήραγγας, όπως διαμήκεις ρωγμές, εγκάρσιες και περιφερικές ρωγμές, ρωγμές με κλίση και ρωγμές στο δάπεδο της σήραγγας. Οι διαμήκεις ρωγμές στο τόξο της σήραγγας είναι αποτέλεσμα των κατακόρυφα διαδιδόμενων διατμητικών κυμάτων (τύπου S) που δρουν παράλληλα στην διατομή της σήραγγας. Αυτή η διαδικασία προκαλεί κίνηση υλικού σημείου στην οριζόντια διεύθυνση και έχει σαν αποτέλεσμα την συγκέντρωση τάσεων στην διεπιφάνεια των πλευρικών τοιχωμάτων και του τόξου της σήραγγας. Εκτός από τα κύματα τύπου S, δρουν κύματα τύπου P κατά μήκος του άξονα της σήραγγας. Τα κύματα τύπου P, επιφέρουν την δημιουργία εγκάρσιων ρωγμών στα τοιχώματα. Επιπλέον, η εναλλαγή δράσης εφελκυσμού

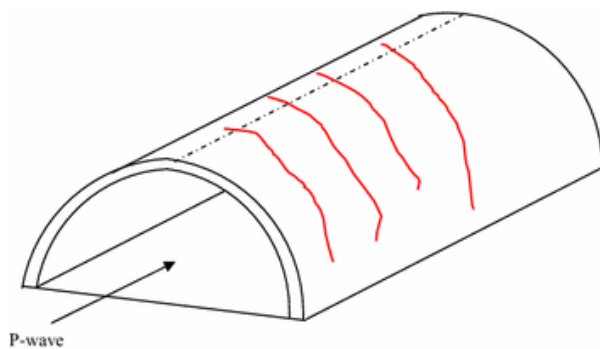
και θλίψης σε συνδυασμό με την πίεση που δημιουργείται στις διεπιφάνειες μεταξύ των δομικών στοιχείων της σήραγγας οδηγούν στην δημιουργία περιφεριακών ρωγμών. Η δράση κυμάτων τύπου S στην κάθετη διεύθυνση ενός επιπέδου που είναι παράλληλο στον διαμήκη άξονα της σήραγγας δημιουργούν εφελκυστικές δυνάμεις που επιφέρουν ρωγμές. Τέλος, η κάθετη διεύθυνση των κυμάτων τύπου P, τα οποία βρίσκονται σε υψηλή συχνότητα και δρώντας παράλληλα στην διατομή προκαλούν αστοχίες και ρωγμές στο δάπεδο της σήραγγας. (Εικόνα 1.3, Εικόνα 1.4 , Εικόνα 1.5, Εικόνα 1.6)



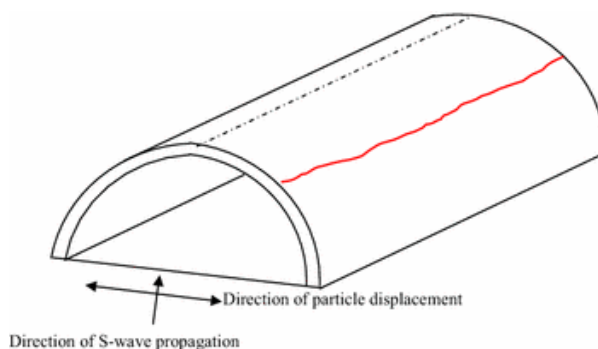
Εικόνα 1.3 Ρωγμές με κλίση στην μόνιμη επένδυση της σήραγγας (Sarkar & Roy, 2016)



Εικόνα 1.4 Ρωγμές στο δάπεδο της σήραγγας (Sarkar & Roy, 2016)



Εικόνα 1.5 Εγκάρσιες ρωγμές της μόνιμης επένδυσης της σήραγγας, ως αποτέλεσμα των κυμάτων τύπου P (Sarkar & Roy, 2016)



Εικόνα 1.6 Διαμήκειες ρωγμές της μόνιμης επένδυσης της σήραγγας, ως αποτέλεσμα των διατμητικών κυμάτων τύπου S (Sarkar & Roy, 2016).

1.2.3 Παράγοντες που επηρεάζουν την αστοχία λόγω σεισμικού κινδύνου

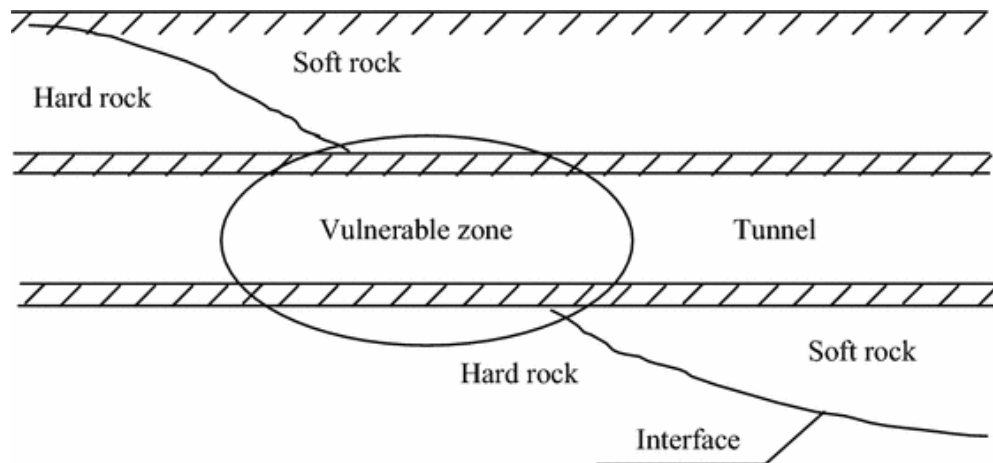
Τρεις είναι οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση σήραγγων έναντι σεισμικού κινδύνου. Οι σεισμικές παράμετροι, η γεωλογία της θέσης της σήραγγας και το βάθος εκσκαφής. (Chen et al., 2012a), (Chen et al., 2012b). Ειδικότερα, η γεωλογία και το βάθος εκσκαφής, είναι ικανές να αυξήσουν σε μεγάλο βαθμό την πιθανότητα βλάβης, σε συνδυασμό με την σεισμική διέγερση. Υπάρχουν τρεις διαφορετικές σεισμικές παράμετροι που επηρεάζουν το βαθμό αστοχίας στις σήραγγες. Η ένταση του σεισμού, η απόσταση της σήραγγας από το επίκεντρο και το βάθος του επίκεντρου. Όσο μεγαλύτερη είναι η ένταση, όσο μικρότερη είναι η απόσταση από το επίκεντρο και όσο πιο μικρό το βάθος του σεισμού, τόσο μεγαλύτερη θα είναι και η επίδραση του σεισμού στην κατασκευή (Πίνακας 1.1).

Πίνακας 1.1: Συσχετισμός βλάβης –μεγέθους σεισμού (κλίμακας Richter) (Sharma & Judd, 1991)

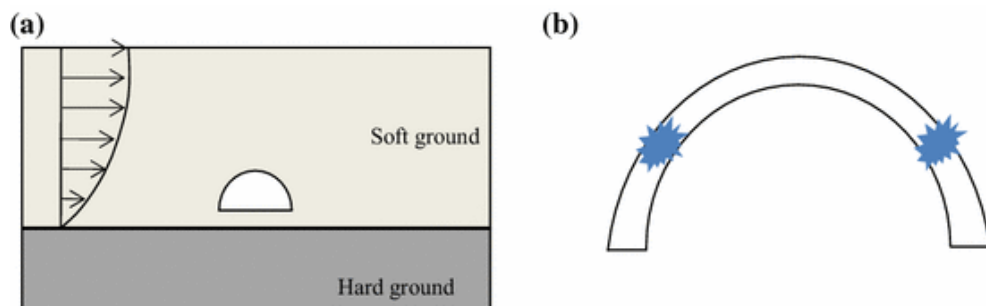
Μέγεθος βλάβης				
Μέγεθος σεισμού	Μικρή	Μεσαία	Σοβαρή	Καμία
<4	2	1	1	3
4-<5	1	2	0	8
5-<6	2	2	1	12
6-<7	17	3	6	33
7-<8	13	8	6	17
>8	10	7	6	22

Το βάθος εκσκαφής, έχει μεγάλη επίδραση στις αστοχίες που μπορεί να προκληθούν από σεισμό. Ύστερα από μελέτη, με δείγμα από 132 περιστατικά συμπεραίνεται πως σήραγγες με βάθος εκσκαφής μικρότερο από 50m είναι περισσότερο ευάλωτες έναντι σεισμού (Sharma & Judd, 1991). Όσον αφορά την γεωλογία, η γεωλογική σύσταση του μέσου εγκιβωτισμού της σήραγγας διαδραματίζει καίριο ρόλο κατά τη διάρκεια σεισμών. Σήραγγες σε κατακερματισμένες και μικρή αντοχή εδαφικές ζώνες είναι οι πιο ευάλωτες. Σε τομείς της σήραγγας που διέρχονται από τα συγκεκριμένα τμήματα εμφανίζονται οι σημαντικότερες αστοχίες λόγω σεισμού. Αντιθέτως, η χάραξη σε υγιή βράχο/έδαφος με τα σωστά και κατάλληλα εδαφικά χαρακτηριστικά προσφέρει έναν ασφαλή αντισεισμικό σχεδιασμό και οι αστοχίες εμφανίζονται σπάνια. (Kumari & Sitharam, 2012). Λόγω της γεωλογίας του μέσου παρατηρούνται επίσης αστοχίες στα εξωτερικά τμήματα της σήραγγας (στόμιο, υπερκείμενο). Βραχοπτώσεις και κατολισθήσεις είναι από τα πιο συχνά φαινόμενα, που με τη σειρά του προκαλούν βλάβες στα εξωτερικά έργα της σήραγγας. Όσον αφορά την σεισμική τρωτότητα, παρατηρείται αύξηση, όταν η σήραγγα διέρχεται από

μεταβατικές ζώνες, δηλαδή από εδαφικούς σχηματισμούς ανάμεσα σε σκληρά και μαλακά πετρώματα. Υπό αυτές τις συνθήκες η αναντιστοιχία ανάμεσα στην δυσκαμψία και την σεισμική απόκριση επιφέρει διαφορετική κινηματική μεταξύ των στρωμάτων (Εικόνα 1.7). Η διαφορά αυτή, σε συνδυασμό με την ενισχυμένη σεισμική κίνηση λόγω των μαλακότερων στρωμάτων, οδηγεί σε επιπρόσθετες δυνάμεις οριζόντιας διεύθυνσης στη μόνιμη επένδυση της σήραγγας. Ο καταναγκασμός στον οποίο υποβάλλεται στο σύστημα, δημιουργεί ρωγμές στην διεπιφάνεια του τόξου της σήραγγας με τα πλευρικά τοιχώματα (Εικόνα 1.). Οι συγκεκριμένες μορφές βλάβης έχουν καταγραφεί κυρίως σε σήραγγες ορεινού περιβάλλοντος (Miyabashi et al. 2008)



Εικόνα 1.7 Ευάλωτη εδαφική ζώνη ανάμεσα σε σκληρούς και μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς (Sarkar & Roy, 2016)



Εικόνα 1.8 α) Μεταβολή σεισμικών κυμάτων λόγω διαφορετικών εδαφικών στρώσεων, (b) Εγκάρσιες στην διατομή της σήραγγας ρωγμές λόγω της μεταβολής των σεισμικών κυμάτων (Sarkar & Roy, 2016)

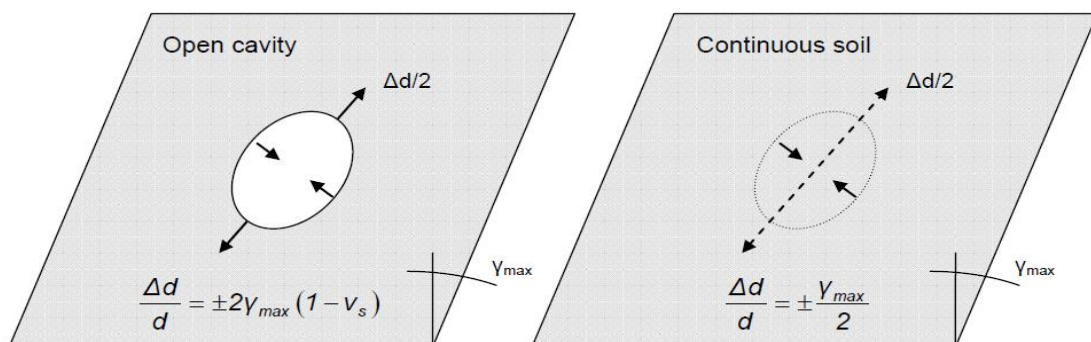
1.3 Μέθοδοι ανάλυσης

1.3.1 Μέθοδοι ανάλυσης στη διαμήκη έννοια

Οι μέθοδοι ανάλυσης στην διαμήκη έννοια, περιλαμβάνουν λύσεις που λαμβάνουν ή αγνοούν την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Υπάρχουν διαφορετικές μέθοδοι, οι οποίες διαχωρίζονται ανάλογα με την πολυπλοκότητα τους. Η απλοποιημένη ισοδύναμη στατική ανάλυση (ISO 23469, 2005), προσομοιώνει την σεισμική δράση μέσω στατικών φορτίων. Οι τιμές των φορτίων επιβάλλονται στη σήραγγα έπειτα από τοποθέτηση κατάλληλων ελατηρίων στο σύστημα, ενώ η σήραγγα προσομοιώνεται ως ελαστική δοκός. Πολυπλοκότερες λύσεις όπως η απλοποιημένη δυναμική ανάλυση (ISO 23469, 2005) και η πλήρης δυναμική ανάλυση στο πεδίο του χρόνου (ISO 23469, 2005), (FWHA, 2009), απαιτούν την δημιουργία πιο σύνθετων προσομοιωμάτων, τα οποία αποδίδουν συνήθως μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα.

1.3.2 Μέθοδοι ανάλυσης στην εγκάρσια έννοια

Οι μέθοδοι ανάλυσης στην εγκάρσια έννοια περιλαμβάνουν και αυτές με τη σειρά τους αναλυτικές λύσεις που λαμβάνουν ή αγνοούν απλοποιητικά την αλληλεπίδραση του εδάφους-κατασκευής. Οι αναλύσεις στην εγκάρσια έννοια γίνονται θεωρώντας συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης ($z=0$). Στη θεώρηση του ελεύθερου πεδίου η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής αγνοείται και η κατασκευή λαμβάνει τις παραμορφώσεις του περιβάλλον μέσου ($\gamma_{structure} = \gamma_{free\ field}$).



Εικόνα 1.9 Διατμητική παραμόρφωση εδάφους –σήραγγας στην περίπτωση θεώρησης ελεύθερου πεδίου (free-field), (Tsinidis, 2015), (Wang, 1993)

Στην περίπτωση θεώρησής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, η αλληλεπίδραση λαμβάνεται υπόψη μέσω των συντελεστών σχετικής δυσκαμψίας (flexibility ratio) και σχετικής συμπίεστότητας. Είναι εξαιρετικά σημαντικό να ληφθεί υπόψη η διεπιφάνεια

εδάφους κατασκευής. Υπάρχουν δύο παραδοχές μελέτης της διεπιφάνειας, αυτή της πλήρους σύνδεσης (no slip) και αυτή της πλήρους ολίσθησης (full slip), (Εικόνα 1.10). Κατά την περίπτωση της πλήρους σύνδεσης γίνεται μεταφορά των διατμητικών τάσεων από το έδαφος στην κατασκευή, ενώ στην περίπτωση της πλήρους ολίσθησης όχι. Η σχετική δυσκαμψία εδάφους-κατασκευής εκφράζεται από τον συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας (flexibility ratio) F (δυσκαμψία εδάφους/δυσκαμψία κατασκευής), (Hoeg, 1968), (Wang, 1993), (Εξ. 1.1, 1.2).

$$F = \frac{E_s(1-\nu_f^2)R^3}{6E_I I_I(1+\nu_s)} \quad (1.1)$$

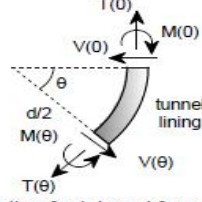
$$F = \frac{G_s H}{S H} \quad (1.2)$$

Για επίλυση κυκλικής σήραγγας γίνεται χρήση της Εξ (1.1), ενώ για επίλυση ορθογωνικής σήραγγας γίνεται χρήση της Εξ(1.2).

Ανάλογα με την τιμή του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας, ο οποίος επηρεάζεται άμεσα από τις μηχανικές ιδιότητες του εδάφους και της κατασκευής, επηρεάζεται και η σεισμική απόκριση της κατασκευής (Πίνακας 1.2)

Πίνακας 1.2 Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής ανάλογα με την τιμή του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας F (Owen & Scholl 1981), (Wang, 1993), (Penzien, 2000)

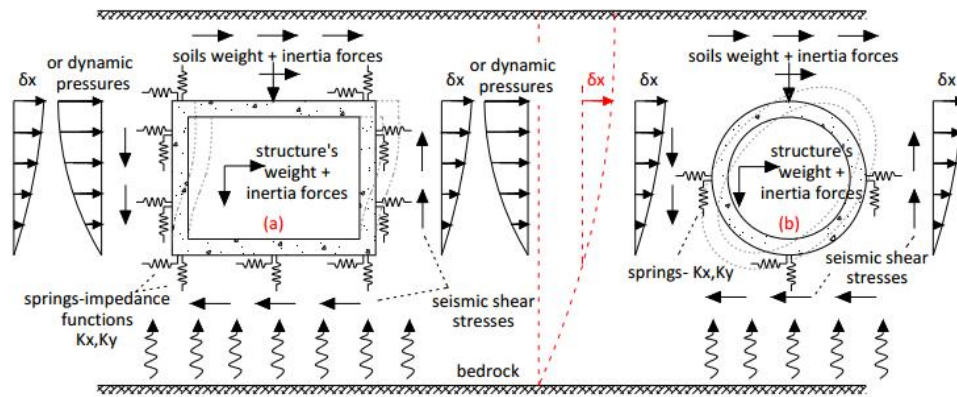
$F = 0$	Η κατασκευή δεν θα εμφανίσει παραμορφώσεις.
$F < 1$	Μικρότερη παραμόρφωση της κατασκευής σε σχέση με το έδαφος
$F = 1$	Ίση παραμόρφωση κατασκευής σε σχέση με το έδαφος.
$F > 1$	Μεγαλύτερη παραμόρφωση κατασκευής σε σχέση με το έδαφος.

Reference	Full slip conditions without normal separation	No slip conditions
Wang (1993)	$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{max}$ $T_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_s}{(1+\nu_s)} R \gamma_{max}$ $M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_s}{(1+\nu_s)} R^2 \gamma_{max}$ $K_1 = \frac{12(1-\nu_s)}{2F+5-6\nu_s}$ $R_c = \frac{\Delta d_{stru}}{\Delta d_{free-field}} = \frac{2}{3} K_1 F = \frac{4(1-\nu_s)F}{2.5-3\nu_s+F}$	$T_{max} = \pm K_2 r_{max} r = \pm K_2 \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} R \gamma_{max}$ $K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_s)-(1-2\nu_s)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_s)^2 + 2}{F[(3-2\nu_s)+(1-2\nu_s)C] + C\left[\frac{5}{2}-8\nu_s+6\nu_s^2\right] + 6-8\nu_s}$  Sign convention for internal force components (Penzien and Wu, 1998)
Penzien (2000)	$\pm \Delta d_{stru}^n = \pm R^n \Delta d_{ff}^n, R^n = \frac{\Delta d_{stru}^n}{\Delta d_{ff}^n} = \pm \frac{4(1-\nu_s)}{(1+a_s^n)}$ $T(\theta) = -\frac{12E_s I_1 \Delta d_{stru}^n}{D^3(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $M(\theta) = -\frac{6E_s I_1 \Delta d_{stru}^n}{D^2(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $V(\theta) = -\frac{24E_s I_1 \Delta d_{stru}^n}{D^3(1-\nu_s^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $a_s^n = \frac{12(5-6\nu_s)E_s I_1}{D^3 G_s(1-\nu_s^2)}$	$\pm \Delta d_{stru} = \pm R \Delta d_{ff}, R = \frac{\Delta d_{stru}}{\Delta d_{ff}} = \pm \frac{4(1-\nu_s)}{(1+a_s)}$ $T(\theta) = -\frac{24E_s I_1 \Delta d_{stru}}{D^3(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $M(\theta) = -\frac{6E_s I_1 \Delta d_{stru}}{D^2(1-\nu_s^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $V(\theta) = -\frac{24E_s I_1 \Delta d_{stru}}{D^3(1-\nu_s^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)$ $a_s = \frac{24(3-4\nu_s)E_s I_1}{D^3 G_s(1-\nu_s^2)}$
Notation:	G_s : shear modulus of the soil, E_s : modulus of elasticity of the soil, ν_s : Poisson ratio of the soil, E_l : modulus of elasticity of the lining, ν_l : Poisson ratio of the lining, I_l : moment of inertia of the tunnel lining (per unit width), R : tunnel radius, t : lining thickness, D : diameter of the tunnel	

Εικόνα 1.10 Σχέσεις υπολογισμού εντατικών μεγεθών στην επιφάνεια σήραγγας, υπό συνθήκες πλήρους σύνδεσης (no slip) και πλήρους ολίσθησης (full slip), (Wang, 1993), (Penzien & Wu, 1998), (Penzien, 2000) (Tsinidis, 2015).

1.3.2.1 Απλοποιημένη ισοδύναμη στατική ανάλυση.

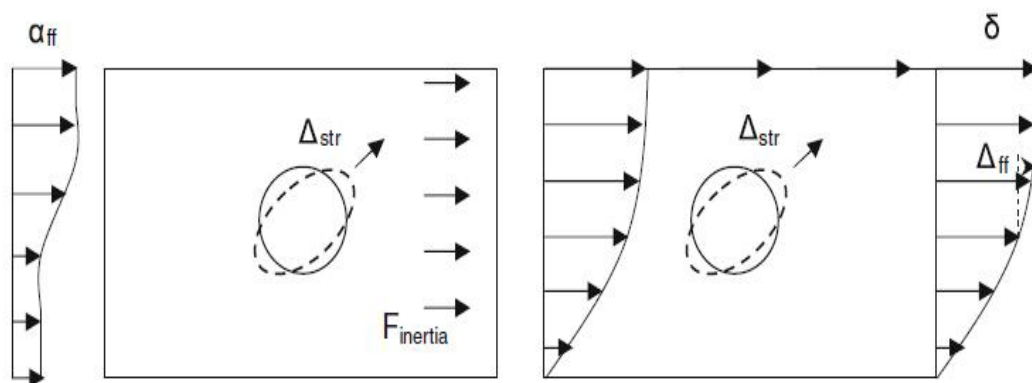
Η συγκεκριμένη μέθοδος, αποτελεί την πιο απλή μέθοδο αντισεισμικού σχεδιασμού. Η σήραγγα προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού και τα φορτία (ψευδοστατικά) εισάγονται μέσω ελατηρίων τα οποία προσομοιώνουν το περιβάλλον έδαφος. Τα ψευδοστατικά φορτία μπορούν επίσης να τοποθετηθούν απευθείας στην κατασκευή. Τα φορτία που εισάγονται στους υπολογισμούς είναι τα ισοδύναμα αδρανειακά φορτία της κατασκευής και του εδάφους (για μία μέση επιτάχυνση), οι δυναμικές ωθήσεις των γαιών και οι σεισμικές διατμητικές τάσεις. Παρόλο που η μέθοδος έχει μικρό υπολογιστικό χρόνο, η παραδοχή της στατικής φόρτισης της κατασκευής, ενδέχεται να επιφέρει μεγάλες αποκλίσεις στα αποτελέσματα σε σχέση με δυναμικές αναλύσεις. Επιπλέον, δεν υπάρχουν επαρκείς αναλυτικές σχέσεις για τον ακριβή προσδιορισμό των ελατηρίων.



Εικόνα 1.11: Σχηματική απεικόνιση μοντέλου απλοποιημένης ισοδύναμης στατικής ανάλυσης για ορθογωνική και κυκλική σήραγγα (Tsinidis & Pitilakis, 2014).

1.3.2.2 Λεπτομερής ισοδύναμη στατική ανάλυση

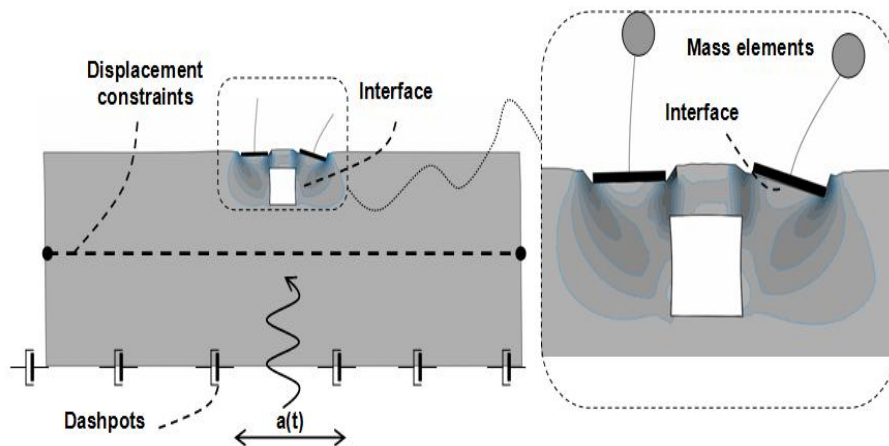
Η λεπτομερής ισοδύναμη στατική ανάλυση (ISO 23469, 2005), (FWHA, 2009) περιλαμβάνει προσομοίωση εδάφους-σήραγγας με 2Δ αριθμητικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων/διαφορών. Και σε αυτή την περίπτωση η σήραγγα προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού και υπάρχει θεώρηση επίπεδης παραμόρφωσης. Τα φορτία καταναγκασμού εισάγονται μέσω του εδάφους σε αυτή την περίπτωση και όχι απευθείας στην κατασκευή. Υπάρχει η δυνατότητα τα φορτία να τοποθετηθούν στα όρια ή και στο εσωτερικό του προσομοιώματος. Σε αντίθεση με την απλοποιημένη μέθοδο, η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής (διεπιφάνεια), λαμβάνεται υπόψη πιο αναλυτικά. Τα αποτελέσματα δύναται να είναι πιο ακριβή, όμως συνήθως αποκλίνουν από την πραγματικότητα λόγω του γεγονότος ότι η μη γραμμική συμπεριφορά των στοιχείων του προσομοιώματος δεν λαμβάνεται υπόψη.



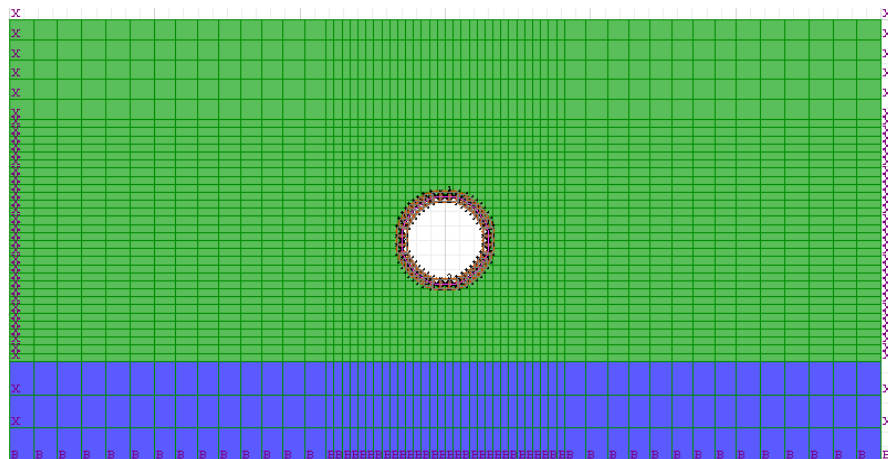
Σχήμα 1.12 Σχηματική απεικόνιση προσομοιώματος λεπτομερούς ισοδύναμης στατικής ανάλυσης κυκλικής σήραγγας (Hashash et al. 2010)

1.3.2.3 Πλήρης δυναμική ανάλυση

Η πλήρης δυναμική ανάλυση (ISO 23469, 2005) περιλαμβάνει προσομοίωση εδάφους-σήραγγας με 2Δ αριθμητικά προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων/διαφορών. Η μέθοδος ακολουθεί παρόμοια διαδικασία με την ισοδύναμη στατική ανάλυση με την διαφορά ότι οι μη γραμμικές συμπεριφορές λαμβάνονται υπόψη. Τα αποτελέσματα παρουσιάζουν μεγάλη ακρίβεια. Με την ανάπτυξη της τεχνολογίας, η μέθοδος έχει καθιερωθεί, αφού το μοναδικό μειονέκτημα, το μεγάλο υπολογιστικό κόστος, μειώνεται.



Εικόνα 1.13 Σχηματική απεικόνιση 2D προσομοιώματος πλήρους δυναμικής ανάλυσης ορθογωνικής σήραγγας (Tsinidis, 2015)



Εικόνα 1.14 Αναλυτικό μοντέλο προσομοίωσης πλήρους δυναμικής ανάλυσης κυκλικής σήραγγας, FLAC 7.0

1.4 Σεισμική τρωτότητα σηράγγων

1.4.1 Καμπύλες τρωτότητας

Όπως προαναφέρθηκε και στην εισαγωγή, η ανάγκη για πρόβλεψη της συμπεριφοράς των κατασκευών έναντι σεισμών οδήγησε στην ανάγκη εκτίμησης της τρωτότητας και των καμπυλών που τις εκφράζουν. Η σεισμική τρωτότητα των κατασκευών του πολιτικού μηχανικού, επεξηγείται ως η πιθανότητα, οι βλάβες μετά από μια σεισμική διέγερση του εδάφους, να φτάσουν ή να ξεπεράσουν ένα συγκεκριμένο προκαθορισμένο όριο. Το επίπεδο βλαβών αφορά είτε βλάβες που μπορούν να επανορθωθούν, είτε βλάβες που θα καταστήσουν την κατασκευή ακατάλληλη. Συγκεκριμένα για τις σήραγγες, η εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας βασίζεται είτε σε εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας, είτε σε καμπύλες τρωτότητας που προέκυψαν από την κρίση των μελετητών, είτε από τις αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας, (Rossetto & Elnashai, 2003). Το (ALA) (American Lifeline Alliance) και η επιτροπή του προγράμματος (HAZUS), μέσα από καταγεγραμμένα περιστατικά από όλο τον κόσμο, έχουν εισάγει εμπειρικές καμπύλες, για διάφορα δομικά υλικά και διαφορετικά εδάφη. Οι εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας, βασίζονται σε παρατηρήσεις πραγματικών βλαβών στο πεδίο. Οι σεισμοτεκτονικές, γεωλογικές και γεωτεχνικές συνθήκες του περιβάλλοντος εδάφους, καθώς και τα τεχνικά χαρακτηριστικά των κατασκευών, παίζουν καθοριστικό ρόλο στην εξαγωγή συμπερασμάτων. Ωστόσο, τα στοιχεία αυτά, όταν χρησιμοποιούνται σε διαφορετικές περιοχές από τις περιοχές που συλλέχθηκαν τα στοιχεία, γεννούν αβεβαιότητες ως προς την αποτελεσματικότητα της μεθόδου. Με την εξέλιξη των μεθόδων ανάλυσης, πλέον και αριθμητικές μέθοδοι ανάλυσης είναι ικανές να δώσουν αξιόπιστα αποτελέσματα. Οι αναλυτικές μέθοδοι βασίζονται στην εκτίμηση του εύρους της βλάβης, μέσα από την προσομοίωση των δομικών στοιχείων της εκάστοτε κατασκευής σε σεισμική δράση. Για την εξαγωγή των αποτελεσμάτων απαιτείται η δημιουργία αριθμητικών μοντέλων και η μη γραμμική δυναμική ανάλυση των δομικών εξεταζόμενων συστημάτων για διάφορες επιταχύνσεις του εδάφους. Μέσα από στατιστικές διαδικασίες, παράγονται οι καμπύλες τρωτότητας, δίνοντας σημαντικές πληροφορίες στην αντισεισμική απόκριση της κατασκευής. Εμπειρικές μέθοδοι που έχουν αναπτυχθεί είναι οι HAZUS MH (FEMA 2003), SELENA (Molina et al. 2009), και ELER V3.0 (Demircioglu et al. 2010). Ακόμα έχουν αναπτυχθεί αριθμητικές μέθοδοι για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας σηράγγων, (Argyroudis & Pitilakis, 2012), (Le T.S., Huh J., Park J.H. 2014), (Osmi C., Khadija. S., Ahmad S.M 2016). Οι περισσότερες καμπύλες τρωτότητας στην πλειονότητα

τους περιγράφονται από μια λογαριθμοκανονική συνάρτηση διανομής (longnormal probability distribution function) της μορφής, (Εξ 1.3):

$$P_f(LS_i \geq LS_l | IM) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \ln \left(\frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (1.3)$$

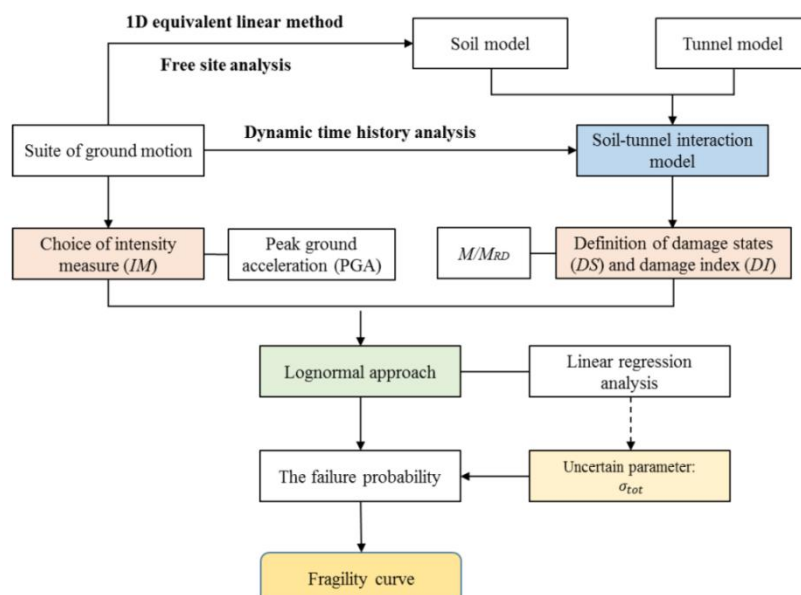
όπου P_f η πιθανότητα η κατασκευή να υπερβεί ένα συγκεκριμένο όριο (LS), το οποίο καθορίζει την εκάστοτε μορφή βλάβης, για δεδομένο μέτρο σεισμικής διέγερσης (IM), Φ η λογαριθμική συνάρτηση πιθανότητας, IM_{mi} η μέση τιμή κατωφλίου του δείκτη IM , δηλαδή η ελάχιστη τιμή για την εμφάνιση συγκριμένης βλάβης, και β_{tot} , η συνολική τυπική απόκλιση.

Οι βλάβες ανάλογα με την επίδραση τους στην κατασκευή χωρίζονται σε μικρές (minor), μεσαίες (moderate), εκτεταμένες (extensive), ενώ υφίσταται και η ακραία κατάσταση της κατάρρευσης (collapse) (παράδειγμα στον Πίνακας 1.3). Το μέτρο του δείκτη βλάβης (DS), καθορίζει την κλίμακα της βλάβης. Ο δείκτης βλάβης προσδιορίζεται συνήθως από τα εντατικά μεγέθη που επιβάλλονται στη σήραγγα (π.χ. μόνιμη επένδυση), μεγέθη όπως η ροπή και η διαμετρική παραμόρφωση, που λογίζεται ως αποτέλεσμα των εντατικών μεγεθών. Το μέτρο έντασης (IM), που θα καθορίσει εν τέλει την μορφή της βλάβης ορίζεται από την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ή την μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV) σε κάποια θέση του εδάφους. Οι καμπύλες τρωτότητας αποτελούν γραφικές παραστάσεις του μέτρου έντασης (IM) συναρτήσει της πιθανότητας η κατασκευή να εμφανίσει συγκεκριμένου τύπου βλάβες για δεδομένο μέτρο έντασης (Εικόνα 1.16). Επιπλέον, ο δείκτης β_{tot} υπολογίζεται από την Εξ. (1.4)

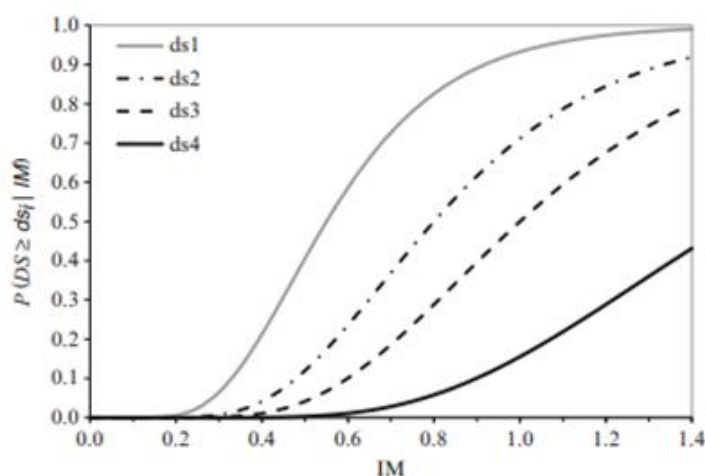
$$\beta_{tot} = \sqrt{\beta_{ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_D^2} \quad (1.4)$$

Η παράμετρος β_{tot} βασίζεται στις παρακάτω τρεις πηγες αβεβαιότητας. Την αβεβαιότητα ως προς τη σεισμική απαίτηση (β_D), την αβεβαιότητα στον προσδιορισμό των σταθμών βλάβης (β_{ds}) και την αβεβαιότητα που εμπεριέχεται στην απόκριση της κατασκευής (β_c). Λόγω της έλλειψης ακριβέστερων εκτιμήσεων, οι παράμετροι β_{ds} και β_c λαμβάνονται συνήθως ως 0,4 και 0,3 αντίστοιχα (Argyroudis & Pitilakis, 2012), (Hanus MH, 2004).

Έχοντας γνώση των απαραίτητων στοιχείων και λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραμέτρους, είναι δυνατόν να ακολουθηθεί η διαδικασία για την δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας. Η παρακάτω διαδικασία αφορά καμπύλες που προκύπτουν από αριθμητική ανάλυση.



Εικόνα 1.15 Διαδικασία παραγωγής καμπυλών τρωτότητας, σύμφωνα με την αναλυτική μέθοδο (Xiaorong Hu, Zhiguang Zhou, Hao Chen, Yongqiang Ren, 2020))



Εικόνα 1.16 Καμπύλες τρωτότητας για τέσσερις διαφορετικούς δείκτες βλάβης (Damage States), SYNER G Chapter 3, (T. Rossetto, D. D' Ayala, I. Ioannou, A. Meslem, 2014).

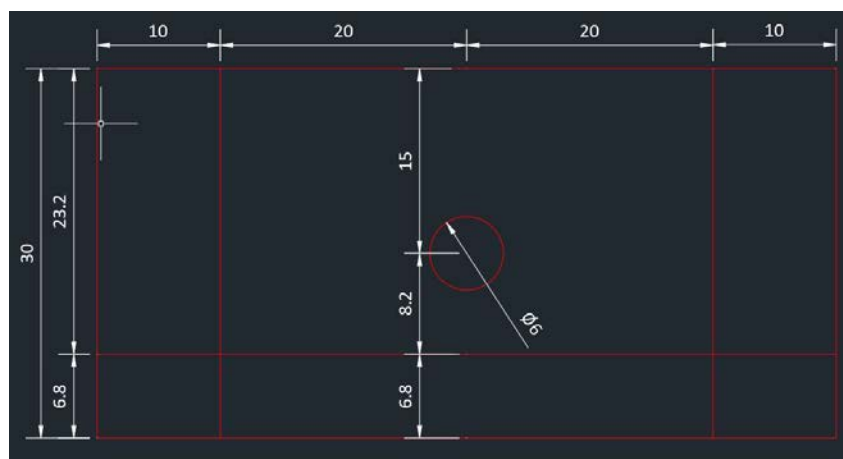
Πίνακας 1.3 Προσδιορισμός δείκτη βλάβης μόνιμης επένδυσης (Argyroudis & Pitilakis, 2012).

Damage state (DS)	Range of damage state (DI)	Central value of damage index
DS1. Minor/Slight	$1.0 < M/M_{RD} \leq 1.5$	1.25
DS2. Moderate	$1.5 < M/M_{RD} \leq 2.5$	2.00
DS3. Extensive	$2.5 < M/M_{RD} \leq 3.5$	3.00
DS4. Collapse	$M/M_{RD} > 3.5$	-

Κεφάλαιο 2 Εξεταζόμενο σύστημα-Παράμετροι ανάλυσης

2.1 Εξεταζόμενο σύστημα ανάλυσης

Η συγκεκριμένη εργασία αναλύει και εμβαθύνει σε θέματα σεισμικής συμπεριφοράς και τρωτότητας κυκλικής σήραγγας σε αλλουβιακές αποθέσεις. Η κατασκευή μελέτης, στην οποία βασίζεται και το αριθμητικό μοντέλο ανάλυσης είναι σήραγγα κυκλικής διατομής. Για την διάνοιξη της σήραγγας θεωρείται ότι χρησιμοποιείται η μέθοδος TBM (tunnel boring machine). Για την ανάλυση κατασκευάζεται αρχικά κάνναβος διαστάσεων 60m x 30m. Η σήραγγα είναι εγκιβωτισμένη στο κέντρο σε βάθος 15m, με συντεταγμένες κέντρου (30m, 15m) και διάμετρο 6m (ακτίνα 3m). Ο κάνναβος χωρίζεται σε δύο εδαφικά τμήματα, το πάνω τμήμα που αποτελείται από την εδαφική στρώση 1 (Soil 1) με διαστάσεις (60m x 23,2m) και το κάτω τμήμα που αποτελείται από το βραχώδες υπόβαθρο με διαστάσεις (60m x 6,8m), (Πίνακας 2.1, Πίνακας 2.2). Η επένδυση της σήραγγας θεωρείται ότι είναι κατασκευασμένη από οπλισμένο σκυρόδεμα (Πίνακας 2.3). Αφού εισαχθούν στο σύστημα οι δυνάμεις βαρύτητας και προσομοιωθεί η κατασκευή της σήραγγας, το σύστημα υποβάλλεται σε σεισμικές επιταχύνσεις. Παρόμοια διαδικασία επαναλαμβάνεται και για δεύτερο τύπο εδαφικής στρώσης (Soil 2). Στην Εικόνα 2.1, απεικονίζεται το μοντέλο ανάλυσης (AutoCAD). Δίνονται γι κάθε εδαφική στρώση: το ειδικό βάρος (γ), μέτρο ελαστικότητας (E), μέτρο διάτμησης (G), μέτρο διόγκωσης (K), δείκτης Poisson (ν), συνοχή (c'), γωνία τριβής (ϕ'), γωνία διασταλτικότητας (ψ'), καθώς και η ταχύτητα διάδοσης σεισμικών κυμάτων (V_s), (Πίνακας 2.1, 2.2) Στη συνέχεια, το σύστημα υποβάλλεται σε σεισμική ταλάντωση (δυναμική ανάλυση), υπό το καθεστώς σαράντα σεισμικών διεγέρσεων (Πίνακας 2.5).



Εικόνα 2 Γεωμετρική απεικόνιση εξεταζόμενου συστήματος ανάλυσης (AutoCAD)

Πίνακας 2.1 Μηχανικά-γεωμετρικά χαρακτηριστικά 1^{ου} εξεταζόμενου συστήματος (Soil 1)

	z (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν	V_s (m/s)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
Εδαφική στρώση 1	0m / -23.2m	18	1284,4	458,7	2140,7	0,4	500	5	30	0
Βραχώδες υπόβαθρο*	-23.2m / -30m	21	3562,1	1370,0	2968,4	0,3	800	-	-	-

Πίνακας 2.2 : Μηχανικά-γεωμετρικά χαρακτηριστικά 2^{ου} εξεταζόμενου συστήματος (Soil 2)

	z (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν	V_s (m/s)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
Εδαφική στρώση 2	0m / -23.2m	16	95.4	36.7	79.5	0.3	150	5	30	0
Βραχώδες υπόβαθρο*	-23.2m / -30m	21	3562.1	1370.0	2968.4	0.3	800	-	-	-

Πίνακας 2.3 Γεωμετρικά-μηχανικά χαρακτηριστικά της μόνιμης επένδυσης της σήραγγας

Διατομή σήραγγας	t (m)	γ (kN/m ³)	E (MPa)	G (MPa)	K (MPa)	ν
Σκυρόδεμα	0.30	25	30000.0	12500.0	16666.7	0.2

Πίνακας 2.4 Ιδιότητες σεισμικών διεγέρσεων

Ημερομηνία	Περιοχή	Χώρα σταθμού	Ένταση M_w	R (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	Αριθμός σεισμού	PGA(g)
25/7/2003	N Miyagi Prefecture	Japan	6,1	32,00	1432,7	EQ1	0,28377
23/10/2004	Mid Niigata Prefecture	Japan	6,6	36	626	EQ2	0,395579
12/6/2005	Anza	USA	5,2	11,50	724,9	EQ3	0,21611
22/12/2003	San Simeon	USA	6,4	61,5	712,8	EQ4	0,15651
16/9/1978	Tabas	Iran	7,35	57	712	EQ5	0,84818
10/6/1987	Kalamata (Aftershock)	Greece	5,36	17,00	778,0	EQ6	0,08198
13/5/1995	Kozani	Greece	6,61	17	1000	EQ7	0,18312
7/9/1999	Ano Liosia	Greece	6,04	17,00	934,0	EQ8	0,1151
15/4/1979	Montenegro	Serbia	6,9	65	875	EQ9	0,23583
25/10/1984	Kremidia (Aftershock)	Greece	5	16	1530	EQ10	0,14319
17/5/1995	Kozani (Aftershock)	Greece	5,3	16,00	623,0	EQ11	0,395579
13/10/1997	Kalamata	Greece	6,4	48	1530	EQ12	0,11632
6/5/1976	Friuli	Italy	6,4	21,70	1029,6	EQ13	0,12874
15/9/1976	Friuli (Aftershock)	Italy	5,9	8,50	901,0	EQ14	0,26273
23/11/1980	Irpina	Italy	6,9	28,30	976,2	EQ15	0,11374
14/10/1997	Umbria Marche (Aftershock)	Italy	5,6	20,00	681,2	EQ16	0,08841
9/9/1998	App. Lucano	Italy	5,6	6,60	603,2	EQ17	0,1635
6/4/2009	L Aquila Mainshock	Italy	6,3	4,40	684,8	EQ18	0,21286
9/2/1971	San Fernando	USA	6,61	20,04	602,1	EQ19	0,417
28/11/1974	Hollister-03	USA	5,14	11,08	1428,1	EQ20	0,27162
6/8/1979	Coyote Lake	USA	5,74	4,37	663,3	EQ21	0,27795
2/5/1983	Coalinga-01	USA	6,36	33,52	684,935	EQ22	0,22355
24/4/1984	Morgan Hill	USA	6,19	36,34	663,3	EQ23	0,33414
23/12/1985	Nahanni	Canada	6,76	6,8	659,6	EQ24	0,67589
14/11/1986	Taiwan Smart1(45)	Taiwan	7,3	71,35	659,6	EQ25	0,17236

7/2/1987	Baja California	USA	5,5	3,69	659,6	EQ26	0,91055
18/10/1989	Loma Prieta	USA	6,93	35,47	663,3	EQ27	0,12072
18/10/1989	Loma Prieta	USA	6,93	16,34	659,6	EQ28	0,43248
25/4/1992	Cape Mendocino	USA	7,01	4,51	712,822	EQ29	0,64128
28/6/1992	Landers	USA	7,28	44,02	684,9	EQ30	0,51291
17/1/1994	Northridge-01	USA	6,69	25,42	971,4	EQ31	0,29709
17/1/1994	Northridge-01	USA	6,69	20,36	2016,13	EQ32	0,32462
16/1/1995	Kobe	Japan	6,9	8,7	609	EQ33	0,50257
20/9/1999	Chi-Chi	Taiwan	7,62	15,42	624,8	EQ34	0,64055
28/6/1991	Sierra Madre	Taiwan	5,61	6,46	821,6	EQ35	0,20922
16/10/1999	Hector Mine	Taiwan	7,13	26,53	684,935	EQ36	0,24776
20/9/1999	Chi-Chi	Taiwan	6,2	18,5	664,43	EQ37	0,32633
17/8/1999	Izmit	Turkey	7,6	42,77	700,9	EQ38	0,15787
17/8/1999	Izmit	Turkey	7,6	3,40	827,3	EQ39	0,22068
12/11/1999	Duzce 1	Turkey	7,1	15,60	718,9	EQ40	0,06875

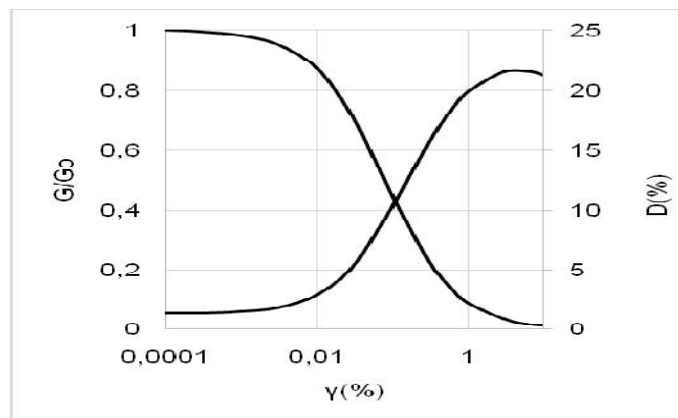
2.2 Δυναμική ανάλυση εξεταζόμενου συστήματος

Γνωρίζοντας τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής μελέτης, τις μηχανικές ιδιότητες του περιβάλλον εδάφους και την φύση των σεισμικών δονήσεων ξεκινά η κατασκευή του μοντέλου προσομοίωσης για την αριθμητική, παραμετρική ανάλυση. Η ανάλυση διενεργείται σε τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο διενεργείται η κατασκευή του κανάβου (Εικόνα 2.1). Στη συνέχεια εισάγονται οι μηχανικές ιδιότητες του εκάστοτε εδάφους (Πίνακας 2.1, Πίνακας 2.2) και εισάγεται η δύναμη της βαρύτητας. Στο δεύτερο στάδιο ξεκινά η εκσκαφή της σήραγγας, η οποία περιλαμβάνει δύο φάσεις. Στην πρώτη φάση, ξεκινά η εκσκαφή της διατομής, θεωρώντας 30% χαλάρωση του εδάφους (σύγκλιση). Στη δεύτερη φάση, τοποθετείται η μόνιμη επένδυση (Πίνακας 2.3) και ενεργοποιείται πλήρως η χαλάρωση του εδάφους (το έδαφος πέριξ της εκσκαφής πλαστικοποιείται), η οποία παραλαμβάνεται από την μόνιμη επένδυση. Το έδαφος εγκιβωτισμού προσομοιώνεται με το κριτήριο αστοχίας Coulomb, ενώ το βραχώδες υπόβαθρο θεωρείται ελαστικό υλικό. Έχοντας ολοκληρώσει την στατική επίλυση, ξεκινά το τρίτο στάδιο, δηλαδή η δυναμική ανάλυση, όπου και θα προκύψουν και οι επιθυμητές χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, μετακινήσεων και εντατικών μεγεθών. Τα σεισμικά κύματα (Πίνακας .4), επιβάλλονται στην κατασκευή με την μορφή τάσεων, οι οποίες προέκυψαν έπειτα από κατάλληλη ολοκλήρωση σεισμικών επιταχύνσεων. Ο χρόνος ανάλυσης μηδενίζεται και τίθεται μεγάλος αριθμός βημάτων ανάλυσης. Για την σωστή προσομοίωση, τοποθετούνται στα πλευρικά όρια του κανάβου αποσβεστήρες (εξαναγκασμένη ταλάντωση με απόσβεση), έτσι ώστε να αποσβάνει (απορροφάται) η δυναμική ενέργεια του συστήματος. Η απόσβεση παίρνει τιμή $c = 2\rho V$, Εξ.(2.1) όπου V η ταχύτητα των σεισμικών κυμάτων και ρ , η πυκνότητα του εδάφους. Τα σεισμικά κύματα εξαπλώνονται από τη βάση του

προσομοιώματος και στη συνέχεια αλληλοεπιδρούν με την κατασκευή. Κατά την κρούση των κυμάτων με τα πλευρικά όρια, μέρος των κυμάτων ανακλάται. Σε αυτή τη φάση της ανάλυσης, δημιουργείται το εξής πρόβλημα: τα ανακλώμενα κύματα, δεν θα απορροφηθούν από το περιβάλλον έδαφος (όπως θα συνέβαινε στο φυσικό πρόβλημα) αλλά θα αναστραφούν στην κατασκευή, αφού πρώτα κρούσουν στο κάτω όριο του κανάβου. Για την αντιμετώπιση του φαινομένου εισάγονται και στις δύο διευθύνσεις (οριζόντια, κάθετη) στοιχεία quiet elements, x_{quiet} και y_{quiet} αντίστοιχα. Τα στοιχεία quiet elements επιτρέπουν στα αρχικά σεισμικά κύματα να διέρχονται στον κανάβο και παράλληλα να απορροφούν ταυτόχρονα και τα ανακλώμενα κύματα. Κατά τη σεισμική δόνηση –διέγερση του εδάφους, το έδαφος στη συγκεκριμένη χρονική στιγμή υποβάλλεται σε κύκλους φόρτισης. Κάθε στοιχείο ανάλυσης φορτίζεται και στη συνέχεια αποφορτίζεται ανάλογα με την εδαφική επιτάχυνση (PGA) τη συγκεκριμένη χρονική στιγμή. Αυτή η διαδικασία έχει σαν αποτέλεσμα, την μείωση της διατμητικής αντοχής (G) του εδαφικού στοιχείου και την αύξηση της διατμητικής παραμόρφωσης (γ). Η αύξηση της διατμητικής παραμόρφωσης έχει σαν επακόλουθο την αύξηση της απόσβεσης. Το παραπάνω πρόβλημα εκφράζεται από καμπύλες $G\gamma D$ (Εικόνα .2). Η μαθηματική έκφραση για την αριθμητική εισαγωγή στην ανάλυση εξαρτάται από τις παραμέτρους a , b , x_0 , y_0 (Εξ.2.2).

$$M_s = \frac{a}{1 + \exp\left[-\frac{(L-x_0)}{b}\right]}$$

Εξ. 2.2



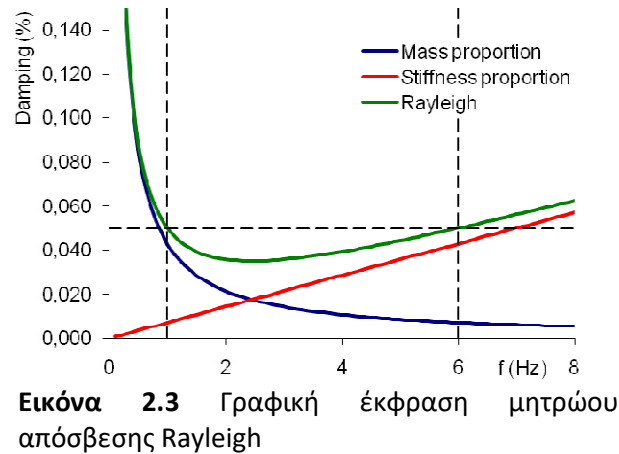
Εικόνα 2.2 Καμπύλες $G\gamma D$. Άμεση συσχέτιση του μέτρου δυσκαμψίας με την διατμητική παραμόρφωση και την απόσβεση, κατά τη διάρκεια κυκλικής σεισμικής φόρτισης

Η απόσβεση εδάφους κατασκευής για πολύ μικρές αποσβέσεις (1%-2%), εισάγεται στην ανάλυση μέσω του μητρώου απόσβεσης Rayleigh $[C]$ (Εξ. 2.3).

$$[C] = a_0 \times [M] + a_1 \times [K]$$

Εξ. 2.3

όπου $[M]$ το μητρώο μάζας και $[K]$ το μητρώο δυσκαμψίας. Οι παράμετροι a_0 και a_1 εξαρτώνται από την συχνότητα και την απόσβεση (ω , ξ).



Εικόνα 2.3 Γραφική έκφραση μητρώου απόσβεσης Rayleigh

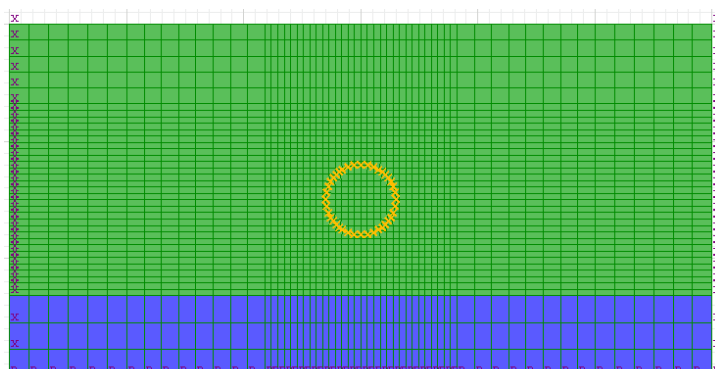
Στην δυναμική ανάλυση, διενεργείται ανάλυση στο χρόνο. (Εξ. 2.4).

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = P(t)$$

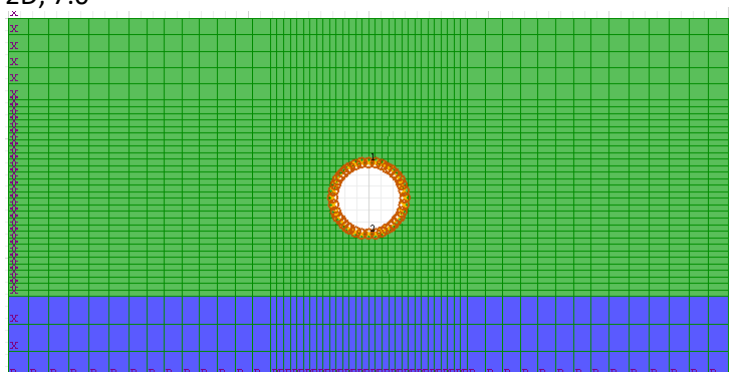
Εξ. 2.4

Κάθε στοιχείο, σε κάθε χρονική στιγμή, έχει συγκεκριμένη παραμόρφωση, συγκεκριμένη δυσκαμψία, συγκεκριμένη μετακίνηση και συγκεκριμένα εντατικά μεγέθη (ροπές, αξονικά φορτία), καθώς και συγκεκριμένη επιτάχυνση. Για να είναι εφικτή η ανάλυση σε εύλογα χρονικά περιθώρια, ζητούνται αποτελέσματα σε μεμονωμένα σημεία ενδιαφέροντος (διαγώνια σημεία σήραγγας και σημεία στο έδαφος εγκιβωτισμού). Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα το υλικό μέσο εγκιβωτισμού της σήραγγας είναι ελαστοπλαστικό έδαφος, οπότε και θα λαμβάνει και μόνιμες παραμορφώσεις. Επιπλέον, η συμπεριφορά του υλικού κατασκευής της μόνιμης επένδυσης (οπλισμένο σκυρόδεμα), θεωρείται γραμμική. Η διαφορετική συμπεριφορά των μέσων στην διεπιφάνεια εδάφους κατασκευής ενδέχεται να επιφέρει διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα πραγματικά αποτελέσματα. Αποτέλεσμα της σεισμικής διέγερσης είναι επίσης η μόνιμη ανακατανομή των εντατικών μεγεθών (ροπές, αξονικά φορτία) στην περιφέρεια της σήραγγας. Για τη δυναμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων FLAC 2D 7.0 (ITASCA CONSULTING GROUP). Στη συγκεκριμένη περίπτωση, για το συγκεκριμένο πρόβλημα, έγινε η κατάλληλη τροποποίηση κώδικα (μη γραφικό περιβάλλον), έτσι ώστε να εξαχθούν τα παρακάτω αποτελέσματα, τα οποία θα συμβάλουν, στην δημιουργία των καμπυλών τρωτότητας, αλλά και γενικότερα στην σωστή κατανόηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Επιλέχθηκε ικανός αριθμός σεισμικών διεγέρσεων για την ασφάλεια και

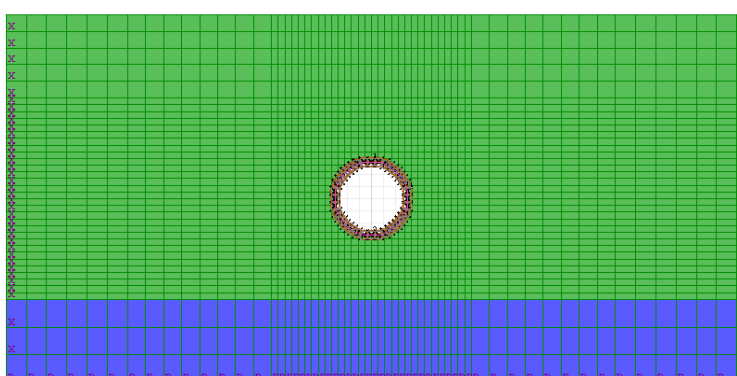
ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Όπως προαναφέρθηκε, συνολικά σαράντα σεισμικές διεγέρσεις από διάφορα μέρη του πλανήτη επιλέχθηκαν και προσομοιώθηκαν στο εκάστοτε μοντέλο (Πίνακας 2.4). Σαράντα σεισμικές διεγέρσεις, για την ίδια κατασκευή(όμοιες γεωμετρικές και μηχανικές ιδιότητες), όμοιο βραχώδες υπόβαθρο, διαφορετικά όμως εδάφη εγκιβωτισμού (διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά). Στο σύνολο τους οι ογδόντα παραμετρικές αναλύσεις είναι ικανές να δώσουν μια μεγάλη και ακριβής βάση δεδομένων, που μέσω στατιστικής ανάλυσης στο πρόγραμμα EXCEL θα παράγουν τα επιθυμητά αποτελέσματα.



Εικόνα 2.4 Πρώτο στάδιο ανάλυσης-Μορφοποίηση καναβου και εισαγωγή μηχανικών χαρακτηριστικών, FLAC 2D, 7.0



Εικόνα 2.5 Δεύτερο στάδιο ανάλυσης, πρώτη φάση εκσκαφής, FLAC 2D, 7.0



Εικόνα 2.6 Δεύτερο στάδιο ανάλυσης, δεύτερη φάση εκσκαφής, FLAC 2D, 7000

Κεφάλαιο 3 Αποτελέσματα παραμετρικής ανάλυσης

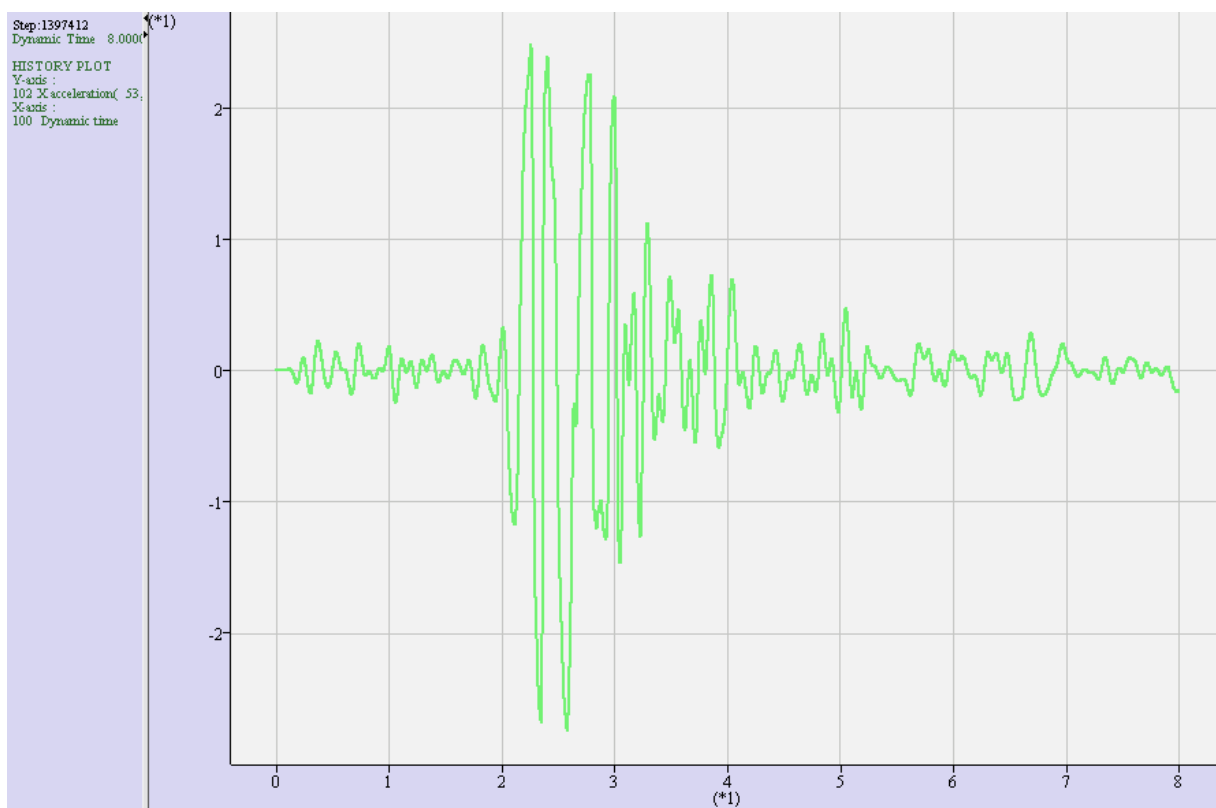
3.1 Αποτελέσματα ανάλυσης

Όπως προαναφέρθηκε στην προηγούμενη ενότητα, μέσω των αναλύσεων προκύπτουν τα απαραίτητα αποτελέσματα για την χάραξη καμπυλών τρωτότητας. Συγκεκριμένα υπολογίζονται οι οριζόντιες επιταχύνσεις σε διάφορα σημεία του μοντέλου ανάλυσης, ταχύτητες στην οριζόντια διεύθυνση, μετακινήσεις στην οριζόντια και κάθετη διεύθυνση, καθώς και σε συγκεκριμένες περιπτώσεις τιμές αξονικών φορτίων και ροπών στην περιφέρεια της κατασκευής μελέτης. Πιο αναλυτικά υπολογίζονται τα εξής αποτελέσματα:

- Οριζόντια επιτάχυνση στην κορυφή της σήραγγας (tunnel crown), x acceleration (30,24).
- Οριζόντια επιτάχυνση στην ελεύθερη επιφάνεια του μοντέλου ανάλυσης, x acceleration (53,39).
- Οριζόντια ταχύτητα στην ελεύθερη επιφάνεια του μοντέλου ανάλυσης (στο ίδιο σημείο ενδιαφέροντος με την επιτάχυνση) , x velocity(53,39).
- Τέσσερις οριζόντιες μετακινήσεις στην περίμετρο της σήραγγας. Έγινε κατάλληλη επιλογή σημείων έτσι ώστε να υφίσταται διπλή συμμετρία, κατά, x , y , x displacement(26,16), x displacement(34,23), x displacement(34,16), x displacement(26,23). Οι τιμές αυτές θα δώσουν στην συνέχεια την διαμετρική παραμόρφωση της σήραγγας.
- Τέσσερις κατακόρυφες μετακινήσεις στην περίμετρο της σήραγγας, στα ίδια σημεία που ζητήθηκαν οριζόντιες μετακινήσεις, y displacement(26,16), y displacement(34,23), y displacement(34,16), y displacement(26,23). Οι τιμές αυτές, σε συνδυασμό με τις οριζόντιες μετακινήσεις, θα δώσουν στην συνέχεια την διαμετρική παραμόρφωση της σήραγγας.
- Τρεις τιμές εντατικών μεγεθών, σε μόνο τέσσερις αναλύσεις (δύο για κάθε τύπο εδάφους). Οι τιμές αυτές περιλαμβάνουν αξονική τιμή στην περιφέρεια και δύο ροπές, Axial force, Moment 1, Moment 2.

3.2 Χρονοϊστορίες αποτελεσμάτων

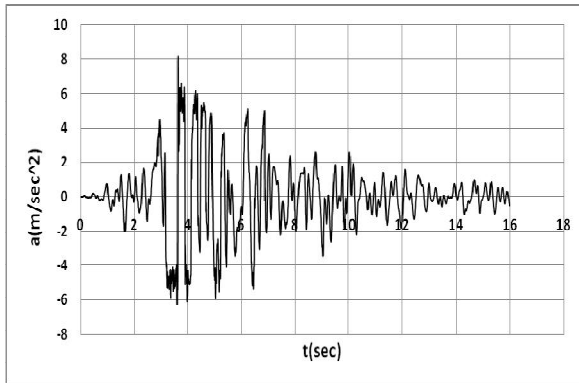
Τα παραπάνω αποτελέσματα, είναι προϊόν δυναμικής παραμετρικής ανάλυσης. Αυτό σημαίνει ότι η ανάλυση στο χρόνο θα δώσει και τις απαιτούμενες χρονοϊστορίες. Κάθε ζητούμενη τιμή (επιτάχυνση, ταχύτητα, μετατόπιση κλπ), θα αντιστοιχεί και σε συγκεκριμένη χρονική στιγμή. Το μέγεθος κάθε χρονοϊστορίας καθορίζεται από την χρονική διάρκεια της έντασης που προκαλεί καταναγκασμό στο σύστημα. Το πλήθος των τιμών που θα απαρτίζουν την εκάστοτε χρονοϊστορία εξαρτάται από το χρονικό βήμα ανάλυσης που επιλέγεται για τις ανάγκες του προβλήματος. Στις παρακάτω χρονοϊστορίες το μέγιστο χρονικό βήμα ανάλυσης είναι 0,02 sec.



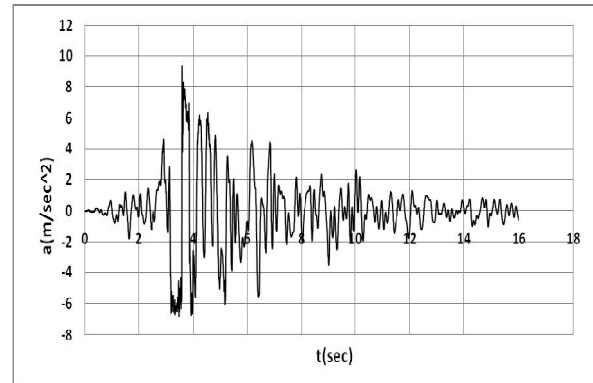
Εικόνα 3.1 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης εδαφικού σημείου στην ελεύθερη επιφάνεια του προσομοιώματος ανάλυσης, FLAC 2D, 7.0

3.2.1 Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης

Κατά τη σεισμική διέγερση κάθε στοιχείο-σημείο του συστήματος έχει συγκεκριμένη επιτάχυνση για κάθε χρονική στιγμή. Η τιμή της επιτάχυνσης εξαρτάται γενικά από το μέσο διάδοσης των κυμάτων, καθώς και από την ένταση του φαινομένου, την απόσταση από το επίκεντρο, την διεύθυνση διάδοσης(x, y).

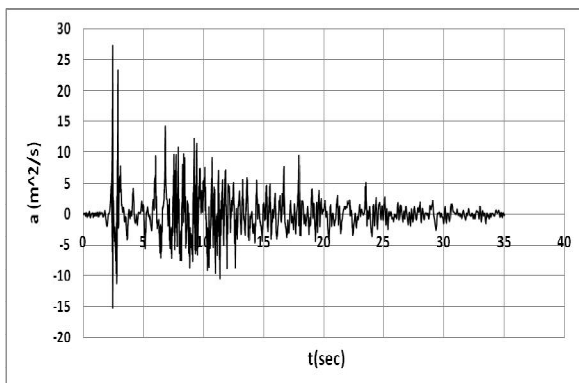


Εικόνα 3.2 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης σημείου στην ελεύθερη επιφάνεια (53,39), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ29 (Soil 1).

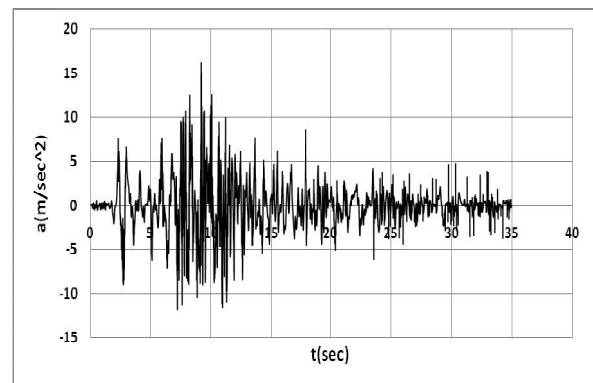


Εικόνα 3.3 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης σημείου στην ελεύθερη επιφάνεια (53,39), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ29 (Soil 2).

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση του σημείου (53,39) είναι $8,15 \text{ m/sec}^2$ για τη διέγερση EQ29 και το πρώτο έδαφος, ενώ η μέγιστη αντίστοιχη του δεύτερου εδάφους είναι $9,35 \text{ m/sec}^2$ (Εικόνα 3.2, Εικόνα 3.3). Οι διαφοροποιήσεις φια ατή τη σεισμική διέγερση είναι σχετικά μικρές.



Εικόνα 3.4 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης σημείου στην στέψη της σήραγγας (30,24), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ5 (Soil 1)

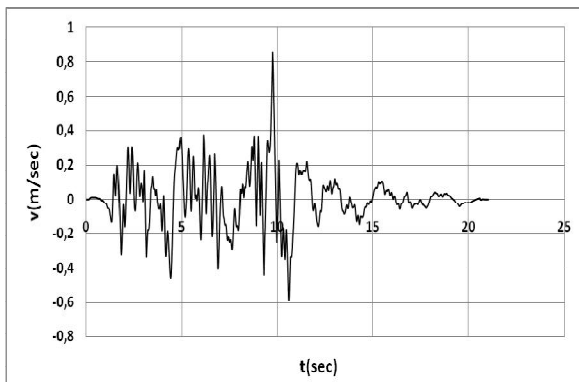


Εικόνα 3.5 Χρονοϊστορία επιτάχυνσης σημείου στην στέψη της σήραγγας(30,24), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ5 (Soil 2)

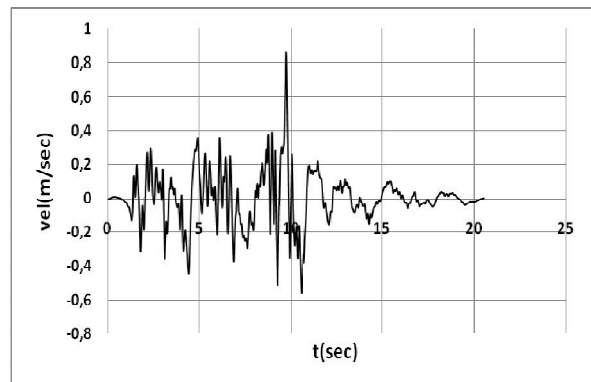
Η μέγιστη επιτάχυνση στο πρώτο έδαφος έχει τιμή $26,89 \text{ m/sec}^2$, ενώ στο δεύτερο έδαφος η τιμή μεταβάλλεται σε $16,09 \text{ m/sec}^2$ για την ισχυρότερη διέγερση EQ5 (Εικόνα 3.4, Εικόνα 3.5). Οι μεγαλύτερες πλαστικοποιήσεις στο δεύτερο έδαφος οδηγούν σε μεγαλύτερη απόσβεση και συνεπώς μικρότερη επιτάχυνση στην επιφάνεια. Ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός, ενώ και οι δύο χρονοιστορίες εξάγονται από το ίδιο σημείο, έχοντας την ίδια αρχική διέγερση, αλλά διαφορετικό υλικό, το αποτύπωμα της χρονοϊστορίας σε κάποιες «φάσεις» είναι διαφορετικό. Στο πρώτο έδαφος (Soil 1) η μέγιστη τιμή ενεργοποιείται στα πρώτα δευτερόλεπτα της διέγερσης (περίπου στα 2,5 με 3 sec), ενώ στην δεύτερη περίπτωση τιμή μεγιστοποιείται λίγο πριν τα 10sec. Με το πέρας των 15sec και οι δύο χρονοϊστορίες δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές.

3.2.2 Χρονοϊστορίες ταχύτητας

Παράγωγος της επιτάχυνσης είναι η ταχύτητα, η οποία με την σειρά της δίνει σημαντικές πληροφορίες. Στο εξεταζόμενο σύστημα ζητείται η τιμή της ταχύτητας μόνο στην ελεύθερη επιφάνεια του συστήματος. Η τιμή της ταχύτητας επηρεάζεται αμιγώς από τα χαρακτηριστικά της επιτάχυνσης.



Εικόνα 3.6 Χρονοϊστορία ταχύτητας σημείου στην ελεύθερη επιφάνεια(53,39),ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ24(Soil 1)

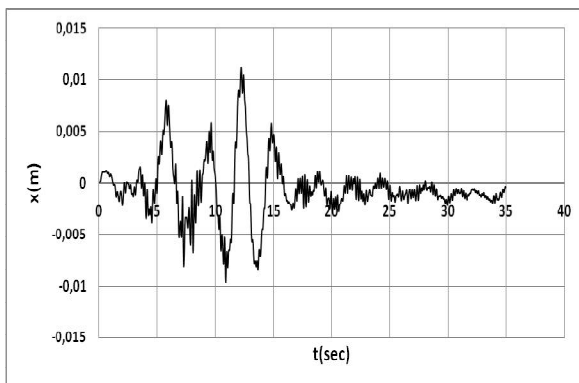


Εικόνα 3.7 Χρονοϊστορία ταχύτητας σημείου στην ελεύθερη επιφάνεια(53,39),ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ40 (Soil 2)

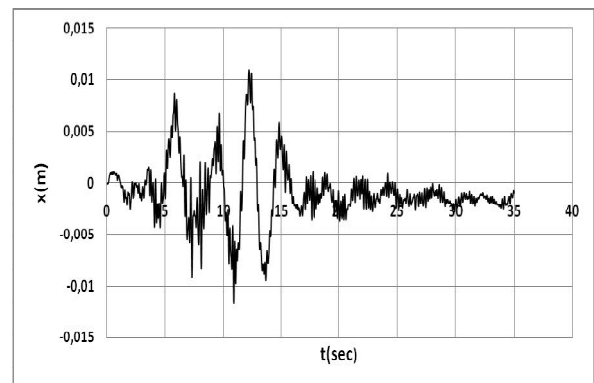
Είναι προφανές, ότι όσο μεγαλύτερη ένταση έχει το φαινόμενο, τόσο αυξάνεται η ταχύτητα. Η δυσκαμψία και οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην αυξομείωση της ταχύτητας των σημείων ανάλυσης. Τα δύο εδάφη από τα οποία διέρχεται η κατασκευή μελέτης έχουν διαφορετική δυσκαμψία, γεγονός που συνεπάγεται σε διαφορετική ταχύτητα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων από την πηγή .

3.2.3 Χρονοϊστορίες μετατοπίσεων

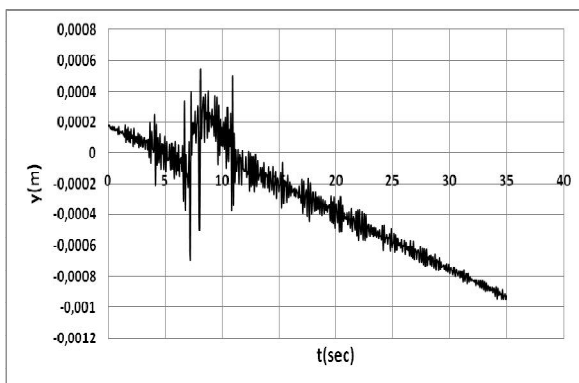
Οι μετατοπίσεις, σε συνδυασμό με τις επιταχύνσεις και την ταχύτητα, θα δώσουν τις τελικές καμπύλες τρωτότητας. Ως επακόλουθο αλληλεπίδρασης κατασκευής-διέγερσης, οι μετατοπίσεις-μετακινήσεις είναι το αποτέλεσμα (έργο) του καταναγκασμού που επιβάλλεται στην κατασκευή από το σεισμό. Στη συγκεκριμένη περίπτωση οι μετατοπίσεις υπολογίζονται σε οριζόντιους και κατακόρυφους άξονες αναφοράς (x , y), και τα απαιτούμενα σημεία διχοτομούν την σήραγγα (διαγώνιοι σήραγγας). Η μετατοπίσεις είναι υπεύθυνες για τις μόνιμες (πλαστικές) ή μη μόνιμες (ελαστικές) παραμορφώσεις τη σήραγγας.



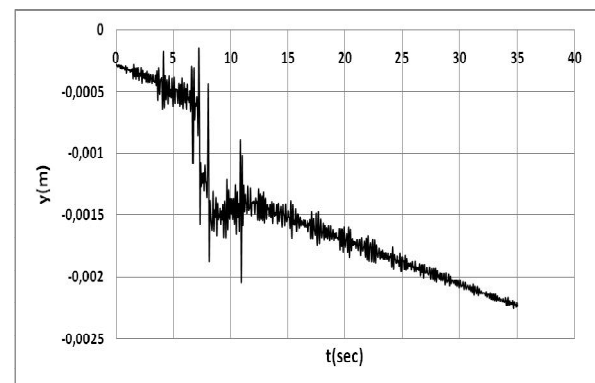
Εικόνα 3.8 Οριζόντια μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (26,16), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ1 (Soil 2)



Εικόνα 3.9 Οριζόντια μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (34,23), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ1 (Soil2)



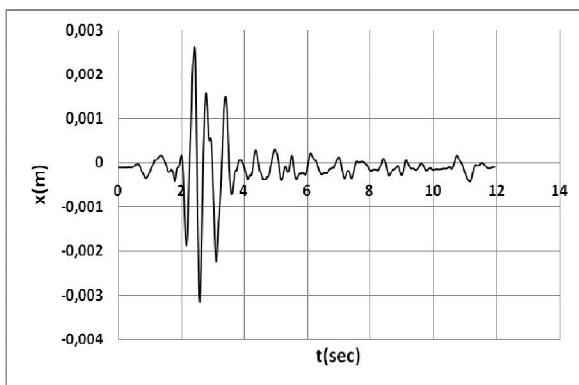
Εικόνα 3.10 Κατακόρυφη μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (26,16), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ1 (Soil2).



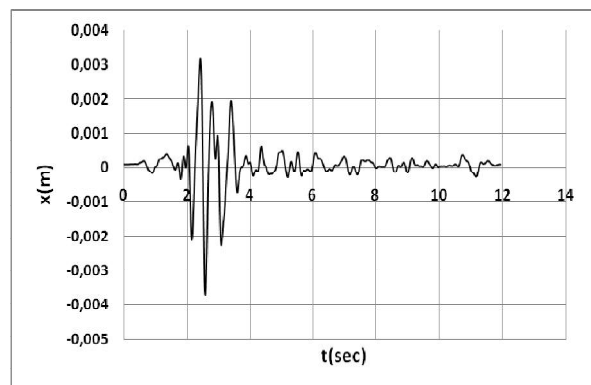
Εικόνα 3.11 Κατακόρυφη μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (34,23), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ1 (Soil2).

Το ζεύγος των μετακινήσεων (Εικόνα 3.8, Εικόνα 3.9) αποδίδει τις οριζόντιες μετακινήσεις των αντιδιαμετρικών σημείων της διαγώνιου 1 (26,16 και 34,23) (Soil 2). Το ζεύγος μετακινήσεων στις εικόνες (Εικόνα 3.10, Εικόνα 3.11) αποτελεί την κατακόρυφη διαμετρική

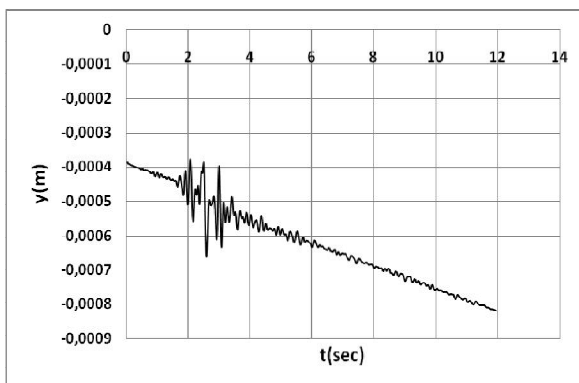
μετακίνηση την διαγωνίου1 (26,16 και 34,23) (Soil 2). Έπειτα από κατάλληλους υπολογισμούς, συνδυάζοντας τις κατακόρυφες και οριζόντιες μετακινήσεις υπολογίζεται η τελική διαμετρική παραμόρφωση της κάθε διαγωνίου(σε αυτή την περίπτωση, η διαγώνιος 1), και διαιρώντας με την διάμετρο της σήραγγας (κανονικοποίηση), προκύπτει η εκάστοτε τιμή της παραμέτρου EDP (ENGINEERING DEMAND PARAMETER), η οποία συμβάλει στην εκτίμηση του δείκτη βλάβης. Παρόμοια διαδικασία ακολουθείται και για τον υπολογισμό της κατακόρυφης και οριζόντιας μετακίνησης της διαγωνίου 2. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται και για το έδαφος 1 (Soil 1). (Εικόνα 3.12, Εικόνα 3.13, Εικόνα 3.14, Εικόνα 3.15).



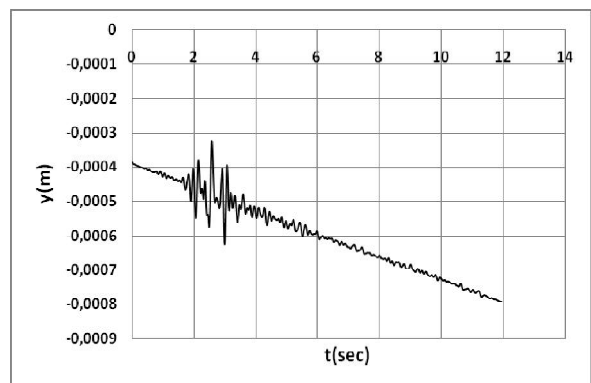
Εικόνα 3.12 Οριζόντια μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (34,16), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ20 (Soil1).



Εικόνα 3.13 Οριζόντια μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (26,23), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ20 (Soil1).



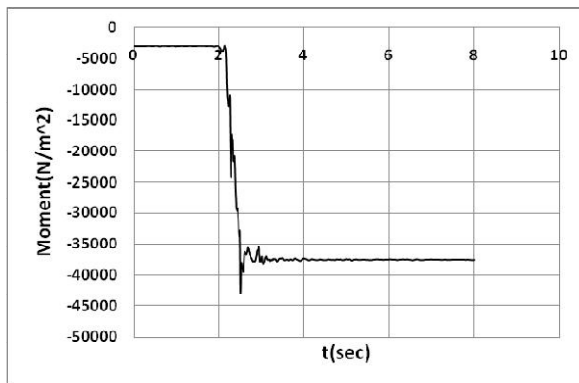
Εικόνα 3.14 Κατακόρυφη μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (34,23), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ20 (Soil1).



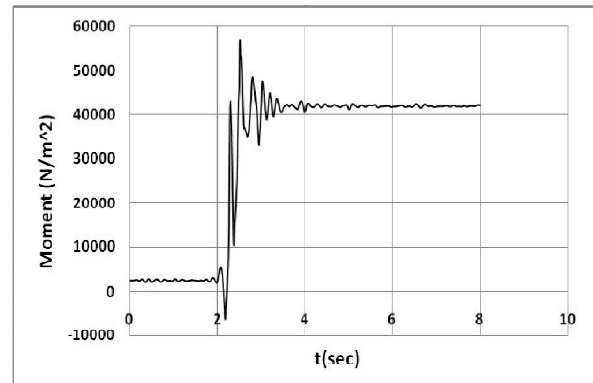
Εικόνα 3.15 Κατακόρυφη μετατόπιση μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (26,23), ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ20 (Soil1).

3.2.4 Χρονοϊστορίες εντατικών μεγεθών

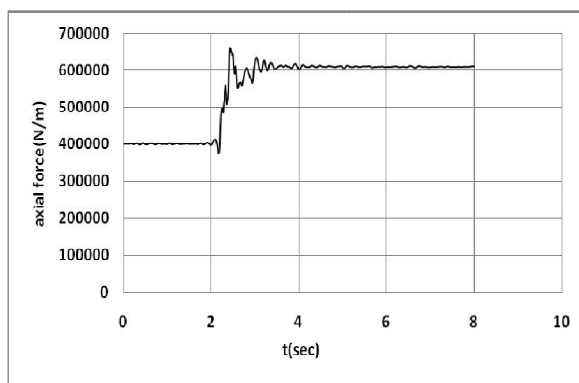
Αν και η συμπεριφορά και η μεταβολή των εντατικών μεγεθών της κατασκευής δεν συμβάλουν άμεσα στην εκτίμηση της τρωτότητας, κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστούν ενδεικτικά αποτελέσματα.



Εικόνα 3.16 Χρονοιστορία ροπής σε σημείο της μόνιμης επένδυσης, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ3 (Soil 1)



Εικόνα 3.17 Χρονοιστορία ροπής σε σημείο της μόνιμης επένδυσης, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ3 (Soil 1)



Εικόνα 3.18 Χρονοιστορία μεταβολής αξονικού φορτίου μόνιμης επένδυσης σήραγγας, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ3 (Soil 1)

Όπως προαναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 1, κατά την σεισμική διέγερση, υλοποιείται ανακατανομή των εντατικών μεγεθών στην περίμετρο της σήραγγας. Η ανακατανομή αυτή, στις περισσότερες των περιπτώσεων δεν προκαλεί δυσμένειες στην αντοχή και στατικότητα της κατασκευής. Βέβαια σε περίπτωση που οι τιμές αυτές ξεπεράσουν τα όρια αντοχής του σκυροδέματος και χάλυβα της μόνιμης επένδυσης, τότε θα υπάρξει τοπική αστοχία της

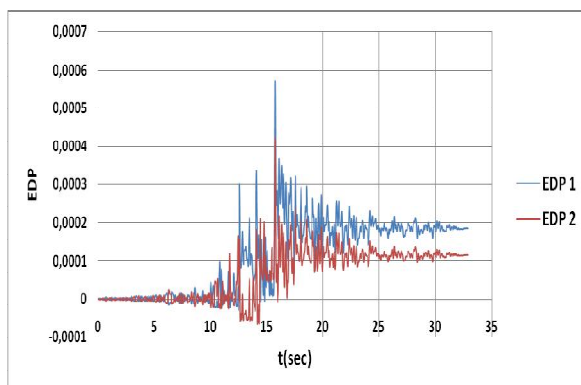
κατασκευής. Οι νέες τιμές εντατικών μεγεθών, επαληθεύονται από τα διαγράμματα των χρονοϊστοριών των εντατικών μεγεθών (Εικόνα 3.16, Εικόνα 3.17, Εικόνα 3.18). Όλα τα εντατικά μεγέθη, στα πρώτα 2sec της διέγερσης παραμένουν σταθερά στις τιμές τους. Στην συνέχεια ακολουθεί μη γραμμική αυξομείωση (μεταβολή) των τιμών, έως ότου σταθεροποιηθούν στις νέες μεγαλύτερες ή μικρότερες τιμές τους. Διακρίνεται ότι ο χρόνος διαδικασίας είναι 2sec. Ο υπολειπόμενος χρόνος διέγερσης ακολουθεί μια σταθερή και ομαλή πορεία ως προς τη ροπή και το αξονικό φορτίο.

3.2.5 Χρονοϊστορίες διαμετρικής παραμόρφωσης

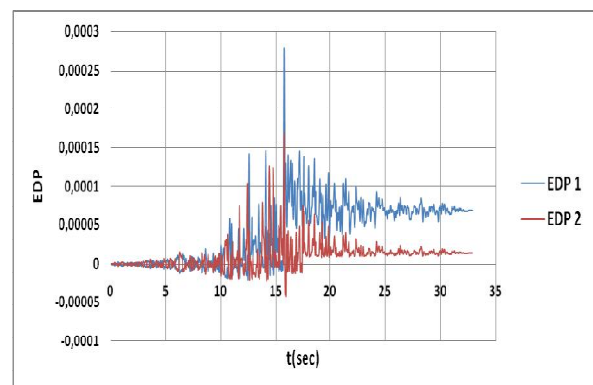
Μέσω του υπολογισμού των διαμετρικών παραμορφώσεων, μπορούν πλέον να υπολογιστούν οι τιμές EDP. Οι τιμές αυτές θα μπορούσαν να αποδώσουν και μια έννοια συντελεστή ασφάλειας, αφού λειτουργούν σαν μέτρο σύγκρισης και μέτρο που καθορίζει και δίνει εικόνα της συμπεριφοράς μια κατασκευής, όπως στην συγκεκριμένη περίπτωση, την τρωτότητα. Αναλυτικότερα, η τιμή EDP υπολογίζεται με την εξής διαδικασία: Υπολογίζεται μια τιμή EDP για κάθε μία από τις δύο διαγώνιους της σήραγγας. Κάθε διαγώνιος αποτελείται από δύο σημεία (x, y), (οι τιμές των μετακινήσεων κάθε σημείου έχουν προκύψει από πλήρης δυναμική ανάλυση στο χρόνο). Κάθε σημείο έχει συγκεκριμένη οριζόντια και κάθετη μετακίνηση. Η αρχική διαμετρική παραμόρφωση (δ_t) υπολογίζεται η απόσταση δύο των σημείων. Έπειτα, από κάθε τιμή αφαιρείται η αρχική παραμόρφωση ($\delta_{td} = \delta_t - \delta_{to}$). Στη συνέχεια η τιμή δ_{td} , διαιρείται με την αρχική διάμετρο της σήραγγας ($D = 6m$) και έτσι προκύπτει η τελική κανονικοποιημένη διαμετρική παραμόρφωση EDP.

$$EDP = \frac{\delta_{td}}{D}$$

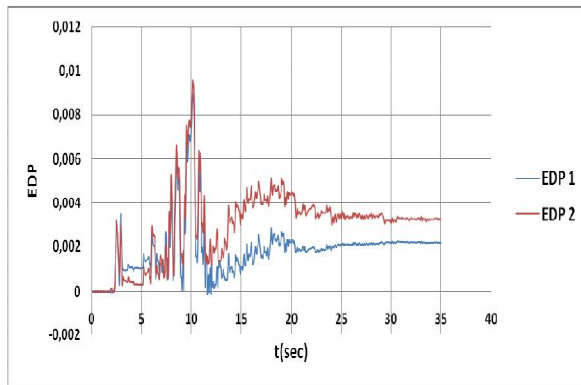
Εξ. 3.1



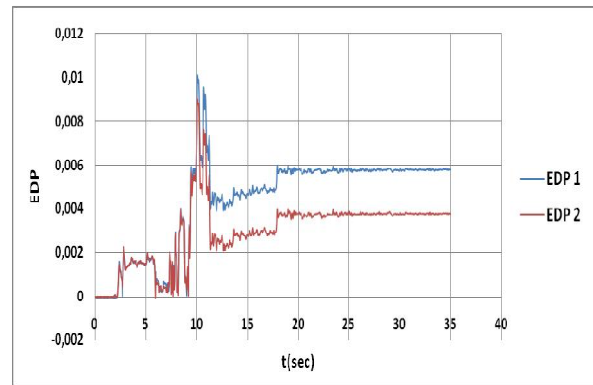
Εικόνα 3.19 Χρονοϊστορία διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP) κυκλικής σήραγγας, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ25 (Soil 1).



Εικόνα 3.20 Χρονοϊστορία διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP) κυκλικής σήραγγας, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ25 (Soil 2).



Εικόνα 3.21 Χρονοϊστορία διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP) κυκλικής σήραγγας, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ5 (Soil 1).



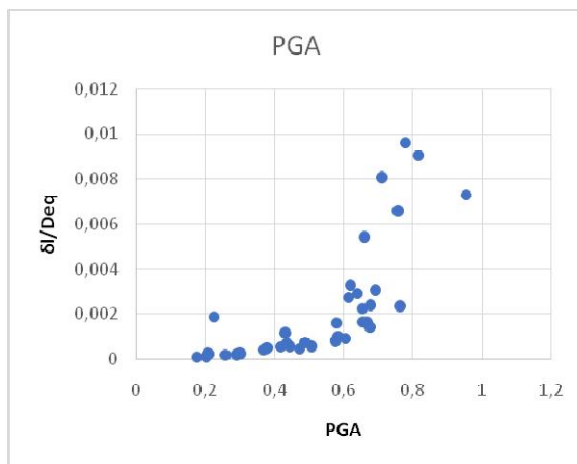
Εικόνα 3.22 Χρονοϊστορία διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP) κυκλικής σήραγγας, ως επακόλουθο της σεισμικής διέγερσης EQ5 (Soil 2).

Ενδεικτικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στις Εικόνες 3.19-3.22. Τα αποτυπώματα των χρονοϊστοριών (Εικόνα 3.19, Εικόνα 3.20), αν και παρουσιάζουν μικρές διαφορές, λόγω της διαφοράς εδάφους, μεγιστοποιούνται σχεδόν ταυτόχρονα και στις δύο περιπτώσεις (περίπου στα 16sec). Η μέγιστη τιμή εμφανίζεται στο έδαφος 1 (Soil1), ($\max \text{EDP}=0,00057$), η οποία θα συμπεριληφθεί στην εκτίμηση της τρωτότητας. Οι Χρονοϊστορίες διαμετρικής παραμόρφωσης, της σεισμικής διέγερσης EQ5, παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον (Εικόνα 3.21, Εικόνα 3.22). Η διαφορά συντελεστή δυσκαμψίας εδάφους κατασκευής, προϋποθέτει για μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην περίπτωση του πρώτου εδάφους (Soil 1). Για παράδειγμα ο συντελεστής δυσκαμψίας F , για το έδαφος 1 (Εξ. 1.1), ισούται με 62,7, ενώ για το έδαφος 2 ισούται με 5. Για τιμή του F μεγαλύτερη της μονάδας ($F>1$), (Πίνακας 1.2) η σήραγγα θα εμφανίσει μεγαλύτερες παραμορφώσεις σε σχέση με το έδαφος, επομένως η σήραγγα αναμένεται να εμφανίσει μεγαλύτερη παραμόρφωση στο πρώτο έδαφος εγκιβωτισμού, κάτι το οποίο θα προκύψει και στη συνέχεια από τις καμπύλες τρωτότητας. Στη προκείμενη περίπτωση όμως, η μεγαλύτερη και δυσμενέστερη παραμόρφωση παρατηρείται στο έδαφος 2 (Soil 2). Με μέγιστη τιμή 0.010082 ($\max \text{EDP 2}$), έναντι 0,009529 ($\max \text{EDP 1}$), η διαφοροποίηση αυτή θα μπορούσε να ερμηνευθεί στο γεγονός ότι λόγω της φύσης του συγκεκριμένου σεισμού, που διακρίνεται από μεγάλη επιτάχυνση (0,848g).

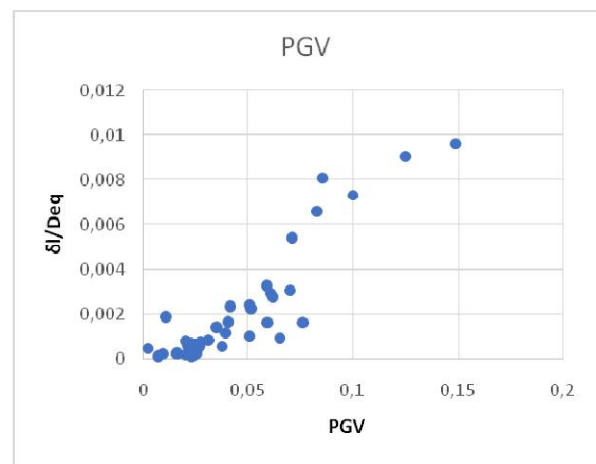
Κεφάλαιο 4 Καμπύλες τρωτότητας

4.1 Χάραξη καμπυλών τρωτότητας

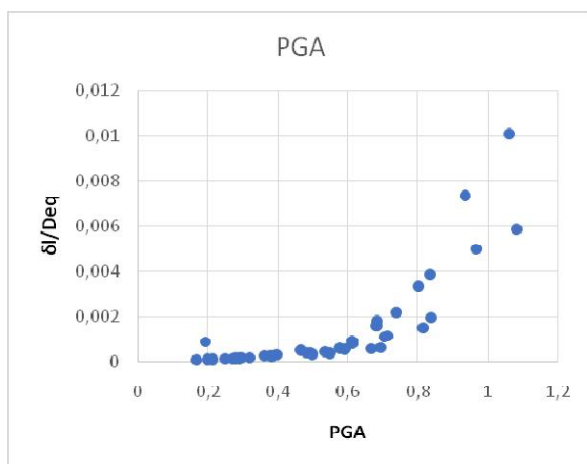
Η χάραξη των καμπυλών τρωτότητας, προκύπτει από στατιστική ανάλυση στο πρόγραμμα EXCEL. Αρχικά εισάγονται οι κανονικοποιημένες διαμετρικές παραμορφώσεις (EDP), οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις κάθε σεισμικής διέγερσης PGA (Peak Ground Acceleration), με σημείο ενδιαφέροντος, σημείο στην επιφάνεια του εδάφους σε μεγάλη απόσταση από τη σήραγγα (53,39), καθώς επίσης και οι μέγιστες εδαφικές ταχύτητες PGV (Peak Ground Velocity), με σημείο ενδιαφέροντος, το σημείο (53,39),(Εικόνα 4.1, Εικόνα 3.2, Εικόνα 4.3, Εικόνα 4.4). Από το Κεφάλαιο 2 είναι γνωστό, ότι για κάθε τύπο εδάφους το σύστημα υπόκειται σε σαράντα σεισμικές διεγέρσεις. Για κάθε περίπτωση εδάφους θα προκύψει ζεύγος καμπυλών τρωτότητας, μια καμπύλη βασισμένη στην PGA και μια βασισμένη στην PGV. Στο σύνολο θα γίνει εξαγωγή 4 καμπύλων. Στη συνέχεια υπολογίζονται οι λογάριθμοι όλων των τιμών. Μετέπειτα προχωρά η δημιουργία των πιθανοτικών μοντέλων σεισμικής απαίτησης (Εικόνα 4.5, Εικόνα 4.6, Εικόνα 4.7 , Εικόνα 4.8).



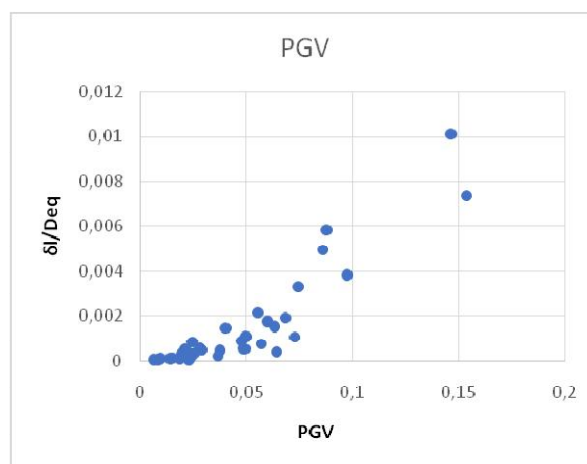
Εικόνα 4.1 Γραφική παράσταση κανονικοποιημένης διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP), συναρτήσεως του μέτρου έντασης PGA, (Soil 1)



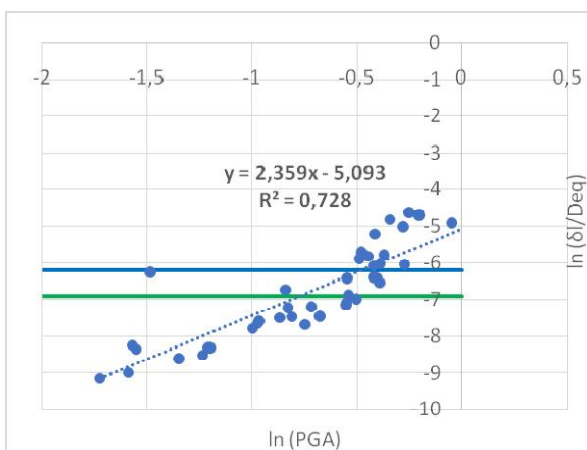
Εικόνα 3.2 Γραφική παράσταση κανονικοποιημένης διαμετρικής παραμόρφωσης (EDP), συναρτήσεως του μέτρου έντασης PGV, (Soil 1)



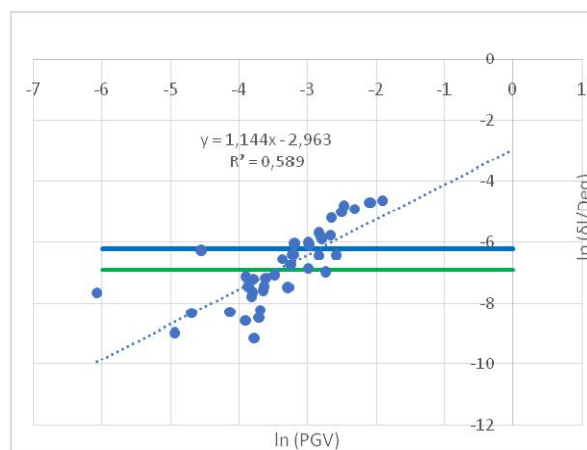
Εικόνα 4.3 Γραφική παράσταση κανονικοποιημένης διαμετρικής παραμόρφωσης συναρτήσει του μέτρου έντασης PGA, (Soil 2)



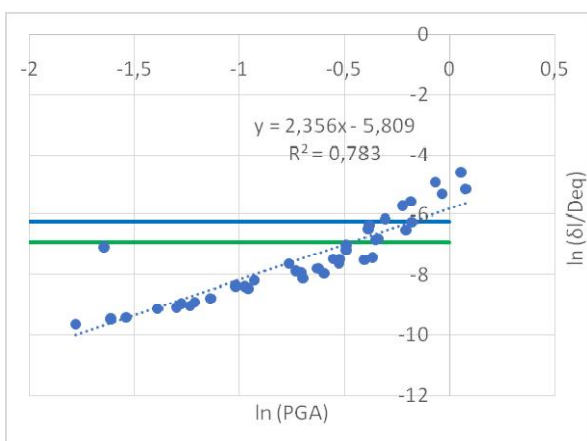
Εικόνα 4.4 Γραφική παράσταση κανονικοποιημένης διαμετρικής παραμόρφωσης συναρτήσει του μέτρου έντασης PGA, (Soil 2)



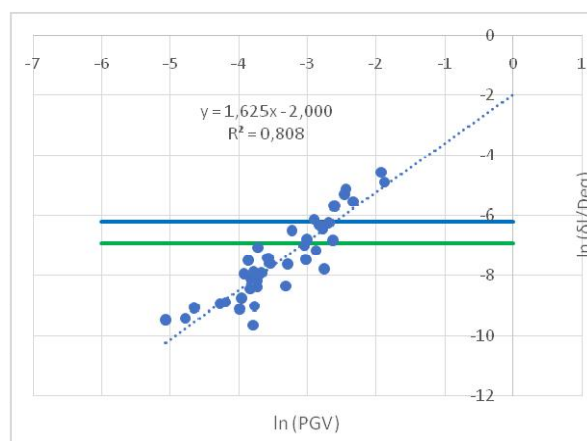
Εικόνα 4.5 Πιθανοτικό μοντέλο σεισμικής απαίτησης, συναρτήσει των λογαριθμικών ποσοτήτων ($\delta t_d/D$), PGA (Soil 1).



Εικόνα 4.6 Πιθανοτικό μοντέλο σεισμικής απαίτησης, συναρτήσει των λογαριθμικών ποσοτήτων ($\delta t_d/D$), PGV (Soil 1).



Εικόνα 4.7 Πιθανοτικό μοντέλο σεισμικής απαίτησης, συναρτήσει των λογαριθμικών ποσοτήτων ($\delta t_d/D$), PGA (Soil 2).



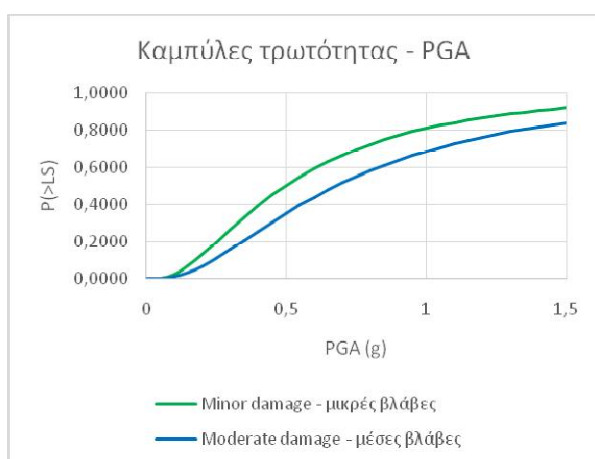
Εικόνα 4.8 Πιθανοτικό μοντέλο σεισμικής απαίτησης, συναρτήσει των λογαριθμικών ποσοτήτων ($\delta t_d/D$), PGV (Soil 2).

Οι δύο οριζόντιες ευθείες χρώματος μπλε και πράσινο στις Εικόνες 4.4-4.8, αναπαριστούν (σε λογαριθμική κλίμακα), τις τιμές κατωφλίων, δηλαδή όρια τα οποία καθορίζουν τις μορφές βλάβης. Στη δεδομένη περίπτωση οι τιμές και για τα δύο μοντέλα ανάλυσης είναι 0,0010 για μικρές βλάβες και 0,0020 για μέσες βλάβες (Πίνακας 4.1).

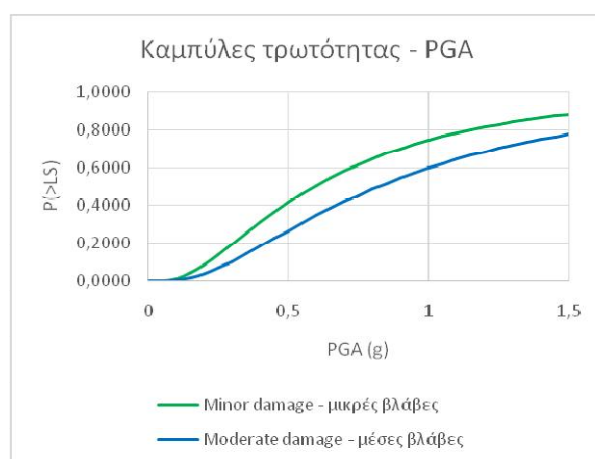
Πίνακας 4.1 Τιμές-όρια ,που ορίζουν την εκάστοτε μορφή βλάβης.

Στάθμες βλάβης /Damage State	δ_{td}/D	$\text{LN}(\delta_{td}/D)$
Μικρές βλάβες (Minor)	0,0010	-6,9077553
Μέσες βλάβες (Moderate)	0,0020	-6,2146081

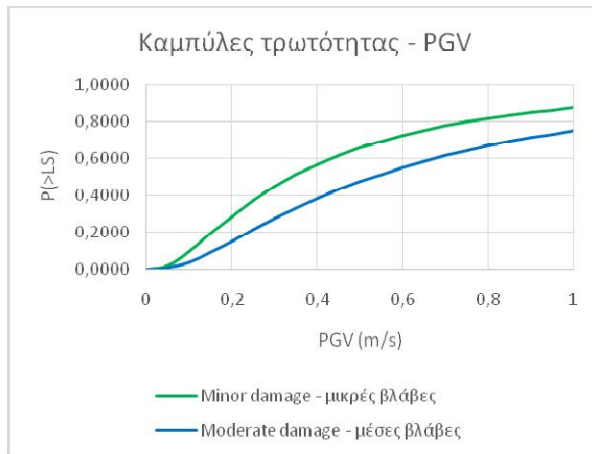
Έχοντας ολοκληρώσει τα παραπάνω βήματα, ακολουθεί ο υπολογισμός της συνολικής τυπικής απόκλισης β_{tot} , (Εξ.1.4). Οι παράμετροι β_c , β_{DS} λαμβάνουν τιμές 0,250 και 0,4 αντίστοιχα (από τη βιβλιογραφία). Η τιμή β_d , η οποία είναι και η τυπική απόκλιση των αποτελεσμάτων, δηλαδή η απόκλιση ορισμένων αποτελεσμάτων από τον μέσο όρο τους, είναι μεταβαλλόμενη για κάθε τύπο εδάφους, αλλά και για κάθε δείκτη έντασης και υπολογίζεται από τις αναλύσεις παλινδρόμησης που παρουσιάζονται στις Εικόνες 4.4-4.8. Με την εύρεση και του β_{tot} , υπολογίζονται οι τιμές που απαρτίζουν τις καμπύλες τρωτότητας (Εξ. 1.3). Η κάθε τιμή υπολογίζεται μέσω της διαδικασίας της κανονικής κατανομής (normal distribution).



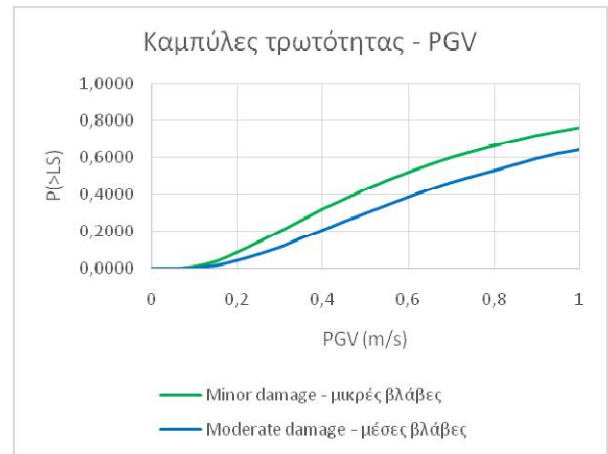
Εικόνα 4.9 Καμπύλες τρωτότητας με βάση την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA (Soil1).



Εικόνα 4.10 Καμπύλες τρωτότητας με βάση την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση PGA (Soil2).



Εικόνα 4.11 Καμπύλες τρωτότητας με βάση την μέγιστη εδαφική ταχύτητα PGV (Soil1).



Εικόνα 4.12 Καμπύλες τρωτότητας με βάση την μέγιστη εδαφική ταχύτητα PGV (Soil2).

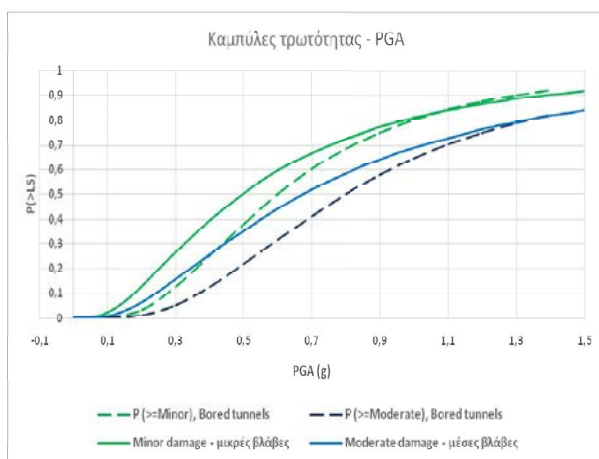
Είτε παρατηρώντας τα διαγράμματα που βασίζονται στην PGA (Εικόνα 4.9, Εικόνα 4.10), είτε εκείνα που βασίζονται στην PGV (Εικόνα 4.11, Εικόνα 4.12), είναι δυνατόν να εξαχθούν ασφαλή συμπεράσματα ως προς τη σεισμική απόκριση και τρωτότητα της κατασκευής. Για παράδειγμα οι καμπύλες PGA (Εικόνα 4.9, Εικόνα 4.10) παρουσιάζουν διαφορετικές μέγιστες πιθανότητες και για τις δύο περιπτώσεις βλάβης(minor, moderate). Για μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) 1,5g η πιθανότητα για το έδαφος 1 να παρουσιάσει μικρές βλάβες είναι κοντά στο 0,9 (90%), ενώ για το έδαφος 2 είναι κοντά στο 0,85 (85%). Η ίδια ακριβώς συνθήκη επικρατεί και για τις καμπύλες PGV (Εικόνα 4.11, Εικόνα 4.12). Είναι ωστόσο σημαντικό να ληφθεί υπόψη η μη γραμμική συμπεριφορά του πιθανοτικού μοντέλου (μη γραμμική καμπύλη). Θα μπορούσε σε διάφορα σημεία οι τιμές-πιθανότητες να συγκλίνουν σημαντικά, και η παραπάνω παρατήρηση να μην επαληθεύεται πάντοτε. Γενικά προκύπτει μια μικρότερη τρωτότητα της σήραγγας στο έδαφος 2 σε σχέση με το έδαφος 1.

4.2 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας

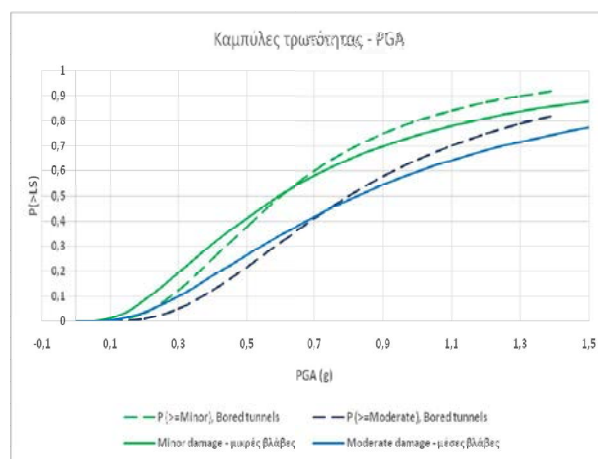
4.2.1 Σύγκριση με υπάρχουσες καμπύλες τρωτότητας

Αποτελεί πάγια πρακτική η σύγκριση αποτελεσμάτων ανάλυσης, με υπάρχοντα αποτελέσματα προηγούμενων ερευνών ή με αποτελέσματα προερχόμενα από την εμπειρία ερευνητών (αναλυτικές, εμπειρικές καμπύλες τρωτότητας). Για σταθερές τιμές εδαφικής επιτάχυνσης, τα μηχανικά χαρακτηριστικά εδάφους-κατασκευής θα αποτελέσουν το μέτρο σύγκρισης. Επιπλέον, η γεωμετρία της κατασκευής (κυκλική σήραγγα, ωειδής σήραγγα, ορθογώνια σήραγγα κλπ.), αλλά και ο τρόπος κατασκευής και εκσκαφής (bored tunnels, cut

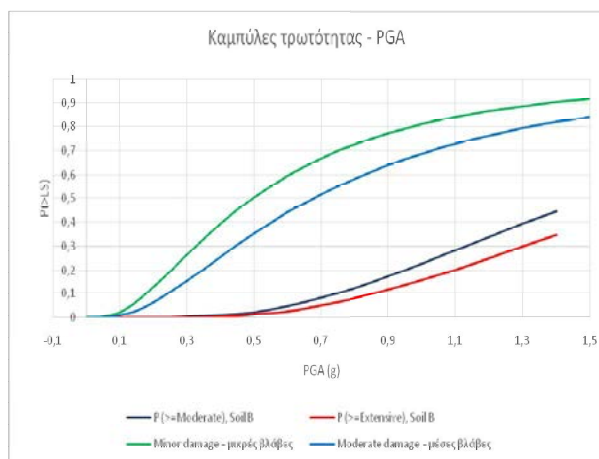
and cover tunnels), προκαλούν σημαντικές μεταβολές στην απόκριση των κατασκευών, μεταβολές που με την σειρά τους επηρεάζουν τις καμπύλες τρωτότητας. Η σύγκριση γίνεται ανάμεσα σε καμπύλες για μικρές και μεσαίες βλάβες. Αν και στο αριθμητικό παράδειγμα δεν γίνεται λόγος (δεν υφίστανται άλλωστε), για βλάβες μεγαλύτερου βεληνεκού (extensive, collapse), στα διαγράμματα σύγκρισης εμπεριέχονται καμπύλες που αποτυπώνουν τις βλάβες αυτές. Τα αποτελέσματα του μοντέλου μελέτης συγκρίνονται με υπάρχοντα αποτελέσματα προερχόμενα από τις επιτροπές HAZUS και ALA, αλλά και από άλλους έμπειρους ερευνητές (Εικόνα 4.13, Εικόνα 4.14, Εικόνα 4.15, Εικόνα 4.16).



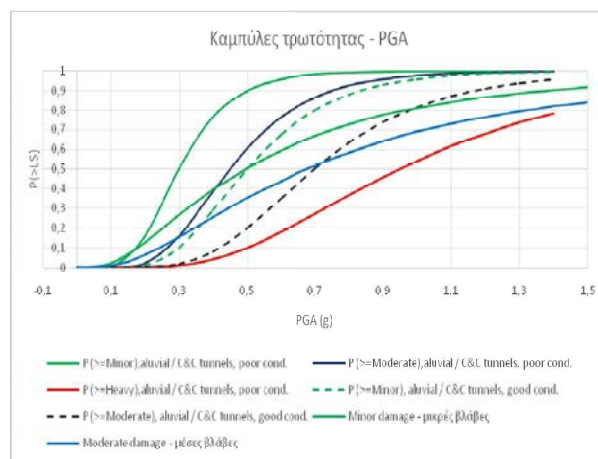
Εικόνα 4.13 Διάγραμμα σύγκρισης καμπυλών τρωτότητας μοντέλου μελέτης, με υπάρχουσες καμπύλες τρωτότητας, διαφορετικού τύπου εδάφους, για σήραγγα με συγκριμένο τρόπο εκσκαφής (bored tunnels), (Soil 1), (HAZUS, 2020)



Εικόνα 4.14 Διάγραμμα σύγκρισης καμπυλών τρωτότητας μοντέλου μελέτης, με υπάρχουσες καμπύλες τρωτότητας διαφορετικού εδάφους, για σήραγγα με συγκριμένο τρόπο εκσκαφής (bored tunnels), (Soil 2), (HAZUS, 2020).



Εικόνα 4.15 Διάγραμμα σύγκρισης καμπυλών τρωτότητας μοντέλου μελέτης, με καμπύλες τρωτότητας διαφορετικού τύπου εδάφους, με βλάβες μεγαλύτερης κλίμακας. (Soil 1), (Arggyroudakis και Pitilakis, 2012)

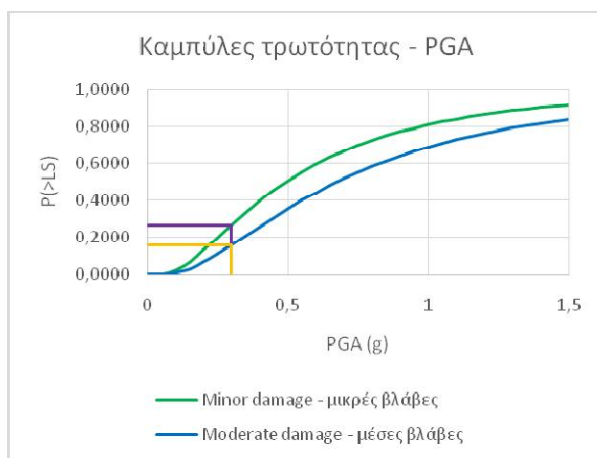


Εικόνα 4.16 Διάγραμμα σύγκρισης καμπυλών τρωτότητας μοντέλου μελέτης, με υπάρχουσες καμπύλες τρωτότητας για σήραγγες με συγκριμένο τρόπο εκσκαφής (bored tunnels, cut & cover), διαφορετικού τύπου εδάφους (αλλουβιακά εδάφη σε καλή και κακή κατάσταση αντίστοιχα). (Soil 1), (ALA, 2001)

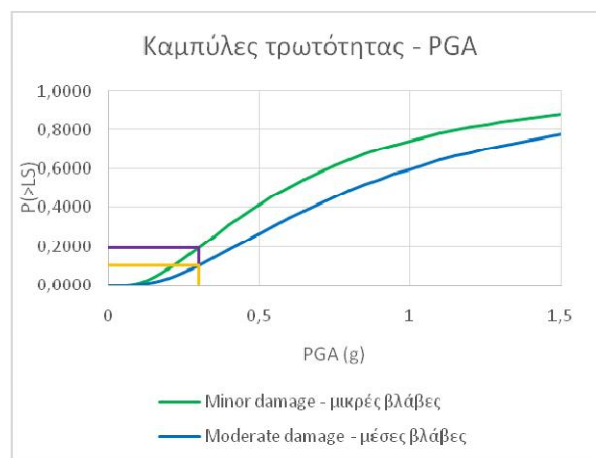
Αρχικά, γίνεται σύγκριση ανάμεσα σε καμπύλες τρωτότητας δύο διαφορετικών εδαφών (Soil 1, Soil 2) με καμπύλες του HAZUS, (Εικόνα 4.13, Εικόνα 4.14). Στην πρώτη περίπτωση παρατηρείται ότι καμπύλες που εκφράζουν πιθανότητα όμοιας στάθμης βλάβης να συγκλίνουν, ακόμη και να τέμνονται, σε τιμές σεισμικής απαίτησης που ξεκινούν από 1,1g, και φτάνουν μέχρι 1,4g. Για μικρότερες τιμές του PGA τα ζεύγη καμπυλών (minor, moderate), διατηρούν ίσες και σταθερές αποστάσεις. Διακρίνεται επίσης το φαινόμενο, τα δύο εδάφη να εμφανίσουν την ίδια και μεγάλη πιθανότητα να εμφανίσουν βλάβες της ίδιας κλίμακας, για μεγάλες τιμές του g. Στην δεύτερη περίπτωση, η σύγκλιση ξεκινά να εμφανίζεται και να αυξάνεται, έως ότου οι καμπύλες να τέμνονται, σε μικρότερες τιμές σεισμικής απαίτησης. Η σύγκλιση ξεκινά από 0,4g και οι καμπύλες έκφρασης μικρών βλαβών τέμνονται για τιμή κοντά στο 0,6g, ενώ στη συνέχεια οι καμπύλες ξεκινούν να αποκλίνουν, έως ότου ξανά σταθεροποιηθεί η απόστασή τους. Ακριβώς την παρόμοια συμπεριφορά ακολουθεί και το ζεύγος καμπυλών έκφρασης μεσαίων βλαβών, με την διαφορά ότι η τομή λαμβάνει χώρα για τιμές λίγο μεγαλύτερες του 0,7g. Επιπλέον, η πιθανότητα εμφάνισης για όμοιου τύπου βλαβών για την ίδια σεισμική απαίτηση μειώνεται σε σχέση με το πρώτο περίπτωση, μείωση που φτάνει έως και 50%. Στο σύνολο τους οι διαθέσιμες καμπύλες του HAZUS είναι λιγότερο συντηρητικές, σε σχέση με αυτές του πρώτου εδάφους, και παρουσιάζουν μεγάλη ομοιότητα με αυτές του δεύτερου εδάφους. Συνεπάγεται δηλαδή ότι το έδαφος εξαγωγής των διαθέσιμων καμπυλών, βρίσκεται "πιο κοντά" στο έδαφος 2 (Soil 2). Θα μπορούσε να γίνει η υπόθεση ότι το έδαφος 2, ανήκει σε κατηγορία εδαφών, που αποτελούν πρότυπο για μελέτη σεισμικής συμπεριφοράς για σήραγγες εγκιβωτισμένες σε χαμηλής αντοχής εδάφη. Υπενθυμίζεται ότι η αύξηση της έντασης του σεισμού αποδίδεται από τον εξής μηχανισμό: κατά τη σεισμική διέγερση το έδαφος υπόκειται σε κυκλικές φορτίσεις (ανάλογα με την συχνότητα). Σε κάθε κύκλο φόρτισης, μειώνεται η δυσκαμψία και αυξάνεται η διατμητική παραμόρφωση και η απόσβεση του συστήματος. Με βάση αυτή τη συμπεριφορά, το υλικό θα μπορούσε για συγκεκριμένο μέτρο εδαφικής έντασης, να διαρρέει, το οποίο έχει ως επακόλουθο να χάνει την ελαστική του συμπεριφορά, να πλαστικοποιείται και ως εκ τούτου να επιφέρει επιπλέον παραμορφώσεις, κάτι το οποίο αποτυπώνεται στις καμπύλες τρωτότητας

4.2.2 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας μεταξύ τους

Για την μεταξύ σύγκριση των εξαγόμενων καμπυλών τρωτότητας επιλέγεται τυχαία τιμή του δείκτη έντασης. Στην συγκεκριμένη περίπτωση επιλέγεται η τιμή 0,3 της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA). Για την εδαφική στρώση 1 (Soil 1), για τιμή εδαφικής επιτάχυνσης 0,3, η πιθανότητα εμφάνισης μικρού βαθμού βλάβης ανέρχεται περίπου στο 26% (0,2649), ενώ η πιθανότητα εμφάνισης μεσαίου βαθμού βλάβης ανέρχεται περίπου στο 15% (0,1543), (Εικόνα 4.17). Η μειωμένη πιθανότητα για μεσαίου βαθμού βλάβης που παρατηρείται είναι απολύτως αναμενόμενη. Παρόμοια συμπεριφορά θα εμφανίσει η κατασκευή και στην περίπτωση της εδαφικής στρώσης 2 (Soil 2). Για τη τιμή 0,3 της εδαφικής επιτάχυνσης, η πιθανότητα εμφάνισης μικρών βλαβών κυμαίνεται κοντά στο 19% (0,1935), ενώ για την πρόκληση μεσαίων βλαβών κυμαίνεται κοντά στο 10% (1,008), (Εικόνα 4.18). Για μικρές βλάβες η πιθανότητα μειώνεται 7% ανάμεσα στα δύο εδάφη, ενώ για μικρές βλάβες η μείωση είναι της τάξης του 5%. Η ευμενής συμπεριφορά της εδαφικής στρώσης έναντι της πρώτης είναι φανερή.



Εικόνα 4.17 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας, λαμβάνοντας ως μέτρο σύγκρισης συγκεκριμένη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης (Soil 1)



Εικόνα 4.18 Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας, λαμβάνοντας ως μέτρο σύγκρισης συγκεκριμένη τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης (Soil 2)

Κεφάλαιο 5 Συμπεράσματα

Η εργασία παρουσιάζει την αριθμητική ανάλυση αντιπροσωπευτικών συστημάτων εδάφους-σήραγγας που υπόκεινται σε σεισμική ταλάντωση στην εγκάρσια έννοια με στόχο την παραγωγή καμπυλών τρωτότητας. Αρχικά έγινε βιβλιογραφική ανασκόπηση αναφορικά με την σεισμική συμπεριφορά και τρωτότητα σηράγγων. Παρουσιάστηκαν τα εξεταζόμενα συστήματα και η προσομοίωση αυτών στον κώδικα FLAC 2D, καθώς και ενδεικτικά αποτελέσματα. Παρακάτω επισημαίνονται τα βασικά εξής συμπεράσματα:

1. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους περιμετρικά της σήραγγας συμβάλει σημαντικά στην τρωτότητα των εξεταζόμενων συστημάτων.
2. Οι μηχανικές ιδιότητες του εκάστοτε εδάφους (μέτρο δυσκαμψίας κλπ.) καθώς και οι μηχανικές ιδιότητες των υλικών της σήραγγας (οπλισμένο σκυρόδεμα) επηρεάζουν άμεσα την σεισμική απόκριση του συστήματος γεγονός που συνεπάγεται σε διαφοροποιήσεις της τρωτότητας. Ο δείκτης δυσκαμψίας F , δηλαδή η δυσκαμψία στην διεπιφάνεια του συστήματος, καθορίζει σε μεγάλο βαθμό την μορφή των βλαβών.
3. Όσο ισχυρότερη η σεισμική δόνηση, τόσο μεγαλύτερη η πιθανότητα η σήραγγα να εμφανίσει μεγαλύτερου βαθμού βλάβες.
4. Η μορφή του δείγματος σεισμών θα μπορούσε να επηρεάσει σημαντικά την τρωτότητα. Για παράδειγμα αν οι τιμές του δείγματος αποκλίνουν στο σύνολο του σημαντικά, τότε η διασπορά μεγαλώνει και άρα η τυπική απόκλιση θα μεγαλώσει σημαντικά, αλλοιώνοντας τις καμπύλες τρωτότητας. Το δείγμα οφείλει να έχει ομοιόμορφη κατανομή. Πιο συγκεκριμένα αν από του σαράντα σεισμούς, οι είκοσι ήταν μικρής έντασης και οι υπόλοιποι είκοσι μεγάλης έντασης, τα αποτελέσματα θα διαφοροποιούνταν. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας έγινε επιλογή σεισμών διαφορετικών σεισμών.
5. Όσο περισσότερες αναλύσεις πραγματοποιούνται, τόσο πιο αξιόπιστες καμπύλες τρωτότητας θα προκύψουν. Ο μεγάλος αριθμός σεισμικών δονήσεων ως δείγμα, θα δημιουργήσει μια αξιόπιστη βάση δεδομένων για την εξαγωγή των καμπυλών τρωτότητας.

Βιβλιογραφία

American Lifelines Alliance (ALA). Seismic Fragility Formulations for Water Systems, part 1—Guideline; ASCE-FEMA: Reston, VA, USA, 2001.

Argyroudis, S. A., & Pitilakis, K. D. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 1–12.

J. Chen, J. Luzhen, L. Jie, S. Xiaojun Numerical simulation of shaking table test on utility tunnel under non-uniform earthquake excitation *Tunn. Undergr. Space Technol.*, 30 (2012), pp. 205-216.

Z. Chen, C. Shi, T. Li, Y. Yuan Damage characteristics and influence factors of mountain tunnels under strong earthquakes.

Demircioglu MB, Erdik M, Hancilar U, Sesetyan K, Tuzun C, Yenidogan C, Zulfikar AC (2010) Technical manual— earthquake loss estimation routine ELER-v3.0, Department of Earthquake Engineering Structure, Bogazici University, Istanbul, 133 pp.

Dowding CH, Rozen A (1978) Damage to rock tunnel from earthquake shaking. *J Geotech Eng Div ASCE* 104(GT2):175–191.

Duke CM, Leeds DJ (1959) Effects of earthquakes on tunnels. In: *RAND Protective Construction Symp.*

FEMA (2003) HAZUS-MH technical manual. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

FHWA (Federal Highway Administration), 2009. Technical manual for design and construction of road tunnels-Civil elements. Publication No. FHWA-NHI-10-034, Department of transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C., U.S.

Hashash YMA, Karina K, Koutsoftas D, O’Riordan N (2010) Seismic design considerations for underground box structures. In: *Proceedings of earth retention conference 3*, ASCE, Bellevue, WA, pp 620–637.

National Institute of Building Sciences (NIBS). HAZUS-MH: Technical Manuals; Federal Emergency Management Agency and National Institute of Building Science: Washington, DC, USA, 2004.

Hoeg K (1968) Stresses against underground structural cylinders. *J Soil Mech Found Div* 94:833–858.

ISO (International Organization for Standardization), 2005. ISO 23469: Bases for design of structures – Seismic actions for designing geotechnical works, International Standard ISO TC98/SC3/WG10. Geneva, Switzerland: International Organization for Standar.

ITASCA CONSULTING GROUP.

Kumari SDA, Sitharam TG (2012) Tunnels in weak ground: discrete element simulations. *ISRM India J* 1(1):17–24.

Earthquake Fragility Assessment of the Underground Tunnel Using an Efficient SSI Analysis Approach. J. Appl. Math. Phys.

Li T (2012) Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for Aseismic tunnel construction. Bull Eng Geol Environ 71:297–308.

Miyabayashi H, Tosaka T, Isogai A, Kojima Y, Yashiro K, Saito J, Asakura T (2008) Basic studies on earthquake damage to shallow mountain tunnels. In: Proceedings of the World Tunnel Congress 2008—Underground Facilities for Better Environment and Safety—In.

Molina S, Lang DH, Lindholm CD (2009) User and technical manual, SELINA v4.0, NORSAR, Kjeller, Norway, 85 pp.

Osmi C., Khadija. S., Ahmad S.M. (2016) Seismic Fragility Curves for Shallow Circular Tunnels under Different Soil Conditions. Int. J. Civ. Environ. Eng.

Owen, G.N., Scholl, R.E., 1981. Earthquake engineering of large underground structures. Report No. FHWA/RD-80/195, Federal Highway Administration and National Science Foundation, 279 p.

Penzien J, Wu C (1998) Stresses in linings of bored tunnels. Earthq Eng Struct Dyn 27:283–300.

Penzien J (2000) Seismically induced racking of tunnel linings. Earthq Eng Struct Dyn 29:683–691.

Rossetto T, Elnashai AS (2003) Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data. Eng Struct 25:1241–1263.

Nishant Roy & Rajib Sarkar, A Review Of Seismic Damage Of Mountain Tunnels And Probable Failure Mechanisms, Geotechnical and Geological Engineering, 17 September 2017.

Sharma S, Judd WR (1991) Underground opening damage from earthquakes. Eng Geol 30:263–276.

Shen Y, Gao B, Yang X, Shuangjiang T (2014) Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake. Eng Geol 180:85–98.

Tiziana Rossetto, Dina D’Ayala, Ioanna Ioannou, and Abdelghani Meslem, SYNER G Chapter 3, Evaluation of Existing Fragility Curves.

Pitilakis, K., Tsinidis, G., 2014. Performance and seismic design of underground structures. In: Maugeri, M., Soccodato, C., (eds.) Earthquake geotechnical engineering design, Geotechnical Geological and Earthquake Engineering, vol. 28, pp. 279–340.

Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y. M. A., He, C., Kampas, G., Knappett, J., Madabhushi, G., Nikitas, N., Pitilakis, K., Silvestri, F., Viggiani, G., & Fuentes, R. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From exp.

Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., & Heron, C. (2015). Dynamic response of flexible square tunnels: Centrifuge testing and validation of existing design methodologies. Géotechnique, 65(5), 401–417.

Wang JN (1993) ,Seismic design of tunnels: a simple state of the art design approach. Parsons Brinckerhoff Inc., New York.

Xiaorong Hu, Zhiguang Zhou, Hao Chen, Yongqiang Ren, Seismic Fragility Analysis of Tunnels with Different Buried Depths in a Soft Soil, Department of Disaster Mitigation for Structures, Tongji University, Shanghai 200092, China.