

Δυναμική Απόκριση Σηράγγων – Διερεύνηση Ιστορικού Περιστατικού Σεισμικής Αστοχίας

Dynamic Response of Tunnels – Analysis of Seismic Failure Case History

ΓΙΑΝΝΑΚΟΥ, Α.
ΝΟΜΙΚΟΣ, Π.
ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι.
ΓΙΟΥΤΑ-ΜΗΤΡΑ, Π.
ΣΟΦΙΑΝΟΣ, Α.
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ.

Μηχανικός Μεταλλείων, Υποψήφια Διδάκτωρ Ε.Μ.Π.
Δρ. Μηχανικός Μεταλλείων, Πολιτικός Μηχανικός
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής Ε.Μ.Π.
Μηχανικός Μεταλλείων, Υποψήφια Διδάκτωρ Ε.Μ.Π.
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Ε.Μ.Π.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης σηράγγων κυκλικής διατομής με χρήση κώδικα πεπερασμένων διαφορών. Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων, τα οποία παρουσιάζονται υπό μορφήν μεγίστων καμπτικών ροπών στην επένδυση της σήραγγας και διαφορικών μετατοπίσεων μεταξύ ανάστροφου τόξου και στέψης της σήραγγας, συγκρίνονται ικανοποιητικά με υπάρχουσες ελαστικές αναλυτικές λύσεις. Μελετάται η σεισμική αστοχία 400 m της σήραγγας Bolu στον σεισμό του Düzce (Τουρκία, 1999).

ABSTRACT : A parametric investigation of the seismic response of circular tunnels is conducted by use of the finite difference method. The dynamic analysis results, presented in the form of maximum differential displacement between the crown and the invert, as well as maximum bending moments in the lining, compare well with existing elastic analytical solutions. The seismic failure of 400 m of the Bolu tunnel during the 1999 Düzce (Turkey) earthquake is analysed.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι υπόγειες κατασκευές θεωρούνται γενικά ασφαλείς κατά την διάρκεια των σεισμών, κυρίως λόγω της παρατηρηθείσας συμπεριφοράς τους κατά το παρελθόν. Πολλές σήραγγες έχουν σχεδιαστεί και κατασκευαστεί χωρίς να λαμβάνονται υπόψη σεισμικές δράσεις. Εντούτοις, τα τελευταία χρόνια και ύστερα από την πλήρη κατάρρευση του υπόγειου σταθμού του μετρό Daikai το 1995 στο Κόμπε της Ιαπωνίας, έγινε αισθητή η ανάγκη συνυπολογισμού των σεισμικών φορτίσεων στον σχεδιασμό υπογείων έργων. Η κατάρρευση τμήματος μήκους 400 m της δίδυμης σήραγγας Bolu στην Τουρκία κατά τον σεισμό του Düzce το 1999 επιβεβαιώνει την ανάγκη αυτήν.

Τα χαρακτηριστικά των υπογείων κατασκευών, όπως ο πλήρης εγκιβωτισμός τους σε έδαφος ή βράχο και το σημαντικό τους

μήκος σε σχέση με τη διατομή τους, καθιστούν την σεισμική τους συμπεριφορά διαφορετική από αυτήν των συνήθων επιφανειακών κατασκευών. Συνεπώς, ο σχεδιασμός υπογείων έργων έναντι σεισμικών δράσεων διαφέρει από τον αντισεισμικό σχεδιασμό των συνήθων επιφανειακών έργων.

Γενικώς, τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού για τις υπόγειες κατασκευές επιβάλλονται σε όρους παραμόρφωσης και τάσεων στην κατασκευή από το περιβάλλον έδαφος. Αντιθέτως, οι επιφανειακές κατασκευές σχεδιάζονται για τις αδρανειακές δυνάμεις που προκαλούνται από τις εδαφικές επιταχύνσεις. Τα κύρια αίτια του σεισμικού κινδύνου για τις υπόγειες κατασκευές είναι η ρευστοποίηση, η διάρρηξη ενεργών ρηγμάτων, οι κατολισθήσεις που προκαλούνται από σεισμό, και η ένταση της σεισμικής δόνησης.

Ως προς την παρατηρηθείσα σεισμική συμπεριφορά των υπογείων κατασκευών

μπορούν να γίνουν οι παρακάτω γενικές παρατηρήσεις: (α) η ένταση των βλαβών μειώνεται με την αύξηση των υπερκειμένων, και (β) οι σήραγγες που κατασκευάζονται σε έδαφος είναι πιο ευάλωτες σε σχέση με αυτές που διανοίγονται σε υγιή βράχο.

2. ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΑΣΤΟΧΙΩΝ

Ο σεισμός του Kobe το 1995 προκάλεσε την κατάρρευση του υπόγειου σταθμού μετρό Daikai, ο οποίος είχε κατασκευαστεί με την μέθοδο εκσκαφής και επανεπίχωσης. Ο σταθμός αυτός, που σχεδιάστηκε χωρίς να ληφθούν υπόψη σεισμικές δράσεις, αποτελεί την πρώτη σύγχρονη υπόγεια κατασκευή που αστόχησε κατά τη διάρκεια σεισμικού επεισοδίου. Τα κεντρικά υποστυλώματα του σταθμού αστόχησαν, οδηγώντας στην πλήρη κατάρρευση της πλάκας οροφής και την καθίζηση των υπερκειμένων κατά περίπου 2.5 m.

Ο σεισμός του Düzce στις 12 Νοεμβρίου 1999 προκάλεσε την κατάρρευση και των δύο κλάδων της σήραγγας Bolu, σε μήκος 300 m από το ανατολικό στόμιο. Οι σήραγγες έχουν συνολικό μήκος 3.3 km, και διαστάσεις 15 m ύψος και 16 m πλάτος περίπου. Η διάνοιξη ήταν ιδιαίτερα δυσχερής καθώς το έργο διασχίζει πολλά μικρά ρήγματα, παράλληλα με το ρήγμα της Ανατολίας.

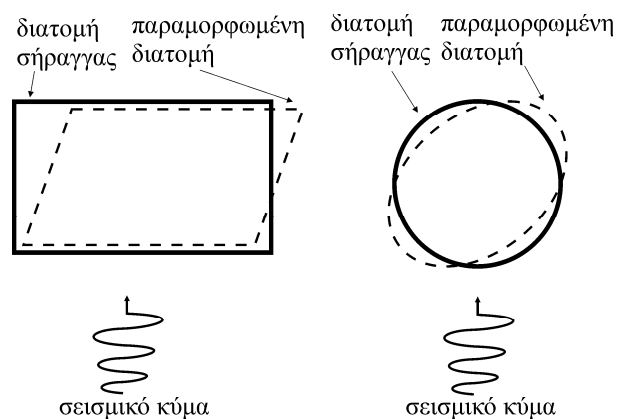
Κατά τον σεισμό, η μόνιμη επένδυση είχε τοποθετηθεί σε μήκος περίπου 300 m, ενώ είχαν διανοιχθεί περίπου 800 m συνολικά. Η κατάρρευση έλαβε χώρα εντός αργιλώδους εδάφους, σε τμήμα της σήραγγας στο οποίο δεν είχε ακόμη τοποθετηθεί η μόνιμη επένδυση. Η προσωρινή επένδυση του τμήματος αυτού περιελάμβανε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια. Διάφοροι μηχανισμοί έχουν προταθεί ως εξήγηση για την κατάρρευση, όπως: ισχυρή εδαφική κίνηση, μετατόπιση κατά τη διεύθυνση του υλικού πλήρωσης του ρήγματος και κατολίσθηση.

3. ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ – ΑΝΑΛΥΤΙΚΕΣ ΛΥΣΕΙΣ

Η δυναμική απόκριση μιας σήραγγας εξετάζεται συχνά θεωρώντας τη σήραγγα ως ελαστική δοκό υποβαλλόμενη σε παραμορφώσεις από το περιβάλλον έδαφος. Διακρίνονται έτσι οι παραμορφώσεις: (α) κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας, που συνίστανται σε αξονική συμπίεση και

επιμήκυνση, ή διαμήκης κάμψη, και (β) εγκάρσιως του άξονα της σήραγγας, που εμφανίζονται ως διατμητικές παραμορφώσεις της διατομής της σήραγγας (Σχήμα 1). Η τελευταία διακρίνεται σε ωειδή παραμόρφωση των κυκλικών διατομών (ovaling) και στρέβλωση των ορθογωνικών διατομών (racking).

Οι αξονικές παραμορφώσεις προκαλούνται από τις συνιστώσες των σεισμικών κυμάτων που παράγουν κινήσεις παράλληλες στον άξονα της σήραγγας και προκαλούν εναλλασσόμενη σύνθλιψη και επιμήκυνση. Οι καμπτικές παραμορφώσεις προκαλούνται από τις συνιστώσες των σεισμικών κυμάτων που παράγουν κινήσεις κάθετα στο διαμήκη άξονα.



Σχήμα 1. Παραμόρφωση της διατομής της σήραγγας λόγω διάδοσης διατμητικού κύματος
Figure 1. Deformation of tunnel cross section due to shear wave propagation.

3.1 Ωοειδής παραμόρφωση “ελευθέρου πεδίου”

Η διατμητική παραμόρφωση του εδάφους, η οποία προκαλείται από κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα (S-waves) θεωρείται γενικώς ως η πιο κρίσιμη σεισμικώς επιβαλλόμενη παραμόρφωση στην σήραγγα. Για την εκτίμηση της εν λόγω παραμόρφωσης, χωρίς να ληφθεί υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, υπάρχουν δύο εναλλακτικές λύσεις: (α) υπολογισμός της διατμητικής παραμόρφωσης που προκαλείται από την σεισμική διέγερση, π.χ. θεωρώντας το έδαφος ως ισοδύναμο ελαστικό μέσο, και (β) για βαθιές σήραγγες σε σχετικά ομοιογενές βράχο, χρήση της απλουστευμένης μεθόδου Newmark για την εκτίμηση των μέγιστων διατμητικών παραμορφώσεων “ελευθέρου πεδίου” γ_{max} :

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} \quad (1)$$

όπου V_s μέγιστη ταχύτητα της σεισμικής ταλάντωσης και C_s ταχύτητα διατμητικού κύματος.

3.2 Ωοειδής παραμόρφωση με αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής

Όταν η δυσκαμψία της σήραγγας είναι σημαντική σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος, η κατασκευή τείνει να αντισταθεί στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις από το έδαφος και άρα τις τροποποιεί. Η αλληλεπίδραση εδάφους-σήραγγας παίζει σημαντικό ρόλο στον καθορισμό της απόκρισης της σήραγγας. Οι παραμορφώσεις της επένδυσης της σήραγγας εξαρτώνται από την ακαμψία της κατασκευής, την πίεση των υπερκειμένων γh και τον συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων K_0 . Η δυσκαμψία μιας σήραγγας σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος ποσοτικοποιείται με τους δείκτες συμπίεσιμότητας C και ευκαμψίας F , που εκφράζουν την αντίσταση της κατασκευής έναντι επιμήκυνσης και ωοειδούς παραμόρφωσης αντίστοιχα (Merritt et al., 1985):

$$C = \frac{E_m(1-\nu_L^2)r}{E_L t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad (2)$$

$$F = \frac{E_m(1-\nu_L^2)r^3}{6E_L I(1+\nu_m)} \quad (3)$$

όπου E_m , ν_m το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson του εδάφους αντίστοιχα, E_L , ν_L το μέτρο ελαστικότητας ο λόγος Poisson της επένδυσης και της επένδυσης αντίστοιχα, t , I το πάχος και η ροπή αδραειάς της επένδυσης και r η ακτίνα της σήραγγας.

Αν υποθέσουμε συνθήκες πλήρους ολίσθησης στη διεπιφάνεια σήραγγας-εδάφους, η διαμετρική παραμόρφωση, η μέγιστη ώθηση και η μέγιστη ροπή κάμψης είναι (Wang, 1993):

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max} \quad (4)$$

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (5)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (6)$$

όπου:

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F+5-6\nu_m}$$

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, η ολίσθηση στην διεπιφάνεια σήραγγας-εδάφους είναι δυνατή μόνο για σήραγγες σε μαλακά εδάφη ή σε περιπτώσεις έντονης σεισμικής φόρτισης. Για τις περισσότερες περιπτώσεις, η συνθήκη στη διεπιφάνεια σήραγγας-εδάφους είναι μεταξύ ολίσθησης και μη-ολίσθησης, οπότε και οι δυο περιπτώσεις πρέπει να μελετηθούν για τον προσδιορισμό της καταπόνησης της επένδυσης και των εδαφικών παραμορφώσεων. Για την περίπτωση μη-ολίσθησης η μέγιστη αξονική ώθηση στην επένδυση μπορεί να υπολογισθεί από τη σχέση (Hashash et. al., 2001, 2005):

$$T_{\max} = \pm \frac{1}{2} K_2 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (7)$$

όπου :

$$K_2 = 1 + \frac{F[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C] - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m}$$

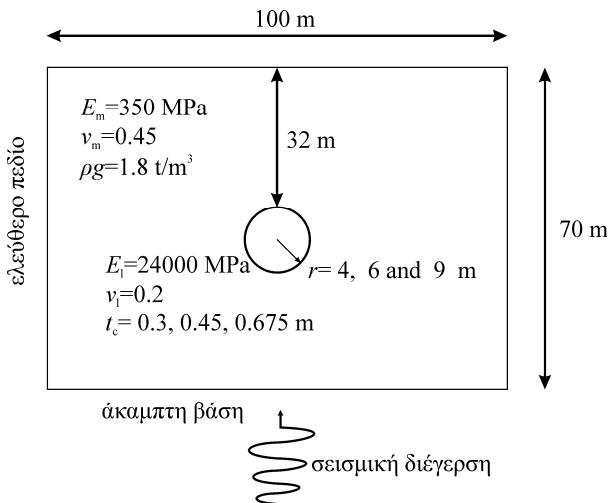
4. ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

4.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων διαφορών

Η δυναμική συμπεριφορά σήραγγας κυκλικής διατομής διερευνήθηκε με χρήση του κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC (Itasca, 1998). Το προσομοίωμα (Σχήμα 2) αναφέρεται σε εδαφική στρώση πάχους 70 m η οποία υπέρκειται βραχύδους υπόβαθρου. Εξετάστηκαν τρεις κυκλικές διατομές ακτίνας $r = 4, 6$ και 9 m, με σταθερό πάχος υπερκειμένων 32 m. Τα πλευρικά σύνορα του μοντέλου απέχουν 50 m από τον άξονα της σήραγγας. Το έδαφος θεωρήθηκε γραμμικώς ελαστικό, με μέτρο ελαστικότητας $E_m=350$ MPa και λόγο Poisson $\nu_m = 0.45$. Η επένδυση της σήραγγας προσομοιώθηκε με χρήση στοιχείων δοκού, με $E_L=24$ GPa, $\nu_L=0.2$ και $t = 0.3, 0.45$, και 0.675 m για $r = 4, 6$ και 9 m, αντίστοιχως, ώστε ο δείκτης ευκαμψίας να διατηρείται σταθερός.

Ως δυναμική διέγερση στην βάση του μοντέλου χρησιμοποιούνται εξιδανικευμένοι

παλμοί Ricker, με δεσπόζουσες συχνότητες 1 και 2 Hz, και μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g. Η απόσβεση του εδάφους προσομοιώνεται με απόσβεση τύπου Rayleigh ίση με 10%. Τα σύνορα προσομοιώθηκαν με συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free field boundaries).



Σχήμα 2. Γεωμετρία αριθμητικού προσομοιώματος και ιδιότητες υλικών.
Figure 2. Numerical model geometry and material properties.

4.2 Αποτελέσματα παραμετρικών αναλύσεων

Τα αναπτυσσόμενα εντατικά μεγέθη στην επένδυση και οι μέγιστες διαφορικές μετατοπίσεις μεταξύ στέψης και πυθμένα της σήραγγας παρουσιάζονται στον Πίνακα 1. Όπως μπορεί να παρατηρηθεί από αυτόν, η επίδραση της δεσπόζουσας συχνότητας της διέγερσης στην απόκριση της σήραγγας είναι ιδιαίτερα εμφανής στο μέγεθος των αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών. Για παλμό Ricker 1 Hz, όπου η δεσπόζουσα συχνότητα σχεδόν συμπίπτει με την ιδιοπερίοδο του εδάφους $T_s = 1.08$ sec, οι τιμές των δυναμικών καμπτικών ροπών αυξάνονται κατά μία τάξη μεγέθους σε σχέση με τις αντίστοιχες στατικές. Αύξηση παρατηρείται και στις τιμές των αξονικών δυνάμεων ωστόσο είναι λιγότερο εμφανής.

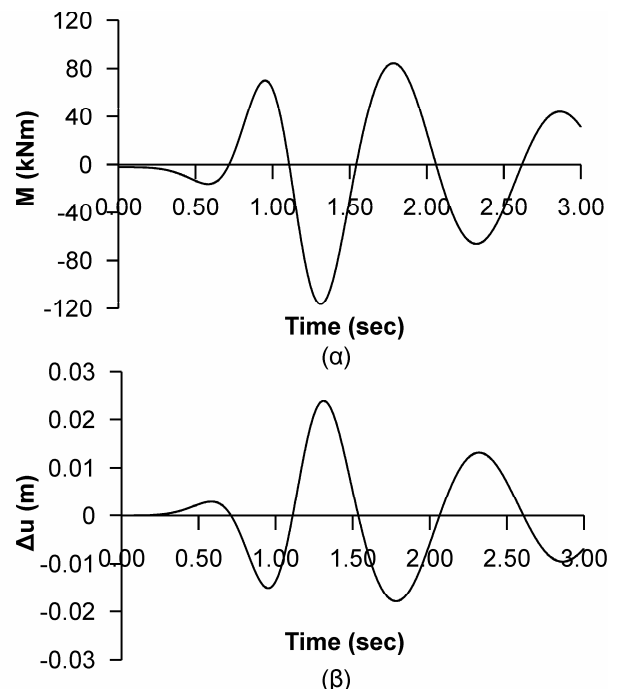
Η επίδραση της δεσπόζουσας συχνότητας μπορεί επίσης να παρατηρηθεί στην απόκριση εδαφικής στρώσης-σήραγγας. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση για διέγερση Ricker 1 Hz είναι 0.67g και η μέγιστη ταχύτητα στο επίπεδο της σήραγγας είναι 0.65 m/sec, ενώ για διέγερση Ricker 2 Hz είναι 0.47g και 0.23 m/sec, αντιστοίχως.

Πίνακας 1. Σύνοψη αριθμητικών αποτελεσμάτων

Table 1. Summary of numerical results

r (m)	Στατική ανάλυση		Δυναμική ανάλυση			
	M (kNm)	T (MN)	freq (Hz)	M_{max} (kNm)	T_{max} (MN)	Δu_{max} (cm)
4	12	2.2	1	116	3.6	2.38
			2	34	2.5	0.63
6	27	3.5	1	244	5.3	3.67
			2	73	3.8	0.9
9	52	5.6	1	587	7.8	5.58
			2	162	5.8	1.29

Στο Σχήμα 3α δείχνεται η καμπτική ροπή στην επένδυση για σήραγγα ακτίνας 4 m και παλμό Ricker 1 Hz. Η μέγιστη ροπή αναπτύσσεται την χρονική στιγμή $t = 1.32$ sec και η αντίστοιχη διαφορική μετατόπιση απεικονίζεται στο Σχήμα 3β. Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 3 η μέγιστη καμπτική ροπή συμβαίνει την στιγμή που μεγιστοποιούνται οι διαφορικές μετατοπίσεις. Παρόμοια συμπεράσματα προκύπτουν και από τις άλλες αναλύσεις.



Σχήμα 3. Χρονοϊστορίες: (α) καμπτικών ροπών, και (β) διαφορικής μετατόπισης για σήραγγα ακτίνας 4 m και διέγερση Ricker 1 Hz.
Figure 3. Time histories of: (a) bending moment, and (b) differential displacement for tunnel radius 4 m and Ricker 1 Hz excitation.

4.2 Σύγκριση με αναλυτικές λύσεις

Όπως ήδη αναφέρθηκε, η σειμική απόκριση σηράγγων μπορεί να εκτιμηθεί με υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις (Hashash et al, 2001, 2005). Για την εφαρμογή των μεθόδων αυτών στην παρούσα διερεύνηση, υπολογίζεται αρχικά η μέγιστη εδαφική ταχύτητα στο επίπεδο της σήραγγας. Κατόπιν, οι τιμές της μέγιστης ταχύτητας, όπως προέκυψαν από τις δυναμικές αναλύσεις, και η ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων της εδαφικής στρώσης ($C_s=260$ m/s), εισάγονται στην Εξίσωση 1, και υπολογίζεται η διατμητική παραμόρφωση στο επίπεδο της σήραγγας. Οι μέγιστες καμπτικές ροπές και αξονικές δυνάμεις στην επένδυση υπολογίζονται από τις Εξισώσεις 2 έως 9. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από την παραπάνω διαδικασία δίνονται στον Πίνακα 2.

Πίνακας 2. Υπολογισμός εντατικών μεγεθών με χρήση αναλυτικών λύσεων
Table 2. Estimation of internal forces using analytical solutions

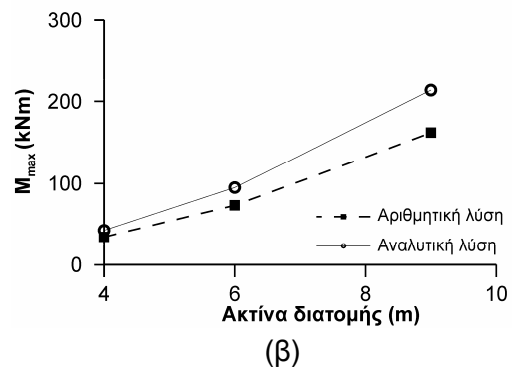
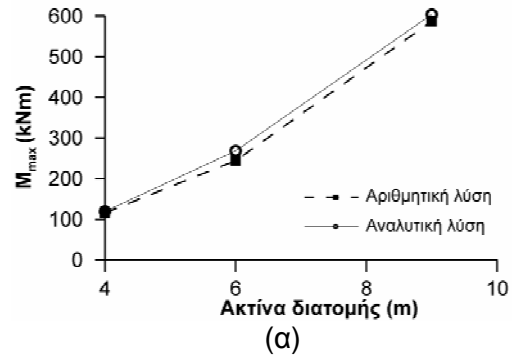
r (m)	f (Hz)	γ_{max}	Πλήρης ολίσθηση		Μη-ολίσθηση
			M kNm	T MN	T_{max} MN
4	1	0.0025	119	0.03	1.2
	2	0.0009	42	0.01	0.4
6	1	0.0025	268	0.05	1.8
	2	0.0009	95	0.02	0.6
9	1	0.0025	604	0.07	2.7
	2	0.0009	214	0.02	1

Στο Σχήμα 4 απεικονίζεται η σύγκριση μεταξύ αριθμητικών αποτελεσμάτων και αναλυτικών λύσεων συναρτήσει της ακτίνας r. Η σύγκριση είναι ικανοποιητική, ιδιαίτερα για συχνότητα διέγερσης κοντά στην ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης. Η εκτίμηση των καμπτικών ροπών με χρήση αναλυτικών λύσεων οδηγεί σε πιο συντηρητική εκτίμηση, όπως είναι αναμενόμενο.

5. ΑΝΑΛΥΣΗ ΙΣΤΟΡΙΚΟΥ ΠΕΡΙΣΤΑΤΙΚΟΥ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΣΤΟΧΙΑΣ: Η ΣΗΡΑΓΓΑ BOLU

Πρόκειται για δίδυμη οδική σήραγγα συνολικού μήκους 3.3 km περίπου. Η μέση ακτίνα εκκαφής είναι 8 m και αντιστοιχεί σε εμβαδόν διατομής 190 έως 260 m². Η απόσταση μεταξύ των αξόνων των δυο

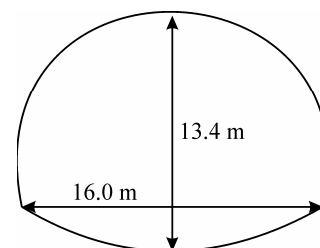
σηράγγων κυμαίνεται από 28 m στα στόμια μέχρι και 48 m. Το ύψος των υπερκειμένων φτάνει μέχρι και 250 m: στο 86% του συνολικού μήκους τα υπερκείμενα είναι μεγαλύτερα από 100 m και στο 48% ξεπερνούν τα 150 m.



Σχήμα 4. Σύγκριση αριθμητικών αποτελεσμάτων με αναλυτικές λύσεις για διέγερση: (α) Ricker 1Hz, και (β) Ricker 2Hz.

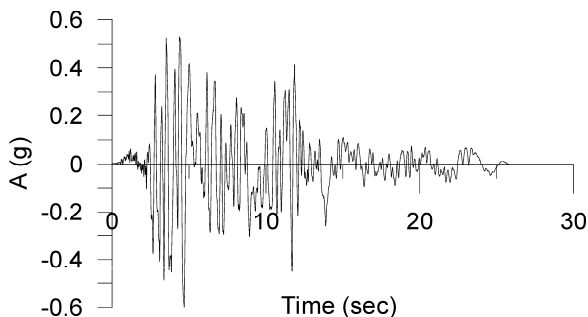
Figure 4. Comparison of numerical results with analytical solutions for (a) Ricker 1Hz, and (b) Ricker 2Hz excitation.

Για την μελέτη της αστοχίας της εν λόγω σήραγγας στον σεισμό Düzce (1999) πραγματοποιήθηκε πλήρως μη-γραμμική δυναμική εν χρόνω ανάλυση με τον κώδικα πεπερασμένων διαφορών FLAC. Επιχειρήθηκε μια πρώτη προσέγγιση των αιτίων κατάρρευσης. Οι διαστάσεις και το σχήμα της διατομής που αναλύθηκε (Dalgic, 1999), δείχνονται στο Σχήμα 5. Η επένδυση στο τμήμα αυτό αποτελείτο από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 70 cm.



Σχήμα 5. Γεωμετρία διατομής.
Figure 5. Geometry of the cross section used.

Ως διέγερση χρησιμοποιήθηκε η καταγραφή Düzce, με επικλιμάκια αναγωγή στα 0.6 g ώστε να ληφθεί υπόψιν η εγγύτητα με την σεισμική πηγή (Σχήμα 6).



Σχήμα 6. Καταγραφή Düzce.
Figure 6. The Düzce record.

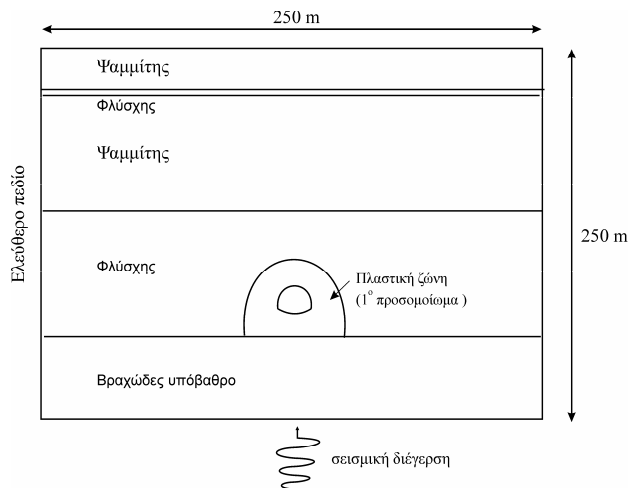
Ως εδαφικό προφίλ χρησιμοποιήθηκε εκείνο των Amberg & Rousso (2001), ενώ οι ταχύτητες διαμηθικών κυμάτων ελήφθησαν σύμφωνα με τους O'Rourke et al. (2001). Από την βάση του προσομοιώματος προς την κορυφή συναντώνται οι εξής εδαφικές στρώσεις (Σχήμα 7):

1. Βραχώδες υπόβαθρο, $V_s = 2500$ m/sec και $\rho = 2.7$ t/m³,
2. Φλύσχος υψηλού δείκτη πλασιμότητας, $V_s = 650$ m/sec και $G = 850$ MPa,
3. Ψαμμίτης, $V_s = 695$ m/sec και $G = 1000$ MPa,
4. Φλύσχος υψηλού δείκτη πλασιμότητας, $V_s = 610$ m/sec και $G = 750$ MPa και
5. Ψαμμίτης, $V_s = 695$ m/sec και $G = 1000$ MPa.

Μελετήθηκαν δύο μοντέλα με στόχο την προσομοίωση των ιδιαίτερως σημαντικών συγκλίσεων που έλαβαν χώρα πριν από τον σεισμό και έπαιξαν σημαντικό ρόλο στη μείωση της αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους. Στο πρώτο προσομοίωμα το μέτρο ελαστικότητας της εδαφικής ζώνης που περιβάλλει την σήραγγα και έχει πάχος 16 m (δηλαδή όσο η διάμετρος της σήραγγας) μειώνεται στο 65% του μέτρου ελαστικότητας του φλύσχη. Με αυτόν τον τρόπο επιχειρήθηκε μια προσέγγιση της ζώνης χαλάρωσης (λόγω της διάνοιξης) που περιβάλλει την σήραγγα, όπως δείχνεται στο Σχήμα 7. Στο δεύτερο προσομοίωμα ο συντελεστής ουδέτερων ωθήσεων K_0 λαμβάνεται ίσος με 1 προκειμένου να προσομοιωθούν προσεγγιστικά οι συνθήκες έντονης οριζόντιας συμπίεσης (squaeezing).

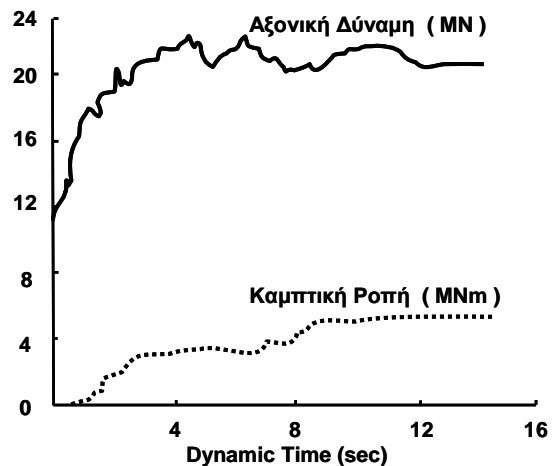
Στο Σχήμα 8 δείχνεται η χρονική μεταβολή της αναπτυσσόμενης αξονικής δύναμης και

καμπτικής ροπής στην επένδυση.



Σχήμα 7. Εδαφικό προφίλ που χρησιμοποιήθηκε στις αριθμητικές αναλύσεις.
Figure 7. Soil profile of the models used in numerical simulations.

Όπως προκύπτει από το Σχήμα 8 η σεισμική διέγερση προκαλεί σημαντική αύξηση του αξονικού φορτίου και της ροπής της επένδυσης.



Σχήμα 8 Αξονική δύναμη και καμπτική ροπή κατά την διάρκεια του σεισμού στο ανάστροφο τόξο.

Figure 8. Axial force and bending moment developed during the earthquake at the tunnel invert.

Η αύξηση αυτή είναι πιο έντονη στο ανάστροφο τόξο (invert) και στη θεμελίωση του τόξου στέψης (elephant foot). Ως προς το αξονικό φορτίο παρατηρείται ότι η τιμή του κατά την στατική ισορροπία ($N_0 \approx 12$ MN) οδηγεί σε οριακή κατάσταση το σκυρόδεμα της επένδυσης. Συγκεκριμένα, αν υποθεθεί

σκυροδέμα τύπου C 20/25, η μέγιστη μέγιστη θλιπτική δύναμη που μπορεί να παραλάβει είναι $20 \text{ MPa} \times 0,7 \text{ m}^2 = 14 \text{ MN}$. Εδώ λαμβάνεται η ονομαστική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος (δηλαδή χωρίς συντελεστή ασφαλείας) διότι εξετάζεται η οριακή περίπτωση αστοχίας και όχι η ασφάλεια της κατασκευής. Εξάλλου, η ονομαστική τιμή αντοχής των 20 MPa μπορεί να θεωρηθεί ως ένα κατώτερο όριο αφού η πραγματική τιμή της αντοχής του σκυροδέματος συχνά ξεπερνά κατά πολύ την τιμή αυτή. Οι αναλύσεις έδειξαν ότι στο ανάστροφο τόξο και στην θεμελίωση του τόξου στέψης δημιουργούνται πλαστικές αρθρώσεις, η δε αξονική δύναμη ξεπερνά την αντοχή του σκυροδέματος σε όλα τα σημεία της διατομής.

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Τα αποτελέσματα των παραμετρικών αναλύσεων δείχνουν ότι οι εδαφικές ιδιότητες σε συνδυασμό με τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης δύνανται να παίξουν καθοριστικό ρόλο στην σεισμική απόκριση σηράγγων εντός μαλακού εδάφους. Για τον σεισμικό σχεδιασμό σηράγγων πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τόσο η αντοχή όσο και η δυσκαμψία της σήραγγας σε σχέση με το περιβάλλον έδαφος. Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων συγκρίνονται ικανοποιητικά με υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις, οι οποίες είναι συνήθως συντηρητικές.

Η μελέτη του ιστορικού περιστατικού της αστοχίας της σήραγγας Bolu δείχνει ότι η ένταση του σεισμικού κραδασμού σε συνδυασμό με την εγγύτητα της σεισμικής πηγής έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην αστοχία της σήραγγας. Επιπλέον, οι εδαφικές συνθήκες συνέτειναν στην επιδείνωση της κατάστασης. Τονίζεται ότι το τμήμα της σήραγγας που κατέρρευσε είχε διανοιχθεί σε υλικό πλήρωσης ρήγματος. Τέλος, οι σημαντικού μεγέθους συγκλίσεις που παρατηρήθηκαν πριν από τον σεισμό (της τάξεως του 1 m), όχι μόνον συνέβαλλαν στην μείωση της αντοχής του περιβάλλοντος εδάφους, αλλά οδήγησαν την επένδυση σε οριακή κατάσταση (πολύ κοντά στην αστοχία) ακόμα και πριν από τον σεισμό. Εάν η σήραγγα δεν βρισκόταν σε τόσο οριακές συνθήκες, πιθανόν να είχε αποφευχθεί η δραματική σεισμική κατάρρευση.

7. ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα εργασία έγινε με την υποστήριξη του Ιδρύματος Α. Ωνάσης

8. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Amberg, W. & Russo, M. (2001). "Seismic Design of Underground Structures – The Bolu Tunnel". Proceedings of the AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress. Milano, (I), Vol.1, pp. 137-147.
- Dalgic, S. (2002). "Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey". Engineering Geology 67, 73–96.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao J.I-C. (2001). "Seismic design of underground structures". Tunnelling and Underground Space Technology 16 (4), pp. 247-293.
- Hashash, Y.M.A., Park D., Yao J.I-C. (2005). "Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures". Tunnelling and Underground Space Technology 20 (5), pp. 435-441.
- Itasca Consulting Group Inc. (1998)., "FLAC2D, Version 3.40: Fast Lagrangian Analysis of Continua – User's Manual".
- Merritt, J.L., Monsees, J.E., Hendron, A.J., Jr., (1985). "Seismic design of underground structures". Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference, Vol. 1, pp. 104-131.
- O'Rourke, T.D., Goh, S.H., Menkiti, C.O., Mair, R.J. (2001). "Highway tunnel performance during the 1999 Düzce earthquake". Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey..
- St. John, C.M., Zahrah, T.F. (1987). "Aseismic design of underground structures". Tunneling Underground Space Technology. 2 (2), pp. 165-197.
- Wang, J.-N. (1993). "Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach". Monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Doug