

Ανάλυση Σεισμικής Απόκρισης Υποθαλάσσιας Σήραγγας με Επιβολή Μετακινήσεων Analysis of Seismic Response of an Immersed Tunnel Using Imposed Displacements

Χρήστος ΒΡΕΤΤΟΣ¹, Βασίλειος ΚΟΛΙΑΣ², Τηλέμαχος ΠΑΝΑΓΙΩΤΑΚΟΣ³, Thomas
RICHTER⁴

ΠΕΡΙΛΗΨΗ : Η σεισμική απόκριση σηράγγων κυριαρχείται από την κινηματική αλληλεπίδραση μεταξύ της σήραγγας και του περιβάλλοντος εδάφους, ενώ οι αδρανειακές επιδράσεις μπορούν να παραλειφθούν. Στην σεισμική ανάλυση πρέπει να αποκατασταθεί το συμβιβαστό των παραμορφώσεων της σήραγγας με τη διαμήκη παραμόρφωση του εδάφους καθώς και με την καμπτική παραμόρφωση του εδάφους σε κατακόρυφο και οριζόντιο επίπεδο. Ο πρώτος στόχος μπορεί να επιτευχθεί με εφαρμογή λύσεων διδιάστατων προσομοιωμάτων συνεχούς μέσου. Ο δεύτερος απαιτεί μια σειρά παραδοχών για την απλούστευση του πολύπλοκου τριδιάστατου προβλήματος, ώστε να απεικονίζονται ρεαλιστικά τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά της συνολικής απόκρισης της σήραγγας. Ένα σύστημα αποτελούμενο από μια δοκό στηριζόμενη σε μη-γραμμικά ελατήρια, που αντικατοπτρίζουν τα φαινόμενα της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, εισάγεται στην ανάλυση για αυτό το σκοπό. Η εργασία συνοψίζει την προμελέτη ενός έργου και περιγράφει την μεθοδολογία για τον προσδιορισμό της σεισμικής διέγερσης της σήραγγας, τα κύρια χαρακτηριστικά του στατικού συστήματος, τον υπολογισμό των τιμών της σταθεράς των ελατηρίων όπως επίσης και τα αποτελέσματα της διαστασιολόγησης αναφορικά με την επίδραση του μήκους των στοιχείων της σήραγγας στις εσωτερικές δυνάμεις και στο εύρος των αρμών.

ABSTRACT : The seismic response of tunnels is governed by kinematic interaction between tunnel structure and surrounding soil, whereby inertia effect become negligible. The seismic analysis considers racking deformation of the rectangular cross section as well as axial and curvature deformations due to the snaking mode in the longitudinal direction. The first task is accomplished by means of solutions based on 2D continuum models. The second task requires some engineering approximation of the complex 3D problem that encompasses all the relevant features of the global tunnel response. A system consisting of a beam supported by non-linear springs that reflect the effects of soil-structure interaction is introduced for this purpose. The paper summarizes a case study by describing the

¹ Καθηγητής, Έδρα Εδαφομηχανικής και Θεμελιώσεων, Πολυτεχνείο Kaiserslautern, Γερμανία,
email: vrettos@rhrk.uni-kl.de

² Εταίρος και Διευθυντής Τμήματος Μελετών Τεχνικών Έργων, DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε., Αθήνα,
email: bkolias@denco.gr

³ Εταίρος και Μελετητής Τεχνικών Έργων, DENCO Σύμβουλοι Μηχανικοί Α.Ε., Αθήνα,
email: tpanagiotakos@denco.gr

⁴ Εταίρος και Διευθύνων Σύμβουλος, GuD Consult GmbH, Βερολίνο, Γερμανία, email: richter@gudconsult.de

methodology adopted to determine the seismic input motion acting on the tunnel, the main features of the structural system used for the analysis, the derivation of appropriate values for the soil springs, and the main findings with respect to the influence of element lengths on sectional forces and joints displacements.

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σε αντίθεση με επιφανειακές κατασκευές, των οποίων η σεισμική απόκριση κυριαρχείται από δυνάμεις αδρανείας, η απόκριση σήραγγων εγκιβωτισμένων στο έδαφος είναι κινηματικής μορφής, δηλαδή προκαλείται από την συμβατότητα των παραμορφώσεων της σήραγγας και του περιβάλλοντος αυτήν εδάφους. Ως εκ τούτου, τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι θεμελιώδους σημασίας. Ο σχεδιασμός έναντι σεισμικών δράσεων γίνεται για τρεις τύπους παραμόρφωσης α) αξονικές εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις του άξονα της σήραγγας λόγω σεισμικής μετακίνησης κατά τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας, β) καμπτικές παραμορφώσεις λόγω της κάμψης του άξονα προερχόμενες από σεισμικές μετακινήσεις κάθετες προς τον άξονα της σήραγγας, γ) στρέβλωση της κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής για καταπόνηση της σήραγγας στο επίπεδο της διατομής οφειλόμενη σε κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα.

Παρουσιάσεις της state-of-practice δίνονται από τους St John and Zahrah (1987), Wang (1993), Kiyomiya (1995), Ingerslev & Kiyomiya (1997), Hashash et al. (2001), (2005), και Vrettos (2005). Υποθαλάσσιες σήραγγες αποτελούμενες από προκατασκευασμένα στοιχεία που συνδέονται μεταξύ τους με ειδικούς εύκαμπτους αρμούς χρήζουν ειδικής αντιμετώπισης. Μια και αυτός ο τύπος κατασκευής επιλέγεται συνήθως για την διαπεραίωση αβαθών υδάτων που χαρακτηρίζονται συχνά από ανομοιογενή μαλακά εδάφη καθ' όλο το μήκος της σήραγγας, ιδιαίτερη προσοχή απαιτείται στην προσομοίωση των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Στην επόμενη ενότητα συνοψίζονται βασικές αρχές σχεδιασμού. Ακολούθως παρουσιάζεται λεπτομερώς η μεθοδολογία σχεδιασμού που επελέγη στα πλαίσια της μελέτης προσφοράς για μια υποθαλάσσια σήραγγα σε μια περιοχή μετρίου έως υψηλού σεισμικού κινδύνου. Δίδονται τέλος χαρακτηριστικά αποτελέσματα της διαστασιολόγησης αναφορικά με την επίδραση του μήκους των στοιχείων της σήραγγας στις εσωτερικές δυνάμεις και στο εύρος των αρμών.

ΑΝΑΛΥΣΗ ΑΞΟΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΜΠΤΙΚΩΝ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

Απλές εξισώσεις έχουν προταθεί για την εκτίμηση της καταπόνησης της επένδυσης μιας συνεχούς σήραγγας, που βασίζονται στις εργασίες των Newmark (1967) και Kuesel (1969). Οι παραδοχές είναι ότι η σεισμική καταπόνηση προέρχεται από προσπίπτον διατμητικό κύμα μήκους λ , πλάτους μετατόπισης D_0 και γωνίας διάδοσης του κύματος ως προς τον άξονα της σήραγγας ψ , όπως και ότι η σήραγγα ακολουθεί πλήρως την μετακίνηση του εδάφους. Οι μέγιστες τιμές (πλάτος) των αξονικών και καμπτικών παραμορφώσεων, ε_x και ε_b , των αξονικών δυνάμεων N και των καμπτικών ροπών M δίδονται από τις εξής σχέσεις:

$$|\varepsilon_x| = \frac{2\pi}{\lambda} D_0 \sin\psi \cos\psi, \quad |\varepsilon_b| = \pm \frac{2\pi^2 D_0 b \cos^3\psi}{\lambda^2} \quad (1)$$

$$|N| = \frac{2\pi}{\lambda} \sin \psi \cos \psi E_\ell A_\ell D_0 \quad , \quad |M| = \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 \cos^3 \psi E_\ell I_\ell D_0 \quad (2)$$

όπου E_ℓ είναι το μέτρο ελαστικότητας, A_ℓ η επιφάνεια διατομής και I_ℓ η ροπή αδρανείας της επένδυσης της σήραγγας. Οι μέγιστες τιμές N_{\max} και M_{\max} λαμβάνονται αντίστοιχα για $\psi = 45^\circ$ και $\psi = 0^\circ$.

Από τις παραπάνω εξισώσεις διακρίνει κανείς ότι οι αξονικές παραμορφώσεις και οι αξονικές δυνάμεις είναι ανάλογες της ταχύτητας ταλάντωσης ενώ οι καμπτικές παραμορφώσεις και οι καμπτικές ροπές είναι ανάλογες της επιτάχυνσης. Τούτο σημαίνει ότι και τα δύο κινηματικά μεγέθη πρέπει να εκτιμηθούν με την ίδια ακρίβεια στα πλαίσια ενός ρεαλιστικού σχεδιασμού.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής προσομοιώνεται μέσω ελατηρίων, που κατά πρώτη προσέγγιση λαμβάνονται ανεξάρτητα της συχνότητας διέγερσης. Με K_a και K_t να χαρακτηρίζουν την σταθερά του ελατηρίου στην διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση αντίστοιχα και με διαστάσεις δύναμης ανά μετατόπιση και ανά μονάδα μήκους της σήραγγας (kN/m/m) οι σχέσεις που προκύπτουν για τις μέγιστες τιμές των εσωτερικών δυνάμεων έχουν ως εξής:

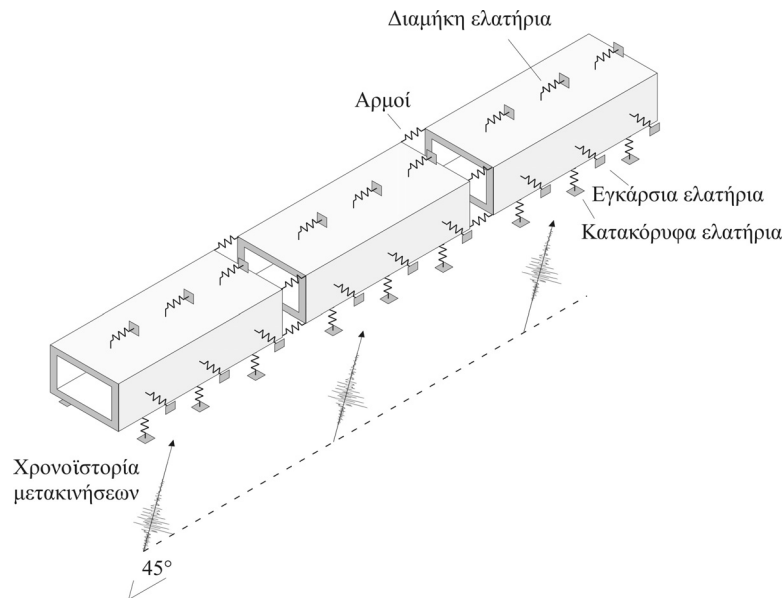
$$N_{\max,SSI} = N_{\max} \frac{K_a}{\frac{E_\ell A_\ell}{2} \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^2 + K_a} \quad , \quad M_{\max,SSI} = M_{\max} \frac{K_t}{E_\ell I_\ell \left(\frac{2\pi}{\lambda} \right)^4 + K_t} \quad (3)$$

Μια δυνατότητα εξάλειψης της εξάρτησης από το μήκος κύματος αποτελεί η μεγιστοποίηση των εσωτερικών δυνάμεων αναφορικά με αυτό. Μια άλλη είναι η διατύπωση σχέσεων μεταξύ σταθεράς ελατηρίου και μήκους κύματος και ακολούθως εκτίμηση του μήκους κύματος μέσω μιας κατάλληλης μεθοδολογίας βασιζόμενης στη διάδοση κυμάτων στον υπό εξέταση εδαφικό σχηματισμό. Η δυσκολία που αντιμετωπίζει κανείς στον καθορισμό ρεαλιστικών τιμών για τις σταθερές ελατηρίων φαίνεται συγκρίνοντας τις συστάσεις AFTES (2001), που προτείνουν $K_a = K_t = G$, με την πρόταση των Clough & Penzien (1993) που υιοθετούν $K_a = 3G$, όπου G είναι η τιμή του μέτρου διάτμησης του εδάφους γύρω από τη σήραγγα. Υποθαλάσσιες σήραγγες σε μικρά βάθη αντιστοιχούν περισσότερο σε εγκλιβωτισμένα επιφανειακά θεμέλια, έτσι ώστε να είναι δυνατή η χρήση των γνωστών σχέσεων για τις δυσκαμψίες άκαμπτων ορθογωνίων θεμελίων, όπως αυτές παρουσιάζονται σε γενικευμένη μορφή για κοινές περιπτώσεις από τον Gazetas (1991). Η θεώρηση στρωματογενούς εδάφους στη εκτίμηση των δυσκαμψιών απαιτεί προσομοίωση μέσω τριδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων. Λόγω του ότι οι υποθαλάσσιες σήραγγες αποτελούνται από διακριτά στοιχεία συνδεδεμένα με αρμούς οι παραπάνω εξισώσεις συνεχών επενδύσεων σήραγγων ενδείκνυται μόνον για την προκαταρκτική εκτίμηση των εσωτερικών δυνάμεων.

Μια πρώτη εκτίμηση της επιρροής των εύκαμπτων αρμών μεταξύ των στοιχείων της σήραγγας μπορεί να γίνει με την απλουστευμένη μέθοδο κατά Hamada et al. (1982) υποθέτοντας ότι η αξονική παραμόρφωση λόγω ώθησης-έλξης κυριαρχεί στην συμπεριφορά της σήραγγας. Η σχετική μετατόπιση του αρμού δ_i δίνεται από την εξής σχέση

$$\frac{\delta_i}{L_i} = \frac{\tanh(\beta L_i / 2)}{(\beta L_i / 2) + (k_i L_i / E_\ell A_\ell) \tanh(\beta L_i / 2)} \varepsilon_g \quad , \quad \beta = \sqrt{K_a / E_\ell A_\ell} \quad (4)$$

όπου ε_g είναι η ορθή παραμόρφωση του εδάφους ομοιόμορφα κατανεμημένη καθ' όλο το μήκος της σήραγγας, L_i είναι η απόσταση μεταξύ δύο γειτονικών αρμών (μήκος ενός στοιχείου) και k_i είναι η αξονική δυσκαμψία του αρμού.



Σχήμα 1. Προσομοίωμα για την ανάλυση της σήραγγας στο σύνολο της με επιβολή χρονοϊστοριών μετακινήσεων στις βάσεις των εδαφικών ελατηρίων

Η οριστική μελέτη απαιτεί ένα προσομοίωμα της σήραγγας που να περιγράφει όσον το δυνατό πιστότερα την απόκριση του συστήματος στο σύνολο του συμπεριλαμβάνοντας την μεταβολή των εδαφικών συνθηκών κατά μήκος του άξονα της σήραγγας. Το προσομοίωμα που επιλέγεται παρουσιάζεται στο Σχήμα 1 και αποτελείται από μια σειρά ελαστικών δοκών συνδεδεμένων μεταξύ τους με μη-γραμμικά ελατήρια (αρμοί) και υποστηριζόμενα από κατάλληλα εδαφικά ελατήρια που αντικατοπτρίζουν την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής για διαμήκη οριζόντια, εγκάρσια οριζόντια και κατακόρυφη κίνηση. Την εφαρμογή χρονοϊστοριών μετακινήσεων (και όχι επιταχύνσεων) συνιστούν και οι Ingerslev & Kiyomiya (1997). Τα φαινόμενα λόγω αδρανείας δεν λαμβάνονται υπ' όψη. Η χωρική μεταβλητότητα της σεισμικής κίνησης προσομοιώνεται ως εξής: Σε διακριτές θέσεις κατά μήκος του άξονα της σήραγγας επιβάλλονται στις εδράσεις των ελατηρίων χρονοϊστορίες μετακινήσεων. Η γωνία πρόσπτωσης ως προς τον άξονα της σήραγγας λαμβάνεται ίση με 45° . Η χρονοϊστορία μετακινήσεων υπολογίζεται σε κάθε θέση από την ανάλυση εδαφικής σεισμικής απόκρισης ελευθέρου πεδίου για το τοπικό εδαφικό προφίλ. Στην προκαταρκτική μελέτη η χρονοϊστορία μετακινήσεων λαμβάνεται η ίδια για όλες τις θέσεις. Η διαφορά φάσης μεταξύ των χρονοϊστοριών επιλέγεται έτσι ώστε να αντικατοπτρίζει την οριζόντια φαινόμενη ταχύτητα οδεύοντος σεισμικού κύματος c . Η χρονική υστέρηση άφιξης των σεισμικών κυμάτων προκαλεί ασύγχρονη ταλάντωση των τμημάτων της σήραγγας. Αξονικές δυνάμεις και

καμπτικές ροπές αυξάνουν με μειωνόμενη τιμή του c . Χαρακτηριστικές τιμές της φαινόμενης ταχύτητας κυμαίνονται μεταξύ 1000 m/s και 2500 m/s, Hamada et al. (1982).

Μια παρόμοια μέθοδο ανάλυσης ακολουθούν και οι Anastasopoulos et al. (2007), μόνον που αντί μετακινήσεων επιλέγουν επιταχύνσεις στην προσομοίωση της σεισμικής διέγερσης.

ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΟ ΕΠΙΠΕΔΟ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Η ανάλυση για καταπόνηση της σήραγγας στο επίπεδο της διατομής γίνεται με ψευδοστατική μέθοδο παραμορφώσεων με βάση την απόκριση ελευθέρου πεδίου του εδάφους σε κάθετα διατμητικά κύματα και εφαρμογή καταλλήλων συντελεστών απομείωσης που περιγράφουν τα φαινόμενα της αλληλεπίδρασης εδάφους και κατασκευής. Μία πρώτη εκτίμηση για την τιμή της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης γ_{\max} γίνεται με την απλουστευμένη μέθοδο κατά Newmark

$$\gamma_{\max} = \frac{V_{\max}}{\bar{c}_s} \quad (5)$$

όπου V_{\max} είναι η μέγιστη τιμή της ταχύτητας ταλάντωσης εδαφικού σημείου και \bar{c}_s η ενεργός ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στη περιοχή της διατομής της σήραγγας περιλαμβάνοντας και την εξάρτηση του δυναμικού μέτρου διάτμησης/ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων από το επίπεδο διατμητικής παραμόρφωσης, όπως π.χ. δίνεται προσεγγιστικά στον EC8, Μέρος 5, Πίνακας 4.1 για διάφορες τιμές της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης. Για την οριστική μελέτη εκτελείται μια μονοδιάστατη κυματική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης με ισοδύναμη-γραμμική εδαφική συμπεριφορά (π.χ. με το πρόγραμμα SHAKE) από τα αποτελέσματα της οποίας υπολογίζονται οι διατμητικές παραμορφώσεις στα βάθη που αντιστοιχούν στην οροφή και στη βάση της σήραγγας. Η διαφορική μετακίνηση μεταξύ των δύο αυτών θέσεων είναι $\Delta = \gamma_{\max} h$, όπου h είναι το ύψος της σήραγγας. Η επιρροή της σχετικής δυσκαμψίας εδάφους-επένδυσης στα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής λαμβάνεται υπ' όψη μέσω ενός συντελεστή R , που ορίζεται ως λόγος της μεταβολής του μήκους της διαγωνίου της ορθογώνιας διατομής προς την αντίστοιχη τιμή ελευθέρου πεδίου, Penzien (2000). Η μετακίνηση αυτή $\Delta \cdot R$ επιβάλλεται τελικά στο στατικό σύστημα της διατομής της σήραγγας για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων. Λεπτομέρειες για την εφαρμογή της μεθόδου δίνονται από τους συγγραφείς, Vrettos et al. (2007).

Στην οριστική μελέτη εφαρμόζεται συνήθως διδιάστατη κυματική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων είτε κατά συχνότητα με ισοδύναμη γραμμική συμπεριφορά είτε εν-χρόνω με κατάλληλο μη-γραμμικό καταστατικό προσομοίωμα.

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΕΡΓΟΥ, ΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ ΚΑΙ ΕΔΑΦΙΚΩΝ ΣΥΝΘΗΚΩΝ

Η υπό μελέτη σήραγγα αυτοκινητοδρόμου τεσσάρων λωρίδων διασχίζει έναν κόλπο στην περιοχή της Μεσογείου. Στα δύο άκρα του υποθαλάσσιου τμήματος οι προσβάσεις είναι σχεδιασμένες σε μορφή ανοικτού ορύγματος με διαφραγματικούς τοίχους. Η ορθογωνική διατομή της υποθαλάσσιας σήραγγας έχει πλάτος 36.40m, ύψος 8.45m και μέσο πάχος τοιχωμάτων οπλισμένου σκυροδέματος 1.20m.

Η περιοχή χαρακτηρίζεται από μέτρια ως υψηλή σεισμικότητα. Το επίπεδο ασφάλειας ορίστηκε από τον κύριο του έργου και αντιστοιχεί σε μία περίοδο επανάληψης 2000 ετών. Στις προδιαγραφές του έργου δίνονται οι εξής μέγιστες τιμές της σεισμικής διέγερσης στη επιφανειακή εκδήλωση βράχου ή σκληρού εδαφικού σχηματισμού: επιτάχυνση: 0.35 g, ταχύτητα: 30 cm/s, μετατόπιση: 15 cm. Βασική απαίτηση για την επιλογή κατάλληλης σεισμικής διέγερσης είναι η ικανοποίηση του λόγου επιτάχυνσης προς ταχύτητα και επιτάχυνσης προς μετατόπιση. Από την βάση δεδομένων PEER επελέγη η καταγραφή σε βράχο Palo Alto SLAC Lab, USGS Station 1601 του σεισμού Loma Prieta 1989 με τις εξής μέγιστες τιμές της δεσπόζουσας οριζόντιας συνιστώσας (SLC360): επιτάχυνση 0.278 g, ταχύτητα: 29.3 cm/s, μετατόπιση: 9.72 cm. Για την ακόλουθη ανάλυση σεισμικής απόκρισης το επιταχυνσιογράφημα πολλαπλασιάστηκε με 1.26 για να δώσει την τιμή 0.35g των προδιαγραφών του έργου.

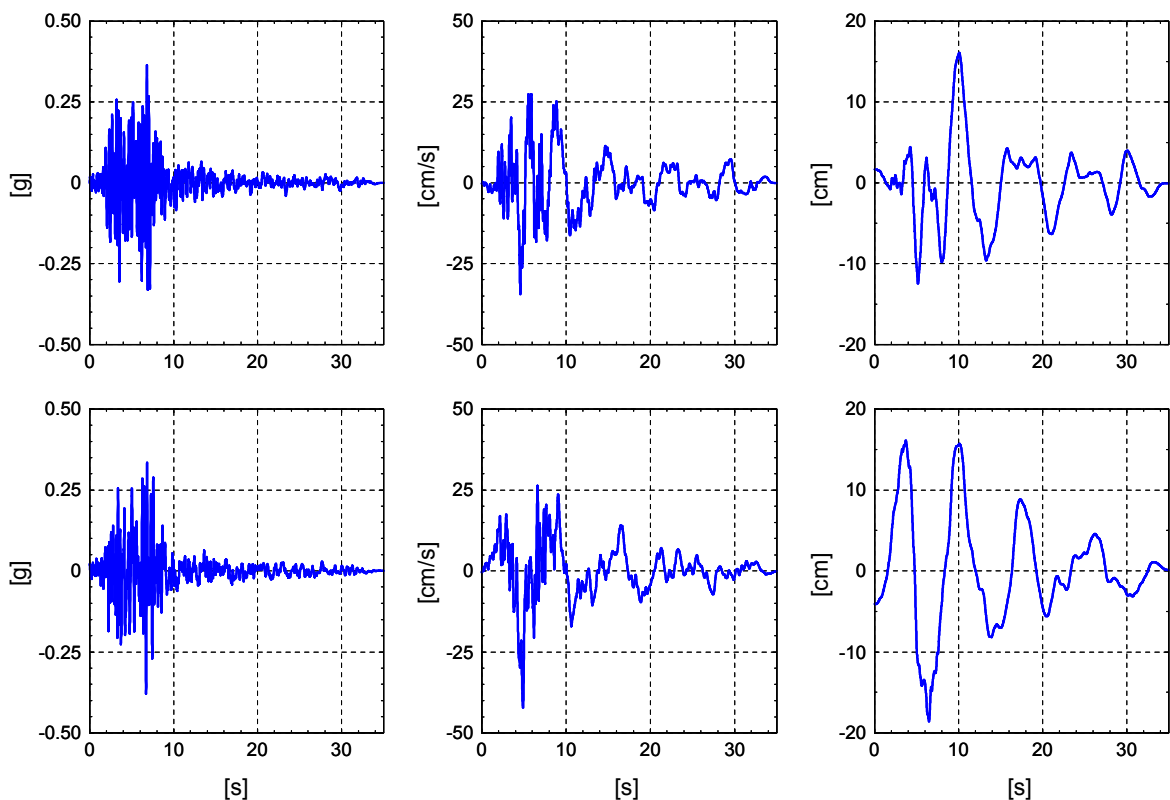
Η στρωματογραφία κατά μήκος της σήραγγας είναι ομαλή. Οι επιτόπου διερευνήσεις περιελάμβαναν γεωτρήσεις με SPT και μερικές δοκιμές κώνου CPT. Εργαστηριακές δοκιμές περιελάμβαναν τα κοινά πειράματα χαρακτηρισμού εδαφών, μέτρησης μέτρου παραμόρφωσης και διατμητικής αντοχής. Το τυπικό γεωτεχνικό προφίλ περιλαμβάνει στην επιφάνεια χαλαρά ιλυοαργιλώδη θαλάσσια ιζήματα ML, CL-ML. Ακολουθεί μια μεταβατική στρώση μέσης συνεκτικότητας CL, CS που εδράζεται σε στρώσεις σιφρών έως σκληρών αργίλων, αμμώδων άργιλοι και αργιλωδών άμμων CL-CH, SC. Τιμές δυναμικών παραμέτρων εδάφους εκτιμήθηκαν από δεδομένα των τευχών δημοπράτησης όπως επίσης από την διεθνή βιβλιογραφία και ίδια εμπειρία.

ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ

Αναλύσεις της σεισμικής απόκρισης του εδάφους εκτελέστηκαν με τον κώδικα SHAKE για ένα αντιπροσωπευτικό “βασικό” εδαφικό προφίλ αποτελούμενο από μία επιφανειακή στρώση μαλακού εδάφους πάχους 25 m υπερκείμενη μιας στρώσης από σκληρότερο έδαφος πάχους 40 m (ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων $c_s = 400$ m/s) πάνω σε υπόβαθρο βράχου / σκληρού εδάφους ($c_s = 500$ m/s). Για την επιφανειακή στρώση ελήφθη υπ’ όψη ταχύτητα διάδοσης μεταβαλλόμενη συνεχώς με το βάθος ($c_s = 200$ m/s έως 300 m/s). Εκτός από το “βασικό” εδαφικό προφίλ αναλύθηκε και ένα “μαλακό” εδαφικό προφίλ, που χαρακτηρίζεται από μια κατά 25% χαμηλότερη τιμή ταχύτητας διάδοσης διατμητικών κυμάτων στις δύο επάνω στρώσεις. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους εκτιμήθηκε με βάση τον δείκτη πλαστιμότητας από τα διαγράμματα των Vucetic and Dobry (1991). Οι εξής

μέγιστες τιμές υπολογίστηκαν στην επιφάνεια του μαλακού εδάφους: επιτάχυνση: 0.50 g, ταχύτητα: 50 cm/s, μετατόπιση: 14 cm.

Στο επόμενο βήμα επιλέγεται μία κατάλληλη σεισμική καταγραφή προς χρήση στην ανάλυση της καταπόνησης της σήραγγας στο σύνολό της. Οι προδιαγραφές του έργου απαιτούν μια σύγχρονη διέγερση με δύο οριζόντιες συνιστώσες και μια κατακόρυφη. Από την βάση δεδομένων PEER επιλέγεται μια καταγραφή που έχει κατά προσέγγιση την ίδια σχέση επιτάχυνσης προς ταχύτητα και προς μετατόπιση με την παραπάνω ομάδα τιμών και στις δυο οριζόντιες διευθύνσεις. Η καταγραφή αυτή προέρχεται από τον σεισμό Imperial Valley 1979 στο σταθμό 5058 El Centro Array #11. Οι εδαφικές συνθήκες αντιστοιχούν σε έδαφος με μέση τιμή διάδοσης διατμητικών κυμάτων από 180 m/s έως 360 m/s για βάθος μέχρι 30 m. Οι καταγραφές αυτές ανάγονται κατάλληλα έτσι ώστε να προκύπτει στην δεσπόζουσα οριζόντια διεύθυνση μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.50 g. Η κατακόρυφη συνιστώσα ανάγεται σε τιμή ίση με 70% της τιμής της οριζόντιας συνιστώσας. Οι προκύπτουσες τιμές συνοψίζονται στον Πίνακα 1. Οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες παρουσιάζονται στο Σχήμα 2. Διακρίνει κανείς ότι και οι δύο τιμές της ταχύτητας συμφωνούν με την τιμή των 50 cm/s όπως αυτή προέκυψε από την ειδική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης εδάφους.



Σχήμα 2. Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης για τις δύο οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού σχεδιασμού

Πίνακας 1. Μέγιστες τιμές χρονοϊστοριών σεισμού σχεδιασμού στην επιφάνεια εδάφους

Συνιστώσα		Επιτάχυνση a[g]	Ταχύτητα [m/s]	Μετατόπιση [cm]
Οριζόντια	H-E11 140	0.479	45.4	21.1
Οριζόντια	H-E11 230	0.500	55.4	24.5
Κατακόρυφη	H-E11 UP	0.350	27.8	17.1

Για την ανάλυση στο επίπεδο της διατομής μια πρώτη εκτίμηση της διατμητικής παραμόρφωσης γίνεται μέσω της σχέσης (5) και εφαρμογής του συντελεστή του EC8, Μέρος 5 για την επιρροή του επιπέδου διατμητικής παραμόρφωσης. Για το αντιπροσωπευτικό εδαφικό προφίλ η τιμή που προκύπτει είναι σε συμφωνία με τα αποτελέσματα της ανάλυσης σεισμικής απόκρισης με τιμές που κυμαίνονται μεταξύ 0.15% και 0.25%. Για τον σχεδιασμό επιλέχτηκε μια μέση τιμή διατμητικής παραμόρφωσης $\gamma_{\max} = 0.2\%$

ΕΔΑΦΙΚΑ ΕΛΑΤΗΡΙΑ

Για την ανάλυση της απόκρισης της σήραγγας στο σύνολό της απαιτούνται οι τιμές των εδαφικών ελατηρίων που περιγράφουν τα κύρια χαρακτηριστικά της αλληλεπίδρασης εδάφους-σήραγγας. Για τον προσδιορισμό των σταθερών των ελατηρίων δεν υπάρχει σύμφωνη γνώμη μεταξύ των μελετητών μηχανικών. Η μέθοδος που εφαρμόζεται εδώ αναπτύχθηκε στα πλαίσια του σχεδιασμού της υποθαλάσσιας σήραγγας Πρέβεζας/Ακτίου και περιγράφεται εκτενώς στην εργασία Vrettos & Savidis (2004). Μερικές άλλες προτάσεις από την διεθνή βιβλιογραφία χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της μεθόδου. Οι παράμετροι που πρέπει να ληφθούν υπ' όψη είναι η γεωμετρία του θεμελίου, το βάθος θεμελίωσης και η μη-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους/θεμελίου. Οι τιμές των εδαφικών ελατηρίων υπολογίζονται για ένα άκαμπτο στοιχείο (σπόνδυλο) της σήραγγας με λόγο πλευρών 5:1 και πλάτος ίσο με 36.40 m. Οι βασικές παραδοχές είναι: άκαμπτη ορθογώνια πλάκα, στατικές συνθήκες φόρτισης, πλήρης επαφή μεταξύ πλάκας (σήραγγας) και εδάφους θεμελίωσης και γραμμική-ελαστική ανάλυση. Το ενεργό μέτρο διάτμησης \bar{G} είναι ίσο με αυτό που προκύπτει από την ισοδύναμη μη-γραμμική ανάλυση σεισμικής απόκρισης εδάφους, είναι δηλαδή ένα μειωμένο μέτρο διάτμησης που περιλαμβάνει τη επιρροή του επιπέδου διατμητικής παραμόρφωσης λόγω της σεισμικής φόρτισης. Οι προσεγγιστικές εξισώσεις που δίνονται στη βιβλιογραφία για τις στατικές δυσκαμψίες θεμελίων, π.χ. Gazetas (1991), οδηγούν στην προκειμένη περίπτωση στις εξής τιμές: $k_x = 2.38 \bar{G}$ για διαμήκη οριζόντια κίνηση, $k_y = 2.81 \bar{G}$ για εγκάρσια οριζόντια κίνηση και $k_z = 3.65 \bar{G}$ για κατακόρυφη κίνηση. Όλες οι τιμές είναι αναγμένες σε μέτρο μήκους της σήραγγας. Οι τιμές των ελατηρίων στην διαμήκη διεύθυνση συμφωνούν με την πρόταση των Clough & Penzien (1993) και επιλέγεται κατά προσέγγιση μία τιμή ίση με $k_x = 3\bar{G}$. Οι τιμές αυτές θεωρούνται ως η "καλύτερη δυνατή εκτίμηση". Στα πλαίσια της διαστασιολόγησης της σήραγγας εξετάζεται μία μεταβολή της τάξης του $\pm 30\%$.

Λόγω της πεπερασμένης διατμητικής αντοχής του εδάφους στην διεπιφάνεια εδάφους-σήραγγας η μέγιστη δύναμη του εδαφικού ελατηρίου για διαμήκεις μετακινήσεις είναι περιορισμένη, στην προκειμένη περίπτωση υπολογίζεται ίση με $T_{\max} = 1230$ kN ανά μέτρο μήκους της σήραγγας.

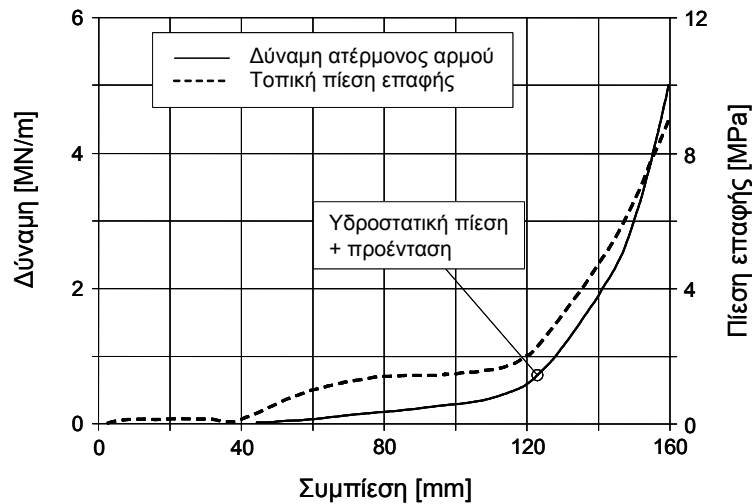
Λεπτομέρειες των υπολογισμών καθώς επίσης και μια συγκριτική αξιολόγηση άλλων προτάσεων για την εκτίμηση των σταθερών των εδαφικών ελατηρίων παρουσιάζεται από τους συγγραφείς αλλού, Vrettos et al. (2007).

ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ ΣΤΟ ΣΥΝΟΛΟ ΤΗΣ

Ο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η εκτίμηση δύο μεγεθών καθοριστικής σημασίας για την μέθοδο κατασκευής και το κόστος της σήραγγας: α) την μέγιστη εφελκυστική τάση προκαλούμενη από τον σεισμό σχεδιασμού στα στοιχεία της σήραγγας, η οποία καθορίζει το αναγκαίο επίπεδο προέντασης προς αποφυγή της αποσύνδεσης των αρμών μεταξύ των επιμέρους σπονδύλων μήκους 25m και β) την παραμόρφωση των ευκάμπτων αρμών μεταξύ των τμημάτων της σήραγγας. Το δεύτερο κριτήριο αντικατοπτρίζει την καταλληλότητα των αρμών τύπου Gina για την εξασφάλιση της στεγανότητας της σήραγγας. Η τιμή των δύο μεγεθών αυξάνει με την αύξηση του μήκους των μονολιθικών στοιχείων της σήραγγας, έτσι ώστε η εξέταση της επιρροής αυτής της παραμέτρου να αποτελεί έναν επιπλέον στόχο του σχεδιασμού. Εξετάστηκαν δύο εναλλακτικές λύσεις για την σήραγγα συνολικού μήκους 1350 m: α) στοιχεία μήκους 225 m όπου κάθε τμήμα αποτελείται από 9 επιμέρους σπονδύλους μήκους 25m και β) στοιχεία μήκους 150 m με 6 x 25m επιμέρους σπονδύλους. Η διατομή της σήραγγας έχει επιφάνεια $A_\ell = 123.29 \text{ m}^2$ και ροπή αδρανείας $I_\ell = 1326 \text{ m}^4 / 15740 \text{ m}^4$. Για την φαινόμενη ταχύτητα οδεύοντος σεισμικού κύματος λαμβάνεται συντηρητικά $c = 1500 \text{ m/s}$.

Για τους αρμούς τύπου Gina επιλέγεται ο τύπος ETS 200-260 SN, του οποίου η μη-γραμμική σχέση δύναμης-παραμόρφωσης δίνεται στο Σχήμα 3. Οι δυσκαμψίες (διαμήκης και δύο σπρεπτικές) του αρμού εξαρτώνται ως εκ τούτου από το μέγεθος της υδροστατικής πίεσης και τον βαθμό προέντασης του αρμού. Η δύναμη προέντασης λαμβάνεται ίση με 39.26 MN, που αντιστοιχεί περίπου στο 40% της δύναμης διαρροής 17 τενόντων 19 Ø 0.6". Η επιλογή αυτή οδηγεί σε συνδυασμό με την μέγιστη υδροστατική πίεση (35.2 MN) σε μια αξιοσημείωτη συμπίεση (περίπου 123 mm) του αρμού τύπου Gina, βλέπε Σχήμα 3. Με βάση αυτή τη παραδοχή η προένταση θεωρείται ως φορτίο. Στη οριστική μελέτη η δυσκαμψία των τενόντων υπολογίζεται επακριβώς ανάλογα με τον βαθμό προέντασης που θα επιλεγεί. Περισσότερες λεπτομέρειες δίνονται σε άλλη εργασία των συγγραφέων, Vrettos et al. (2007).

Τα βασικά αποτελέσματα της ανάλυσης συνοψίζονται στον Πίνακα 2 για τις δύο περιπτώσεις που εξετάστηκαν (μήκος στοιχείων 225 m και 150 m αντίστοιχα). Δίδονται οι μέγιστες/ελάχιστες τιμές τάσεων στα τμήματα της σήραγγας και το εύρος της συμπίεσης των αρμών. Οι στήλες στον πίνακα αντιστοιχούν στην κίνηση της οποίας εξετάζονται οι μέγιστες/ελάχιστες τιμές και περιλαμβάνουν επίσης τη ταυτόχρονη δράση των άλλων συνιστωσών. Για να δειχθεί η επίδραση της κάθε συνιστώσας της σεισμικής κίνησης, μια ξεχωριστή γραμμή στον πίνακα δίνει το αποτέλεσμα λόγω δράσης μόνον της εξεταζόμενης συνιστώσας (συμπεριλαμβανομένης της υδροστατικής πίεσης) και μια επιπλέον γραμμή το αποτέλεσμα μόνον λόγω της υδροστατικής πίεσης.



Σχήμα 3. Υπερ-ελαστική συμπεριφορά αρμού Gina

Πίνακας 2. Αποτελέσματα στατικής ανάλυσης

Μέγιστη τάση δοκών [MPa]						
Κυρίαρχη συνιστώσα	Διαμήκης απόκριση		Εγκάρσια απόκριση		Κατακόρυφη απόκριση	
Διαμήκης	S (max. vel.)	-S (max. vel.)	W (conc.)	-W (conc.)	-S (conc.)	-S (conc.)
Εγκάρσια	W (conc.)	W (conc.)	S (max. acc.)	S (max. acc.)	W (conc.)	W (conc.)
Κατακόρυφος	V (conc.)	V (conc.)	V (conc.)	V (conc.)	V (max. acc.)	V (max. acc.)
Συνολικά	-4.85 [-3.73]	0.65 [0.23]	-2.02 [-1.34]	0.40 [0.01]	-1.57 [-1.28]	0.13 [0.03]
Μόνο κυρίαρχη συνιστώσα	S (max. vel.)	-S (max. vel.)	S (max. acc.)	S (max. acc.)	V (max. acc.)	V (max. acc.)
	-4.49 [-3.51]	0.79 [0.37]	-1.54 [-1.10]	-0.08 [-0.09]	-0.79 [-0.85]	-0.08 [-0.09]
Υδροστατική	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35	-0.35
Παραμόρφωση αρμών [mm]						
	-161 to -150 [-157 to -123]	-104 to -60 [-120 to -76]	-143 to -120 [-137 to -113]	-127 to -100 [-131 to -105]	-146 to -124 [-141 to -123]	-120 to -96 [-122 to -105]

Σημείωση: S, W και V αντιστοιχούν στη ισχυρή οριζόντια, στην ασθενή οριζόντια και στην κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού σχεδιασμού. Θετικές τιμές τάσεων σημαίνουν εφελκυσμό, αρνητικές τιμές παραμόρφωσης δείχνουν κλείσιμο του αρμού. Τιμές εκτός παρενθέσεων είναι για το σύστημα 6 στοιχείων μήκους 225 m, τιμές σε παρενθέσεις για το σύστημα 9 στοιχείων μήκους 150 m.
conc. = ταυτόχρονα, max. vel. = μέγιστη ταχύτητα, max. acc. = μέγιστη επιτάχυνση.

Τα ακόλουθα συμπεράσματα εξαγονται από τον Πίνακα 2:

α) Η διαμήκης συνιστώσα κυριαρχεί την σεισμική απόκριση της σήραγγας, τόσο από πλευράς εφελκυστικών τάσεων στα στοιχεία όσο και από πλευράς παραμορφώσεων των αρμών.

β) Οι εφελκυστικές τάσεις λόγω σεισμικής δράσης στα στοιχεία (συμπεριλαμβανομένης της ευνοϊκής επίδρασης της υδροστατικής πίεσης) κυμαίνονται μεταξύ 0.79 MPa για μήκος

στοιχείου 225 m και 0.37 MPa για μήκος στοιχείου 150 m. Οι τάσεις αυτές καθορίζουν τον βαθμό διαμήκους προέντασης των στοιχείων.

γ) Η συμπίεση των αρμών τύπου Gina κυμαίνεται μεταξύ των εξής τιμών: -60 mm μέχρι -161 mm για μήκος στοιχείου 225 m και -76 mm μέχρι -157 mm για μήκος στοιχείου 150 m. Οι παραμορφώσεις αυτές συμπεριλαμβάνουν την δράση της υδροστατικής πίεσης και της (λαμβάνομένης ως σταθερά) δύναμης προέντασης 39.26 MN σε κάθε αρμό.

Η ανάλυση έδειξε ότι και οι δύο τύποι στοιχείων ικανοποιούν τις τεχνικές απαιτήσεις του έργου. Ωστόσο το σύστημα με τα βραχύτερα στοιχεία φαίνεται να προφέρει σημαντικά πλεονεκτήματα αναφορικά με την σεισμική απόκριση.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η προτεινόμενη μεθοδολογία ενσωματώνει όλα τα ουσιώδη στοιχεία για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης αβαθών σήραγγων σε μαλακά εδάφη. Στα πλαίσια της οριστικής μελέτης απαιτείται μια πιο εξειδικευμένη εξέταση της μεταβολής των εδαφικών ελατηρίων κατά μήκος της σήραγγας λόγω της στρωματογραφίας αλλά και των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης όπως και της τιμής της φαινόμενης ταχύτητας διάδοσης των κυμάτων. Επίσης δείχτηκε ότι η ταχύτητα ταλάντωσης εδαφικού στοιχείου είναι εξίσου σημαντική με την επιτάχυνση για τον υπολογισμό των εσωτερικών δυνάμεων και των παραμορφώσεων σε κατασκευές αυτού του τύπου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- AFPS/AFTES (2001), *Guidelines on Earthquake Design and Protection of Underground Structures*.
- Anastasopoulos, I., Gerolymos, N., Drosos, V., Kourkoulis, R., Georgarakos, T., and Gazetas, G. (2007), "Nonlinear response of deep immersed tunnel to strong seismic shaking", *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*, 133 (9), pp. 1067-1090.
- Clough, R.W., and Penzien, J. (1993), *Dynamics of Structures*, 2nd Edition, McGraw-Hill.
- European Committee for Standardization CEN (2003), *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*.
- Gazetas, G. (1991), "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 117, pp. 1363-1381.
- Hamada, M., Shiba, Y., and Ishida, O. (1982) "Earthquake observation on two submerged tunnels at Tokyo Port", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference*, Southampton, pp. 723-735.
- Hashash, Y.M.A., Duhee Park, D., and 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, pp. 435-441.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., and Yao, J.I.C. (2001), "Seismic analysis and design of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), pp. 247-293.
- Ingerslev, C., and Kiyomiya, O. (1997), "Chapter 8. Earthquake Analysis", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 12(2), pp. 158-162.
- Kiyomiya, O. (1995) "Earthquake-resistant design features of immersed tunnels in Japan", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 10(4), pp. 463-475.

- Kuesel, T.R. (1969) "Earthquake design criteria for subways" *J. Struct. Div. ASCE*, 95 (ST6), pp. 1213-1231.
- Newmark, N.M. (1967) "Problems in wave propagation in soil and rock", *Proc. Int. Symp. Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, New Mexico, Univ. of New Mexico Press.
- Penzien, J. (2000) "Seismically induced racking of tunnel linings", *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 29, pp. 683-691.
- St. John, C.M., and Zahrah, T.F. (1987), "Aseismic design of underground structures", *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2(2), pp. 165-197.
- Vrettos, C., Kalias, B., Panagiotakos, T., and Richter, T. (2007), "Seismic response analysis of an immersed tunnel using imposed deformations", *Proc. 4th Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering*, Thessaloniki, Paper No. 1473.
- Vrettos, C. (2005) "Earthquake resistant design of tunnels", *Rational Tunnelling, 2nd Summerschool*, Innsbruck, D. Kolymbas & A. Laudahn (Eds), pp. 261-283.
- Vrettos, C., and Savidis, S. (2004), "Seismic design of the foundation of an immersed tube tunnel in liquefiable soil", *Rivista Italiana di Geotecnica*, 38(4), pp. 41-50.
- Vucetic, M., and Dobry, R. (1991) "Effect of soil plasticity on cyclic response", *J. Geotech. Eng. ASCE*, 117, pp. 89-107.
- Wang, J.N. (1993), *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*, Monograph 7, Parsons Brinckerhoff Quade and Douglas, Inc., New York.