

Γέφυρα Νέστου: Κίνδυνος Εκτεταμένης Ρευστοποίησης, Αντιμετώπιση με Πασσάλους και Βελτίωση

Nestos Bridge: Risk of Extended Liquefaction, Counter-Measures with Piles and Soil Improvement

ΚΛΗΜΗΣ, Ν. Δρ Πολιτικός Μηχανικός, Κύριος Ερευνητής ΙΤΣΑΚ
ΑΠΟΣΤΟΛΟΥ, Μ. Πολιτικός Μηχανικός, Υποψήφιος Διδάκτωρ ΕΜΠ
ΑΝΑΣΤΑΣΙΑΔΗΣ, Α. Δρ Πολιτικός Μηχανικός, Κύριος Ερευνητής ΙΤΣΑΚ
ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ, Ι. Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Μεταδιδάκτωρ Ερευνητής ΕΜΠ
ΓΚΑΖΕΤΑΣ, Γ. Δρ Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής ΕΜΠ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Το έδαφος θεμελιώσεως των βάθρων της γέφυρας του ποταμού Νέστου περιλαμβάνει καθαρές έως ιλυώδεις άμμους, χαλαρής έως μέσης πυκνότητας πάχους 12 έως 15m περίπου. Η εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησής τους πραγματοποιείται με ημι-εμπειρικές μεθόδους βασιζόμενες σε δοκιμές SPT, CPT και V_s . Τα αποτελέσματά τους συγκρίνονται με 1-Δ θεωρητικές αναλύσεις μη-γραμμικής εδαφικής απόκρισης οδηγώντας στον καθορισμό της επικίνδυνης ζώνης με ακρίβεια και αξιοπιστία. Η διερεύνηση των επιπτώσεων της ρευστοποίησης επί των πασσάλων θεμελιώσεως βασίζεται στην πρόσφατη Ιαπωνική εμπειρία. Το φαινόμενο αναλύεται σε τρία διακριτά, διαδοχικά στάδια: 'πριν', 'κατά την διάρκεια' και 'μετά' την σεισμική διέγερση συμπεριλαμβάνοντας την οριζόντια εξάπλωση του εδάφους με απλουστευμένο τρόπο. Τα αντίμετρα συνίστανται στην κατασκευή ικανού αριθμού εδαφοπασσάλων μεταξύ των πασσάλων θεμελιώσεως σε ορισμένα από τα βάθρα της γέφυρας.

ABSTRACT: A major bridge over Nestos river, is founded on fluvial deposits containing potentially liquefiable sand and silty sand in a medium-dense to loose state, for a total thickness of 12m to 15m. The risk for an extended liquefaction scenario is evaluated with high accuracy and reliability upon the current state of practice of semi-empirical methodologies based on SPT, CPT and V_s profiles, applied to assess the safety factor against liquefaction, and then compared with results of theoretical 1-D nonlinear effective stress analyses. The consequences of liquefaction on piles are determined through a methodology inspired by the recent Japanese experience, which calls for three distinct and successive stages: "before", "during", and "after" liquefaction, including lateral spreading, in a simplified way. Specific counter-measures are proposed, such as construction of stone-columns arranged between the piles of some of the bridge piers.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ - ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΕΡΓΟΥ

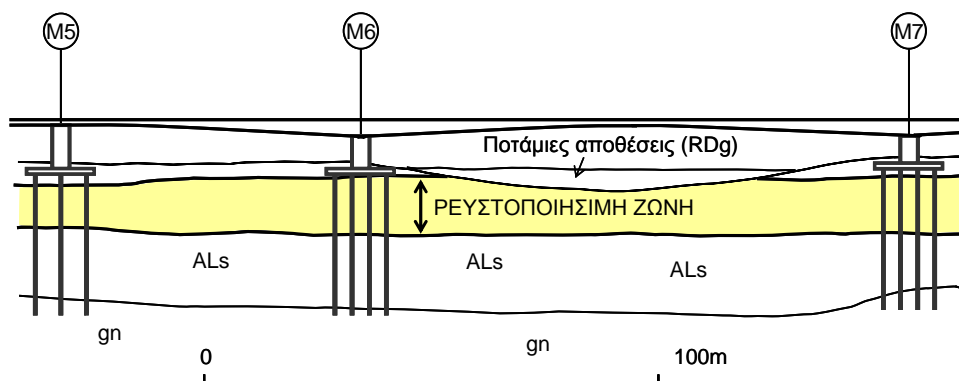
Η εργασία αναφέρεται στην έδραση της γέφυρας του ποταμού Νέστου στον αυτοκινητόδρομο της Εγνατίας Οδού στην Ανατολική Μακεδονία. Η εξεταζόμενη περιοχή είναι πρακτικώς επίπεδη με πολύ μικρές αμφίπλευρες κλίσεις 0,5% έως 1,5% προς την κοίτη του ποταμού. Η γέφυρα αποτελείται από δύο ανεξάρτητους κλάδους μήκους 952m, με είκοσι ανοίγματα και μήκη κεντρικών ανοιγμάτων 65m, 120m και 65m. Ένα τμήμα της γέφυρας που περιλαμβάνει τα μεσόβαθρα M5, M6, M7 και περιβάλλει την κοίτη του ποταμού παρουσιάζεται στο Σχ. 1. Το υπέδαφος αποτελείται από χαλαρές έως μέσης πυκνότητας ιλυώδεις άμμους με μικρού

πάχους ενστρώσεις από αμμοχάλικα και ιλο-αμμώδεις αργίλους. Σε βάθος 40m περίπου συναντάται το καλής ποιότητας γνευσιακό υπόβαθρο.

Οι εδαφικές στρώσεις είναι επιρρεπείς σε ρευστοποίηση στην περίπτωση ισχυρής σεισμικής διέγερσης. Η ολοκληρωμένη μελέτη καθορισμού του κινδύνου γενικευμένης ρευστοποίησης στην περιοχή τεκμηριώνεται από προσεκτικά συνδυασμένα αποτελέσματα προερχόμενα: (α) από τις ημι-εμπειρικές μεθοδολογίες της πλέον πρόσφατης διεθνούς πρακτικής (SPT, CPT και μετρήσεις V_s), (β) από σειρά 1-Δ μη-γραμμικών και ισοδυνάμων-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων της εδαφικής απόκρισης. Για τις επιπτώσεις της ρευστοποιούμενης ζώνης στους πασσάλους

θεμελίωσης, σύμφωνα με την υφιστάμενη διεθνή γνώση και πρακτική δεν υπάρχει 'καθολική' λύση για σύνθετα συστήματα όπως: έδαφος-ομάδα πασσάλων-βάθρο-γέφυρα, σε συνθήκες ρευστοποίησης και 'οριζόντιας

εξάπλωσης' του εδάφους. Ωστόσο, από την εμπειρία του σεισμού του Kobe (1995) προέκυψαν απλοποιημένες μέθοδοι ανάλυσης οι οποίες ενσωματώθηκαν στον Ιαπωνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (JSCE, 2000).



Σχήμα 1 Τμήμα της γέφυρας το οποίο περιλαμβάνει το κεντρικό άνοιγμα των 120m το οποίο γεφυρώνει την κοίτη του ποταμού.

Figure 1 A section of the bridge including the 120m long, central span over the riverbed

2. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΚΑΙ ΕΥΑΙΣΘΗΣΙΑ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Η περιοχή ενδιαφέροντος καλύπτεται επιφανειακά από ποτάμιες αποθέσεις που διακρίνονται σε αποθέσεις κοίτης (άμμοι, χαλίκια, κροκάλες) και σε αλλουβιακές αποθέσεις αμμόδους έως αμμοϊλυώδους σύστασης με κυμαινόμενο ποσοστό αργιλοίλου και χαλικών σημαντικού πάχους με μεγάλη διακύμανση. Το γεωλογικό υπόβαθρο της περιοχής δομείται κυρίως από βιοτιτικούς γνευσίους (gn) με παρεμβολές αμφιβολιτών και μαρμάρων. Η στάθμη του υπόγειου υδάτινου οριζοντα κυμαίνεται σε βάθος από 1.5m έως 6m. Οι αλλουβιακές αποθέσεις παρουσιάζουν ανομοιομορφία, ως προς τη σύσταση με βάση το ποσοστό ιλύος - αργιλοίλου, οπότε και κατατάσσονται ανάλογα στις ακόλουθες κατηγορίες κατά USCS: SP, SM, SM-SP, SW, SM-SW. Σε λίγες περιπτώσεις παρουσιάζεται τοπικά αυξημένο κλάσμα αργιλικού υλικού και εμφανίζονται χαρακτηρισμοί: CL και SC. Τέλος, σε ορισμένες θέσεις συναντώνται ενστρώσεις χαλικών με κυμαινόμενο ποσοστό ιλύος καθώς επίσης και ενστρώσεις ιλύων- αμμοϊλύν με κυμαινόμενο ποσοστό οργανικών.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των γεωρευνητικών προγραμμάτων ο μέσος αριθμός κρούσεων της τυποποιημένης δοκιμής διεύθυνσης είναι $N_{SPT} = 23$ με τυπική απόκλιση ± 11 επί συνόλου 200 δοκιμών

περίπου. Ο προσδιορισμός της 'ευαισθησίας' έναντι ρευστοποίησης γίνεται με εφαρμογή κριτηρίων που αφορούν την σύσταση, το μέγεθος των κόκκων, την κοκκομετρική διαβάθμιση και τα φυσικά χαρακτηριστικά τους. Τα κριτήρια αυτά διαμορφώθηκαν μέσω εργαστηριακών δοκιμών και παρατηρήσεων σε ρευστοποιηθέντα εδάφη. Εδαφικοί σχηματισμοί κοκκώδους σύστασης με καλή κοκκομετρική διαβάθμιση είναι λιγότερο 'ευαίσθητοι' σε ρευστοποίηση σε σχέση με άλλους ομοιόμορφης κοκκομετρικής διαβάθμισης, καθώς διέπονται από μικρότερες ογκομετρικές αλλαγές σε στραγγιζόμενες συνθήκες και άρα ανάπτυξη μικρότερων υπερπίεσεων σε αστράγγιστες συνθήκες. Σε περίπτωση αυξημένου ποσοστού αργίλου, ιλύος ή χαλικών εφαρμόζονται επιπρόσθετα κριτήρια σχετικά με την πλασιμότητα του εδάφους, την φυσική υγρασία και το ποσοστό του λεπτοκόκκου κλάσματος προκειμένου να προκύψει ο χαρακτηρισμός 'ευαισθησίας' σε ρευστοποίηση (π.χ. κατά Finn et al., 1994).

3. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΚΑΙ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΚΙΝΔΥΝΟΥ ΕΚΤΕΤΑΜΕΝΗΣ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

3.1 Μεθοδολογίες αναλύσεων

Η μελέτη των εδαφικών σχηματισμών της περιοχής θεμελίωσης της γέφυρας βασίσθηκε στη θεωρία της 1-Δ κυματικής ανάλυσης

καθώς η διαστρωμάτωση των εδαφικών σχηματισμών είναι πρακτικά οριζόντια και εκτεινόμενη σε πολύ μεγάλη απόσταση. Η επιλογή των σεισμικών διεγέρσεων βασίσθηκε στην κατά το δυνατόν καλύτερη αποτύπωση των σεισμοτεκτονικών, και τοπικών εδαφικών συνθηκών του τεχνικού έργου. Περιέλαβε δε, επιταχυνσιογραφήματα (εννέα συνολικώς) του ελληνικού και διεθνούς χώρου.

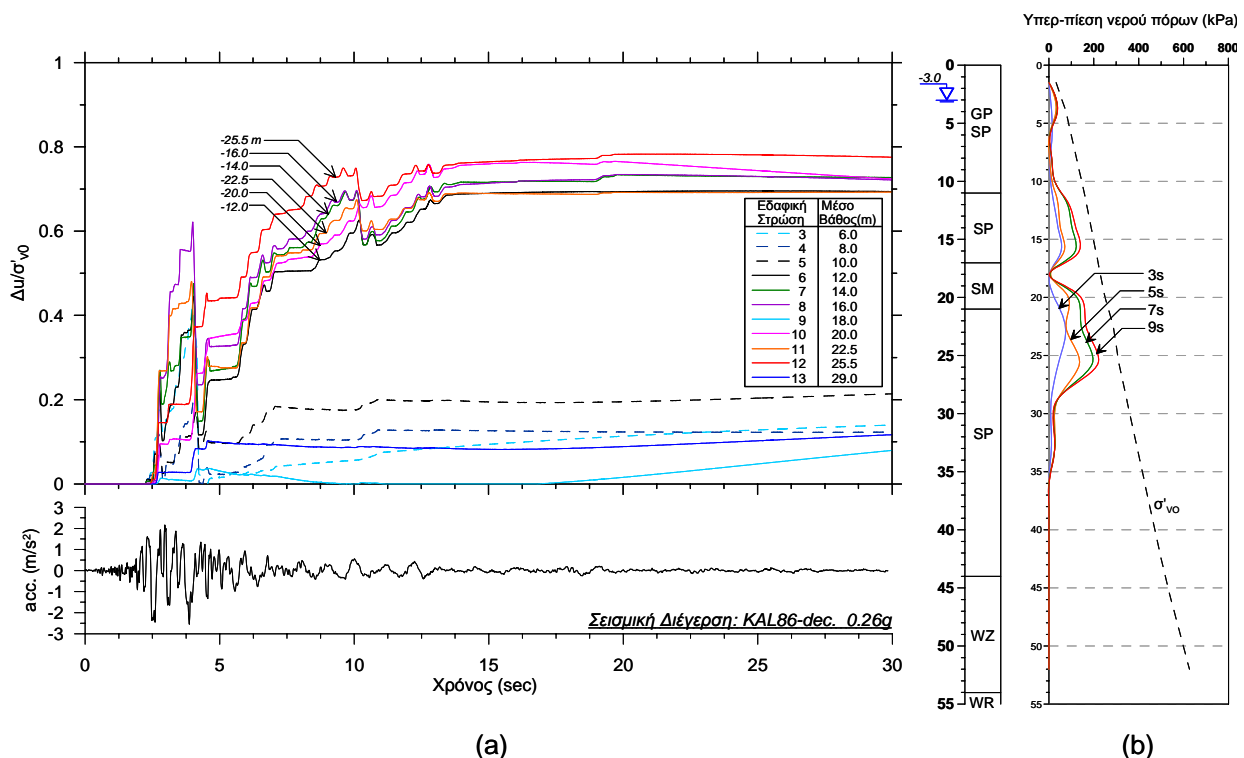
Η κορυφαία εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε συνθήκες 'επιφανειακής εμφάνισης βράχου' προέκυψε 0.26g, ως αποτέλεσμα της μελέτης σεισμικής επικινδυνότητας, αλλά και των κανονιστικών διατάξεων του ΕΑΚ2000 με τους κατάλληλους συντελεστές σπουδαιότητας του έργου και την επαύξηση λόγω ενδεχόμενης γεινίασης σε σεισμικά ενεργό ρήγμα. Στις περιπτώσεις όπου οι χρονοϊστορίες που χρησιμοποιούνται ως σεισμικές διεγέρσεις για τις αναλύσεις, έχουν καταγραφεί σε περιοχές με διαφορετικό εδαφικό προφίλ, προηγήθηκε αποσυνέλιξη προκειμένου να 'αφαιρεθεί' η επίδραση αυτή έτσι ώστε όλες οι καταγραφές να μπορούν να θεωρηθούν σε συνθήκες 'επιφανειακής εμφάνισης βράχου'.

Οι πραγματοποιηθείσες 1-Δ αναλύσεις εδαφικής απόκρισης διακρίνονται σε αναλύσεις ολικών και ενεργών τάσεων. Οι τελευταίες είναι καταλληλότερες για την αντιμετώπιση φαινομένων σχετικών με την ρευστοποίηση. Ενδεικτικά αποτελέσματα δίνονται στο Σχ. 2. Στις δυναμικές, κατά-συχρότητα αναλύσεις ολικών τάσεων, η συμπεριφορά του εδάφους περιγράφεται με το ισοδύναμο-γραμμικό προσομοίωμα. Οι καμπύλες μεταβολής του μέτρου διάτμησης και του λόγου απόσβεσης ως προς την διατμητική παραμόρφωση (καμπύλες G/G_{max} - ξ και γ - ξ) επιλέγονται με βάση τη διεθνή βιβλιογραφία για παρόμοια υλικά (π.χ. Ishibashi & Zhang, 1993; Αναστασιάδης, 1994; Vucetic & Dobry, 1991). Η ανάλυση ευωδούται μέσω του αριθμητικού κώδικα SHAKE (Schnabel et al, 1971). Η μελέτη της εδαφικής απόκρισης επικεντρώθηκε στο κεντρικό τμήμα της περιοχής του έργου όντας η πλέον χαρακτηριστική, αλλά και η δυσμενέστερη από πλευράς κινδύνου ρευστοποίησης.

Στην παρούσα μελέτη, μη-γραμμικές, εν-χρόνω αναλύσεις ενεργών τάσεων πραγματοποιήθηκαν κατ' αρχήν με το ελαστοπλαστικό ανακυκλικό καταστατικό προσομοίωμα του λογισμικού κώδικα

CyberQuake V1.0 (BRGM, 1998) το οποίο βασίζεται στο εδαφικό προσομοίωμα του Hujieux (1985). Επιπλέον, μη-γραμμικές αναλύσεις ενεργών τάσεων υλοποιήθηκαν με χρήση του λογισμικού SUMDES (Li et al., 1992) το οποίο βασίζεται στο υπό-πλαστικό προσομοίωμα απλοποιημένης μορφής (Li et al., 1999) που ενσωματώνει την αρχή της κρίσιμης κατάστασης στην απόκριση αμμώδους εδάφους (Manzari & Dafalias, 1997) και βελτιώνει την προσομοίωση σε υψηλά πλάτη παραμόρφωσης. Επίσης, χρησιμοποιήθηκε το φαινομενολογικό προσομοίωμα BWGG (Gerolymos & Gazetas, 2005) το οποίο περιγράφει την σχέση τάσης-παραμόρφωσης των εδαφικών υλικών υπό ανακυκλική φόρτιση. Το προσομοίωμα είναι σε θέση να αναπαράγει τη μη-γραμμική συμπεριφορά μεγάλου αριθμού διαφορετικών εδαφών, ενώ εισάγεται με την τεχνική της άμεσης διατύπωσης, μέσω ενός αλγορίθμου πεπερασμένων διαφορών στον κώδικα 'NL-DYAS' για την αριθμητική επίλυση των εξισώσεων κίνησης.

Συγκρίνοντας τις κορυφαίες τιμές των επιταχύνσεων, των διατμητικών τάσεων και παραμορφώσεων που προέκυψαν από τις αναλύσεις ολικών και ενεργών τάσεων, γίνεται αντιληπτό ότι οι διατμητικές τάσεις και οι κορυφαίες εδαφικές επιταχύνσεις που προέρχονται από τις 'οιονεί γραμμικές' αναλύσεις δείχνουν υπερβολικά υψηλές για τις περισσότερες των σεισμικών διεγέρσεων, ενώ αντίθετα οι κορυφαίες διατμητικές παραμορφώσεις από τις μη-γραμμικές αναλύσεις είναι κατά κανόνα αρκετά υψηλότερες σε σχέση με εκείνες των 'οιονεί γραμμικών' αναλύσεων. Η έντονα μη-γραμμική συμπεριφορά χαλαρών αμμωδών στρώσεων περιγράφεται ανάγλυφα από την χρονοϊστορία της μεταβολής του λόγου της υπερπίεσης του νερού των πόρων σε διαφορετικά βάθη (Σχ. 3α), ενώ η κορυφαία μεταβολή της υπερπίεσης του νερού των πόρων παρουσιάζεται στο Σχ. 3β. Η ζώνη όπου η αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων υπερβαίνει το ποσοστό 80% βρίσκεται σε βάθη μεταξύ 5m και 16m, καθώς επίσης μεταξύ 22m και 32m και κατά συνέπεια στις παραπάνω ζώνες, θεωρητικά ο κίνδυνος ρευστοποίησης είναι ιδιαίτερα υψηλός. Παρά την ανάπτυξη υψηλών υπερπίεσεων σε βάθος 22m έως 32m, ρευστοποίηση σε βάθη μεγαλύτερα των 25m δεν έχει έως σήμερα επαληθευτεί από πραγματικά σεισμικά συμβάντα.



Σχήμα 2 (α) Μεταβολή του λόγου της αναπτυσσόμενης υπερ-πίεσης του νερού των πόρων ως προς την αρχική ενεργό τάση σε διάφορα βάθη κατά την διάρκεια της σεισμικής φόρτισης (KAL-dec), (β) μεταβολή της πίεσης του νερού των πόρων με το βάθος στα 0sec, 3sec, 5sec, 7sec και 9sec της σεισμικής διέγερσης KAL-dec.

Figure 2 Effective stress analysis: (a) Calculated excess pore water pressure ratio time histories at various depths and (b) maximum pore water pressure variation with depth at 0sec, 3sec, 5sec, 7sec and 9sec of the deconvoluted seismic input motion KAL-dec.

Ελαστικά φάσματα απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους προερχόμενα από αναλύσεις ολικών και ενεργών τάσεων, δείχνονται στο Σχ. 3. Παρατίθενται το μέσο φάσμα ελαστικής απόκρισης ± 1 τυπική απόκλιση και το προτεινόμενο για το έργο ελαστικό φάσμα, το οποίο εν προκειμένω συμπίπτει με το μέσο φάσμα προσαυξημένο κατά μία (1) τυπική απόκλιση. Η τιμή σχεδιασμού της κορυφαίας εδαφικής επιτάχυνσης προσδιορίστηκε στην τιμή 0.36g με βάση κυρίως τα αποτελέσματα των μη γραμμικών αναλύσεων και των αναλύσεων ενεργών τάσεων.

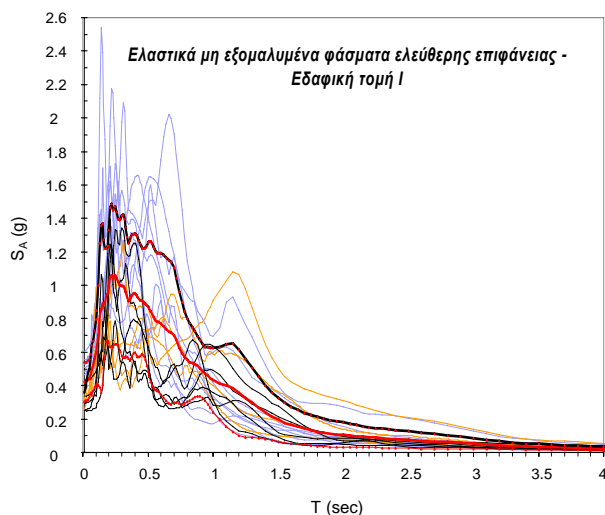
3.2 Καθορισμός κινδύνου ρευστοποίησης

Ο κίνδυνος γενικευμένης ρευστοποίησης καθορίστηκε κυρίως από θεωρητικές αναλύσεις και ημι-εμπειρικές μεθοδολογίες με έμφαση σε εκείνες που βασίζονται σε έλεγχο τάσεων. Οι μεθοδολογίες που βασίζονται στη σύγκριση της σεισμικής επιβαλλόμενης διάτμησης με τη διατμητική αντοχή σε ρευστοποίηση, προτάθηκαν από τους Seed &

Idriss (1971) και Whitman (1971) και έχουν ενσωματωθεί στις διατάξεις κανονισμών και οδηγιών (EC-8, NCEER-98/Youd et al., 2001).

Για την εκτίμηση της διατμητικής αντοχής σε ρευστοποίηση χρησιμοποιούνται εμπειρικές σχέσεις από εργαστηριακές δοκιμές όπου έχει παρατηρηθεί ρευστοποίηση και τα αποτελέσματά τους θεωρούνται αξιόπιστα για βάθη μέχρι 20–25m. Το πλάτος της επιβαλλόμενης διατμητικής τάσης λόγω σεισμού προσδιορίζεται είτε από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ή με καθορισμό της κορυφαίας εδαφικής επιτάχυνσης a_{max} και την τιμή του συντελεστή απομείωσης των σεισμικών επιβαλλόμενων διατμητικών τάσεων ως προς το βάθος r_d . Η διατμητική αντοχή του εδάφους υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, CRR, συνιστά τη διατμητική αντοχή του εδάφους έναντι ρευστοποίησης. Προσδιορίζεται δε, από συσχετίσεις που βρίσκονται στον EC-8 και NCEER-98 και βασίζονται σε δοκιμές πεδίου (π.χ. SPT και CPT). Στο Σχ. 4 παρουσιάζεται ενδεικτικά η

διατμητική αντοχή (CSR) και ο συντελεστής ασφαλείας σε ρευστοποίηση (FS_L) με βάση τις τιμές της δοκιμής SPT, με όσο το δυνατόν πιο τεκμηριωμένο και ακριβέστερο καθορισμό του κινδύνου σε ρευστοποίηση. Οι συντελεστές ασφαλείας που υπολογίζονται βάσει των τιμών SPT, καθορίζουν ζώνες υψηλού κινδύνου ρευστοποίησης. Για την υπόψη γεώτρηση του Σχ. 4, η ζώνη υψηλού κινδύνου ρευστοποίησης κυμαίνεται μεταξύ 11m και 25m με ελαφρά μείωση του κινδύνου μεταξύ 17m και 20m. Οι έγχρωμοι κύκλοι είναι ενδεικτικοί της 'ευαισθησίας' των εδαφικών σχηματισμών σε ρευστοποίηση (κόκκινο: υψηλή ευαισθησία, κίτρινο: μέτρια ευαισθησία, πράσινο: μικρή ευαισθησία και μαύρο: εδαφικό δείγμα μη-ρευστοποιούμενο). Στα ίδια πλαίσια είναι δυνατός και ο προσδιορισμός των συντελεστών ασφαλείας με βάση τις τιμές της CPT (Robertson & Campanella, 1985; Robertson & Wride, 1998a). Οι συντελεστές ασφαλείας που βασίζονται στις μετρήσεις CPT, καθορίζουν μια ελαφρώς πιο εκτεταμένη ζώνη ρευστοποίησης μεταξύ 7m και 25m και είναι κατάτι δυσμενέστεροι από εκείνους που βασίσθηκαν στην SPT. Οι διαφορές αυτές κρίθηκαν ως μάλλον αιτιολογημένες, καθώς οι μετρήσεις SPT είναι σημαντικά αραιότερες, ανά 2m έως 2.5m, σε σχέση με εκείνες των CPT ανά 0.2m (Klimis et al., 2004).



Σχήμα 3 Ελαστικά φάσματα απόκρισης ελεύθερης επιφάνειας, αντιπροσωπευτικά της κεντρικής περιοχής του έργου: σύνθεση αναλύσεων ολικών και ενεργών τάσεων.

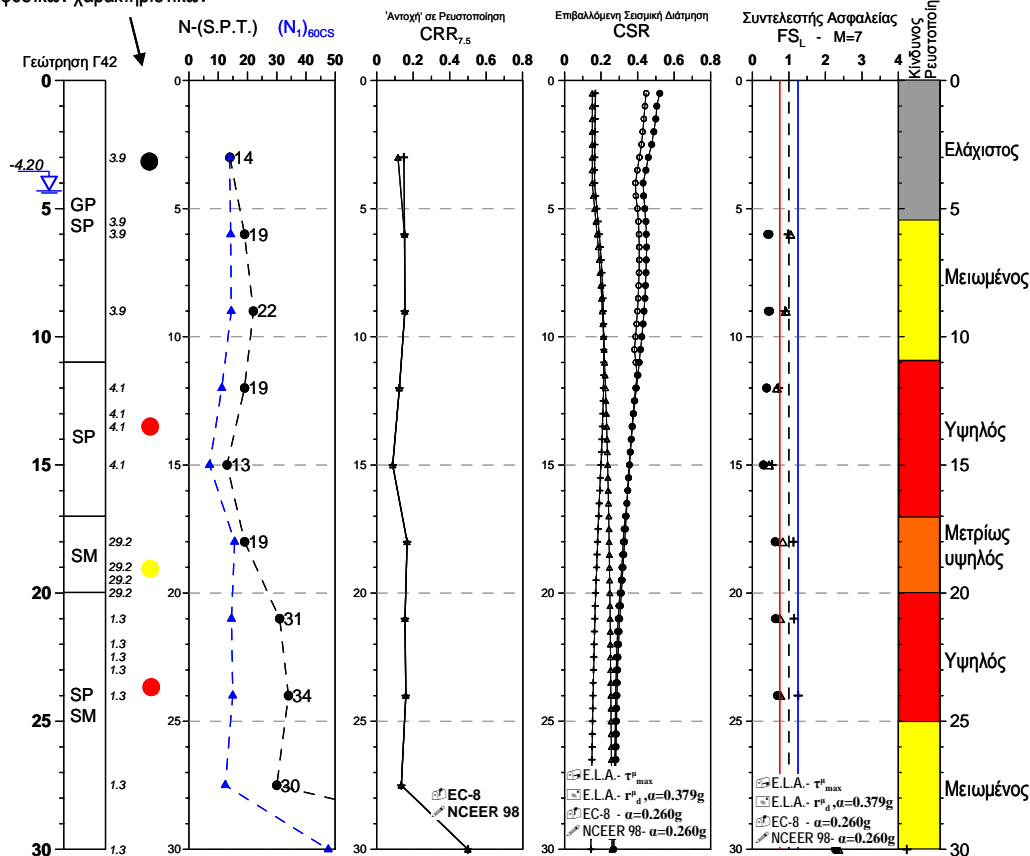
Figure 3 Elastic acceleration response spectra at free ground surface at the central area of the project: synthesis of total and effective stress analyses results.

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΚΙΝΗΜΑΤΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΠΑΣΣΑΛΟΥ-ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΙΜΟ ΕΔΑΦΟΣ

Η κινηματική αλληλεπίδραση του συστήματος πασσάλου-εδάφους μετά την έναρξη ρευστοποίησης διακρίνεται σε δύο επικαλυπτόμενα στάδια (δύο "καταστάσεις" υπολογισμού):

- Κατάσταση A: Αναφέρεται στο στάδιο κατά το οποίο αναπτύσσονται διαδοχικά μεγάλες υπερπιέσεις πόρων ($\Delta u > 0.50\bar{\sigma}_{vo}$) σε στρώσεις, χωρίς ωστόσο να συνοδεύονται από εκτεταμένη ρευστοποίηση. Στο στάδιο αυτό οι εδαφικές αντιδράσεις στον πάσσαλο έχουν μειωθεί δραστικά εντούτοις η απομειωμένη διατμητική δυσκαμψία του εδάφους "επιτρέπει" την διάδοση των σεισμικών κυμάτων και κατά συνέπεια την κινηματική (δυναμική) επιπόνηση των πασσάλων.
- Κατάσταση B: Αναφέρεται στο στάδιο της εδαφικής "ροής" ή "οριζόντιας εξάπλωσης", που λαμβάνει χώρα κατά το ουριαίο τμήμα του σεισμικού κραδασμού, όταν το πάχος των ρευστοποιημένων εδαφικών στρώσεων φθάνει στην μέγιστη τιμή του. Τότε η τυχόν ύπαρξη έστω και μικρής κλίσης ($>3^\circ$) ή κατακόρυφης πτώσης στο φυσικό έδαφος, ή απλώς κλίσης στο ρευστοποιούμενο στρώμα, μπορεί να έχει ως συνέπεια την "ροή" του ρευστοποιημένου εδαφικού στρώματος. Οι συνεπαγόμενες εδαφικές μετακινήσεις είναι συχνά της τάξεως αρκετών μέτρων, οι δε πάσσαλοι υπόκεινται σε δράσεις τύπου υδραυλικής ροής. Το φαινόμενο αυτό, γνωστό ήδη από 15ετίας, διαφωτίσθηκε από τις δεκάδες εκδηλώσεις του στον σεισμό του Κόμπτε (1995). Είναι πλέον γενικώς αποδεκτό ότι κινητήρια δύναμη της "ροής" είναι η βαρύτητα, ενώ δευτερεύοντα μόνον ρόλο παίζει η μικρή αδρανειακή επιφόρτιση του υπερκειμένου εδάφους και της ανωδομής. Για τον λόγο αυτόν η ανάλυση γίνεται στατικά, συνήθως με θεώρηση των δράσεων του "ρέοντος" εδάφους επί του πασσάλου, και αγνοώντας την αδρανειακή δύναμη της ανωδομής ή του θεμελίου (βλ. JSCE 2000).

Χαρακτηρισμός 'ευαισθησίας' σε ρευστοποίηση με βάση κριτήρια κοκκομετρικής καμπύλης και λοιπών φυσικών χαρακτηριστικών



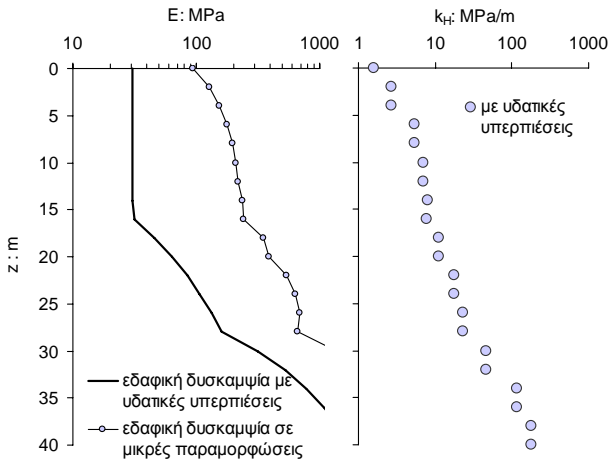
Σχήμα 4 Εφαρμογή διαφόρων μεθοδολογιών για την εκτίμηση της επιβαλλόμενης σεισμικής διάτμησης (CSR), της αντοχής σε ρευστοποίηση για σεισμό μεγέθους $M=7,5$ ($CRR_{7,5}$) από δοκιμές SPT και του συντελεστή ασφαλείας έναντι ρευστοποίησης (FS_L).

Figure 4 Implementation of various methodologies for estimating cyclic stress ratio (CSR), cyclic resistance ratio ($CRR_{7,5}$) and safety of factor against liquefaction (FS_L) from SPT tests.

Η ανάλυση του συστήματος εδάφους-πασσάλου με την παραδοχή περιορισμένων υδατικών υπερπίεσεων (κατάσταση A) βασίζεται στην απλοποιημένη μεθοδολογία αντιμετώπισης της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Ωστόσο, στην περίπτωση αυτή τα χρησιμοποιούμενα κατά μήκος του πασσάλου εδαφικά ελατήρια Winkler εμπεριέχουν την επιπρόσθετη μη-γραμμικότητα του εδάφους στην γειτονία του πασσάλου. Για την ανάλυση των πασσάλων της Γέφυρας του Νέστου, τα βαθμονομημένα ελατήρια δείχνονται στο Σχ. 5. Η αριθμητική ανάλυση της απόκρισης του συστήματος επιτελείται μέσω του ημι-αναλυτικού αλγορίθμου SPIAB (Soil-Pile Interaction analysis for bridge piers, Gerolymos et al 1999). Στο στάδιο αυτό η αδρανειακή φόρτιση στον πάσσαλο από την ταλάντωση της ανωδομής είναι αμελητέα λόγω της έντονης

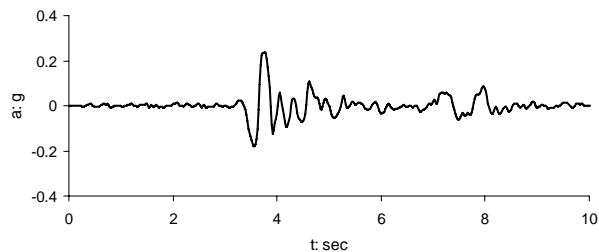
απομείωσης της σεισμικής επιτάχυνσης. Έτσι, η ανάλυση κινηματικής αλληλεπίδρασης επαρκεί για να προβλέψει την απόκριση του συστήματος. Η χρονοϊστορία της καταγραφής του Pascoima dam (Northridge 1994) χρησιμοποιείται ως διέγερση στο βραχώδες υπόβαθρο κατόπιν υποκλιμάκιας αναγωγής στο 0.26g ώστε να είναι συμβατή με τις επιταγές του ΕΑΚ (βλ. Σχ. 6). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Σχ. 7 για πάσσαλο μήκους 40m υπό μορφήν διαγραμμάτων τέμνουσας και καμπτικής ροπής. Στο ίδιο σχήμα δείχνονται και τα αντίστοιχα διαγράμματα της ανάλυσης χωρίς ανάπτυξη υδατικών υπερπίεσεων. Είναι σαφές ότι η έστω και περιορισμένη ρευστοποίηση του εδάφους επηρεάζει δυσμενώς την απόκριση. Το μέγεθος των καμπτικών ροπών κάτω από τον κεφαλόδεσμο αυξάνεται στα 2800kNm, τιμή

σχεδόν διπλάσια της αντίστοιχης χωρίς υδατικές υπερπίεσεις. Επίσης, η τέμνουσα ενισχύεται ακόμα περισσότερο πλησιάζοντας τα 480 kN σε βάθος 10 m. Ο δυσμενής ρόλος της ανάπτυξης υδατικών υπερπίεσεων ωφείλεται κατά κύριον λόγο στην σημαντική ενίσχυση των διατμητικών παραμορφώσεων, απόρροια της εδαφικής χαλάρωσης επισκιάζοντας την ευμενή επίδραση των απομειωμένων εδαφικών ελατηρίων.



Σχήμα 5 Η κατανομή της εδαφικής δυσκαμψίας και των οριζοντίων εδαφικών ελατηρίων με και χωρίς θεώρηση υδατικών υπερπίεσεων.

Figure 5 Soil Young modulus and winker springs distribution with depth for the soil-pile interaction analysis.

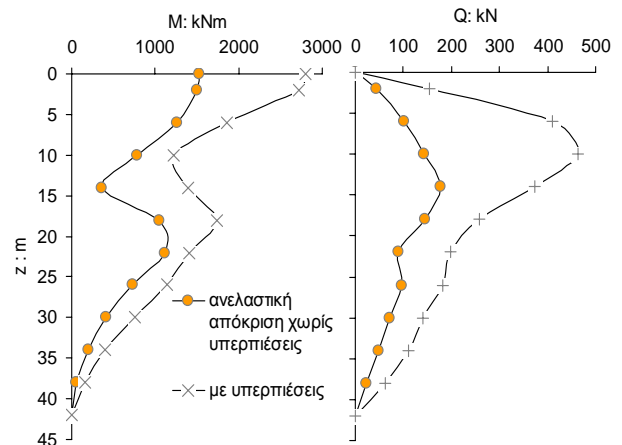


Σχήμα 6 Η χρονιοστορία της καταγραφής του Pacoima dam (Northridge 1994) όπως χρησιμοποιείται ως διέγερση στο βραχώδες υπόβαθρο με κορυφαία επιτάχυνση 0.26g.

Figure 6 The time-history of the Pacoima dam record scaled down to 0.26g.

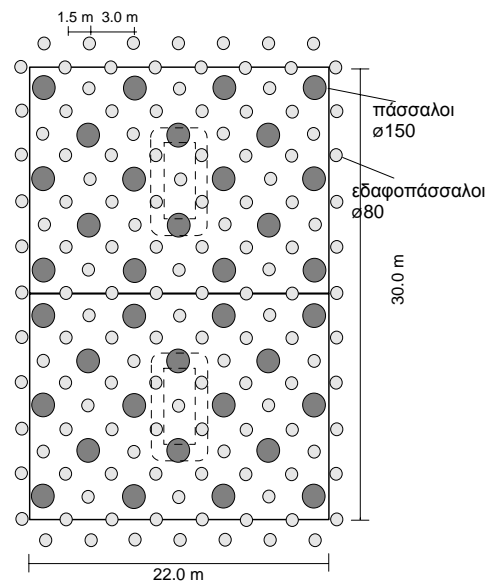
Ο κίνδυνος οριζόντιας εξάπλωσης στο ρευστοποιήσιμο έδαφος είναι μάλλον υποδεέστερης σημασίας, λαμβάνοντας υπόψιν την αμελητέα κλίση των εδαφικών (ρευστοποιήσιμων) στρώσεων και της ελεύθερης επιφάνειας. Πιθανή εξαίρεση στον γενικό κανόνα αποτελεί η περίπτωση των δύο βάθρων M6 και M7 του κεντρικού ανοίγματος (βλ. Σχ. 1) όπου μια μικρή αύξηση στην κλίση της εδαφικής επιφάνειας

είναι δυνατή λόγω μελλοντικής διάβρωσης των αποθέσεων στην κοίτη του ποταμού. Για τους πυλώνες αυτούς προτείνονται ειδικά μέτρα αντιμετώπισης του κινδύνου επιπρόσθετης φόρτισης στους πασσάλους μετά το έναυσμα της οριζόντιας εξάπλωσης. Τα μέτρα περιλαμβάνουν την κατασκευή εδαφοπασσάλων διαμέτρου 0.8 m. Η διάταξη της εδαφικής βελτίωσης για την πασσαλοθεμελίωση του βάθρου M6 απεικονίζεται στο Σχ. 8.



Σχήμα 7 Καμπτική ροπή και τέμνουσα στον πάσσαλο για περιορισμένη ρευστοποίηση εν συγκρίσει με την μετρίως ανελαστική απόκριση χωρίς υπερπίεσεις.

Figure 7 Bending moments and shear forces along the pile for the case of slightly liquefiable soil in comparison with the moderately nonlinear response without pore pressures built up.



Σχήμα 8 Διάταξη των εδαφοπασσάλων βελτίωσης για το βάθρο M6.

Figure 8 Configuration of the stone columns for the pier M6 case.

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Οι συγγραφείς εκφράζουν θερμές ευχαριστίες προς την ΕΓΝΑΤΙΑ ΟΔΟ Α.Ε., η οποία χρηματοδότησε το παρουσιαζόμενο έργο και επέτρεψε την δημοσίευση των βασικότερων συμπερασμάτων.

5. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Αναστασιάδης, Α.Ι. (1994). 'Δυναμικά Χαρακτηριστικά Τυπικών Ελληνικών Εδαφών', Διδακτορική Διατριβή Πολυτεχνική Σχολή Α.Π.Θ.
- B.R.G.M., (1998). 'Cyberquake, V.1.1 – Computer aided seismic analysis of soils' EC8 (2002), Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 1-1, pren 1998-5, Eur. Committee for Standardization, Brussels.
- Finn, W.D.L., Ledbetter, R.H., and Wu. G. (1994). "Liquefaction in Silty Soils: Design and Analysis". Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No.107, ASCE.
- Gazetas, G. & Mylonakis, G. (1995); Gerolymos, N. (1998). "A soil-pile-bridge pier interaction analysis program", Geotechnical Division, NTUA.
- Gerolymos, N. and Gazetas, G. (2005) 'Constitutive model for 1-D cyclic soil behaviour applied to seismic analysis of layered deposits', Vol.45, No 3, 147-159.
- Ishibashi, I. And Zhang, X. (1993). "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", Soils and Foundations, Vol. 33, No 1, pp.182-191.
- JSCE. Earthquake Resistant Design Codes in Japan. Japan Society of Civil Engineers, 2000.
- Klimis N., Anastasiadis A., Gazetas G., and M. Apostolou (2004). "Liquefaction Risk Assessment and Design of Pile Foundations for Highway Bridge", 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, paper No 2973.
- Li X.S, Wang Z.L. and C.K. Shen (1992). "SUMDES: A Nonlinear Procedure for Response Analysis of Horizontally-layered Sites Subjected to Multi-directional Earthquake Loading", Department of Civil Engineering, University of California, Davis, 1992.
- Li X.S., Dafalias Y.F. and Wang Z.L. (1999) "A critical-state hypoplasticity sand model with state dependent dilatancy". Can. Geotech. J., Vol.36, No.4, pp.587-598
- Manzari M.T. and Dafalias Y.F. (1997). "A critical state two-surface plasticity model for sands". Geotechnique, London, 47(2), 255-272.
- NCEER (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, (T.L.Youd and I.M. Idriss, eds.), Technical Report NCEER-97-0022, S.U.N.Y. Buffalo, N.Y. 276pp.
- Robertson P.K. and Campanella R.G. (1985). "Liquefaction potential of sands using the CPT", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.3, 384-403.
- Robertson P.K. and Wride C.E. (1998a). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test", Canadian Geotechnical Journal, 35(3), 442-459
- Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B. (1972). "SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Report No. UCB/EERC-72/12, EERC, University of California, Berkeley, December, 102p.
- Seed, H.B, and I. M. Idriss (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 97(SM9), 1249-1273.
- Vucetic M. and Dobry R. (1991). 'Effect of soil plasticity on cyclic response'. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 117(1), 89-107.
- Whitman (1971). Resistance of Soil to Liquefaction and Settlement, Soil and Foundations, 11(4), 59-68.
- Youd T.L., I.M. Idriss, R.D.Andrus, I.Arango, G.Castro, J.T. Christian, R. Dobry, W.D. Finn, L.F. Harder, M.E.hynes, K.Ishihara, J.P. koester, S.S.C. Liao, W.F. Marcuson, G.R. Martin, J.K. Mitchell, Y.Moriwaki, M.S. Power, P.K.Robertson, R.B. Seed, K.H. Stokoe (2001). "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report form the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils". J. of Geotech. and Geoenvironmental Engrg, Vol. 127, No.10, 817-833.