

Εκτίμηση των διαφορικών μετακινήσεων του καταστρώματος γεφυρών οι οποίες υπόκεινται σε ασύγχρονη σεισμική διέγερση και αλληλεπίδραση με το έδαφος και την θεμελίωση

Estimation of the deck differential motions of RC bridges that are subjected to asynchronous seismic excitation while interacting with the soil and the foundation.

ΣΕΞΤΟΣ Α. Γ., Πολιτικός Μηχανικός Α.Π.Θ., MSc-DIC, Υποψ. Διδάκτωρ Α.Π.Θ.

ΠΙΤΙΛΑΚΗΣ Κ. Δ., Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Καθηγητής Α.Π.Θ

ΚΑΠΠΟΣ Α. Ι., Δρ. Πολιτικός Μηχανικός, Αναπλ. Καθηγητής Α.Π.Θ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ: Το αντικείμενο του παρόντος είναι διερεύνηση της επιρροής της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης και της αλληλεπίδρασης- εδάφους θεμελίωσης-ανωδομής στη ανάπτυξη διαφορικών μετακινήσεων του καταστρώματος γεφυρών από Ο/Σ. Με την εκτίμηση μιας ομάδας κατάλληλα τροποποιημένων χρονοϊστοριών σε κάθε θέση στήριξης και τον υπολογισμό των δυναμικών σταθερών ελατηρίων και αποσβεστήρων, μελετάται η δυναμική συμπεριφορά είκοσι διαφορετικών γεφυρών υπό έξι διαφορετικά σενάρια σεισμικής διέγερσης. Τα αποτελέσματα καταδεικνύουν ότι ο στοχαστικός χαρακτήρας του σεισμικού κραδασμού επιρρεάζει σημαντικά την ανάπτυξη διαφορικών μετακινήσεων στο επίπεδο του καταστρώματος.

ABSTRACT: The scope of this study is to investigate the effect of spatial variability of ground motion and soil-foundation- superstructure interaction on the development of deck differential displacements of RC bridges. By deriving a set of suitably modified time histories at each support point and calculating the dynamic impedance matrix for each pier, twenty different bridge structures are studied for the case of six different case scenarios. The results indicate that, the stochastic nature of ground motion has a profound influence on the development of relative displacements at the deck level.

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΟ ΠΡΟΒΛΗΜΑ

Οι ισχυροί σεισμοί της τελευταίας δεκαπενταετίας (Loma Prieta, 1989, Northridge, 1994, Kobe, 1995, Ismit, 1999) έχουν αναδείξει το ζήτημα της ευαισθησίας των γεφυρών στην ισχυρή εδαφική κίνηση, καθώς παρά το σχετικά απλό, σε σχέση με τα κοινά οικοδομικά έργα, στατικό τους σύστημα, η έκταση και η πολυμορφία των βλαβών που παρατηρήθηκαν είναι πραγματικά ευρεία. Μια από τις πλέον χαρακτηριστικές περιπτώσεις ολικής ή μερικής κατάρρευσης του φορέα αποτελεί η απώλεια της στατικής ισορροπίας του καταστρώματος εξαιτίας των μεγάλων σχετικών (διαφορικών) μετακινήσεων μεταξύ δύο διαδοχικών βάθρων (Σχήμα 1). Πρόκειται

για μια μορφή αστοχίας η οποία μοιάζει ιδιαίτερα απλή, δίνοντας στον ανυποψίαστο παρατηρητή την εντύπωση ότι θα μπορούσε να είχε προβλεφθεί με σχετική ευκολία και συνεπώς να αποφευχθεί με μικρό κόστος. Εντούτοις, στην πραγματικότητα πρόκειται για ένα πρόβλημα εξόχως πολυπαραμετρικό και πολύπλοκο καθώς άπτεται ουσιαστικά του τυχηματικού χαρακτήρα της σεισμικής διέγερσης η οποία διαφοροποιείται σημαντικά κατά μήκος του άξονα της γέφυρας από άποψη πλάτους, συχνοτικού περιεχομένου και χρόνου άφιξης. Οι χωρικές και χρονικές αυτές διαφοροποιήσεις οφείλονται σε τέσσερις παράγοντες (Der Kiureghian et al., 1997):

α) Η προσπίπτουσα σεισμική κίνηση απολύει τον συγχρωτισμό της δηλαδή την

«ομοιότητά» της, εξαιτίας διαδοχικών ανακλάσεων, διαθλάσεων και επαλληλιών.

β) Τα σεισμικά κύματα αφικνούνται σε κάθε θέση στήριξης με διαφορά φάσης καθώς διαδίδονται με πεπερασμένη ταχύτητα.

γ) Οι τοπικές εδαφικές συνθήκες μεταβάλλουν το πλάτος και το συχνοτικό περιεχόμενο της κίνησης, ειδικά όταν το εδαφικό προφίλ δια μέσου του οποίου αυτή διαδίδεται διαφοροποιείται με την απόσταση.

δ) Η σεισμική κίνηση εξασθενεί λόγω της γεωμετρικής εξάπλωσης του μετώπου του κύματος και της απώλειας κυματικής ενέργειας.

Εκτός των παραπάνω σημαντικών ζητημάτων, ο σεισμικός κραδασμός διαφοροποιείται επιπρόσθετα εξαιτίας του γεγονότος ότι η θεμελίωση, ανάλογα με τη σχετική δυσκαμψία της προς το έδαφος, δεν μπορεί να αποδώσει το πεδίο μετακινήσεων που το τελευταίο εισάγει, φαινόμενο που είναι γνωστό ως κινηματική αλληλεπίδραση.

Το αποτέλεσμα όλων των παραπάνω είναι ότι υπό συγκεκριμένες συνθήκες προκαλούνται σημαντικές δυνάμεις και κυρίως σημαντικές σχετικές μετακινήσεις στην κατασκευή οι οποίες δεν θα είχαν αναπτυχθεί υπό το πρίσμα της θεώρησης σύγχρονης διέγερσης (Hao, 1989, Zerva, 1997, Price et al., 1998, Shinozuka et al., 1997, Σέξτος κ.α., 2001) και συνεπώς δεν θα ήταν δυνατό να προβλεφθούν μέσω της «κλασικής» προσέγγισης της πλήρως πακτωμένης στη βάση των βάθρων κατασκευής η οποία μελετάται στο πεδίο του χρόνου με την χρήση πέντε ομοιόμορφα επιβεβλημένων χρονοϊστοριών επιτάχυνσης σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8, του ΕΑΚ2000 και της Ε/39.

Από την άλλη, παρά το γεγονός ότι σημαντική έρευνα έχει διεξαχθεί ως προς κάθε



Σχήμα 1: Απώλεια στατικής ισορροπίας καταστώματος (Loma Prieta, 1994)
Figure 1: Deck unseating (Loma Prieta, 1994)

μία από τις επιμέρους ανωτέρω κατευθύνσεις, οι επιστημονικές εργασίες που επιχειρούν την συνδυαστική αντιμετώπιση του προβλήματος είναι σχετικά περιορισμένες (Der Kiureghian & Keshishian, 1997, τους Simeonov et al., 1997, Monti et al., 1996, Saxena et al., 2000, Mylonakis & Gazetas, 2000). Είναι μάλιστα τέτοια η ανομοιομορφία των παραδοχών και των αποτελεσμάτων ώστε τα εξαγόμενα συμπεράσματα έχουν μόνο μερικώς υιοθετηθεί από τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς. Πράγματι, δεν υπάρχει σύγχρονος αντισεισμικός κανονισμός ο οποίος να προτείνει μια ενιαία μεθοδολογία όπου οι διαφορικές μετακινήσεις του καταστώματος των γεφυρών ανωδομής να υπολογίζονται ως συνάρτηση φαινομένων χωρικής μεταβλητότητας, επιρροής τοπικών εδαφικών συνθηκών και αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής. Με εξαίρεση τον Ευρωκώδικα 8, Μέρος 2 που αφορά τις γέφυρες (CEN, European Committee for Standardization, 1994), και ο οποίος παρέχει αναλυτικές εκφράσεις για τον υπολογισμό των αναμενόμενων σχετικών μετακινήσεων μεταξύ γειτονικών βάθρων καθώς και ένα ενημερωτικό παράρτημα για την πραγματοποίηση αναλύσεων χωρικής μεταβλητότητας, οι υπόλοιποι σύγχρονοι Κανονισμοί είτε αντιμετωπίζουν το πρόβλημα μέσω πρακτικών οδηγιών για το πλάτος έδρασης του καταστώματος (AASHTO, 1996, ATC, 1998), είτε αγνοούν το πρόβλημα τελείως (Japanese Design Specifications of Highway Bridges, 1998).

2. ΓΕΝΙΚΕΥΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Από τα παραπάνω αναδεικνύεται η αναγκαιότητα διαμόρφωσης μιας γενικότερης και ρεαλιστικότερης προσέγγισης δυναμικής ανάλυσης γεφυρών από Ο/Σ ώστε να εκτιμάται με την μέγιστη δυνατή ακρίβεια η σεισμική κίνηση εισαγωγής, και κατά συνέπεια να είναι εφικτή η αξιόπιστη εκτίμηση του μεγέθους των αναμενόμενων διαφορικών μετακινήσεων. Προς την κατεύθυνση αυτή έχει αναπτυχθεί μια γενικευμένη μεθοδολογία (Sextos et al., 2001) η οποία στηρίζεται στη λογική της αποσύζευξης των προβλημάτων σε διακριτά στάδια ανάλυσης. Σε πρώτο επίπεδο πραγματοποιείται η σύνθεση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης ή μετακίνησης, διακριτών σε κάθε θέση στήριξης (βάση βάθρου ή ακρόβαθρο) μέσω ενός εξελιγμένου

αλγορίθμου χωρικής μεταβλητότητας ο οποίος λαμβάνει υπόψη τη χρονική υστέρηση στην άφιξη των σεισμικών κυμάτων, την απώλεια του συγχρωτισμού τους και τον ρόλο του εδαφικού προφίλ σε κάθε θέση. Κατόπιν, πραγματοποιείται επιπρόσθετη τροποποίηση στο πεδίο των συχνοτήτων της σεισμικής κίνησης σε κάθε θέση εξαιτίας της κινηματικής αλληλεπίδρασης της πασσαλοθεμελίωσης με το περιβάλλον έδαφος. Οι κινήσεις που προκύπτουν χρησιμοποιούνται ως ασύγχρονη διέγερση στην κατασκευή. Η τελευταία θεωρείται ότι στηρίζεται σε, επίσης διαφορετικά σε κάθε θέση, συστήματα ελατηρίων και αποσβεστήρων (Beam-on-Dynamic-Winkler-Spring Systems) των οποίων τα μητρώα σύνθετης δυναμικής δυσκαμψίας προκύπτουν αναλυτικά για κάθε μορφή ταλάντωσης (οριζόντια, λικνιστική, στροφική). Η δυνατότητα στροφικής ταλάντωσης εξαιτίας της εδαφικής ενδοσιμότητας συνδυάζεται με έναν μηχανισμό πλαστικών στροφών (Karros & Sextos, 2001) που ενεργοποιείται εάν οι αναπτυσσόμενες στην διατομή Ο/Σ του βάθρου ροπές κάμψης υπερβούν την ροπή διαρροής της, οδηγώντας σε ένα σύστημα μη-γραμμικών στροφικών ελατηρίων για κάθε βάθρο.

Έχοντας συνθέσει τις χωρικά μεταβλητές σεισμικές κινήσεις εισαγωγής και τα συστήματα γραμμικών/μη-γραμμικών ελατηρίων και αποσβεστήρων, η ανελαστική δυναμική ανάλυση της γέφυρας είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί με τη χρήση κάθε συνήθους κώδικα πεπερασμένων στοιχείων, χωρίς την απαίτηση πολύπλοκης και συχνά αναξιόπιστης προσομοίωσης με πεπερασμένα στοιχεία της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, της ενίσχυσης/αποενίσχυσης της κίνησης από τα εδαφικά στρώματα και της αλληλεπίδρασης εδάφους με την θεμελίωση και την υπερκείμενη κατασκευή, αλλά και χωρίς την προϋπόθεση ειδικών δυνατοτήτων για την ανελαστική απόκριση διατομών από Ο/Σ.

3. ΔΟΜΗ ΤΗΣ ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΓΙΑ ΤΗΝ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΩΝ ΔΙΑΦΟΡΙΚΩΝ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΩΝ

Αξιοποιώντας την ανωτέρω προτεινόμενη μεθοδολογία και με την χρήση του προγράμματος ASING (Asynchronous Support Input Generator) μορφώνεται ένα πλαίσιο παραμετρικών αναλύσεων μέσω του

το οποίου επιχειρείται η μελέτη των σχετικών μετακινήσεων μιας διεξοδικά μελετημένης στην βιβλιογραφία γέφυρας όταν η ασύγχρονη κίνηση, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες και η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής, αγνοούνται ή συνεκτιμώνται σε διάφορους συνδυασμούς.

Παράλληλα διερευνάται η εκτίμηση του βαθμού σχετικής σημασίας της διαφοράς φάσης, της απώλειας συγχρωτισμού, των εδάφους θεμελίωσης και της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής και του σχηματισμού πλαστικών αρθρώσεων στην ανάπτυξη σχετικών μετακινήσεων διαφορετικών στατικών συστημάτων γεφυρών.

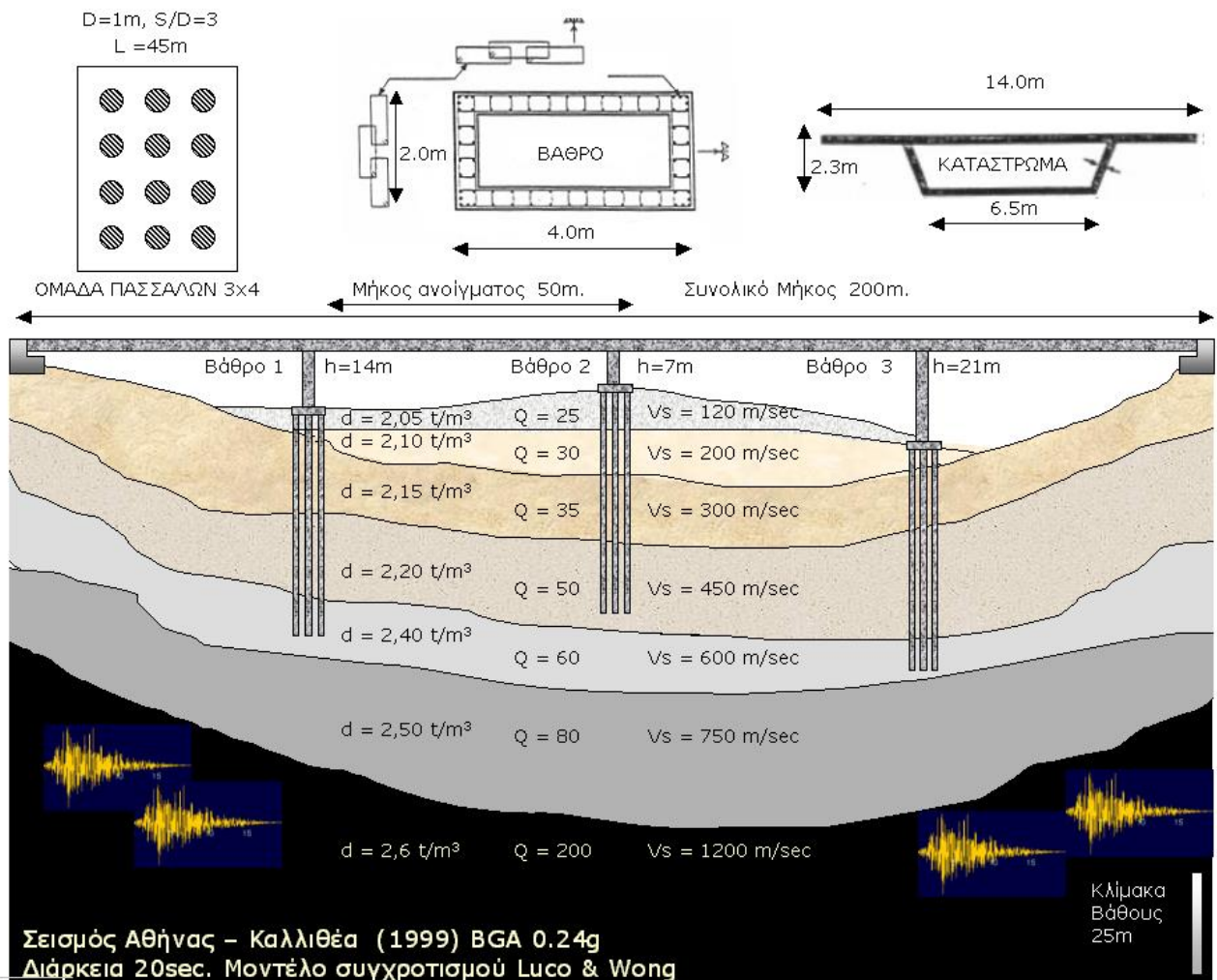
3.1 Γέφυρα αναφοράς Α

Η γέφυρα που επιλέγεται ως η βάση της παραμετρικής ανάλυσης είναι διεξοδικά μελετημένη στην διεθνή βιβλιογραφία (Calvi and Pinto, 1996) καλείται δε Μοντέλο Α. Πρόκειται για μια γραμμική ασύμμετρη γέφυρα τεσσάρων ανοιγμάτων και συνολικού μήκους 200m, η οποία στηρίζεται επί κοίλων βάθρων ύψους 7-21m. Το κατάστρωμα είναι κοιβωτωειδούς διατομής, ενώ τα βάθρα θεωρούνται ως μονολιθικά συνδεδεμένα στο κατάστρωμα. Για τα ακρόβαθρα υποτίθενται συνθήκες άρθρωσης στην εγκάρσια και κύλισης στην διαμήκη διεύθυνση. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας αναφοράς παρουσιάζονται στο Σχήμα 1. Ακολουθούνται οι διατάξεις του Ευρωκώδικα 2 οπότε για κατηγορία σκυροδέματος C30/35 η μέση θλιπτική αντοχή λαμβάνεται ίση προς $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$ και το μέτρο ελαστικότητας $E_{cm} = 32 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$, μειωμένο κατά 50% ώστε να αντιστοιχεί σε ρηγματωμένες διατομές Ο/Σ. Ζητήματα ερπυσμού, και θερμοκρασιακών συστολοδιαστολών θεωρείται ότι έχουν αντιμετωπιστεί στον αρχικό (μη-αντισεισμικό) σχεδιασμό του καταστρώματος. Οι παραμορφώσεις αστοχίας του σκυροδέματος ϵ_{cu} και του χάλυβα ϵ_{su} λαμβάνονται ίσες προς 0.008 και 0.1 αντίστοιχα. Οι απαιτούμενες σχέσεις ροπών καμπυλοτήτων (Μ-φ) των βάθρων και οι αντίστοιχες τιμές διαρροής και αστοχίας ($M_y=54465 \text{ kNm}$, $M_u=65064 \text{ kNm}$, $\phi_y=0,000781 \text{ m}^{-1}$, $\phi_u=0,00443 \text{ m}^{-1}$) υπολογίζονται μέσω του προγράμματος RCCOLA (Karros, 1993) ενώ οι σχέσεις ροπών-στροφών Μ-θ, διαφορετικές για κάθε βάθρο, προκύπτουν με την χρήση του μήκους πλαστικής άρθρωσης.

Προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών στην διαφοροποίηση της σεισμικής κίνησης, θεωρείται ένα υποθετικό πολυστρωματικό εδαφικό προφίλ του οποίου η γεωμετρία, πυκνότητα, και απόσβεση (υπενθυμίζεται ότι ο συντελεστής ποιότητας είναι ίσος προς $Q=1/2\xi$) για κάθε στρώση δίνονται στο Σχήμα 1. Επιπρόσθετα, πραγματοποιείται ο σχεδιασμός της αντίστοιχης θεμελίωσης σύμφωνα με τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 7 και 8. Η υπολογισθείσα θεμελίωση αποτελείται από μια ομάδα 3x4 πασσάλων, διαμέτρου 1m, μήκους 40m length, οι οποίοι διατάσσονται σε αξονική απόσταση $S/D=3$ και συνδέονται μέσω ενός άκαμπτου κεφαλόδεσμου διαστάσεων 8.0 x 11.0 x 2.0 m. Έτσι, η μάζα της θεμελίωσης προκύπτει περίπου ίση με το 18% της μάζας της ανωδομής που εμπίπτει στο μήκος

επιρροής που αντιστοιχεί σε κάθε βάθρο. Η θεμελίωση έχει επιλεγεί για το μεσαίο βάθρο το οποίο εδράζεται σε μαλακότερες επιφανειακές εδαφικές στρώσεις αλλά διατηρείται ενιαία για όλα τα βάθρα χάριν απλούστευσης. Πρόκειται για γενικά δύσκαμπτη θεμελίωση, αφενός ως αποτέλεσμα των μαλακών εδαφικών σχηματισμών, αφετέρου διότι έπρεπε να διασφαλισθεί πως κάθε πιθανή ανάπτυξη πλαστικής άρθρωσης θα λάμβανε χώρα στην βάση των βάρων και όχι στους πασσάλους ενώ ταυτόχρονα θα παρεμποδιζόταν η ανάπτυξη υπερβολικών στροφών στο επίπεδο της θεμελίωσης.

Η γέφυρα θεωρείται ότι εμπίπτει στην ζώνης σεισμικής επικινδυνότητας III του Ευρωκώδικα 8, και υπόκειται σε σεισμική κίνηση μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης 0.24g.



Σχήμα 2: Γεωμετρικά χαρακτηριστικά και στοιχεία εδαφικής δομής γέφυρας A
Figure 2: Geometry and subsoil structure of bridge A

Ως συχνοτικό περιεχόμενο-«στόχος», για την σύνθεση σεισμικών κινήσεων κατά μήκος της γέφυρας χρησιμοποιείται το φάσμα της καταγραφής (ATH-03) της Καλλιθέας από τον σεισμό της Αθήνας του 1999 (μεγέθους $M_w=5.9$) η οποία καταγράφηκε από το μόνιμο δίκτυο επιταχυνσιογραφημάτων του ΙΤΣΑΚ (Anastasiadis et al., 1999). Παράλληλα, με την χρήση του προγράμματος ASINC εξάγονται οι απαιτούμενες ομάδες γραμμικών/μη-γραμμικών ελατηρίων και αποσβεστήρων για τα τρία βάρθρα της γέφυρας μέσω των οποίων είναι εφικτή η συνεκτίμηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής και του πιθανού σχηματισμού μηχανισμού πλαστικής άρθρωσης στην βάση των βάρθρων. Ακολούθως, με την αξιοποίηση των συστημάτων ελατηριακής έδρασης και των χωρικά μεταβλητών σεισμικών κινήσεων, η κατασκευή διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία και αναλύεται στο πεδίο του χρόνου με το πρόγραμμα SAP2000 (Computers and Structures Inc, 1999). Η γέφυρα αναφοράς (Μοντέλο Α) διεγείρεται αποκλειστικά στην εγκάρσια διεύθυνση.

3.2 Εναλλακτικά συστήματα γεφυρών

Εκτός από την μελέτη της γέφυρας αναφοράς Α, κρίθηκε αναγκαία η μελέτη της δυναμικής συμπεριφοράς εναλλακτικών περιπτώσεων από άποψη στατικού συστήματος αλλά και γενικότερα σεναρίων διέγερσης, προκειμένου να διερευνηθεί σε ποιον βαθμό οι παρατηρήσεις που αφορούν το Μοντέλο Α εξακολουθούν να ισχύουν όταν συγκεκριμένες παράμετροι μεταβάλλονται, μια κάθε φορά. Έτσι, αρχικά επιλέχθηκαν τέσσερις επιπρόσθετες γέφυρες (B1-B4) οι οποίες, διατηρώντας τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της γέφυρας Α, αντιπροσωπεύουν διαφορετικά επίπεδα απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας των ρηγματωμένων διατομών Ο/Σ (100%, 75%, 40% και 30% αντίστοιχα) και συνεπώς διαθέτουν διαφορετική ιδιοπερίοδο.

Παράλληλα μελετάται και το ζήτημα της συμμετρίας και της κανονικότητας, με την κατάλληλη μεταβολή του ύψους των βάρθρων: Γ1 ($H_1=14m$, $H_2=7m$, $H_3=14m$), Γ2 ($H_1=14m$, $H_2=14m$, $H_3=14m$) και Γ3 ($H_1=14m$, $H_2=21m$, $H_3=14m$).

Εφαρμόζοντας ομοιόμορφη μεταβολή του ύψους των βάρθρων, μεταβάλλονται ομοιόμορφα και οι δυναμικές ιδιότητες των κατασκευών. Έτσι, μορφώνεται κατ' αρχήν

μία κατασκευή με κατά 3m μικρότερο (Μοντέλο Δ1) ή κατά 3m μεγαλύτερο (Μοντέλο Δ2) ύψος βάρθρων, ώστε μαζί με τις γέφυρες των προηγούμενων κατηγοριών (Β, Γ) να καλύπτεται ένα ευρύ συχνοτικό φάσμα ταλάντωσης της γέφυρας αναφοράς.

Ένα πρόσθετο ζήτημα το οποίο χρίζει διερεύνησης είναι ο τρόπος στήριξης του καταστρώματος στα ακρόβαθρα αλλά και οι συνθήκες αλληλεπίδρασης του τελευταίου στο έδαφος. Έτσι, αρχικά μορφώνεται μια γέφυρα ταυτόσημη του Μοντέλου Α, για την οποία όμως γίνεται η υπόθεση πάκτωσης του καταστρώματος στο αριστερό ακρόβαθρο (Μοντέλο Ε1). Πρόκειται για έναν μονολιθικό τρόπο σύνδεσης όχι ιδιαίτερα συνηθισμένο, που εφαρμόζεται κυρίως στις Ηνωμένες Πολιτείες σε περιπτώσεις μικρού μήκους ακροβάθρων (μοντέλο Ε2). Παράλληλα εξετάζεται η περίπτωση ενδόσιμου εδάφους πίσω από τα ακρόβαθρα, η οποία και προσομοιώνεται με κατάλληλα ελατήρια στην διαμήκη και την εγκάρσια διεύθυνση, για την εκτίμηση των οποίων χρησιμοποιείται η «μέθοδος αλληλεπίδρασης εδάφους-ακροβάθρων» των Karantzakis & Spyrakos (2000). Τέλος, μελετάται και η περίπτωση όπου η κίνηση του καταστρώματος επί του ακροβάθρου είναι ελεύθερη, μέχρι ενός ορίου μετακίνησης, στην εγκάρσια διεύθυνση (Μοντέλο Ε3). Πρόκειται για μια σύγχρονη τάση κατασκευής η οποία έχει ενδιαφέρον να μελετηθεί έναντι ασύγχρονης κίνησης.

Η διεύθυνση διάδοσης των σεισμικών κυμάτων είναι ένα πρόσθετο σημαντικό ζήτημα το οποίο διερευνήθηκε στο πλαίσιο της παραμετρικής ανάλυσης, καθώς δεν είναι προφανής ο βαθμός στον οποίον η ευνοϊκή ή δυσμενής επιρροή της ασύγχρονης εγκάρσιας διέγερσης στην δυναμική απόκριση μιας γέφυρας μπορεί να γενικευτεί και για την περίπτωση που ο σεισμικός κραδασμός διαδίδεται παράλληλα ή υπό γωνία ως προς τον άξονα της γέφυρας. Έτσι, μελετάται η δυναμική συμπεριφορά μιας κατασκευής (Μοντέλο Ζ1) όταν αυτή υπόκειται σε ασύγχρονη διέγερση κατά μήκος του άξονά της

Παράλληλα, κρίθηκε σκόπιμο να επαναληφθεί η ανάλυση με μοναδική διαφοροποίηση την αρχική παραδοχή αναφορικά με τη διέγερση στο βραχύδες υπόστρωμα προκειμένου να διερευνηθεί πιθανή ευαισθησία των αποτελεσμάτων στο συχνοτικό περιεχόμενο του προσπίπτοντος σεισμικού κραδασμού. Για τον λόγο αυτόν,

και για μια κατασκευή (Μοντέλο Z2) της οποίας τα γεωμετρικά και δυναμικά χαρακτηριστικά ταυτίζονται απόλυτα με αυτά του Μοντέλου Α, επελέγη αντί της χρονοσειράς του σεισμού της Αθήνας όπως αυτός καταγράφηκε στον σταθμό της Καλλιθέας, εναλλακτικό επιταχυνσιογράφημα ανηγμένο στην ίδια μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (0.24g) από τον σεισμό της Loma Prieta και συγκεκριμένα την θέση Gilroy (Σχήμα 7.12). Είναι φανερό πως και οι δύο καταγραφές ανάγονται σε συνθήκες βράχου μέσω διαδικασίας αποσυνέλιξης (deconvolution) καθώς προορίζονται για χρήση σε ανάλυση εδαφικής απόκρισης.

Επιπρόσθετα των παραπάνω μοντέλων μορφώνονται επιλέγονται πέντε κατασκευές οι οποίες διαφέρουν από την γέφυρα αναφοράς (Α) μόνο ως προς τις διαστάσεις. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η περίπτωση μιας γέφυρας συνολικού μήκους 400m με άνοιγμα 50m (Μοντέλο Η1) σε αντιπαραβολή με μία γέφυρα ίσου μήκους και διπλάσιου ανοίγματος (Μοντέλο Η2). Αντίστοιχα μελετάται η δυναμική συμπεριφορά γεφυρών 600m έχουσες 12, 6 και 4 ανοίγματα αντιστοίχως.

Βέβαια δεν θα ήταν ρεαλιστικό να υποθέσει κανείς πως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του καταστρώματος μιας γέφυρας διαφορετικού μήκους ανοίγματος θα παρέμεναν τα ίδια με αυτά του Μοντέλου Α εάν ο σχεδιασμός πραγματοποιούνταν από την αρχή. Έτσι, για τις περιπτώσεις των γεφυρών (Η2, Η4, Η5) με άνοιγμα μεγαλύτερο των 50m, για το οποίο σχεδιάστηκε ο φορέας του καταστρώματος, πραγματοποιείται κατάλληλη τροποποίηση της δυσκαμψίας του συστήματος βάθρο – καταστρώματος ώστε ο λόγος των επιμέρους δυσκαμψιών ανηγμένων στο μήκος του στοιχείου να παραμένει σταθερός, δηλαδή:

$$\left[\frac{EI_{Κατ} / L}{EI_{Βάθρο} / H} \right]_{Μοντ.Α} / \left[\frac{EI_{Κατ} / L}{EI_{Βάθρο} / H} \right]_{Μοντ.Ηj} \quad (1)$$

Επιπρόσθετα, προκειμένου να είναι εφικτή η σύγκριση γεφυρών διαφορετικών διαστάσεων άρα και θεμελιωμένων σε διαφορετικό εδαφικό προφίλ, γίνεται η υπόθεση ότι οι κατασκευές έχουσες μήκος μεγαλύτερο των 200m (Η1, Η2, Η3, Η4, Η5), διαθέτουν κοινό κεντρικό μέρος μήκους 200m το οποίο ταυτίζεται ουσιαστικά με το μοντέλο

Α, τόσο από άποψη ύψους βάθρων όσο και εδαφικών συνθηκών (άρα και μητρώου δυναμικής δυσκαμψίας). Οι είκοσι διαφορετικές περιπτώσεις γεφυρών που μελετώνται συνοψίζονται εποπτικά στον Πίνακα 1.

3.3 Διαφορετικά σενάρια σεισμικής διέγερσης

Προκειμένου να διερευνηθεί ο βαθμός στον οποίο η δυναμική συμπεριφορά των γεφυρών επιρρεάζεται από την πολυπλοκότητα της ανάλυσης και τους διαφορετικούς συνδυασμούς συνεκτίμησης της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής κίνησης, των τοπικών εδαφικών συνθηκών και της αλληλεπίδρασης του εδάφους με την θεμελίωση και την κατασκευή, διαμορφώνονται διαφορετικά σενάρια διέγερσης για κάθε μία από τις είκοσι γέφυρες που μελετώνται. Ως μέτρο αναφοράς μεταξύ των σεναρίων διέγερσης της κάθε γέφυρας με την ονομασία Σενάριο 1 (Σ1), ορίζεται η απλούστερη και πλέον διαδεδομένη στην πράξη προσέγγιση ανάλυσης η οποία θεωρεί πως η κατασκευή είναι πλήρως πακτωμένη στις βάσεις των βάθρων, διεγείρεται με απολύτως ομοιόμορφο και σύγχρονο τρόπο, ενώ οι τοπικές εδαφικές συνθήκες δεν λαμβάνονται υπόψη παρά μόνο μέσω του (ενιαίου) φάσματος σχεδιασμού που στην προκειμένη περίπτωση αφορά την καταγραφή της Καλλιθέας, από τον σεισμό της Αθήνας και ως εκ τούτου αντιστοιχεί σε γενικά μέσης προς μεγάλης σκληρότητας εδαφικούς σχηματισμούς.

Με βάση το σενάριο αυτό αναφοράς, δομούνται οι υπόλοιπες προσεγγίσεις διέγερσης που οποίες σταδιακά αυξάνουν την πολυπλοκότητα της ανάλυσης. Έτσι, στο πλαίσιο του Σεναρίου 2 (Σ2) η διέγερση παύει να είναι σύγχρονη και χαρακτηρίζεται από την χρονική υστέρηση που προκύπτει εκ της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων με πεπερασμένη ταχύτητα, χωρίς όμως να διαφοροποιείται χωρικά ως προς το συχνοτικό της περιεχόμενο. Αντίστοιχα, το Σενάριο 3 (Σ3) αντιπροσωπεύει την περίπτωση όπου εκτός της διαφοράς φάσης λαμβάνεται υπόψη η απώλεια του συγχροτισμού των σεισμικών κυμάτων εξαιτίας των πολλαπλών ανακλάσεων, διακλάσεων και επαλληλιών που λαμβάνουν χώρα κατά την διάδοσή τους εντός του εδαφικού μέσου. Το συγκεκριμένο σενάριο συνεπώς ακολουθεί την «Προσέγγιση Β» που

περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4, αξιοποιώντας το μοντέλο συγχροτισμού των Lucio & Wong (1986).

Η περισσότερο ρεαλιστική υπόθεση ότι η γέφυρα δεν κατασκευάζεται επί του (ομοιόμορφου) σκληρού εδάφους των σεναρίων Σ1, Σ2 και Σ3 αλλά επί του σχετικά μαλακότερου, πολυστρωματικού και χωρικά διαφοροποιημένου εδαφικού προφίλ το οποίο χαρακτηρίζεται από τις μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες του Σχήματος 2, αποτελεί την βάση του Σεναρίου 4 (Σ4). Επιπρόσθετη διαφοροποίηση των χαρακτηριστικών της σεισμικής κίνησης πραγματοποιείται στο πλαίσιο του Σεναρίου 5 (Σ5) εξαιτίας της, εκ της σχετικής τους δυσκαμψίας, κινηματικής αλληλεπίδρασης του εδάφους με την πασσαλοθεμελίωση. Οι συνθετικές αυτές κινήσεις που προκύπτουν στο επίπεδο της θεμελίωσης του κάθε βάθρου, οποίες αποτελούν την περισσότερο ρεαλιστική μορφή σεισμικής διέγερσης καθώς είναι διαφορετικές σε κάθε βάθρο της γέφυρας, το συχνοτικό τους περιεχόμενο αποτυπώνει την επιρροή των ιδιαίτερων εδαφικών συνθηκών σε κάθε θέση, ενώ υπόκεινται σε πρόσθετο φιλτράρισμα στο πεδίο των συχνοτήτων εξαιτίας της κινηματικής αλληλεπίδρασης. Οι κινήσεις αυτές επιβάλλονται ως «διέγερση εισαγωγής» ('Foundation Input Motion') κατά Gazetas et al. (1995) στις είκοσι υπό μελέτη γέφυρες, θεωρώντας αρχικά ότι τα βάθρα εδράζονται μέσω απόλυτα άκαμπτης και άστρεπτης θεμελίωσης (Σ5). Η πλήρης συνεκτίμηση της εδαφικής ενδοσιμότητας και της απόσβεσης του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης αποτελεί την ανάλυση μέσω του Σεναρίου 6 (Σ6).

4. ΔΙΑΦΟΡΙΚΕΣ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΥΠΟ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΑ ΣΕΝΑΡΙΑ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ

4.1 Επιρροή της διαφοράς φάσης

Προκειμένου να διερευνηθεί η σχετική επιρροή της συνεκτίμησης της άφιξης των σεισμικών κυμάτων στην βάση των βάθρων με χρονική υστέρηση όπως πραγματοποιείται στο σενάριο Σ2, ως προς την «κλασσική» προσέγγιση της απολύτως σύγχρονης κίνησης (Σ1), οι σχετικές μετακινήσεις παρουσιάζονται στην κανονικοποιημένη μορφή ($\Sigma 2/\Sigma 1$) του Σχήματος 3. Είναι φανερό ότι, η τιμή του λόγου $\Sigma 2/\Sigma 1 > 1.0$ αντιπροσωπεύει την δυσμενή (αυξητική) επιρροή του συνυπολογισμού της διαφοράς

φάσης στις μετακινήσεις και τα φορτία διατομής των γεφυρών, ενώ αντίστοιχα η τιμή του λόγου $\Sigma 2/\Sigma 1 < 1.0$ συνδέεται με ευμενή δυναμική συμπεριφορά των γεφυρών σε σχέση πάντα με την περίπτωση σύγχρονης διέγερσης.

Από την προσεκτική αξιολόγηση του Σχήματος 3 προκύπτει ότι η υπόθεση πως ο σεισμικός κραδασμός ταξιδεύει με πεπερασμένη ταχύτητα κατά μήκος της γέφυρας σε γενικές γραμμές οδηγεί σε αύξηση των σχετικών μετακινήσεων σε σχέση με αυτές που καταγράφηκαν στην περίπτωση της απολύτως σύγχρονης κίνησης, της τάξης του 5-40% για τις περιπτώσεις των μικρού μήκους γεφυρών και του 350% στην πλέον εκτεταμένη από άποψη χρόνου υστέρησης περίπτωση μιας εκ των γεφυρών μήκους 600m.

Θα πρέπει βέβαια στο σημείο αυτό να τονιστεί πως καθώς τα βάθρα μιας γέφυρας ταλαντώνονται, εκ της διαφοράς φάσης, σε διαφορετικά σημεία του αυτού μετακινήσιογραφήματος οι αναπτυσσόμενες σχετικές μετακινήσεις έχουν αναπόφευκτα τυχηματικό χαρακτήρα. Για τον σκοπό αυτόν απαιτείται η πύκνωση των παραμετρικών αναλύσεων η οποία και θα επιτρέψει την ασφαλέστερη εξαγωγή μέσου όρου και λοιπών στατιστικών μεγεθών. Προσεγγιστικά πάντως, μελετώντας κανείς την δυναμική απόκριση του Μοντέλου Z2, το οποίο διεγείρεται με την εναλλακτική σεισμική κίνηση που αντιστοιχεί στον σεισμό της Loma Prieta – Gilroy, παρατηρεί πως σε γενικές γραμμές οι ανωτέρω δυσμενής επιρροή της διαφοράς φάσης στις σχετικές μετακινήσεις εξακολουθεί να ισχύει. Συνεπώς, μπορεί να ειπωθεί πως οι ανωτέρω παρατηρήσεις πράγματι καταδεικνύουν την ποιοτική εξάρτηση των σχετικών μετακινήσεων από τις παραδοχές διάδοσης των σεισμικών κυμάτων και όχι τις τελικές και απόλυτες τιμές αύξησης τους. Δεν παύουν όμως να αποτελούν μια πολύ σημαντική ένδειξη της ευαισθησίας των διαφορικών μετακινήσεων στον ασύγχρονο χαρακτήρα της διέγερσης και της πιθανώς σημαντικής αύξησής τους υπό συγκεκριμένες συνθήκες η οποία και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

4.2 Επιρροή της απώλειας συγχροτισμού

Στην περίπτωση κατά την οποία η διαφορά φάσης συνδυάζεται με ένα μοντέλο απώλειας συγχροτισμού (Σ3), η δυναμική

συμπεριφορά των 20 γεφυρών ακολουθεί σε γενικές γραμμές τα όσα ελέχθησαν αναφορικά με την περίπτωση της μεμονωμένης εκτίμησης της χρονικής υστέρησης. Όπως και στην προηγούμενη ενότητα, οι σχετικές μετακινήσεις κανονικοποιούνται ως προς τις αντίστοιχες τιμές της «κλασσικής» προσέγγισης της σύγχρονης διέγερσης του σεναρίου Σ1 (Σχήμα 4). Από την μελέτη του τρόπου μεταβολής των διαφορικών μετακινήσεων προκύπτει ότι δείχνουν την τάση να αυξάνουν σημαντικά με το συνολικό μήκος των γεφυρών. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η απώλεια του συγχροτισμού των σεισμικών κυμάτων είναι επίσης συνάρτηση της απόστασης με αποτέλεσμα γέφυρες μεγάλου μήκους να διεγείρονται με σημαντικά λιγότερο συσχετισμένες μεταξύ τους σεισμικές κινήσεις, ή αλλιώς, κινήσεις οι οποίες χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερη τυπική απόκλιση για κάθε χρονική στιγμή t . Όπως και προηγουμένως, το συνολικό μήκος γέφυρας της τάξης των 400m μπορεί να χαρακτηριστεί ως μια οριακή τιμή πέρα από την οποία όλα τα μεγέθη αυξάνονται σημαντικά. Στην προκειμένη περίπτωση, οι οι σχετικές μετακινήσεις τριπλασιάζονται (αύξηση 350%). Στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί πως ο Ευρωκώδικας 8, ο μόνος αντισεισμικός κανονισμός που οριοθετεί ποσοτικά τις περιπτώσεις όπου φαινόμενα ασύγχρονης κίνησης θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη, ορίζει τα 600m ως το όριο συνυπολογισμού της χωρικής μεταβλητότητας, διάταξη που με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις κρίνεται ότι είναι δυνατό να οδηγήσει σε υποτίμηση των αναμενόμενων μεγεθών μετακίνησης.

Είναι επίσης αξιοσημείωτο ότι η αύξηση της μεταβλητότητας των κινήσεων εισαγωγής, παρόλο που γενικά οδηγεί σε αύξηση της διασποράς της απόκρισης (π.χ. το εύρος των μεγεθών απόκρισης μεταξύ των βάθρων μεγαλώνει), εντούτοις δεν μπορεί να θεωρηθεί ότι «περνάει» στην κατασκευή αναλογικά. Με άλλα λόγια, κινήσεις λιγότερο συσχετισμένες δεν παράγουν κατ'ανάγκη εξίσου ασυσχέτιστη απόκριση της ανωδομής καθιστώντας την εκ των προτέρων εκτίμηση της επιρροής της χωρικής μεταβλητότητας στην δυναμική απόκριση των γεφυρών ιδιαίτερα δύσκολη. Επιβεβαιώνεται συνεπώς το συμπέρασμα ότι, η τελική δυναμική συμπεριφορά των γεφυρών, ώντας άθροισμα της ψευδοστατικής και δυναμικής συνιστώσας

δεν είναι δυνατό να προβληθεί εύκολα προκαταβολικά καθώς αποτελεί συνάρτηση τόσο των χαρακτηριστικών της σεισμικής κίνησης όσο και των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής.

Σε ότι αφορά τις σχετικές μετακινήσεις, αυτές αυξάνονται εξίσου σημαντικά όσο το συνολικό μήκος της γέφυρας αυξάνει γεγονός που αποτυπώνεται και στα Σχήματα 7.28 και 7.29. Το γεγονός αυτό μπορεί να αποβεί καθοριστικής σημασίας διότι η διαφορική κίνηση της κεφαλής δύο διαδοχικών βάθρων αποτελεί παράγοντα έντασης του καταστρώματος ενώ υπό συγκεκριμένες συνθήκες στήριξης βάθρων-καταστρώματος είναι δυνατό το τελευταίο να απωλέσει την στατική του ισορροπία (unseating). Προς την κατεύθυνση αυτή, επιχειρήθηκε η συσχέτιση του μέσου όρου μ και της τυπικής απόκλισης σ του λόγου μεταβολής $\Sigma 3/\Sigma 1$ των σχετικών μετακινήσεων για όλα τα βάθρα των 20 γεφυρών με το συνολικό μήκος της κατασκευής (200m, 400m ή 600m). Από την στατιστική επεξεργασία των συγκριτικών αυτών δεδομένων προκύπτει ότι τόσο ο μέσος όρος μ όσο και η τυπική απόκλιση σ δείχνουν μια τάση να αυξάνονται λογαριθμικά με την απόσταση και συνεπώς να εκφραστούν με τις εμπειρικές σχέσεις παλινδρόμησης του Σχήματος 7.30. Αυτό σημαίνει ότι θα ήταν δυνατόν, στην λογική ενός δυσμενούς σεναρίου που εκφράζεται ως το άθροισμα $\mu + \sigma$, να οριστεί ένας παράγοντας ενίσχυσης των σεισμικών διαφορικών μετακινήσεων R_D ο οποίος να αυξάνει τις υπολογισθείσες εκ της σύγχρονης διέγερσης σχετικές μετακινήσεις ανάλογα με το μήκος της γέφυρας. Ο παράγοντας αυτός μπορεί να γραφεί ως:

$$\delta_a = R_D \delta_s = (0.8 \ln(L) - 2.8) \delta_s \quad (2)$$

Για παράδειγμα, για μια γέφυρα μήκους 450m, οι αναμενόμενες σχετικές μετακινήσεις αναμένεται να είναι διπλάσιες αυτών που υπολογίζονται μέσω της «κλασσικής» ανάλυσης σύγχρονης διέγερσης. Είναι φανερό ότι η σχέση (7.3) έχει εμπειρικό χαρακτήρα, αφορά γέφυρες μήκους $L < 600m$ και να και έχει προκύψει από πλήθος γεφυρών εντούτοις απαιτεί εκτεταμένες παραμετρικές αναλύσεις ως προς τα χαρακτηριστικά του σεισμού αναφοράς και τις εδαφικές συνθήκες προκειμένου να επαλληθευτεί πλήρως. Δεν παύει όμως να αποτελεί μια προσεγγιστική έκφραση, η οποία ελλείψει άλλων δεδομένων

μπορεί να βοηθήσει στη κατασκευαστική διαμόρφωση μεγαλύτερου πλάτους έδρασης του καταστρώματος.

4.3 Επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών

Όταν συμπληρωματικά της διαφοράς φάσης και της μείωσης του συγχροτισμού, συνεκτιμάται και ο ρόλος του εδαφικού προφίλ στην διαφοροποίηση της σεισμικής κίνησης από θέση σε θέση (Σ4) τότε επιρρεάζονται τόσο οι συντιθέμενες σεισμικές κινήσεις όσο και η τελική δυναμική απόκριση των γεφυρών που εξετάζονται. Και πάλι, τα μεγέθη απόκριση παρουσιάζονται σε ανηγμένη μορφή (Σχήμα 7.31), αυτή τη φορά όμως ως προς την αμέσως προηγούμενη περίπτωση παραδοχής ομοιόμορφου εδάφους (Σ3) ώστε να απομονωθεί και να αναδειχθεί τελικά η σημασία της διαφοροποίησης των εδαφικών συνθηκών κατά μήκος της γέφυρας.

Παράλληλα, από την μελέτη των σεισμικών κινήσεων εισαγωγής που παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.30 για την περίπτωση της γέφυρας με τις περισσότερες έντονες διαφορικές μετακινήσεις των βάθρων (H3) επιβεβαιώνεται ότι οι διακριτές σε κάθε θέση στήριξης εδαφικές συνθήκες αποτελούν έναν σημαντικό παράγοντα χωρικής μεταβλητότητας και συνεπώς θα πρέπει να συνεκτιμάται στο πλαίσιο της όσο το δυνατόν περισσότερο ρεαλιστικής προσέγγισης.

4.4 Επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής

When kinematic interaction is included in the analysis (SC5) filtering of the higher frequencies takes place. For this reason, the absolute and relative pier top displacements as well as the pier base bending moments, are uniformly decreased with respect to site effects stage (SC4/SC3) by up to 10%, Inertial interaction (SC6) on the other hand, had, as anticipated, an important effect on the bridge response in terms of displacements. A general increase by approximately 30% on average is observed in the absolute displacements.

Finally, it is also important to note that, as soil varies between support points, the inclusion of a (different) foundation flexibility and damping set below each pier is a source of input motion variability as well, especially

in the case of different pile configurations or foundation types, thus leading to an increase of the importance of asynchronous motion and its subsequent effects.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε επίπεδο σχετικών μετακινήσεων από την άλλη, η διαφορά φάσης και η απώλεια της συνάφειας της κίνησης είναι δυνατό να είναι ιδιαίτερα δυσμανής ακόμη και σε μικρού μήκους γέφυρες, ενώ η εν λόγω αύξηση είναι τόσο περισσότερο έντονη όσο μεγαλύτερο είναι το μήκος της κατασκευής, παρουσιάζοντας λογαριθμική συμπεριφορά τουλάχιστον μέχρι το μήκος των 600m.

Η σεισμική κίνηση εν τέλει είναι πάντοτε διαφορετική από θέση σε θέση όχι μόνο εξαιτίας της διαφοράς φάσης και της απώλειας συγχροτισμού αλλά επίσης λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών, της κινηματικής αλληλεπίδρασης και της (πιθανής) ασύγχρονης διαρροής των βάθρων στην βάση τους.

Εντούτοις, η αυξημένη μεταβλητότητα της εισερχόμενης στην κατασκευή σεισμικής κίνησης δεν οδηγεί πάντοτε σε κατ' αναλογία αυξημένη τυπική απόκλιση μεταξύ των μετακινήσεων απόκρισης.

Τα φαινόμενα της χωρικής μεταβλητότητας, των τοπικών εδαφικών συνθηκών και της αλληλεπίδρασης εδάφους-θεμελίωσης και ανωδομής είναι εντόνως συζευγμένα και η σχετική του σημασία δεν είναι δυνατό να εκτιμηθεί με ευκολία προκαταβολικά, για τον λόγο αυτόν θα πρέπει να αντιμετωπίζονται στο πλαίσιο μιας γενικευμένης μεθοδολογίας.

Η υπόθεση συγκεκριμένων σεναρίων για την σύνθεση σεισμικών κινήσεων δεν οδηγεί σε ταυτόχρονα ευνοϊκή μεταβολή όλων των μεγεθών σε καμία περίπτωση. Εντούτοις, σε συγκεκριμένες περιπτώσεις ήταν μόνο οι σχετικές μετακινήσεις οι οποίες σε αντίθεση με τα υπόλοιπα μεγέθη αυξήθηκαν σημαντικά. Κατά συνέπεια, είναι στην κρίση του μελετητή να αντιμετωπίσει το πρόβλημα των σχετικών μετακινήσεων με τα κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα ώστε να εκμεταλλευτεί την απομείωση των υπολοίπων εντατικών μεγεθών και απολύτων μετακινήσεων. Προς αυτή την κατεύθυνση βέβαια είναι προφανές ότι απαιτείται η αξιόπιστη εκτίμηση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής.

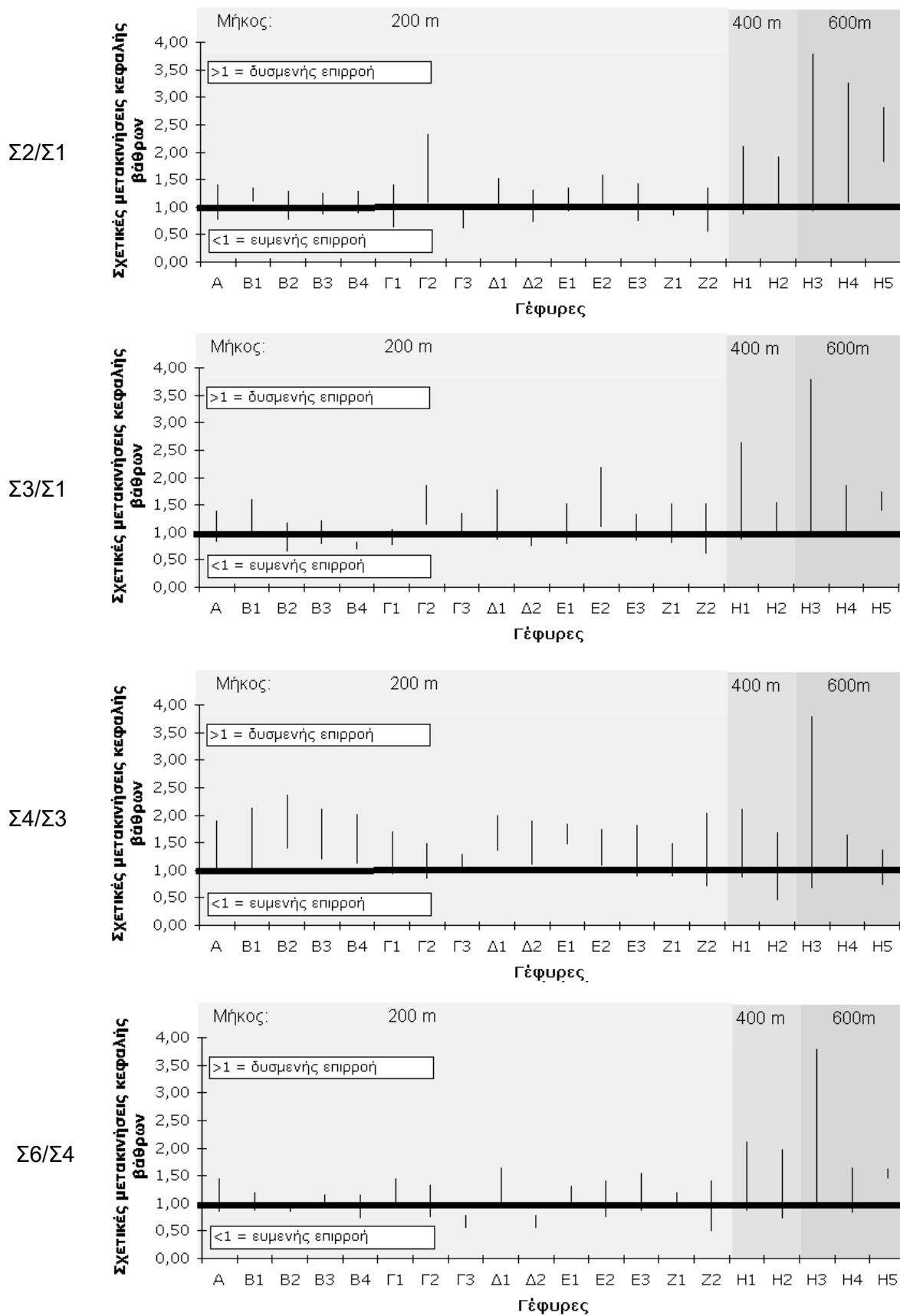
Η παραμετρική ανάλυση, παρότι εκτεταμένη, θα πρέπει να επεκταθεί ώστε να εδραιωθεί ένα ευρύτερο επίπεδο αξιοπιστίας και σταθερότητας των εξαγόμενων στο παρόν αποτελεσμάτων και παρατηρήσεων. Θα ήταν ιδιαίτερα ενδιαφέρον, να διερευνηθεί ο βαθμός στον οποίον οι παραπάνω παρατηρήσεις ισχύουν για την περίπτωση σημαντικά διαφορετικών χαρακτηριστικών της σεισμικής κίνησης, του εδάφους και της θεμελίωσης.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Anastasiadis, A ; Demosthenous, M., Dimitriu, P. ; Karakostas, C ; Klimis, N ; Lekidis, V. ; Margaris, B. ; Papaioannou, C. ; Papazachos, C. and N Theodulidis (2001) 'The Athens (Greece) earthquake of 7 september 1999: preliminary report on strong motion data and structural behaviour', Journal 'STOP DISASTERS', 2001 (in press).
- Computers and Structures Inc. (1999) "SAP 2000 Nonlinear Version 7.12. User's Reference manual". Berkeley, California.
- Der Kiureghian, A. & Keshinshian, P. (1997). "Effects of incoherence, Wave Passage and Spatially Varying Site Conditions on Bridge Response". Proc. of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of Seismic Motion, NCEER, 393-407.
- Gazetas, G.; Mylonakis, G and A. Nikolaou (1995) "State-of-the art (SOA10). Simple Methods for the Seismic Response of Piles Applied to Soil-Pile-Bridge Interaction", *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, April 2-7, Volume III, St. Louis, Missouri, 1547-1556.
- Hao, H. (1989) "Effects of spatial variation of ground motions on Large multiply-supported structures", UBC/EERC-89/06, Berkeley: EERC, University of California.
- Kappos, A.J. & Sextos, A. (2001) "Effect of foundation compliance on the lateral load response of R/C bridges," *Journal of Bridge Engineering*, ASCE ; Vol. 6 (2), 120-130.
- Κάππος, Α. & Σέξτος, Α. (1999) "Βελτίωση της σεισμικής συμπεριφοράς γεφυρών από Ο/Σ με κατάλληλη επιλογή του τύπου της θεμελίωσης", 13ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο, III, 349-360.
- Keshishian, P. & Der Kiureghian, A. (1998) "Effect of Soil-Bridge Interaction on Response to Spatially Varying Ground Motion", *Structural Engineering World Wide 1998*, Oxford, England, file T149-3.
- Monti, G. ; Nuti, C. ; Pinto, P. and Vanzi, I. (1994) "Effects of non-synchronous seismic input on the inelastic response of bridges", *Proceedings of the 2nd International Workshop on Seismic Design of Bridges* , Queenstown, New Zealand, 1, 90-107.
- Price, T.E. ; Eberhard, M.O. (1998) "Effects of Spatially Varying Ground Motions on Short Bridges", *Journal of Structural Engineering*, 124 (8), 948-955.
- Saxena, V. ; Deodatis, G. & Shinozuka, M. (2000) "Effect of Spatial Variation of Earthquake Ground Motion on the nonlinear dynamic response of highway bridges", 12th World Conference on Earthquake Engineering, CDROM Volume, No 2227.
- Σέξτος, Α. , Μάκρα, Κ & Πιπιάκης, Κ. (1999) "Αποτίμηση των σεισμών σχεδιασμού κατά EC8, UBC/97 και NEAK μέσω καταγραφών και αναλύσεων", 13^ο Ελληνικό Συνέδριο Σκυροδέματος, Ρέθυμνο, III, 168-184.
- Σέξτος, Α. , Πιπιάκης, Κ. & Κάππος, Α. (2001) "Γενικευμένη μεθοδολογία κατασκευής σεισμικών σεναρίων σεισμικής κίνησης για τον αντισεισμικό σχεδιασμό γεφυρών" 4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαντολογικής Μηχανικής, Αθήνα, II, 321-328.
- Sextos, A., Pitilakis, K. & Kappos, A. (2001) "A global approach for dealing with spatial variability of ground motion, site effects, soil-structure interaction and nonlinearity in RC bridges: Part A. verification study", submitted for publication to EESD.
- Sextos, A., Pitilakis, K. & Kappos, A. (2001) "A global approach for dealing with spatial variability of ground motion, site effects, soil-structure interaction and nonlinearity in RC bridges: Part B. Parametric study", submitted for publication to EESD.
- Shinozuka, M. ; Saxena, V. & G. Deodatis, G.(2000) "Effect of Spatial Variation of Earthquake Ground Motion on highway structures", Technical Report. MCEER-00-0013.

Simeonov, V. ; Mylonakis, G. ; Reinhorn, A. and Buckle, I. (1997) Implications of spatial variation of ground motion on the seismic response of bridges: Case study, *Proceedings of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation*

of Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities, 359-392.
Zerva, A. & Harada, T. (1997) "Effect of surface layer stochasticity on seismic ground motion coherence and strain estimates", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16, (7-8), 445-457.



Σχήμα 3: Ανηγγμένη μεταβολή των διαφορικών μετακινήσεων του καταστρώματος για διαφορετικά σενάρια δυναμικής ανάλυσης (Σ2/Σ1, Σ3/Σ1, Σ4/Σ3 και Σ6/Σ4)

Figure 3: Normalised differential movement variation for various scenarios of dynamic analysis

